



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Réutilisation des eaux non conventionnelle

THEME :

**Dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées
urbaine de Ouled – Driss wilaya de -SOUK AHRAS -**

Présenté par :

DEBBAH Ahmed Anis

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AMMOUR Fadhila	M.A.A	Président
SADOUNE Samra	M.C.B	Examineur
TAFAT Leila	M.A.A	Examineur
KOLIAI Djafar	Associé	Examineur
BETATACHE Hayet	M.C.B	Promotrice

Session : Novembre 2021

Dédicace

Je dédie ce travail :

- ♥ *A La mémoire de mon grand-père **EL AYACHI** paix a son âme*

- ♥ *A ma famille que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments, pour leur patience illimitée et leur encouragement particulièrement*

- ♥ *A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir ma chère mère **Lylia***

- ♥ *A l'homme qui a toujours été à mes côtés pour me soutenir et encourager mon cher père **Azzedine***

- ♥ *A mes chers frangins **Ilyes, Racim***

- ♥ *A ma chère copine **Dr N.A** pour son grand amour et son soutien tout au long de mon parcours*

- ♥ *A mes très chers amis : **Anis, Taki, Housseem, Islam, Mahdi, Aziz, Lazhar**, ainsi que toute la promo 2016/2017*

Remerciements

Au nom de Dieu, le Bienveillant, le Miséricordieux, la paix et la bénédiction soient sur le prophète Mohammad, sur sa famille et tous ses compagnons.

A l'occasion de la fin de ce travail, Nous exprimons d'abord nos profonds remerciements à Allah, de nous avoir accordé la santé, l'engagement et le courage, la foi et la volonté d'achever ce travail.

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à ma promotrice **Mme BETATACHE HAYAT** pour ses orientations, ses précieux conseils et sa contribution dans l'élaboration de ce travail.*

Je remercie les enseignants de L'école nationale supérieure d'hydraulique et tous les enseignants qui nous ont aidés de près ou de loin pendant toutes nos années d'études.

*J'adresse aussi mes remerciements à **Mr Azzedine Kouhil** pour toutes les aides qui ont contribuées à l'élaboration de ce mémoire.*

الملخص :

تشهد الجزائر تفاقم ظاهرة التلوث البيئي وهذا يعود الى كمية المياه المستعملة التي تصرف مباشرة نحو الوديان و البحار والمحيطات نتيجة الاكتظاظ السكاني, لذلك اشترعت السلطات على انشاء محطات تصفية المياه المستعملة بتقنية الحماية المنشطة لتحديد ابعاد المحطة من خلال اتباع عدة مراحل وهذا للحد من التلوث البيئي و الاستفادة من المياه المصفاة لدواعي زراعية او من اجل استعمالها للمحافظة على السدود الموجهة للشرب.

الهدف من هذه الدراسة هو انشاء محطة تطهير المياه المستعملة باستعمال الحماية المنشطة على مستوى بلدية اولاد دريس بولاية سوق اهراس من اجل الحفاظ على الوسط الطبيعي و الصحة العمومية و لاعادة استعمال المياه المطهرة في سقي الاراضي الفلاحية و الحفاظ على سد واد جدره.

الكلمات المفتاحية : التلوث البيئي - مياه الصرف - محطة تصفية المياه المستعملة - الحماية المنشطة - الاراضي الزراعية - السدود

Résumé :

L'Algérie connaît une exacerbation du phénomène de pollution de l'environnement, et cela est dû à la quantité d'eaux usées qui se déversent directement dans les vallées, les mers et les océans en raison de la surpopulation. Par conséquent, les autorités ont procédé à la mise en place de stations d'épuration des eaux usées utilisant les boues activées. En passant par des étapes permettant de déterminer les dimensions de la station et ceci afin de réduire la pollution de l'environnement et de bénéficier de l'eau filtrée pour des raisons agricoles et pour entretenir des barrages destinés à la consommation.

Le but de cette étude est de mettre en place une station d'épuration des eaux usées à boues activées sur la commune d'Ouled Driss wilaya de Souk Ahras afin de préserver l'environnement naturel et la santé publique et de réutiliser les eaux épurées dans l'irrigation des terres agricoles et la préservation du barrage d'Oued Djedra.

Mots clés : pollution de l'environnement - eaux usées - station d'épuration - boues activées - Terres agricoles - Barrages

Abstract :

Algeria is witnessing an exacerbation of the phenomenon of environmental pollution, and this is due to the amount of waste water that is drained directly into valleys, seas and oceans as a result of overpopulation, so the authorities set out to establish wastewater purification stations to reduce environmental pollution.

The aim of this study is to establish a waste water purification station using activated sludge at the municipality of Ouled Driss state of Souk Ahras in order to preserve the natural environment and public health and to re-use the purified water in the irrigation of agricultural lands and the preservation of the Oued Djedra dam.

Key words : environmental pollution - waste water - waste water purification plant - activated sludge - agricultural land - dams

SOMMAIRE

Introduction Générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1	Introduction :	2
I.2	Situation géographique	2
I.3	Situation géologique	2
I.4	Réseau hydrographique	3
I.5	Situation climatique	3
I.5.1	Pluviométrie	4
I.5.2	La température.....	4
I.5.3	L'ensoleillement.....	4
I.5.4	Vitesse de vent :	5
I.5.5	L'humidité :.....	6
I.5.6	L'évaporation :	6
I.6	Situation démographique	7
I.7	Secteur agricole :	8
I.8	Localisation du projet :	9
I.9	Conclusion :.....	10

Chapitre II : Généralités sur les eaux usées

II.1	Introduction	11
II.2	Les origines des eaux usées	11
II.2.1	Les eaux usées domestiques	11
II.2.2	Les eaux usées industrielles	11
II.2.3	Les eaux agricoles	12
II.2.4	Les eaux pluviales	12
II.3	Systemes d'assainissement	12
II.4	Types de pollution	12
II.4.1	Pollution organique	13
II.4.2	Pollution microbiologique.....	13
II.4.3	Pollution minérale	13
II.5	Paramètres de pollution des eaux	13
II.5.1	Paramètres physiques	13
II.5.2	Paramètres chimiques.....	14

II.5.3	Les paramètres microbiologiques.....	16
II.6	Conclusion.....	17

Chapitre III : Les techniques d'épuration des eaux usées

III.1	Introduction	18
III.2	Classification des techniques d'épurations.....	18
III.2.1	Le prétraitement	18
III.2.1.1	Le dégrillage	18
III.2.1.2	Le tamisage	20
III.2.1.3	Le dessablage.....	20
III.2.1.4	Dégraissage-déshuilage	21
III.2.2	Traitement primaire.....	22
III.2.2.1	Les types de décantation	22
III.2.2.2	Les types de décanteurs	24
III.2.3	Traitement secondaire (traitement biologique)	26
III.2.3.1	Les techniques intensives classiques	27
III.2.3.2	Techniques extensives	33
III.2.4	Le traitement tertiaire ou complémentaire	36
III.3	Déshydratation des boues.....	40
III.4	La réutilisation des eaux usées épurées en agricultures	43
III.5	Conclusion.....	44

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.1	Introduction	45
IV.2	Evaluation des charges polluantes	45
IV.3	Les objectifs de qualité et les normes de rejet	47
IV.4	Dimensionnement du déversoir d'orage.....	49
IV.5	Prétraitement.....	52
IV.5.1	Dégrilleur	52
IV.5.2	Le dessablage-déshuilage.....	58
IV.6	Traitement secondaire.....	61
IV.6.1	Dimensionnement du bassin d'aération	62
IV.6.2	Bilan des boues.....	69
IV.6.3	Dimensionnement de clarificateur.....	72
IV.7	Traitement tertiaire	76
IV.7.1	Dimensionnement d'un filtre à sable	76

IV.7.2	Traitement des boues.....	81
IV.7.2.1	Réduction du pouvoir fermentescible ou stabilisation	81
IV.7.2.2	La réduction du volume :.....	82
IV.8	Conclusion.....	89

Chapitre V : Dimensionnement des stations de relevage

V.1	Introduction	91
V.2	Dimensionnement de la station de relevage (SR1).....	92
V.2.1	Calcul du diamètre de la conduite de refoulement	93
V.2.2	Caractéristique des pompes	94
V.2.3	Dimensionnement de la bache d'aspiration	97
V.3	Conclusion	100

Chapitre VI : Calcul hydraulique

V1.1	Introduction	101
V1.2	Côtes du terrain des zones d'implantation des ouvrages.....	101
V1.3	Dimensionnement des conduites entre les ouvrages	101
CONCLUSION GENERALE		108

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

TABLEAU I-1 : REPARTITION MOYENNE MENSUELLE (MOY, MIN, MAX) DE LA TEMPERATURE DE L'AIR EN °C (1993-2008).....	4
Tableau I-2 : Ensoleillement en heures (1993 – 2008).....	4
TABLEAU I-3 : LES VALEURS MOYENNES DE LA VITESSE DU VENT	5
Tableau I-4 : Répartition mensuelle de l'Humidité en % (1993 – 2008)	6
TABLEAU I-5 : REPARTITION MENSUELLE DE L'EVAPORATION MOYENNE EN MM (1993 – 2008).....	6
TABLEAU I-6 : NOMBRE DE POPULATION POUR DIFFERENTS HORIZONS.....	8
Tableau I-7 : Superficie irrigué par types de cultures et système d'irrigation a Souk Ahras.....	8
Tableau I-8 : Superficies irriguées par types d'ouvrages de la wilaya de Souk Ahras.....	9

Chapitre II : Généralités sur les eaux usées

TABLEAU II-1 : LE MODE DE TRAITEMENT EN FONCTION DU RAPPORT (DCO/DBO).....	15
---	----

Chapitre III : Les techniques d'épuration des eaux usées

TABLEAU III-1 : DIFFERENTS PROCEDES PAR BOUE ACTIVEE SELON LEUR CHARGE MASSIQUE ET VOLUMIQUE	32
TABLEAU III-2 : AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES PROCEDEES A FAIBLE ET TRES FAIBLE CHARGE.....	32
TABLEAU III-3 : AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES PROCEDEES A MOYENNE ET FORTE CHARGE.....	33
TABLEAU III-4 : AVANTAGES ET INCONVENIENT DES LAGUNAGES NATURELS	35
TABLEAU III-5 : LES AVANTAGES ET INCONVENANTS DES FILTRES A SABLES	40

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

TABLEAU IV-1 : LES DONNEES DE BASES POUR LE DIMENSIONNEMENT DE LA STEP	45
TABLEAU IV-2 : PARAMETRES DE POLLUTION.....	47
TABLEAU IV-3 : LES QUALITES DE REJETS DANS UN MILIEU RECEPTEUR D'UNE EAU EPUREE	48
TABLEAU IV-4 : ESPACEMENT ET EPAISSEUR DES BARREAUX	53

TABLEAU IV-5: DONNEES DE BASE POUR LE DIMENSIONNEMENT DU DEGRILLEUR GROSSIER A	
L'HORIZON 2025	53
TABLEAU IV-6: DONNEES DE BASE POUR LE DIMENSIONNEMENT DU DEGRILLEUR GROSSIER A	
L'HORIZON 2050	54
TABLEAU IV-7 : DONNEES DE BASE POUR LE DIMENSIONNEMENT DU DEGRILLEUR FIN A	
L'HORIZON 2025	54
TABLEAU IV-8: DONNEES DE BASE POUR LE DIMENSIONNEMENT DU DEGRILLEUR FIN A	
L'HORIZON 2050	55
TABLEAU IV-9: LES VALEURS DE B	55
TABLEAU IV-10: RESULTATS DE DIMENSIONNEMENT DES DEGRILLEURS	
DIMENSIONNEMENT DES DEGRILLEURS	58
TABLEAU IV-11: DONNEES DE BASE POUR LE DIMENSIONNEMENT DU DESSABLEUR-	
DEGRAISSEUR POUR L'HORIZON 2025	58
TABLEAU IV-12: DONNEES DE BASE POUR LE DIMENSIONNEMENT DU DESSABLEUR-	
DEGRAISSEUR POUR L'HORIZON 2050	60
TABLEAU IV-13: DIMENSIONNEMENT D'UN DESSABLEUR-DEGRAISSEUR.....	61
TABLEAU IV-14: RESULTATS DE CALCUL DES AERATEURS	65
TABLEAU IV-15: VALEURS DE A' ET B' EN FONCTION DU TYPE DE TRAITEMENT PAR BOUES	
ACTIVEES	66
TABLEAU IV-16:RESULTATS DE CALCUL DES BESOINS EN OXYGENE	69
TABLEAU IV-17: LES VALEURS DE Im EN FONCTION DE LA NATURE DE L'EFFLUENT.....	70
TABLEAU IV-18: RESULTATS DE BILAN DES BOUES	72
TABLEAU IV-19: RESULTATS DE CALCUL DU CLARIFICATEUR	76
TABLEAU IV-20: PROPRIETES DU LIT DE FILTRATION.....	77
TABLEAU IV-21: CARACTERISTIQUE DES FLUIDES DU RETRO-LAVAGE	78
TABLEAU IV-22: RESULTATS DE CALCUL D'UN FILTRE A SABLE	80
TABLEAU IV-23: CARACTERISTIQUES DE L'EAU USEE EPUREE	81
TABLEAU IV-24: RESULTATS DE CALCUL DE L'EPAISSISSEUR.....	86
TABLEAU IV-25: RESULTATS DE CALCUL DU FILTRE A BANDE	88
TABLEAU IV-26: COMPARAISON DES RESULTAS DE CALCUL DES OUVRAGES POUR LES DEUX	
HORIZONS.....	88

Chapitre V : Dimensionnement des stations de relevage

TABLEAU V-1: LES DONNEES DE STATION DE RELEVAGE	93
--	-----------

TABLEAU V-2: RESULTATS DE DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE RELEVAGE (SR1)	100
--	------------

Chapitre VI : Calcul hydraulique

TABLEAU VI-1: COTES DU TERRAIN NATUREL DES POINTS D'IMPLANTATION DES OUVRAGES	101
--	------------

TABLEAU VI-2: VALEURS DE K, M ET B	102
---	------------

TABLEAU VI-3: LONGUEUR DE CHAQUE TRONÇON	103
---	------------

TABLEAU VI-4: RECAPITULATIF DES DIFFERENTES COTES DES OUVRAGES DE LA STEP	107
--	------------

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

FIGURE I-1 : SITUATION GEOGRAPHIQUE ET ADMINISTRATIVE DE LA COMMUNE D'OULED DRISS	2
FIGURE I-2 : REPRESENTATION DES TEMPERATURES MOYENNES MENSUELLES	4
FIGURE I-3 : HISTOGRAMME DES MOYENNES MENSUELLES D'ENSOLEILLEMENT	5
FIGURE I-4 : HISTOGRAMME DES MOYENNES MENSUELLES DE LA VITESSE DES VENTS	5
FIGURE I-5 : HISTOGRAMME DES MOYENNES MENSUELLES D'HUMIDITE	6
FIGURE I-6 : HISTOGRAMME DES MOYENNES MENSUELLES DE L'EVAPORATION	7
FIGURE I-7 : DIAGRAMME CIRCULAIRE DE CULTURES IRRIGUEES	9
FIGURE I-8 : SITE DE LA FUTURE STEP DE OULED DRISS	10

Chapitre III : Les techniques d'épuration des eaux usées

FIGURE III-1 : GRILLE MECANIQUE DROITE	19
FIGURE III-2 : GRILLE COURBE	20
FIGURE III-3 : SCHEMA DESSABLEUR- DESHUILLEUR	22
FIGURE III-4 : DECANTEUR CIRCULAIRE A PONT RACLEUR	24
FIGURE III-5 : DECANTEUR LONGITUDINAL A PONT RACLEUR	25
FIGURE III-6 : DECANTEUR CYLINDRO-CONIQUE	25
FIGURE III-7 : PRINCIPE DU DECANTEUR LAMELLAIRE	26
FIGURE III-8 : NITRIFICATION ET DENITRIFICATION	27
FIGURE III-9 : SCHEMA DE PRINCIPE D'UN LIT BACTERIEN	28
FIGURE III-10 : LE CYCLE DE L'EAU USEE DANS LE TRAITEMENT BIOLOGIQUE PAR LIT BACTERIEN	28
FIGURE III-11 : SCHEMA DE PRINCIPE DE LA MISE EN ŒUVRE DES DISQUES BIOLOGIQUES	29
FIGURE III-12 : PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT D'UN DISQUE BIOLOGIQUE	30
FIGURE III-13 : BASSIN D'AERATION	31
FIGURE III-14 : FILIERE BOUE ACTIVEE	31
FIGURE III-15 : LES MECANISMES EN JEU DANS UN BASSIN DE LAGUNAGE NATUREL	34
FIGURE III-16 : SCHEMA DE PRINCIPE D'UN LAGUNAGE AERE	36
FIGURE III-17 : DESINFECTION PAR LES RAYONS ULTRA-VIOLETS	39
FIGURE III-18 : DESINFECTION PAR FILTRE A SABLE	39
FIGURE III-19 : COUPE D'UN LIT DE SECHAGE	41

FIGURE III-20 : EXEMPLE D'UN FILTRE A BANDE	43
--	-----------

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Figure IV-1 : Fonctionnement d'un déversoir d'orage.....	50
---	-----------

Figure IV-2: Schéma d'un clarificateur.....	73
--	-----------

FigureIV-3 : épaisseur raclé à entrainement centrale.....	84
--	-----------

Chapitre V : Dimensionnement des stations de relevage

FIGURE V-1 : SCHEMA D'UNE STATION DE RELEVAGE EAUX USEES	92
---	-----------

FIGURE V-2 : PLAN DE SITUATION DE LA STATION DE RELEVAGE ET DE LA STEP	93
---	-----------

FIGURE V-4 : CORRESPONDANCE ENTRE COEFFICIENT RUGOSITE NET LES PARAMETRES DE LECHAPT NT ET CALMON	96
--	-----------

Liste des planches :

Planche n°01 : Plan de situation de la station

Planche n°02 : Profil hydraulique

Planche n°03 : Ouvrages de la station

INTRODUCTION GENERALE :

L'eau est une ressource indispensable pour l'homme et l'environnement, c'est le principal constituant des humains et de la nature. L'eau doit avoir une bonne qualité car si cette eau est d'une mauvaise qualité ça va avoir un impact négatif direct sur l'environnement et toutes les espèces vivantes, la nature elle-même fait une auto épuration pour maintenir la pollution naturelle. Mais ce n'est pas suffisant pour couvrir la pollution commise par les humains, après l'utilisation des eaux pour des différentes activités quotidiennes, ses propriétés changent et deviennent des eaux usées rejetées dans les différents exécutoires naturelles qui conduit automatiquement à la destruction de l'environnement et la contamination des eaux souterraines ainsi que les nappes d'eaux.

Les rejets des eaux augmentent au fil du temps due au accroissement des populations urbaines ainsi que l'augmentation de l'industrialisation, on distingue 3 influents : domestique, ruissèlement, industrielles. C'est pour cela que les stations d'épuration sont mises à disposition des agglomérations et des industries afin de réduire le taux de la pollution et pour protéger les milieux naturels.

Les eaux usées traitées peuvent être utilisées dans plusieurs secteurs exemple dans les industries (refroidissement), aussi pour l'irrigation du a sa richesse en éléments nutritifs, et pour le lavage des rues et des parcs ... En Algérie, le traitement le plus courant pour les eaux usées urbaines c'est le traitement a boues activés.

L'objectif principal de notre étude est de dimensionner une station d'épuration à boues actives pour la protection d'Oued Djedra et d'autre part mettre à la disposition de la région une eau épurée de bonne qualité pour une réutilisation à des fins agricoles. Pour cela il fallait construire une station d'épuration en aval de l'agglomération urbaine située avant l'amont de l'oued pour assurer l'épuration de toutes les eaux usées pour la réutilisation.

Pour cela nous avons mis un plan de travail comme suit :

- Introduction générale.
- Chapitre I: présentation de la zone d'étude.
- Chapitre II : généralités sur les eaux usées.
- Chapitre III : les techniques d'épuration des eaux usées.

- Chapitre IV : dimensionnement de la station d'épuration.
- Chapitre V : dimensionnement des stations de relevage.
- Chapitre VI : calcul hydraulique.
- Conclusion générale



CHAPITRE I
Présentation de la
Zone d'étude

- Au Nord, le massif d'Ouled Driss culminant à plus de 1400m ;
- Au Sud, le massif Tellien Nord de la wilaya à une altitude de 800 m.

Ces massifs montagneux composés essentiellement de roches meubles (argiles, grès, mernes) ont été fragilisés par le phénomène d'érosion avec une pente qui dépasse parfois 25%.

Cette région présente des difficultés géotechniques liées aux inclinaisons des pentes et à la constitution de ses sols, on peut distinguer les différents terrains suivants :

- Affleurement des bancs de calcaires
- Marne et argiles
- Terrasse récente et actuelle des deux oueds respectifs (Hamman) et (Fadane).

I.4 Réseau hydrographique

Le relief accidenté de la commune d'Ouled Driss est entaillé par un réseau hydrographique très dense qui se ramifie sur tout le territoire, il est constitué de :

- Oued El Hamman : il s'écoule du Nord-est vers le Sud-ouest débouchant sur l'Oued Djedra qui est le principal affluent de l'Oued Medjerda.
- Oued El Fedane : c'est le deuxième affluent d'Oued Djedra, s'écoule du Nord-est vers le Sud-est.
- Oueds Halou et Zhila : ils s'écoulent du Nord au Sud pour constituer à la limite Sud d'oued El Mellah.

Le réseau hydrographique est dense et riche en apport pluviométrique, demeure non exploité à cause du relief accidenté qui empêche tous dépôts alluviaux et favorise une érosion active sur les versants nus.

I.5 Situation climatique

L'aspect climatique est un facteur important pour la réalisation d'une station d'épuration. Le climat de la wilaya de Souk Ahras est influencé par des facteurs qui lui donnent des caractéristiques spécifiques. Distant de 80 km de la mer Méditerranée, la pénétration des courants marins et humides est aisée. La wilaya de Souk Ahras distingue un été chaud et un hiver froid et humide.

I.5.1 Pluviométrie

La pluviométrie moyenne est de 729 mm/an au Nord de la wilaya, et de 400mm/an dans la partie sud de la wilaya

I.5.2 La température

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

Tableau I-1 : Répartition moyenne mensuelle (moy, min, max) de la température de l'air en °c (1993-2008)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout	Valeur moyenne
Température Moy (°C)	21.5	17.6	11.8	8.3	7.3	7.8	10.4	12.9	18	22.8	25.9	25.9	15.8
Température Min(°C)	14	9.9	4.2	1.8	1	-0.2	2.3	5	9.8	13.2	16.4	18.2	7.96
Température Max(°C)	30.5	27.5	19.2	15.5	14.7	15.9	21	21.1	28.2	32.7	36.6	36.7	36.7

(Source : Direction des ressources en eaux)

Les valeurs des températures sont illustrées dans la figure suivante :

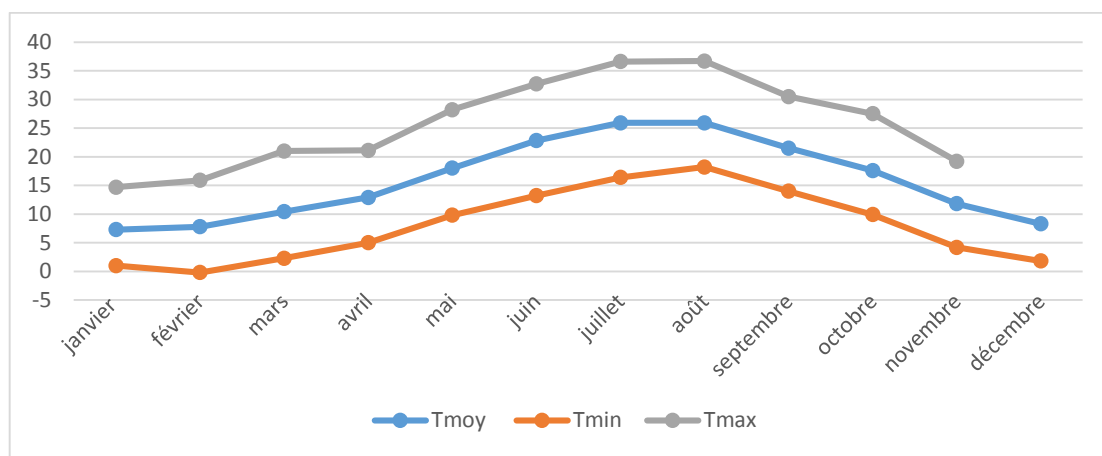


Figure I-2 : Représentation des températures moyennes mensuelles

I.5.3 L'ensoleillement

Les valeurs de l'ensoleillement mensuelles moyennes sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I-2 : Ensoleillement en heures (1993 – 2008)

Mois	Sep	Oct	Nv	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout	An
Ensoleillement (h)	237	210	160	138	153	165	216	227	269	294	342	307	2717

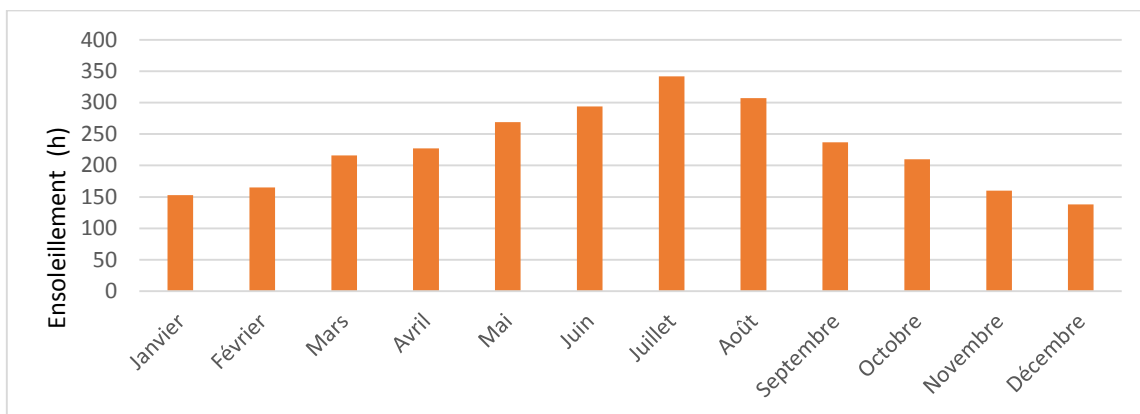


Figure I-3 : Histogramme des moyennes mensuelles d'ensoleillement

En remarque que les valeurs les plus importantes de l'ensoleillement sont enregistrés dans la période de mai jusqu'au mois de septembre, avec une valeur max au mois de juillet de 294 h.

I.5.4 Vitesse de vent :

Les valeurs moyennes de la vitesse du vent sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I-3 : les valeurs moyennes de la vitesse du vent

Mois	Sép	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout	Valeur moyenne
Vitesse du vent (m/s)	2.8	2.5	3.4	3.5	3.5	3.9	3.6	3.7	2.9	3.1	3.2	2.8	3.3

(Source : Direction des ressources en eaux)

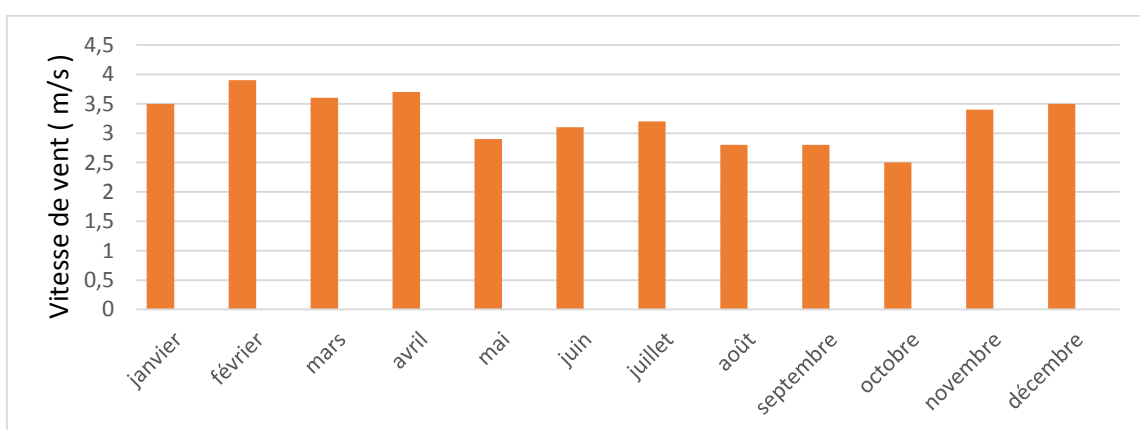


Figure I-4: Histogramme des moyennes mensuelles de la vitesse des vents

Les vitesses du vent sont relativement homogènes durant toute l'année. La moyenne annuelle est de 3.3 m/s.

I.5.5 L'humidité :

La distribution moyenne mensuelle de l'humidité est donnée par le tableau ci-joint :

Tableau I-4 : Répartition mensuelle de l'Humidité en % (1993 – 2008)

Mois	Sép	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout	Valeur moyenne
Humidité (%)	63.9	68.3	75.1	80.3	80.4	67.1	77.3	75	71.1	59.9	51.9	53.9	69.7

(Source : Direction des ressources en eaux)

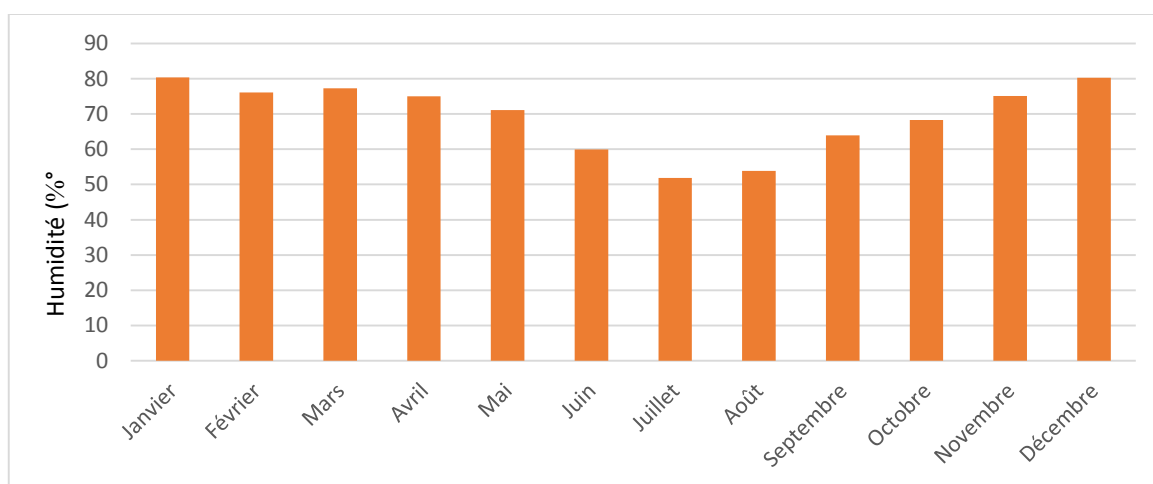


Figure I-5: Histogramme des moyennes mensuelles d'humidité

Enregistre une humidité moyenne de 69.7%, avec une humidité max de 80.4% en janvier et avec une valeur de 51.9 durant le mois de juillet dû aux vents secs qui connaît la région.

I.5.6 L'évaporation :

L'évaporation est un paramètre très important dans l'analyse des ressources en eaux. La distribution moyenne mensuelle est présentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau I-5 : Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne en mm (1993 – 2008)

Mois	Sép	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout
Evaporation moyenne (mm)	133	114	67	49	49	51	71	75	111	163	213	49

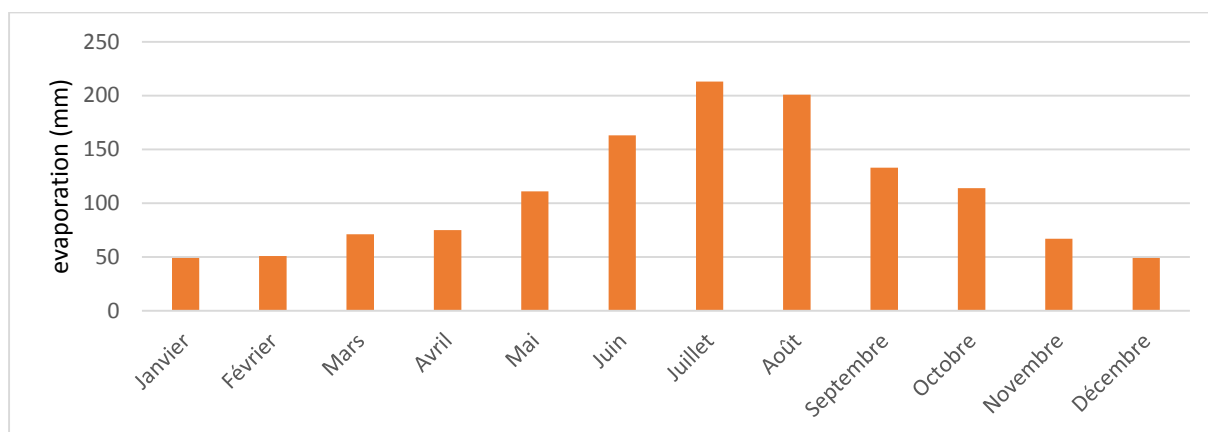


Figure I-6 : Histogramme des moyennes mensuelles de l'évaporation

La figure I-6 nous montre que l'évaporation est importante de la période de Mai jusqu'à Octobre et elle est plus faible de Novembre jusqu'à Février.

I.6 Situation démographique

La commune d'Ouled Driss comptait en 2013 une population de 3666 d'habitant. Une partie de cette population vont être déversés par le réseau d'assainissement vers Oued El Hemmam qui va rejoindre Oued Djedra. La station d'épuration bénéficiera à l'horizon 2025 d'une population de près de 4662 habitants, La population en 2050 est estimée à 7300. la zone d'étude comporte l'agglomération chef-lieu Ouled Driss et l'agglomération secondaire de El H'Deb. On distingue trois rejets principaux de telles sorte que les eaux usées soient regroupées en une station d'épuration.

Le débit des eaux usées sera estimé en prenant compte de l'évaluation démographique, donc en utilise la formule du taux d'accroissement exponentiel pour l'estimation des nombres d'habitants :

$$P_n = P_0 * (1 + Ta)^n \quad (I.1)$$

Tel que :

P_n : Population future de l'horizon considéré

P_0 : Population de l'année de référence

Ta : Taux d'accroissement annuel de la population

n : Nombre d'années séparant P_n et P_0

Tableau I-6 : Nombre de population pour différents horizons

Zone d'étude	Population			Taux d'accroissement en (%)	
	2013	2025	2050	2013/2025	2025/2050
Nombre d'habitant	3666	4662	7300	2.02	1.8

(Source : Direction des ressources en eaux)

I.7 Secteur agricole :

L'agriculture représente une base essentielle dans l'économie de la commune d'Ouled Driss.

Tableau I-7: Superficie irriguée par types de cultures et système d'irrigation à Souk Ahras

Système D'irrigation	Types de cultures						Surface totale irriguée en (ha)
	Cultures Maraichères (ha)	Arboricultures Et viticultures (ha)	Cultures Fourragères (ha)	Cultures Industrielles (ha)	Céréales (ha)	Autres Cultures (ha)	
Gravitaire	1398	1308.46	--	11	--		2717
Aspersion	1318	102	396	30	50	3	1900
Localisé	10	711					721
Surface totale	2726	2121.46	396	41	50	3	5337

(Source : Direction des ressources en eaux)

La superficie agricole totale irriguée est estimée 5334 ha ; 51% représente les cultures maraichères et 40% concerne les arboricultures et les viticultures. Les autres spéculations occupent 7% pour les cultures fourragères et 1% pour les céréalicultures.

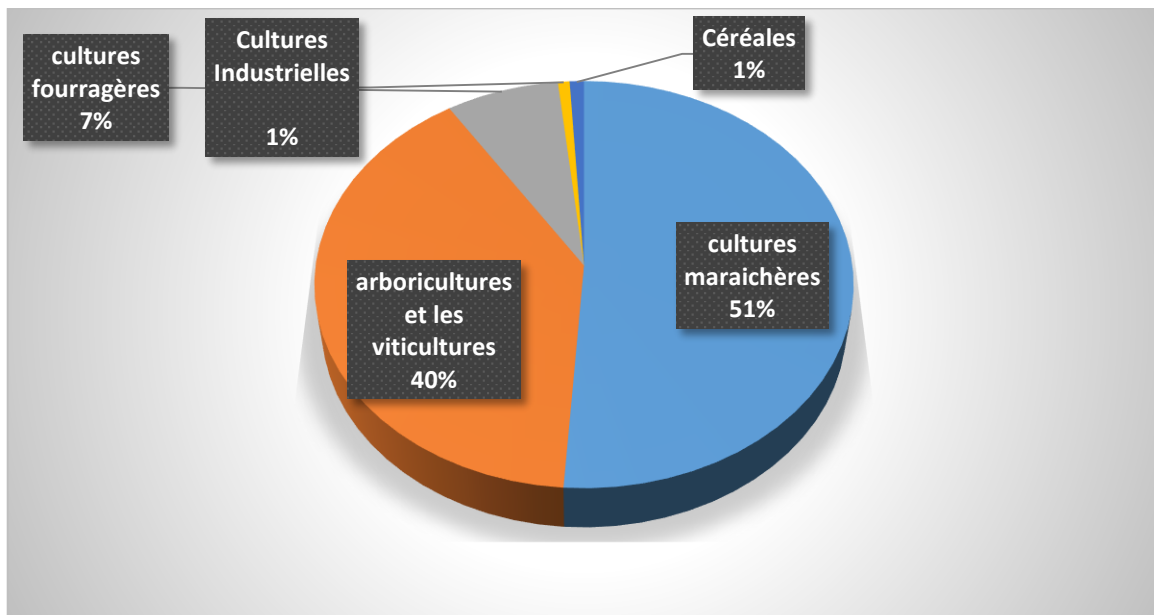


Figure I-7: Diagramme circulaire de cultures irriguées

Tableau I-8: Superficies irriguées par types d'ouvrages de la wilaya de Souk Ahras

Forages		Puits		Barrages		Retenues collinaires Petits barrages		Sources et marées		Pompages au fil de l'eau		Surface totale
Nbre	Sur (ha)	Nbre	Sur (ha)	Nbre	Sur (ha)	Nbre	Sur (ha)	Nbre	Sur (ha)	Nbre	Sur (ha)	
39	593	282	680.46	4	1167	41	497	88	449	135	1951	5337

(Source : Direction des ressources en eaux)

I.8 Localisation du projet :

L'objectif du projet est la préservation de la qualité des eaux d'Oued El Hammam ainsi que la nappe souterraine, l'émissaire des eaux usées traité sera transféré directement vers Oued Djédra. Cette mesure nous permettra la protection du futur barrage Oued Djerda qui est en cours de construction.



Figure I-8: Site de la future STEP de Ouled Driss

I.9 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons identifié la zone d'étude et le site d'implantation par rapport aux différents donnés.

Tous les eaux usées chargées sont déversés vers Oued El Hammam, d'où l'obligation de l'installation d'une STEP a fin de préservées la nappe d'eau ainsi qu'Oued El Hammam.

A decorative graphic of a scroll with a brown outline and grey rollers at the top and bottom corners. The text is centered within the scroll.

CHAPITRE II
Généralités sur les
eaux usées

II.1 Introduction

Dans la vie quotidienne, l'eau est essentielle pour toutes les activités domestiques (eaux de ménages), industrielles (refroidissement), agricoles et pluviales. Ces multiples utilisations de l'eau forme ce qu'on appelle les eaux usées qui contiennent des polluants indésirables qui sont rejetées dans le réseau d'assainissement.

Les eaux usées sont de composition hétérogène chargée en matières minérales ou organiques en suspension ou en solution et certaines peuvent avoir un caractère toxique. Cette charge est presque toujours associée à des matières grasses et colloïdales.

II.2 Les origines des eaux usées

On distingue quatre effluents suivant

- Les eaux domestiques
- Les eaux industrielles
- Les eaux pluviales
- Les eaux agricoles.

II.2.1 Les eaux usées domestiques

Les eaux usées provenant de sources domestiques sont essentiellement composées de pollution organique. Elles sont divisées en :

- Eaux de ménages, appelées eaux grises c'est les eaux des salles de bains, cuisines. Elles sont riches en graisses détergents, produits cosmétiques ...
- Eaux de Vannes, elles représentent les rejets des toilettes chargées en matières organiques azotées et des micro-organismes potentiellement pathogènes

Les eaux usées contiennent aussi des déchets solides exemple des lingettes, papiers aussi les résidus des médicaments. C'est pour cela les eaux usées domestiques ne doivent pas être rejetées directement dans l'exutoire naturelle. [1]

II.2.2 Les eaux usées industrielles

Elles sont plus dangereuses que les eaux usées urbaines, vu leurs richesses en matières organiques ainsi que l'azote et le phosphore et se diffèrent d'une industrie à l'autre. Elles peuvent contenir aussi

des produits toxiques, des métaux lourds. Les eaux usées industrielles peuvent être mélangées aux eaux usées urbaines lorsqu'elles ne représentent plus de danger pour les réseaux de collecte et ne perturbent pas le fonctionnement des usines de dépollution. [12]

II.2.3 Les eaux agricoles

Les effluents agricoles sont composés de plusieurs substances, les intrants utilisés les agriculteurs pour augmenter leurs rendements et les effluents d'élevage sont les sources de pollution, les phénomènes en cause sont le lessivage et l'érosion des parcelles cultivées et la non-étanchéité des bâtiments d'élevage. [13]

II.2.4 Les eaux pluviales

Ces eaux proviennent des eaux de ruissèlement, des eaux de lavage des routes ainsi que les eaux de drainage. Généralement elles sont riches en sables, limons, argiles ainsi que des hydrocarbures et des huiles et des fertilisants agricoles.

II.3 Systèmes d'assainissement

C'est un réseau public qui permet la collection et le transport des eaux usées vers la STEP, on distingue trois types de systèmes :

- Système unitaire : reçoit les eaux usées et les eaux pluviales dans la même canalisation.
- Système séparatif : les eaux usées et les eaux pluviales sont évacuées dans de différentes canalisations.
- Système pseudo-séparatif : c'est un système conçue pour les eaux usées et une partie des eaux pluviales car elles sont divisées en deux une dans la canalisation et l'autre sera transitée vers les ouvrages pluviaux.

II.4 Types de pollution

On distingue trois types de pollution

- La pollution organique.
- La pollution microbiologique.
- La pollution minérale.

II.4.1 Pollution organique

C'est la fraction la plus importante car elle concerne les micro-organismes pathogènes qui se trouvent dans l'eau. On distingue deux origines de la pollution organique :

- Origine urbaine : les protéides, les lipides, glucides, les détergents ainsi que des huiles et goudrons.
- Origine industrielle : ça représente les produits toxiques comme phénols, aldéhydes, pesticides, hydrocarbures et des composés azotés.

II.4.2 Pollution microbiologique

Cette pollution est due aux micro-organismes vivants pathogènes d'origine humaine ou animale, la contamination microbiologique est dangereuse quand les eaux usées sont rejetées directement dans l'exutoire.

II.4.3 Pollution minérale

C'est des eaux usées de provenance industrielles qui contiennent des métaux lourds ainsi que des substances minérales comme le cuivre, zinc, mercure, nitrates. Aussi on peut trouver aussi des sels qui ont servi à l'agriculture. Ces substances peuvent contaminées la nappe phréatique ainsi que les cultures aussi elles peuvent perturber le fonctionnement de la STEP.

II.5 Paramètres de pollution des eaux

Les paramètres de pollution se présentent sous trois formes principales :

- Paramètres physiques
- Paramètres chimiques
- Paramètres biologique.

II.5.1 Paramètres physiques

II.5.1.1 La température

Ce paramètre peut influencer sur :

La multiplication des micro-organismes.

- La solubilité des sels et des gazes.

- Le fonctionnement de certains ouvrages de la STEP sont sensibles à des températures trop élevées c'est pour cela en trouve un bassin d'homogénéisation pour diminuer la température et c'est le cas des rejets industrielles. Tout rejet doit être inférieur à 30°C. [15]

II.5.1.2 La turbidité

Elle est causée par la présence des matières en suspension d'origine minérale ou organique.

II.5.1.3 Couleur et odeur

Dans les eaux usées urbaine l'eau est d'une couleur grise due aux matières organiques dissoutes ou par des composés chimiques solubles. L'odeur est due à la fermentation des matières organiques.

II.5.1.4 Les matières en suspension (MES)

C'est la partie non dissoute dans les eaux usées, elles comportent des matières organiques et minérales. Et c'est l'un des paramètres les plus importants dans la pollution urbaine ou industrielle.

II.5.1.5 Matières volatiles en suspension (MVS)

C'est la fraction organique des matières en suspension contenant 70-80% de MES. Elles sont obtenues par une calcination de MES à 525°C pendant 2Heures. [15]

II.5.1.6 La conductivité

Elle représente la salinité de l'eau, et se mesure avec une électrode. Par comparaison avec la conductivité de l'eau potable on peut juger rapidement l'importance des apports en particulier industriels dans le réseau d'assainissement. Les résultats sont exprimés en ($\mu\text{s}/\text{cm}$). [15]

II.5.2 Paramètres chimiques

II.5.2.1 La demande biologique en oxygène (DBO_5)

C'est quantité d'oxygène consommé par les micro-organismes pour la dégradation des matières biodégradables en 5jours. L'unité de mesure est le $\text{Mg O}_2/\text{L}$.

II.5.2.2 La demande chimique en oxygène (DCO)

C'est la quantité d'oxygène consommé par les matières réductrices.

II.5.2.3 La biodégradabilité :

La notion biodégradabilité est la capacité d'une substance pour laquelle se décompose par les micro-organismes.

Elle est exprimée par K tel que :

$$K = \text{DCO} / \text{DBO}_5 \quad (\text{II.1})$$

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

Valeur de K	Modes de traitement
$K < 2$	Traitement biologique
$2 < K < 3$	Traitement biologique avec adaptation de la couche microbienne
$K > 3$	Traitement physico-chimique

II.5.2.4 Le potentiel hydrogène (PH)

Le PH exprime le degré d'acidité ou l'alcalinité des eaux usées, il mesure la concentration des ions H^+ . La valeur du PH influe sur la croissance des micro-organismes d'où dans les processus biologiques certains exigent des limites des valeurs du PH se situent entre 6.5 et 8.5. [3]

II.5.2.5 Eléments toxiques :

La présence des substances toxiques comme le phénol, aussi les métaux lourds dans les eaux usées peuvent les rendre toxiques.

II.5.2.6 Le phosphore

Le phosphore est sous forme ionique généralement dans les eaux usées, aussi on peut distinguer les ortho-phosphates (PO_4^{3-}) et les phosphates organiques, provenant des poudres de lessive et des engrais phosphatés. L'ensemble des trois formes forment le phosphore total.

II.5.2.7 L'azote

Il se manifeste sous deux formes :

- Forme réduite : azote organique (N) et Azote ammoniacal (NH_4^+).
- Forme oxydée : Azote nitreux (N- NO_2) et nitrique (N- NO_3) produits de l'oxydation de l'azote réduit.

L'azote des eaux usées urbaines est sous forme réduite.

II.5.2.8 L'azote total Kjeldahl (NTK)

C'est la somme des formes d'azotes organique et ammoniacales dans l'eau, et il est caractérisé par une grande quantité de sels ammoniacaux (NH_4^+). [15]

II.5.3 Les paramètres microbiologiques

Les eaux usées sont constituées de nombreux micro-organismes dont certains sont pathogènes (bactéries, virus, protozoaires). Les indicateurs de pollution ou appelés bactéries indicatrices de contamination ne sont pas nécessairement pathogènes mais leur présence indique l'existence d'une contamination par des matières fécales, leur concentration indique le niveau du risque de présence des micro-organismes pathogènes. On trouve aussi d'autres indicateurs [14] :

- ✓ Coliformes totaux CT : Ensemble des bactéries aérobies et anaérobies facultatives –gram et sous forme de bâtonnet, ils se multiplient à la présence des sels biliaires ou d'autres agents de surface ayant la capacité de fermenter le lactose avec une production de gaz en 48h à 35 – 37°C.
- ✓ Les coliformes fécaux CF : C'est des sous-groupes des coliformes totaux est qui se développent à 44°C, Ils sont plus appropriés que les CT comme indicateur de contamination fécale et sont composées de Escherichia coli et les Klebsiella, Enterobacter et des Citrobacter.
- ✓ E. coli : ce sont des espèces associées à une source fécale et ces des bons indicateurs de contamination récente d'un milieu aquatique par matériel fécal humaine ou animale.
- ✓ Les entérocoques intestinaux EI : ce sont des espèces qui provoquent les maladies gastro-intestinales, d'où des études épidémiologiques l'ont montrée, La durée de vie des entérocoques est plus grande que des E. coli dans un milieu aquatique d'où en peut constituer que ce groupe nous donne une idée sur une contamination fécale ancienne.

La détection des pathogènes potentiels est difficultés et incertaine car :

- La grande variabilité et diversité des micro-organismes pathogènes dans l'eau
- La faible concentration de différentes espèces qui oblige l'analyse d'un volume d'eau important pour les détecter
- L'inexistence de méthodes standardisées et rapides pour la détection de tous les micro-organismes pathogènes).

II.5.3.1 Les bactéries

C'est des micro-organismes qui servent à dégrader la matière organique contenue dans les eaux usées, leurs concentrations est de l'ordre $10^4/L$. Les bactéries pathogènes incluent des espèces d'origine

fécale humaine ou animale, qui appartiennent aux genres *Shigella* (*S. sonnei* et *flexneri*), *Salmonella*, *Campylobacter* (*C. jejuni* et *C. coli*), *Yersinia* (*Y. enterocolitica*), *Escherichia* (*E. coli* pathogènes) et *Vibrio* (*V. cholerae*). [14]

II.5.3.2 Les virus

Ce sont des agents pathogènes extrêmement petits, leur concentrations est de l'ordre de 10^3 et 10^4 /L. Les virus pathogènes d'origine fécale (L'hépatite A, entérovirus, rotavirus) sont les origines des maladies transmises par les eaux polluées. L'amélioration des techniques de détection révèle l'importance des maladies associées à l'eau et à la consommation des coquillages contaminés. Les virus sont la cause principale des épidémies de gastro-entériques transmises par l'eau de source non identifiée. [14]

II.5.3.3 Les protozoaires

La majorité des protozoaires pathogènes sont des organismes parasites. Les protozoaires d'origine fécale humaine ou animale sont l'origine des maladies hydriques principalement *Giardia lamblia* et *Cryptosporidium*, ils forment des kystes quand les conditions environnementales sont défavorables et ces kystes sont résistants à la désinfection. [14]

II.6 Conclusion

Le traitement des eaux usées et la conception d'une station d'épuration dépendent essentiellement de la charge et la source des polluants, Ces polluants la seront éliminés par les différentes techniques d'épuration dans la STEP, Le coefficient de biodégradabilité est le paramétré qui va nous indiquer le type de traitement qui a fin d'assurer le bon fonctionnement et pour rependre aux normes de rejets.

A decorative scroll graphic with a brown outline and grey circular accents at the corners, containing the chapter title and subtitle.

Chapitre III

Les techniques d'épuration des eaux usées

III.1 Introduction

L'objectif de l'ingénierie des eaux usées est la protection de la santé publique et de l'environnement. Des méthodes de traitements doivent être appliquées pour éliminer ou modifier les constituants présents dans les eaux usées.

III.2 Classification des techniques d'épurations

On distingue quatre catégories pour le traitement des eaux usées

- Le prétraitement
- Le traitement primaire
- Le traitement secondaire
- Le traitement tertiaire

III.2.1 Le prétraitement

Le prétraitement a pour objectif de séparer les matières grossières et les susceptibles de gêner les traitements ultérieurs et pour préserver les équipements. Les dispositifs du prétraitement sont toujours mis en œuvre l'aval des stations. [4]

III.2.1.1 Le dégrillage

C'est le premier poste du prétraitement, il permet

- ✓ La prévention des ouvrages en éliminant les gros objets qui peuvent déboucher les différentes unités d'installations.
- ✓ L'évacuation des matières volumineuses charriées par l'eau résiduaire. [15]

L'écartement des barreaux se mesure en (cm) et les barreaux vont captées les fragments de dimensions supérieure à l'écartement des barreaux. L'espacement des barreaux varie de 10 à 100 mm, la vitesse moyenne de passage de l'eau entre les barreaux est entre 0.6 et 1 m/s.

On trouve deux types de grilles

- **Les grilles manuelles** : elles sont composées de barreaux droits circulaire ou rectangulaire. Elles sont réservées aux petites stations (<5000 Hab). Ces grilles sont inclinées par rapport à

l'horizontal d'un angle entre 60° et 80° . Son nettoyage s'effectue manuellement à l'aide d'un râteau

Grilles mécaniques : elles sont destinées pour les stations au-delà de 2000 Eq.Hab. Ces grilles ont un fonctionnement automatique par horloge électrique. On trouve deux types de grilles mécaniques :

a) **Grilles mécaniques à nettoyage par l'amont** : l'évacuation des déchets est située à l'aval de la grille et il existe deux types :

→ **Grilles droites** : elles sont souvent inclinées à 80° de parfois mêmes verticales. Les débits varient de 100 à 40 000 m^3/h . Le nettoyage est alternatif (avec un racleur, râteau, peigne ou poche pivotante.) et peut être continu

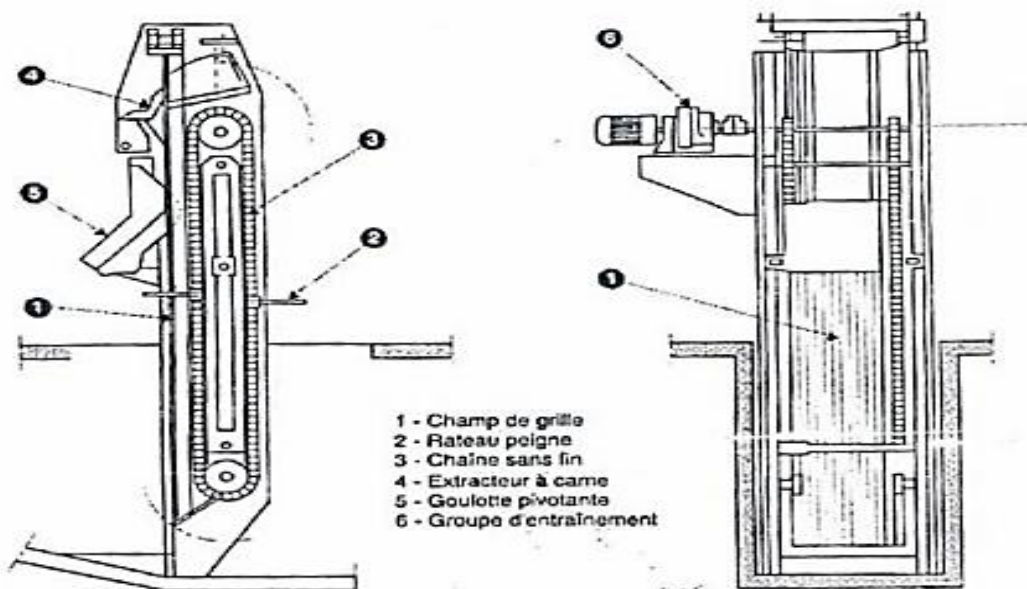


Figure III-1 : Grille mécanique droite

→ **Grille courbe** : Elles sont conseillées pour les moyennes stations d'épurations avec des eaux peu chargées le nettoyage se fait à l'aide de deux peignes montés sur un bras tournant les grilles courbes acceptent des débits qui varient de 10 à 5000 m^3/h .

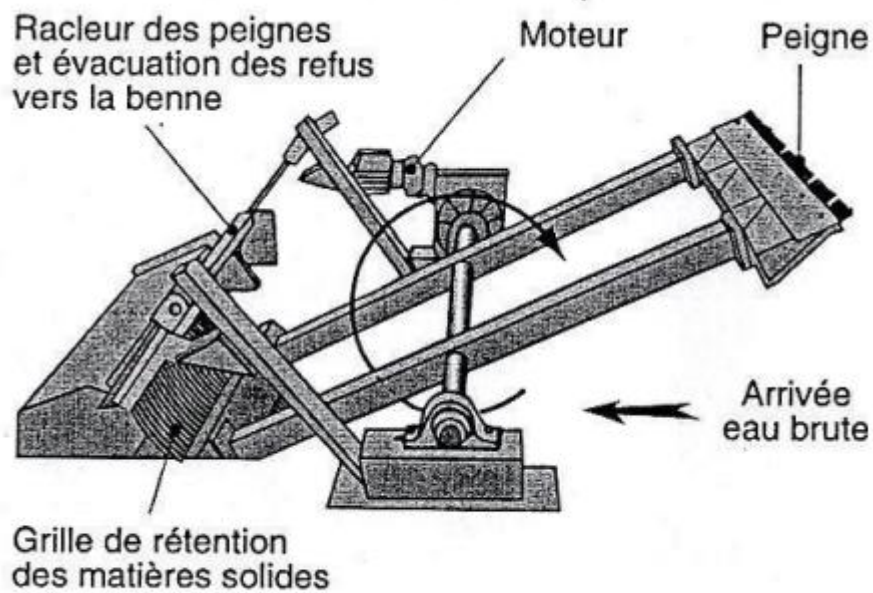


Figure III-2 : Grille courbe

- b) **Grilles mécaniques à nettoyage par l'aval** : le mécanisme de nettoyage se trouve à l'aval du champ de grille (avec une chaîne sans fin). Elles sont équipées de râteaux peignes et peuvent traiter des débits de 500 à 30 000 m^3/h . Le champ de grille est vertical ou incliné de 60 à 80° par rapport à l'horizontal.

III.2.1.2 Le tamisage

Le tamisage est considéré comme un dégrillage poussé par filtration des eaux usées sur toile. On distingue deux types de variantes :

- ✓ Le macro tamisage : des mailles supérieures à 0.3 mm sert à captés les matières en suspension et des débris végétaux ainsi que les insectes, algues, herbes.
- ✓ Le micro tamisage : des mailles inférieures à 100 microns. [10]

Son principal but est la protection des canalisations et des matériaux.

III.2.1.3 Le dessablage

Le dessableur est un ouvrage d'où les particules denses avec une vitesse inférieure à 0.3 m/s se déposent. L'extraction des particules supérieures à 200 μm (sables, gravier) permet d'éviter le dépôt de ces particules dans les canaux et les conduites et protéger les pompes contre l'abrasion.

Le dégraisseur ou bien le déshuileur permet l'élimination des huiles et des graisses sous formes de boues flottantes dans des ouvrages longitudinaux ou circulaires par injection de l'air d'où les boues

vont monter à la surface de l'ouvrage dans une zone de tranquillisation ou s'effectue la récupération par flottation.

L'introduction de l'air dans l'eau s'effectue par l'intermédiaire d'une turbine immergée à deux vitesses (dégraisseur du type Pista) c'est-à-dire par des aérateurs immergés type "oxyclone ou Aeroflot", appareil constitué d'une turbine de diffusion gazeuse, accouplée à une turbine de brassage à effet turbulent. [10]

L'élimination des sables (particules de dimensions supérieures à 200 μm) est indispensable pour la protection des pompes et conduites contre l'érosion et le colmatage. La vitesse de sédimentation est calculée par la loi de Stokes. La vitesse de l'eau varie entre 0.2 et 0.3. m/s . [10]

Il existe plusieurs types de dessaleurs :

- Les dessableurs à couloir
- Les dessableurs circulaires à alimentation tangentielle, brassage mécanique ou à insufflation d'air
- Les dessableurs rectangulaires à insufflation d'air.

III.2.1.4 Dégraissage-déshuilage

C'est un ouvrage qui permet l'élimination des graisses et des huiles (particules supérieures à μm) des eaux résiduaires par sédimentation physique en surface. Il élimine 80% de graisse qui présente 35% de la DCO des eaux usées

Les inconvénients des graisses et huiles :

- Envahissement des décanteurs.
- Diminution des capacités d'oxygénation dans le bassin biologique
- Mauvaise sédimentation des boues dans le clarificateur
- Bouchage des canalisations des pompes

Pour les eaux usées urbaines on peut fusionner le dessaleur et le dégraisseur dans un seul ouvrage à condition de prendre l'ouvrage dont le volume est le plus grand par contre pour les eaux usées industrielles c'est impossible.

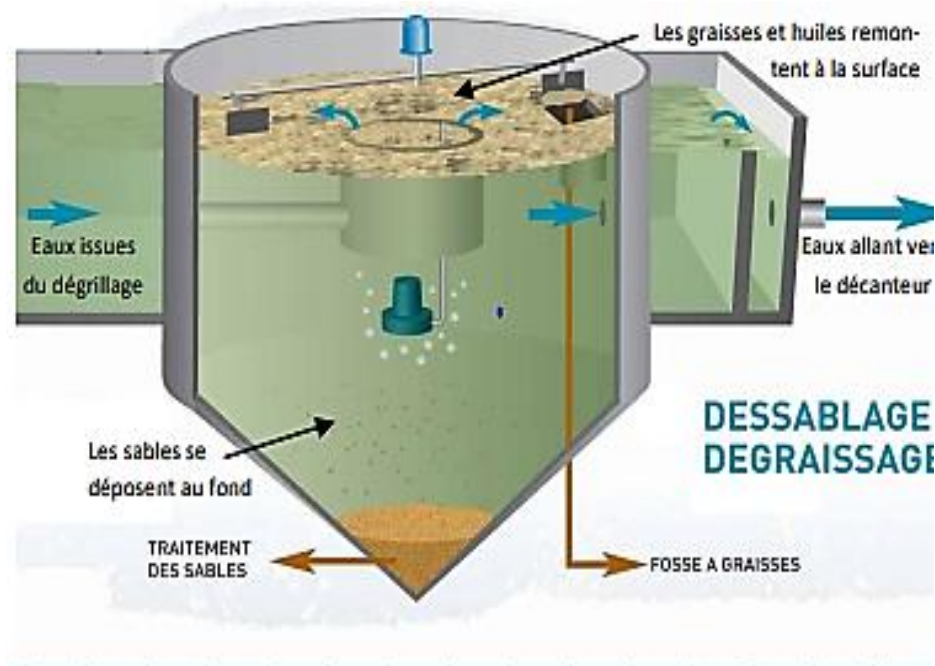


Figure III-3 : schéma dessableur- déshuileur

III.2.2 Traitement primaire

Le traitement primaire est une décantation qui la séparation physiques liquide-solide par simple gravité. Le traitement primaire a pour but

- l'élimination de la majorité des matières en suspension (jusqu'à 60%)
- Garder une fraction importante de la pollution organique
- Réduire les risques de colmatage des systèmes de traitement biologique par culture fixée.

Les boues produites riches en matières organique et fermentescibles sont évacuées vers l'unité de traitement des boues.

III.2.2.1 Les types de décantation

a) La décantation primaire simple sans réactifs

Elle présente l'avantage essentiel de retenir sans utilisation des réactifs une forte proportion de MES et une partie de la DBO_5 , ce qui diminue la charge sur le traitement biologique en aval

En doit respecter le taux de soutirage des boues pour éviter la mise en anaérobiose surtout quand les boues extraites sont refoulées vers l'épaississeur. Les décanteurs utilisés sont de types circulaires ou rectangulaires à flux horizontal.

L'utilisation des ouvrages circulaires à plusieurs avantages :

- Le cout de génie civil est plus faible
- Possibilité d'extraction des boues en un seul point.
- Meilleur rendement par rapport aux décanteurs rectangulaires
- Faible besoin d'entretien des dispositifs de raclage.

b) La décantation primaire améliorée

Dans certaines conditions, le traitement primaire simple est insuffisant. D'où pour augmenter le rendement d'épuration il faut ajouter des réactifs de coagulation-floculation (traitement physico-chimique). Ainsi que la flottation. Le procédé de coagulation-floculation facilite l'élimination de MES et des colloïdes en les rassemblant sous forme de floc qui va ensuite être extraire par décantation ou bien flottation

➔ **La coagulation** : permet l'agglomération des particules colloïdales par l'ajout d'un réactif chimique appelé coagulant.

Les principaux coagulants minéraux utilisés en eaux usées urbaines sont :

- ✓ Le sulfate d'alumine $Al_2(SO_4)_3$
- ✓ Le chlorure ferrique $FeCl_3$
- ✓ Le sulfate ferreux $FeSO_4$
- ✓ Le chlorosulfate de fer $FeClSO_4$

➔ **La floculation** : fait chuter les agrégats formés par la coagulation sous forme de flocons volumineux appeler flocs. Aussi en peut ajouter des réactifs organiques appelé adjuvant ou flocculant afin de faciliter la formation des flocs.

Les flocculants organique les plus employés sont les polymères synthétiques de haut poids moléculaire aussi les polymères organique (silice activé) et polymères naturels (algues).

Les performances dépendent de la quantité des charges polluantes et du dosage des réactifs en général la quantité de MES éliminé est de 90% et pour la DBO_5 de 70 à 80%.

III.2.2.2 Les types de décanteurs

1) Décanteurs à écoulement horizontal (décanteurs couloirs)

Ce sont des décanteurs longitudinaux de forme parallélépipédique, l'eau décantée est reprise dans la partie aval et boues sont extraites au fond. La vitesse de chute des particules du floc est en fonction de la surface de décantation et non pas par la hauteur du plan d'eau et le radier. L'eau passe par le décanteur horizontalement et les floccs se déposent à la sortie. Ces décanteurs sont parfois équipés d'étages pour but de multiplication de la surface de décantation. On distingue deux formes de décanteur rectangulaire et circulaire.

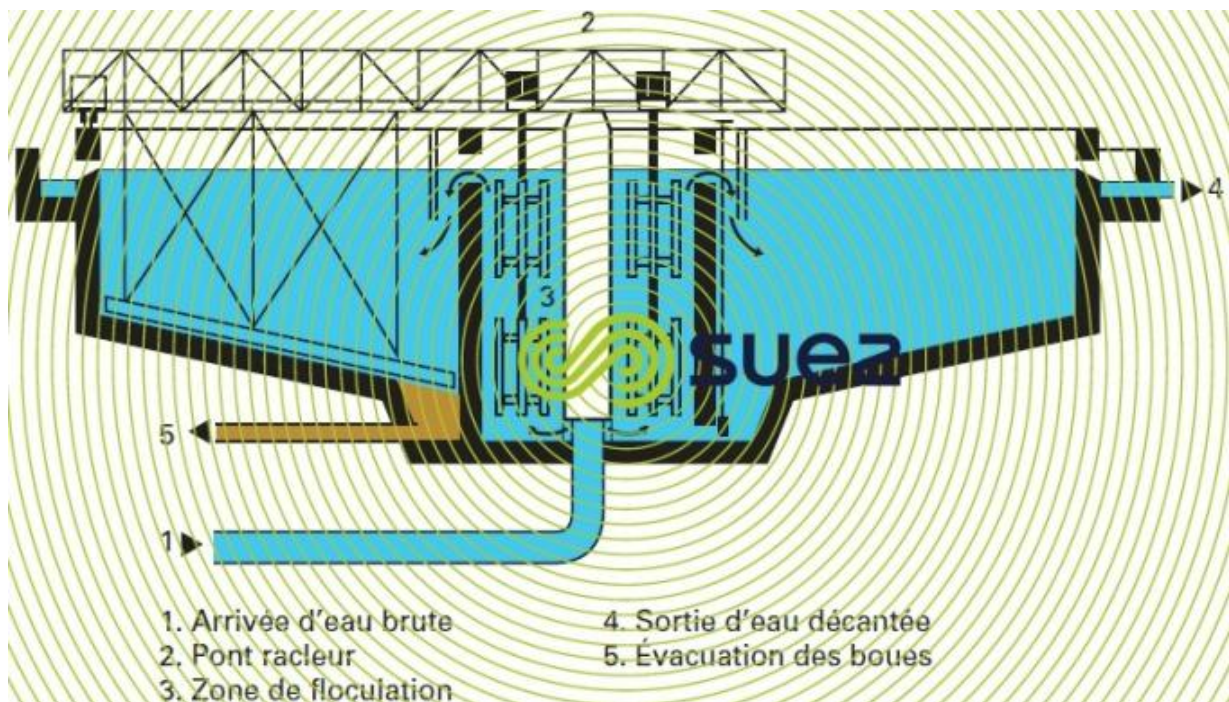


Figure III-4 : Décanteur circulaire a pont racleur

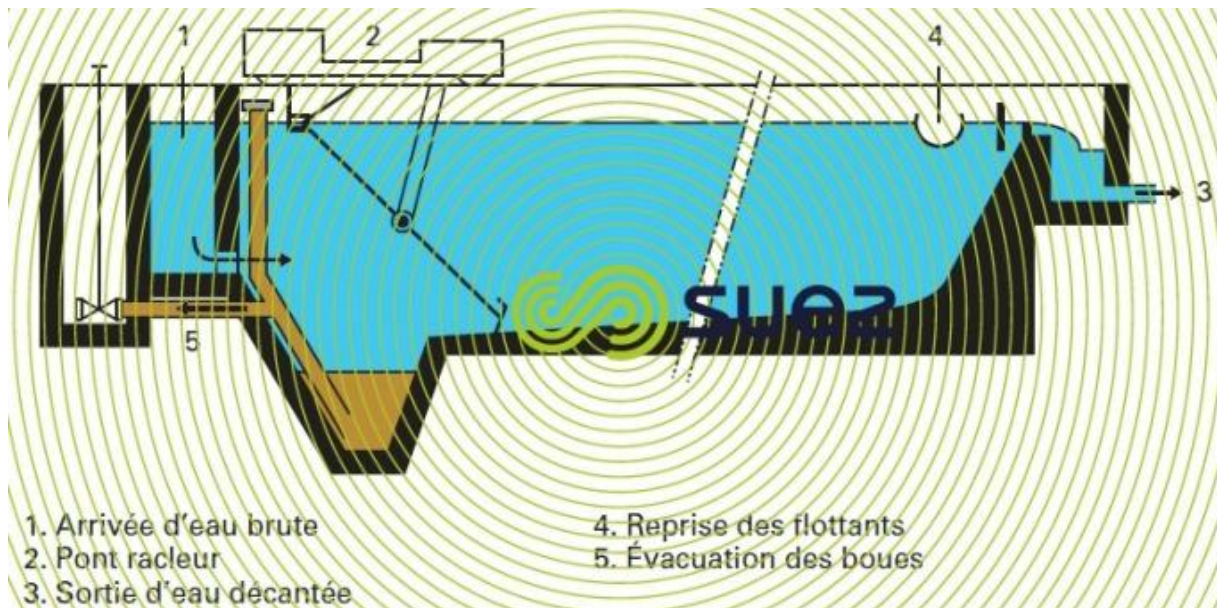


Figure III-5 : Décanteur longitudinal a pont racleur

2) Décanteurs à écoulement vertical

C'est des ouvrages sous formes coniques, tronconiques ou bien pyramidales où l'eau passe verticalement avec une vitesse de chute supérieure à la vitesse ascensionnelle de l'eau. Ils sont généralement utilisés pour les stations de 1000 à 2000 Habitants. Avec un temps de séjour de 1h30 à 2h au débit diurne les boues extraites exigent une pente de fond de 60°

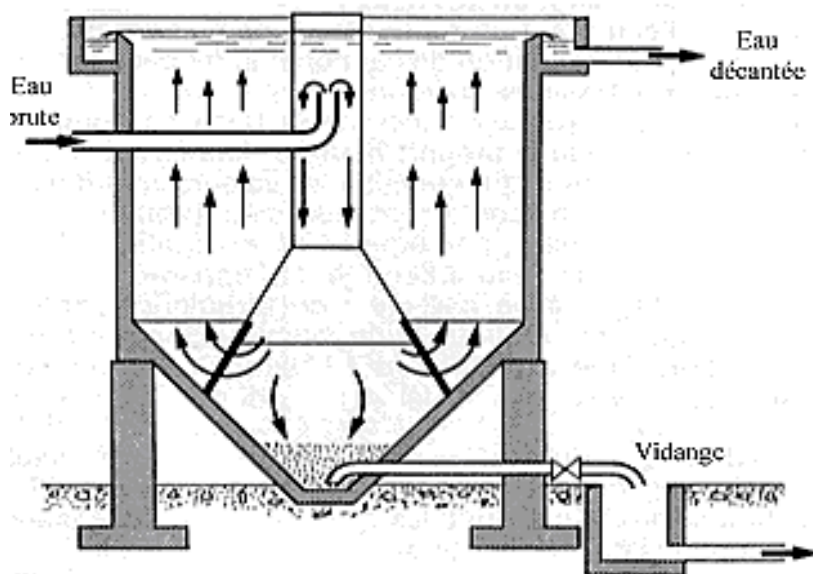


Figure III-6 : Décanteur cylindro-conique

3) Les décanteurs lamellaires

C'est des ouvrages équipés par des lamelles parallèles inclinées qui permettent la multiplication de la surface de décantation ainsi que la réduction de la surface du fond afin d'augmenter le rendement de la décantation et l'évacuation rapide de la boue. La décantation lamellaire est basée sur le principe de la décantation horizontale.

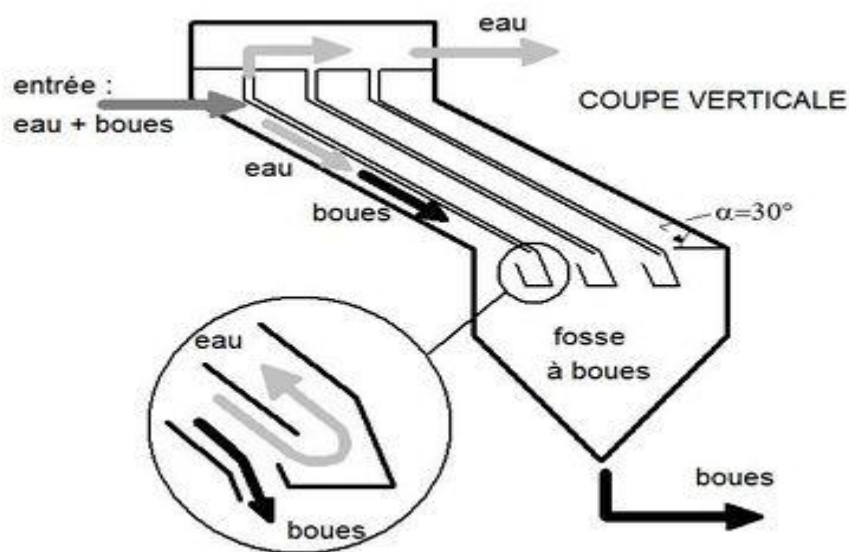


Figure III-7 : Principe du décanteur lamellaire

III.2.3 Traitement secondaire (traitement biologique)

Le traitement biologique des eaux usées permet la dégradation de la matière organique biodégradable grâce aux micro-organismes en présence d'oxygène. Le traitement biologique existe dans le milieu naturel appelé auto-épuration comme les eaux superficielles aérées. La dégradation se fait en présence de différents organismes tels que les bactéries, les algues, les champignons ainsi que les protozoaires. Ces organismes sont utilisés pour l'épuration des eaux usées. Généralement les organismes les plus utilisés sont les bactéries dues à leurs importances et leurs surnombres. L'épuration biologique a pour but de transformer la pollution organique colloïdale ou dissoute en matières flocculables. La biodégradabilité est le facteur essentiel pour savoir si le traitement secondaire va réussir ou pas. L'élimination de l'azote est se fait par la nitrification et la dénitrification, d'où la nitrification est la transformation de l'azote ammoniacal en nitrate dans un milieu aérobie, la dénitrification fait dans un milieu anaérobie ou les bactéries vont consommer l'oxygène à partir des nitrates obtenus leur de la nitrification. [5]

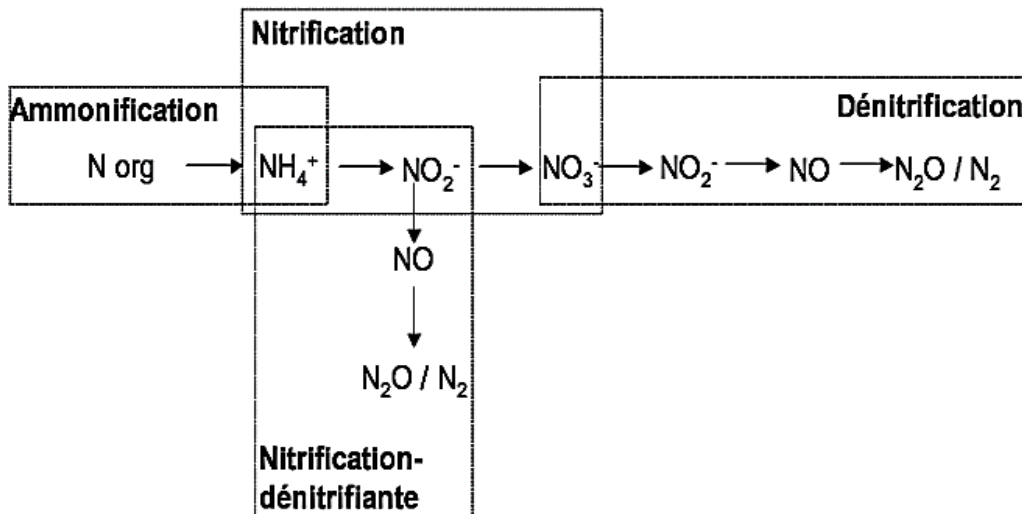


Figure III-8 : nitrification et dénitrification

On distingue deux principaux types de procédés biologiques

- Techniques intensives classiques
- Techniques extensives

III.2.3.1 Les techniques intensives classiques

Ils regroupent toute une série de techniques ayant en commun le recours à des cultures bactériennes qui consomment les matières polluantes. On distingue deux types

A. Procédés à cultures fixes

➔ Lits bactériens

Le principe de fonctionnement des lits bactériens consiste à faire passer les eaux usées à travers des matériaux poreux ou caverneux qui regroupent les micro-organismes (les bactéries).

L'effluent va ruisseler sur le support et va pénétrer dans le biofilm alors que l'air chemine naturellement à travers le lit qui repose sur une grille, la hauteur du lit bactérien est de 1 à 3m pour un garnissage traditionnel (gravier, pierres, granites) et de 6 à 12m pour les garnissages en plastiques (polystyrène, plastique à base PVC), la distribution régulière de l'eau usée se fait par des rigoles, rampes fixes ou bien des sprinklers rotatifs.

Les inconvénients des lits bactériens sont :

- Variation des rendements d'épuration par création de zones mortes et de chemins préférentiels

- Tendence au colmatage surtout pour les garnissages traditionnels
- La sensibilité au gel car il faut que le haut et le bas du lit soient bien ouverts afin de permettre une aération naturelle suffisante.

Les lits bactériens sont parfois associés à un traitement par boues activées pour les fortes charges. [5]

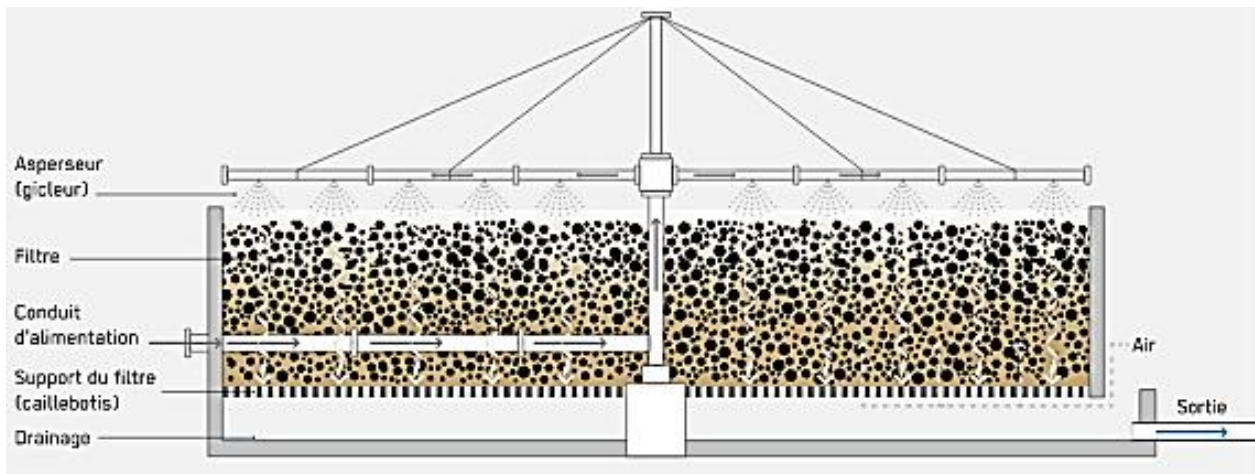


Figure III-9 : Schéma de principe d'un lit bactérien

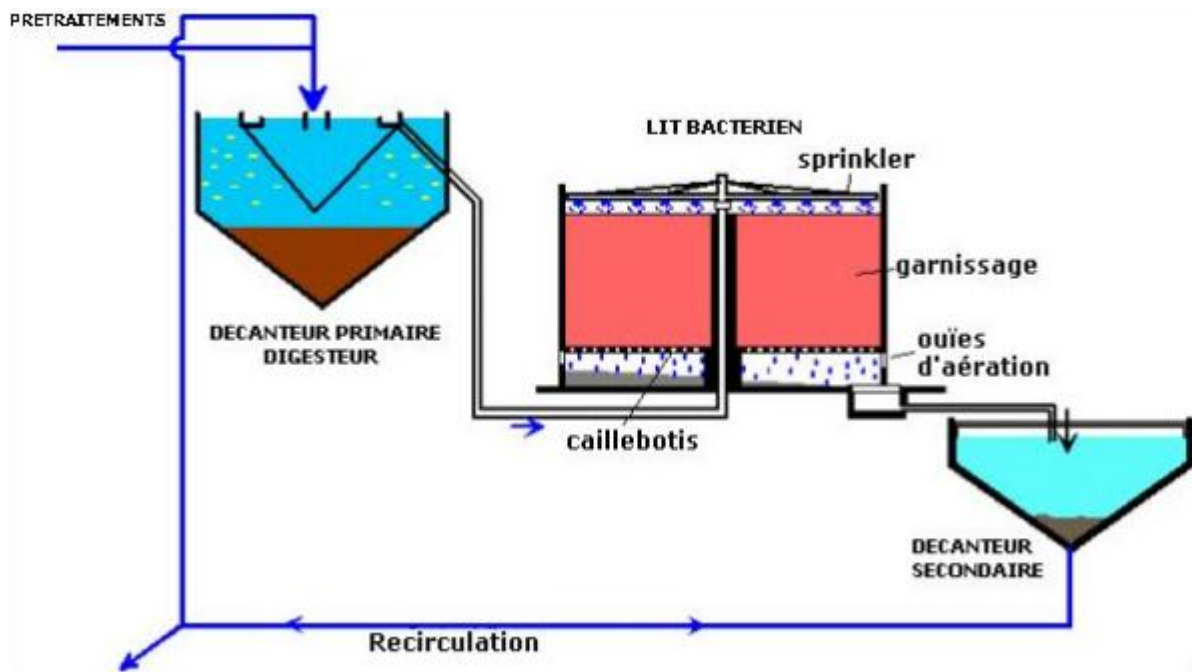


Figure III-10 : le cycle de l'eau usée dans le traitement biologique par lit bactérien

➔ Disque biologique

Les disques biologiques ou les biodisques sont semi immergés fixés parallèlement sur un axe horizontal tournant. Les bactéries se développent en formant un biofilm sur la surface des disques. Les biofilms sont composés de bactéries aérobies, anaérobies ainsi que des champignons ou des moisissures, protozoaires et des insectes, ils sont composés de 4% de matières sèches et de 96% d'eau. Les disques biologiques ont un diamètre de 1 à 3 m et sont espacés de 20 mm avec une vitesse de 1 à 2 tours par minute. Les boues se détachent des disques et sont récupérées et refoulées vers le clarificateur. [5]

Les performances des disques biologiques sont liées aux :

- Profondeur d'immersion des disques
- Vitesse de rotation des disques
- La température doit être comprise entre 13 et 29°C
- Nombre de rangs de séries des disques
- Le temps de séjour.

L'inconvénient majeur des disques biologiques est leur sensibilité au gel et aux intempéries. [5]

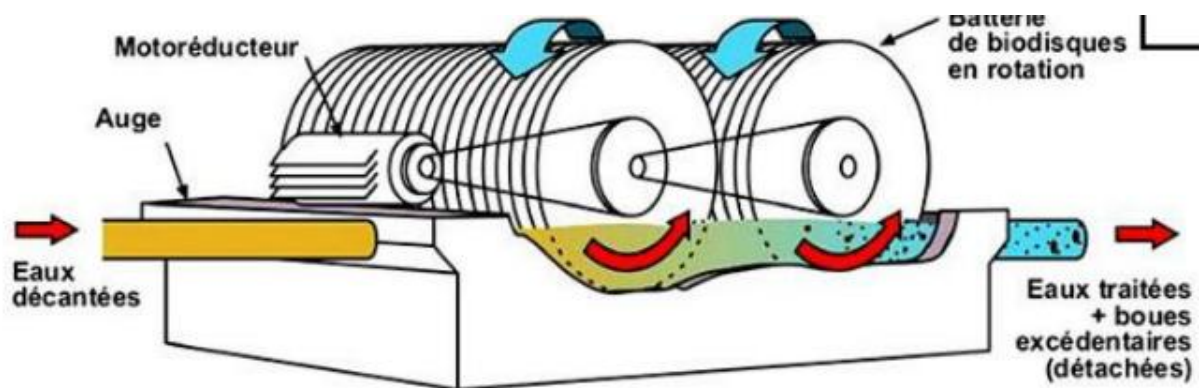


Figure III-11 : Schéma de principe de la mise en œuvre des disques biologiques

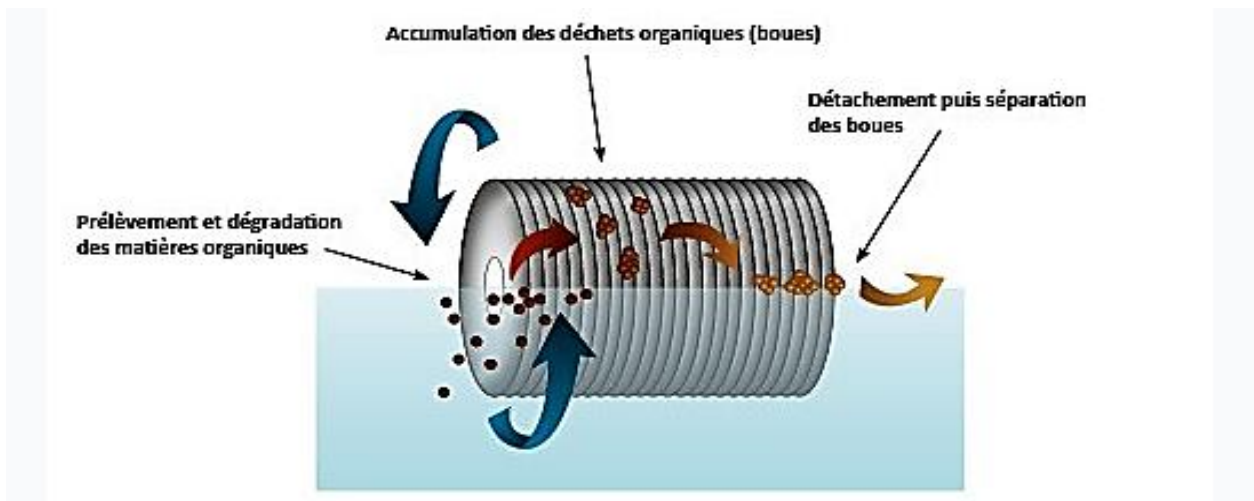


Figure III-12 : Principe de fonctionnement d'un disque biologique

B. Procédés à culture libre

a) Les Boues activées

Le procédé d'épuration à boues activées a été découvert en 1914 à Manchester. Le principe est de provoquer le développement d'un floc bactérien (boues activées) dans un bassin aéré. L'eau usée aérée permet le développement rapide d'une flore bactérienne qui peut dégrader les matières organiques polluantes. Dans certaines conditions idéales d'aération les bactéries qui existent dans les eaux usées vont se développer et créer des flocons ensuite les mélanges va être refoulé vers un clarificateur pour la séparation des flocons (boues) et l'eau purifier. Une partie des boues va être recyclé vers le bassin d'aération. [5]

Afin d'éviter le dépôt de la biomasse et pour assurer l'homogénéité du mélange (liqueur mixte) le brassage est nécessaire afin de répondre aux besoins épuratoires et métaboliques des aérobies.

La recirculation des boues permet de maintenir la quantité des bactéries constante pour assurer le niveau d'épuration recherché.

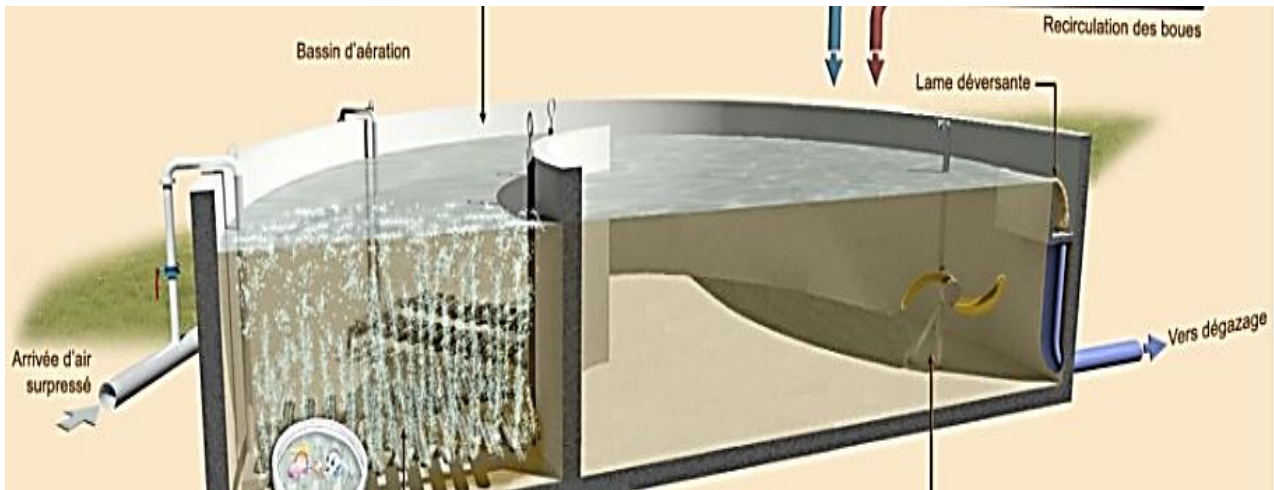


Figure III-13 : Bassin d'aération

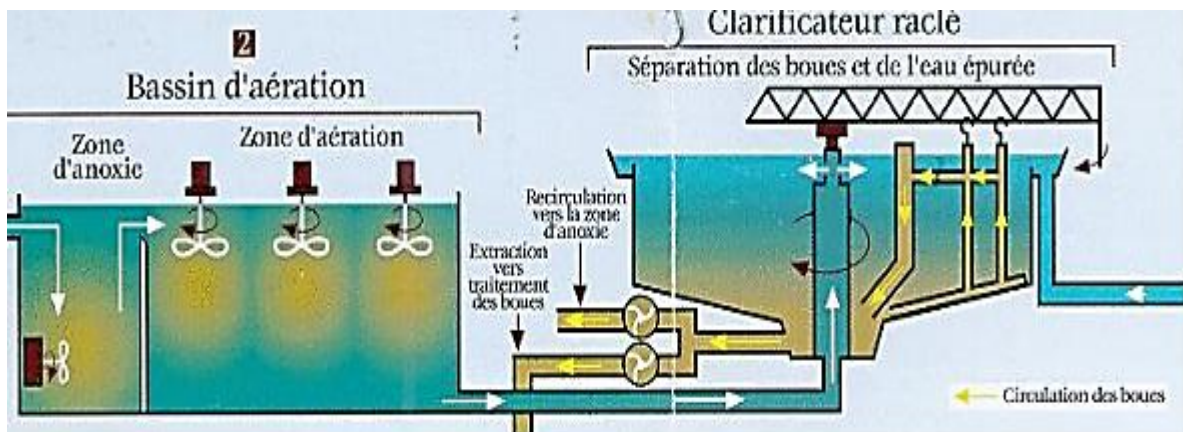


Figure III-14 : Filière boue activée

Un bassin d'aération est caractérisé par les paramètres suivants :

1. Charge massique (facteur de charge) C_m

C'est le rapport de la quantité du substrat et la quantité des boues activées dans le bassin d'aération. Elle est exprimée en $(Kg\ DBO_5, KgMS^{-1}j^{-1})$. C'est un facteur important pour la connaissance du bon fonctionnement du traitement car il donne une idée sûre :

- Le rendement épuratoire
- La production des boues
- Le degré de stabilisation des boues en excès produites
- Les besoins en oxygène ajoutés pour l'élimination de la matière organique.

2. Charge volumique C_v

C'est le rapport de masse du substrat journalière par unité de volume du bassin d'aération. Exprimée en ($Kg DBO_5 \cdot m^{-3}j^{-1}$).

Les procédés par boues activées sont classés suivants les valeurs de la charge massique ainsi que la charge volumique

Tableau III-1: Différents procédés par boue activée selon leur charge massique et volumique

Charge	Charge massique ($Kg DBO_5 \cdot KgMS^{-1}j^{-1}$).	Charge volumique ($Kg DBO_5 \cdot m^{-3}j^{-1}$)	Rendement (%)	Age des boues (j)
Très faible	< 0.08	< 0.32	> 90 % (nitrification possible)	> 18
Faible	0.08 - 0.25	< 0.4	> 90 % (nitrification possible)	13 à 18
Moyenne	0.25 – 0.5	0.8 – 1	80 – 90 %	3 à 7
Forte	> 0.5	> 1	< 80 %	2 à 3

Les procédés à très faible charge et faible charge sont conçus pour le traitement des eaux usées urbaines et sont réalisés sans décantation primaire.

Le tableau suivant résume leurs avantages et inconvénients.

Tableau III-2 : Avantages et inconvénients des procédés à faible et très faible charge

Avantages	Inconvénients
Assure une bonne élimination de la DBO_5	Un grand temps de séjour
Les boues produites sont minérales	Le surdimensionnement du bassin d'aération
Résiste aux fluctuations de la charge polluante	Nitrification très avancée
Une simple exploitation	Investissement coûteux

Les Procédés à moyenne et forte charge sont consacrés au traitement des grandes agglomérations

Tableau III-3: Avantages et inconvénients des procédés à moyenne et forte charge

Avantages	Inconvénients
Investissement moins coûteux vu les dimensions du bassin d'aération et du clarificateur	Le rendement est faible pour l'élimination de la <i>DBO</i>
Faible consommation d'énergie pour le poste d'aération	La difficulté de la nitrification
Un temps de séjour pas lent	La présence d'un décanteur primaire avant le bassin d'aération

3. Consommation en oxygène

C'est la quantité d'oxygène nécessaire au traitement de la *DBO₅* et elle est exprimée en Kg/j

4. Age des boues

L'âge des boues est le rapport de la quantité de boue qui se trouve dans le bassin et la quantité de boues extraites quotidiennement. L'âge des boues est lié directement au rendement épuratoire du bassin d'aération.

III.2.3.2 Techniques extensives

A. Le lagunage

Le lagunage est un procédé de traitement destinés aux eaux usées à très faible ou faible charge et sont communes dans les régions ayant de grandes surfaces de terrain, très ensoleillée. Le lagunage consiste de faire passer les eaux usées à travers une série de bassins pour une durée longue afin de réaliser le processus de l'auto-épuratoire. Le principe du procédé de lagunage correspond au principe des boues activées, la différence c'est que les boues produites dans le lagunage ne sont pas recyclées. On distingue de différents types de lagunage selon leurs utilisations

- Lagunage naturel
- Lagunage anaérobie
- Lagunage aéré
- Lagune de décantation

➤ Lagunage tertiaire

1. Le lagunage naturel

C'est un procédé de traitement naturel grâce à un l'équilibre biologique. La matière organique est dégradée par sédimentation et va être consommées par les bactéries, les algues, les roseaux (servent à filtré l'eau à la sortie) ainsi que les zooplanctons (consommateur d'algues). L'ensoleillement va favoriser l'existence des algues, l'activité photosynthétique des algues va permettre de fournir l'oxygène pour les bactéries aérobies. Ces bactéries assimileront la pollution organique. Les algues vont se nourrir afin de se multiplier du gaz carbonique dégager par les bactéries et les sels minéraux des eaux usées. au fond du bassin, les sédiments obtenus de la décantation de la pollution organique sont dégradés par les bactéries anaérobies et y'aura un dégagement du gaz carbonique ainsi que du méthane.

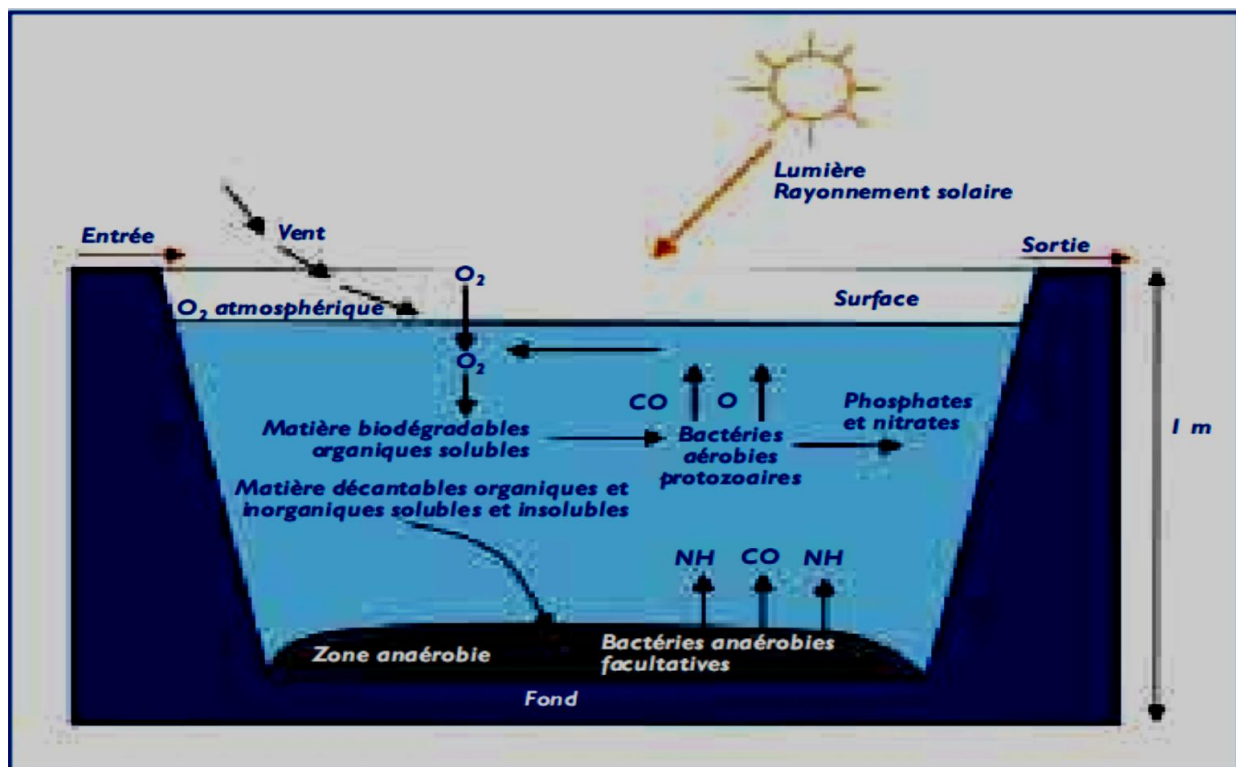


Figure III-15 : les mécanismes en jeu dans un bassin de lagunage naturel

Les lagunes naturelles sont d'une profondeur de 1.2 à 1.5 m au max et de 0.8 au minimum et avec un temps de séjour de l'ordre du mois. Leurs rendements épuratoires peuvent arriver jusqu'à 90%. Les avantages et les inconvénients du lagunage naturel sont présentés dans le tableau ci-joint [9]

Tableau III-4: avantages et inconvénient des lagunages naturels

Avantages	Inconvénients
Faible cout d'exploitation	Risques d'odeurs
Ne nécessite pas d'énergie électrique	Exige une grande surface
Bonne élimination de l'azote (70%) et du phosphore (60%)	Sensibilité à la température
Durée de vie du bassin est longue	Risque de contamination des eaux souterraines (étanchéité du sol)
La bonne élimination de la pollution biologique	Difficultés d'extraction des boues

2. Le Lagunage anaérobie

Le lagunage anaérobie est applicable que sur les effluents très concentrés. Il a pour but d'éliminations des matières organiques non décantées contenues dans les eaux usées d'où il est utilisé en traitement primaire afin d'éliminer la pollution organique. Le temps de séjour est supérieur à 50 jours avec une profondeur de 5 à 6m. [5]

3. Le lagunage aéré

Le lagunage aéré sert à intensifier la quantité d'oxygène en utilisant un brassage et par des aérateurs mécaniques flottants ou fixes artificiellement. Cette alimentation en oxygène permet :

- Meilleure absorption et distribution de l'oxygène
- La répartition régulière de la matière organique et des bactéries par rapport au volume du bassin
- Le contrôle de la quantité d'oxygène fournis ainsi que le rendement épuratoire [9]

Ce procédé de traitement a taux d'élimination de 80 à 90 % de DBO_5 et de 20 à 30 % d'azote. Les inconvénients majeurs de ce mode c'est que le rendement épuratoire est variable selon le facteur climatique et occupe une surface grande et la forte consommation d'énergie.



Figure III-16 : Schéma de principe d'un lagunage aéré

4. Lagune de décantation

Il a pour but de la séparation des substances décantables qui se trouvent dans les eaux usées. Il peut servir comme un traitement primaire (décanteur primaire) avant les traitements qui succèdent. Les étangs de décantations doivent être simplifiés au maximum ainsi la récupération des boues se passe annuellement de préférence en automne. Dû à la grande profondeur lagune qui peut arriver à 4m les modes biologiques sont de types anaérobies [9]

5. Lagunage tertiaire

Son principal rôle est la désinfection de l'eau qui a subi toute sorte de traitement par lagunage avant sa réutilisation ou son rejet vers le milieu récepteur. Le lagunage tertiaire est basé sur plusieurs facteurs :

- L'influence de la variation du PH due aux algues
- La dispersion des micro-organismes dans un milieu limité en matière organiques avec une variation de la température qui influe sur leurs développements.
- La fixation des micro-organismes sur les matières en suspension décantées
- Production des micro-organismes antimicrobiens par les algues et les végétaux [9]

III.2.4 Le traitement tertiaire ou complémentaire

Le traitement tertiaire est procédé utilisé lors de la présence de la matière organique difficilement biodégradable. Il dépend de la nature de l'effluent et la qualité d'eau requise avant le rejet ou la réutilisation. Le coût des réactifs et des équipements est l'élément important pour faire le traitement tertiaire c'est pour cela que la majorité des stations ne l'utilise pas le traitement tertiaire est utilisé pour :

- L'éliminations de MES, DBO_5 , DCO dure
- Déphosphatation (précipitations par des sels ferriques ou aluminium ou bien de la chaux)
- Décoloration
- Elimination des métaux lourds, pesticides, anions, détergents

La méthode la plus utilisée est la désinfection, on trouve :

- ✓ L'ozonation
- ✓ Désinfection par les rayonnements Ultra-violets
- ✓ Le chlore
- ✓ Désinfection par filtre à sable

On trouve aussi l'adsorption sur charbon actif et les techniques membranaires. Le traitement biologique a pour but de l'élimination de la matière organique contenue dans les eaux usées à l'aide des différents micro-organismes. Avec une production des boues qui peuvent être utilisable pour l'agriculture. Pour choisir une variante utilisable comme traitement secondaire il faut faire une étude pour savoir le mode le plus convenable pour la réussite du traitement ainsi que son rendement épuratoire. La biodégradabilité est le facteur qui sert à connaître es que cette eau nécessite un traitement primaire ou pas.

a. Adsorption par charbon actif

Le charbon actif est un matériau constitué essentiellement de matière carbonée à structure poreuse. Il s'agit d'une structure amorphe présentant une très grande surface spécifique qui lui confère un fort pouvoir adsorbant [6]

Critères de sélection d'un charbon actif pour les eaux usées

- Capacité à éliminer les micropolluants.
- Une qualité stable dans le temps (adsorption et granulométrie).
- Une poudre qui se laisse doser.
- Conditionnement adapté.

- Un niveau de prix économiquement

b. Le chlore

À l'état gazeux ou sous forme d'hypochlorite de sodium (eau de Javel) est actuellement le moyen de désinfection et de stérilisation le plus utilisé et le mieux maîtrisé. Le traitement de chloration n'a un sens que si l'on opère sur de l'eau préalablement bien épurée et clarifiée, l'effet stérilisant du chlore s'avérant d'autant plus efficace que l'épuration biologique est élevée (faible concentration en matière organique). Dans les eaux usées traitées sans nitrification poussée, l'ammoniac et le chlore se combinent pour former des chloramines (chlore actif combiné). L'inconvénient majeur du procédé de chloration réside dans la toxicité pour la faune et la flore du milieu récepteur du résiduel chloré et des sous-produits organiques halogènes susceptibles de se former. Par ailleurs, on attribue au chlore une activité virulicide relativement faible. [6]

c. L'ozone

C'est un agent désinfectant actif mais également un oxydant puissant de la matière organique et des réducteurs. Cette propriété peut le pénaliser pour son action de désinfection. Malgré un attrait indéniable du fait de ses performances sur les germes tests, de l'absence de contre-indication liée à un problème de toxicité permanent et aussi de sa plus grande efficacité dans l'élimination des virus que le chlore. L'ozonation est encore actuellement peu utilisée en raison du coût élevé de mise en œuvre qui s'avère un frein à son développement. [6]

d. Les rayons ultra-violet

L'activité germicide des rayons ultra-violet a fait l'objet de nombreuses polémiques. Sur la base de résultats des essais réalisés par l'Agence de l'Eau Rhône-Méditerranée-Corse sur le site de la station d'épuration de la Ville de Montpellier, il s'avère que le procédé UV peut conduire à des performances très intéressantes tant sur les germes tests que sur les pathogènes, dans la mesure où l'on se réserve une sécurité par rapport à la "dose" d'ultra-violet. L'absence de danger sur le plan de la toxicité et une exploitation relativement simple sont des avantages non négligeables qui devraient être appréciés sur les petites installations. [10]

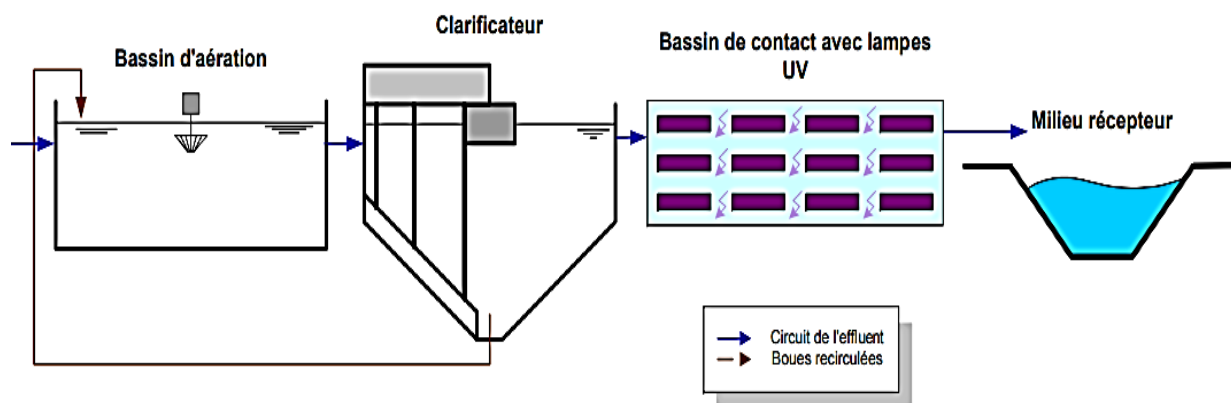


Figure III-17 : Désinfection par les rayons ultra-violettes

e. Désinfection par filtre à sable

Après traitement biologique des effluents bruts, les eaux traitées et décantées sont affinées par passage au travers d'un massif filtrant sableux suivant un fonctionnement sous pression (10 à 12 m/H). Les MES résiduelles sont en partie piégées, ce qui assure une rétention de microorganismes supportés par ces MES, le filtre à sable élimine 75% de la DCO dure et de 70 % à 90 % de la couleur ainsi que de 70% à 90% des métaux lourds. Le tableau ci-joint résume les avantages et inconvénients de cette méthode [6]

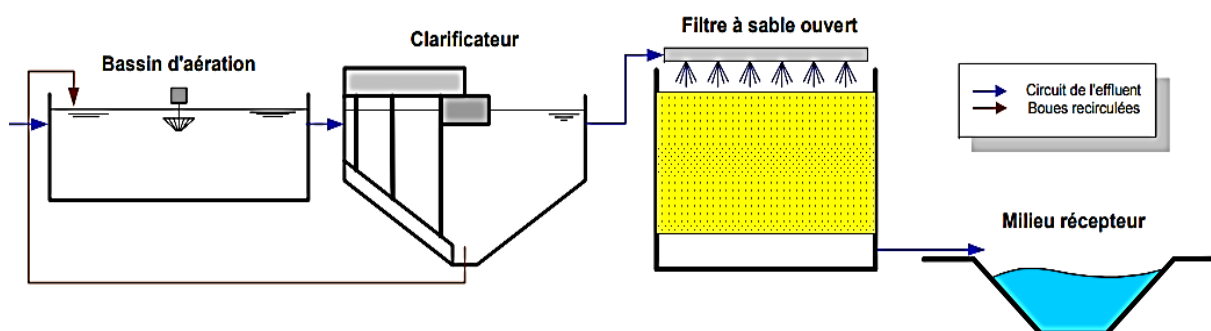


Figure III-18 : Désinfection par filtre à sable

Tableau III-5 : Les avantages et inconvénients des filtres à sables

Avantages	Inconvénients
Sécurité par rapport au milieu récepteur (protection en cas de rejets de boues accidentels – affinage global du rejet).	Efficacité limitée en termes d'abattement bactériologique, en relation avec la qualité du rejet en sortie du clarificateur placé en amont
Pas de formation de sous-produits nocifs pour le milieu récepteur	Coût élevé en investissement.
Procédé compact (faible emprise au sol)	Pour certains dispositifs : nécessité de lavage (air + eau filtrée) imposant la réalisation de bassins de stockage (eau clarifiée – eaux filtrées – eaux sales avec retours en tête de station).
Rapidité de mise en œuvre (cuves)	Entretien pouvant être contraignant (suivi du colmatage).
Peu d'énergie (à moduler en fonction du dispositif mis en œuvre)	Nécessité d'une grande rigueur dans le dimensionnement et la qualité du sable retenu (granulométrie)

III.3 Déshydratation des boues

La déshydratation constitue la seconde étape de réduction du volume des boues au cours de laquelle on réalise sur les boues épaissies, stabilisées ou non, une élimination plus ou moins poussée de leur humidité résiduelle de façon à les amener à l'état solide ou tout au moins "pelletable" (siccité minimale de 16 à 20 % MS en fonction de la nature et des caractéristiques physico-chimiques de la boue). On peut avoir recours pour cela à une déshydratation par drainage naturel, ou à une déshydratation mécanique relevant de deux principes, la filtration et la centrifugation dont les techniques principales sont :

- la filtration sous vide
- la filtration sous pression élevée (15 bars)
- la filtration sous pression progressive

- la décantation centrifuge.
- La déshydratation naturelle

➔ Les lits de séchage

Le séchage des boues à l'air libre sur des lits de sable drainés reste, en raison essentiellement des frais d'investissement réduits, la seule technique de dessiccation utilisée pour les stations d'importance modeste, malgré les sujétions notables de place et de main-d'œuvre qu'elle entraîne. Pour des raisons d'hygiène dictées par l'environnement, le séchage sur lit n'est retenu que sur des boues bien stabilisées et non putrescibles sont constituées d'une couche de sable (10 à 20 cm) disposée sur une couche support de gravier (15 à 25 cm). L'épaisseur maximale (H) à admettre sur les lits de séchage est de 40 cm. On admet pour les boues fraîches la surface minimale rapportée à l'équivalent habitant est de 15 hab/m². Pour un lit alimenté à partir d'un seul point, la largeur optimale est de 8m et une longueur de 20 à 30m est conseillée [17]. Le principe de fonctionnement du lit de séchage réside dans un premier temps, en une déshydratation par drainage ou filtration à très faible pression (pression hydrostatique de l'eau contenue dans la boue), avec départ de l'eau libre de la suspension boueuse jusqu'à une teneur d'environ 80 à 85 % pour les boues urbaines. Dans un second temps. En l'évaporation de l'eau liée à la matière boueuse. Le séchage atmosphérique permet d'aboutir à des siccités allant jusqu'à 40 50 % de matières sèches selon la durée de séchage, les conditions climatiques et les caractéristiques de la boue. On dimensionne généralement l'aire de séchage pour une capacité de production de 0.2 à 0,6 kg MS/m².jour, fortement influencée par le climat et la nature des boues (qui font que la durée de séchage, normalement d'environ 4 j 6 semaines, peut atteindre 3 à 4 mois dans des conditions défavorables). L'enlèvement des boues séchées se réalise le plus souvent par voie manuelle. [10]

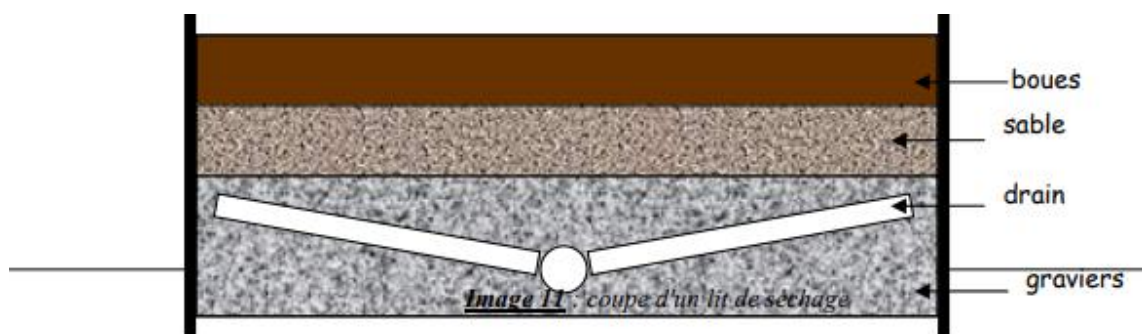


Figure III-19 : Coupe d'un lit de séchage

→ Systèmes de déshydratation mécanique**➤ La filtration sous vide :**

La filtration sous vide constitue le procédé de déshydratation traditionnel, dont on maîtrise parfaitement le fonctionnement puisque le nombre d'unités en service se compte par milliers, surtout dans le secteur urbain. Les filtres couramment utilisés sont du type ouvert à tambour rotatif constitué par des cylindres tournant autour d'un axe horizontal dont le secteur inférieur, immergé dans une auge recevant les boues sont constamment mises sous vide par un système de distributeurs internes et d'une pompe à vide externe.

L'eau interstitielle du mélange liquide-solide qui traverse les toiles filtrantes recouvrant les cylindres est collectée puis éliminée par une pompe d'extraction, tandis que les solides se déposent sur un gâteau de filtration. Séché à l'aide de la rotation du tambour, puis décollé de la toile, avant une nouvelle immersion de celle-ci dans la boue.

➤ La filtration sous pression

La filtration sous pression met essentiellement en œuvre le filtre-pressé, appareil constitué par un grand nombre d'éléments filtrants en forme de plaques, recouverts par une toile métallique en acier ou en tissus synthétiques, sur lesquels la boue est appliquée avec des pressions élevées pouvant aller de 5 à 15 bars e pression. [10]

Les inconvénients bien connus de ce procédé de dessiccation, notamment la discontinuité du traitement, la nécessité d'une importante main-d'œuvre, aussi bien pour la conduite des opérations que pour le nettoyage des toiles qui se colmatent. Les désavantages du filtre-pressé ont cependant été considérablement réduits par les améliorations technologiques apportées ces dernières années, comme par exemple une alimentation mieux étudiée des chambres, la réduction des temps morts par mécanisation et automatiser du bâtissage et rebâtissage Enfin, l'application de tissus synthétiques plus appropriés. [10]

➤ Déshydratation des boues sur filtres à bandes presseuses classiques

La technique de filtration sur bandes a connu un intérêt croissant ces dernières années surtout dans les petites et moyennes stations d'épuration urbaines. Elle doit essentiellement son développement

aux progrès accomplis dans la floculation des boues par la mise en œuvre éclairée des polymères organiques de synthèse les mieux adaptés. [10]



Figure III-20 : Exemple d'un filtre à bande

III.4 La réutilisation des eaux usées épurées en agricultures

Dans le cas spécifique de l'irrigation, les bénéfices ne résident pas seulement dans la préservation du milieu et de la ressource mais aussi dans la nature des eaux usées. Elles contiennent des éléments fertilisants (azote, phosphore et potassium) ainsi que des oligoéléments (fer, cuivre, manganèse, zinc, etc.) qui sont bénéfiques pour les cultures et qui peuvent augmenter significativement le rendement.

Les MES contribuent également à la fertilisation des sols car elles sont riches en matière organique. L'utilisation d'eaux usées à la place d'engrais de synthèse coûteux est économiquement intéressante pour les agriculteurs. De plus, l'arrosage avec des eaux usées constitue une sorte de fertigation, La fertigation permet un apport fractionné et à faible dose des engrais, pour cela elle est bénéfique pour l'environnement car elle évite la pollution des sols et les dépendances aux fertilisants, qui sont des phénomènes qui apparaissent avec une fertilisation classique

Le bénéfice d'une REUE peut donc être double :

- Au niveau économique car en plus d'une préservation quantitative de la ressource, les agriculteurs font des économies d'engrais

- Au niveau écologique car en plus de la diminution des rejets d'eaux usées dans le milieu, la pollution agricole diminue. Mais il faut faire attention à ne pas apporter ces éléments fertilisants en excès.

Il y a en effet un triple risque :

- Un risque sanitaire
- Un risque technique : si les MES sont présentes en trop grand nombre, elles peuvent entraîner le bouchage des canalisations et systèmes d'irrigation
- Un risque agronomique et environnemental : il est possible que les éléments soient apportés en excès. Dans ce cas, il y a un risque de pollution des sols et de diminution du rendement. Les taux en éléments nutritifs (nitrate essentiellement) et la salinité de l'eau utilisée (cause de la dégradation des sols) sont de première importance. Il faut donc trouver le bon équilibre entre le niveau de traitement, les besoins des cultures et la nature du sol. L'utilisation d'eaux épurées pour l'irrigation doit donc se faire avec précaution. On retiendra enfin que l'irrigation, qui suit un rythme saisonnier, nécessite en général de grands volumes de stockage. [18]

III.5 Conclusion

L'épuration des eaux usées avec les différents procédés élimine une grande partie de polluants et des boues constituant un sous-produit de l'épuration. Le choix du procédé est conditionné par les caractéristiques de l'eau à épurer et leur réutilisation, ainsi que la nature du milieu récepteur. Une fois l'eau usée est épurée, cette dernière est rejetée sans risque de contamination ou de pollution majeure. Le coefficient de biodégradabilité est un indicateur qui montre bien que les eaux usées rejetées contiennent des composés biodégradables, et vue la contrainte de terrain disponible, nous optons pour la technique d'épuration par boues activées pour épurer les eaux usées de la ville d'Ouled Driss



CHAPITRE IV
***Dimensionnement
de la station
d'épuration***

IV.1 Introduction

Pour réaliser une station d'épuration des eaux usées il est nécessaire de connaître les caractéristiques physico-chimiques des eaux usées évacuées dans cette région et leurs origines afin de réaliser une épuration qui répond aux normes de notre objectif à savoir la réutilisation de ces eaux épurées ou bien leur rejet dans un milieu naturel.

Tableau IV-1: Les données de bases pour le dimensionnement de la STEP

Paramètres	Horizon	
	2025	2050
Types des réseaux	Unitaire	
Nature des eaux usées	Domestique	
CHARGES HYDRAULIQUES		
Habitants (Hab)	4662	7300
Equivalent Habitant (Eq.hab)	6050	9125
Dotation (L/hab/j)	200	200
Coefficient de retour à l'égout (%)	80	80
Débit moyen journalier (m^3/j)	968	1460
Débit moyen horaire (m^3/h)	40	61
Débit de pointe par temps sec (m^3/h)	90	129
Débit de pointe par temps de pluie (m^3/h)	160	250
Concentration en DBO_5 (Demande biologique en oxygène à 5jours) (mg/l)	375	375
Concentration en DCO (demande chimique en Oxygène) (mg/l)	750	750
Concentration en MES (Matières En Suspension) (mg/l)	438	438
Concentration en N (Azote) (mg/l)	75	75
Concentration en P (phosphore) (mg/l)	19	19

IV.2 Evaluation des charges polluantes

Pour l'horizon de 2025, les charges polluantes sont calculées par la formule suivante :

$$C_0 = C_n * Q_{moy j} \quad (IV.1)$$

→ Le charge moyenne journalière en DBO_5

$$L_0 = C_{DBO5} * Q_{moy j}$$

d'ou :

$$L_0 = 968 * 375 * 10^{-3} = \mathbf{363 \text{ Kg/j}}$$

→ La charge moyenne journalière en DCO (DCO_0)

$$DCO_0 = C_{DCO} * Q_{moy j}$$

D'ou:

$$DCO_0 = 750 * 10^{-3} * 968 = \mathbf{726 \text{ kg/j}}$$

→ La charge moyenne journalière en MES (MES_0)

$$MES_0 = C_{MES} * Q_{moy j}$$

D'où :

$$MES_0 = 968 * 438 * 10^{-3} = \mathbf{424 \text{ Kg/j}}$$

→ La charge moyenne journalière en phosphore (P)

$$P = C_P * Q_{moy j}$$

D'où :

$$P = 968 * 19 * 10^{-3} = \mathbf{18 \text{ Kg/j}}$$

→ La charge moyenne journalière en azote (N)

$$N = C_N * Q_{moy j}$$

D'où :

$$N = 968 * 75 * 10^{-3} = \mathbf{73 \text{ Kg/j}}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul pour les deux horizons

Tableau IV-2: Paramètres de pollution

CHARGES POLLUANTES		
La charge moyenne journalière en DBO_5 à l'entrée (L_0) (Kg/j)	363	547.5
La charge moyenne journalière en DCO à l'entrée (DCO_0) (Kg/j)	726	1095
La charge moyenne journalière en MES à l'entrée (MES_0) (Kg/j)	424	639.48
La charge moyenne journalière en N à l'entrée (Azote) (Kg/j)	73	109.5
La charge moyenne journalière en P à l'entrée (phosphore) (Kg/j)	18	27.74

IV.3 Les objectifs de qualité et les normes de rejet

L'objectif de notre travail est de dimensionner une STEP des eaux usées de la commune d'Ouled Dris. Les eaux traitées seront rejetées dans Oued Djédra qui alimentera bientôt le barrage de Oued Djedra. Pour cela, nous devons atteindre les valeurs des normes de rejets des eaux épurées en milieu naturel.

La législation en Algérie qui traite la réutilisation, des eaux épurées conformément aux textes suivants :

- ✓ Du décret N° 07-149 du 20 mai 2007 fixant les modalités de concession d'utilisation des eaux épurées à des fins agricoles.
- ✓ Arrêté interministériel du 02/01/2012 fixant les spécifications des eaux épurées utilisées à des fins d'irrigation.

Tableau IV-3: Les qualités de rejets dans un milieu récepteur d'une eau épurée

paramètres	Paramètres	Unité	Sortie
Paramètres physico-chimique	Chlorures	meq/l	10
	PH	Unité PH	6.5 – 8.5
	Conductivité	ds/m	3
	DBO_5 (Demande biologique en oxygène)	mg/l	30
	DCO (demande chimique en Oxygène)	mg/l	90
	MES (matières en suspension)	mg/l	30
	Température	°C	30
	Bicarbonate (HCO_3)	meq/l	8.5
	Azote	Mg/l	3

$$K = \frac{[DCO_0]}{[DBO_5]_0} \quad (IV.2)$$

K : l'indice de la biodégradabilité

$[DCO_0]$: Concentration totale DCO à l'entrée de la STEP

$[DBO_5]_0$: Concentration totale de DBO_5 à l'entrée de la STEP.

$$K = \frac{750}{375} = 2$$

Donc $2 < K < 3$

Cette eau est chargée en matières organiques faiblement biodégradable donc le type de traitement est un traitement biologique avec adaptation de la couche microbienne et un traitement tertiaire pour éliminer la DCO dure est envisageable.

IV.4 Dimensionnement du déversoir d'orage

Un déversoir d'orage est un dispositif dont la fonction essentielle est d'évacuer les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Il est un ouvrage de dérivation conçu pour limiter le débit dirigé par temps de pluie vers l'aval du réseau et donc vers la station d'épuration.

Un déversoir d'orage doit donc assurer quatre fonctions principales :

- ✓ Laisser transiter le débit des eaux usées de temps sec sans surverse et sans trop faire chuter la vitesse de l'écoulement afin de limiter la décantation des matières en suspension présentes dans l'effluent
- ✓ Laisser transiter les eaux usées et celles de petites pluies sans surverse jusqu'au débit de référence, c'est à dire le débit maximal admis à l'aval
- ✓ Déverser le débit excédentaire de pluie (au-delà du débit de référence) sans mise en charge et décantation dans la conduite amont et sans surcharge excessive de débit dans le réseau à l'aval
- ✓ Empêcher l'entrée d'eau en provenance du milieu naturel.

On distingue différents types des déversoirs d'orage selon la pente, l'écoulement et la position de la STEP.

- Déversoirs d'orage à seuil frontal.
- Déversoirs d'orage à seuil latéral.
- Déversoirs d'orage avec ouverture du radier.
- Déversoir d'orage à double seuil latéral.

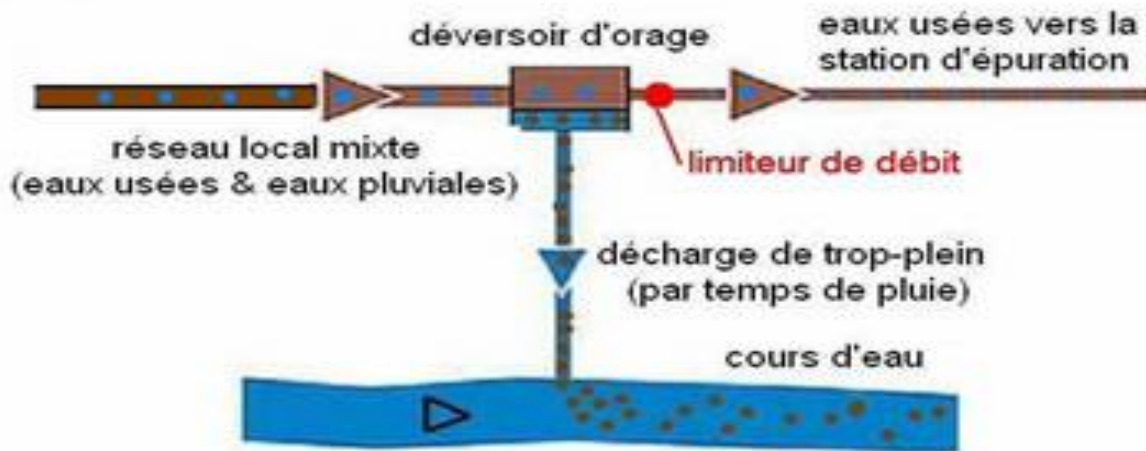


Figure IV-1 : Fonctionnement d'un déversoir d'orage

Pour le dimensionnement du déversoir d'orage à seuil frontal on utilisera les formules suivantes :

→ Débit de déversoir :

$$Q_{dév} = (3 - 5) * Q_{pts} \quad (IV.3)$$

D'où :

$$Q_{dév} = (3 - 5) * 129 = 3 * 129 = 387 \text{ m}^3/\text{h}$$

On a :

$$Q_{dév} = \mu * b * he * \sqrt{2 * g * he} \quad (IV.4)$$

Tel que :

μ : Coefficient débit de déversoir

$$\mu = 0.615 * \left(1 + \frac{0.001}{he}\right) * \left[1 + 0.55 * \left(\frac{he}{he + z}\right)^2\right]$$

he : Hauteur d'eau varie entre 0.08 m et 0.7 m, on prend $he = 0.1$ m

z : hauteur du déversoir (m), on prend $z = 2$ m

Donc :

$$\mu = 0.615 * \left(1 + \frac{0.001}{0.1}\right) * \left[1 + 0.55 * \left(\frac{0.1}{0.1+2}\right)^2\right] = 0.621$$

b : longueur du déversoir (m) tel que :

Donc :

$$b = \frac{Q_{dév}}{h_e * \sqrt{2 * g * h_e} * \mu}$$

D'où :

$$b = \frac{387}{3600 * 0.1 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.1} * 0.621} = 1.23 \text{ m}$$

→ La largeur (l)

$$l = 4 * h_e = 4 * 0.1 = 0.4 \text{ m}$$

→ Canal d'amenée

→ La surface

$$Q_{dév} = V * S = V * b * h'_c \quad (\text{IV.5})$$

Tel que :

V : vitesse d'écoulement (m/s) avec $V_{max} = 1 \text{ m/s}$

b : largeur de la conduite (m)

h'_c : Hauteur du canal (m)

On prend :

$$b' = 2 * h_c$$

$$h'_c = \sqrt{\frac{Q_{dév}}{2 * V}}$$

Donc :

$$h'_c = \sqrt{\frac{0.1075}{2 * 1}} = 0.23 \text{ m}$$

D'où :

$$h_c = 1.25 * h'_c = \mathbf{0.289\ m}$$

→ La pente

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * i^{1/2} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

N : coefficient de rugosité, pour un canal en ciment **n= 0.0145**

i : inclinaison de la conduite (%)

R : rayon hydraulique (m)

$$R = \frac{S}{P} = \frac{b' * h_c}{(b' + 2 * h_c)} = \frac{h_c^2}{4 * h_c} = \mathbf{0.07225m}$$

D'où :

$$i = \left(\frac{V * n}{R^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{1 * 0.0145}{0.07225^{2/3}} \right)^2 = \mathbf{6.98 * 10^{-3}\%}$$

IV.5 Prétraitement

IV.5.1 Dégrilleur

La fonction d'un dégrilleur est de stopper les particules solides grossières pour la protection des équipements à l'aval est pour assurer le bon fonctionnement des ouvrages.

Pour le dimensionnement d'un dégrilleur, on doit calculer la surface de la grille donné par la formule de KIRSCHMER :

→ **Surface de la grille**

$$S = \frac{Q_e}{a * v_{e.c}} \quad (\text{IV.7})$$

Q_e : Débit de pointe en temps sec Q_{pts} (m^3/s)

a : Coefficient de passage libre donné par la relation suivante :

$$a = \frac{d}{d + e}$$

d : Diamètre des barreaux.

e : Espacement entre les barreaux.

Tableau IV-4: Espacement et épaisseur des barreaux

Paramètres	Grilles grossières	Grilles fines
d (cm)	2	1
e (cm)	5 à 10	0.3 à 1

V_e : Vitesse de passage à travers la grille (m/s), comprise entre **0.3 et 1.2 m/s**.

C : Coefficient de colmatage qui dépend de la qualité d'eau et du système de reprises des résidus.

- Pour une grille manuelle : **0.1 < C < 0.3**
- Pour une grille mécanique : **0.4 < C < 0.5**

➔ **Largeur de la grille**

La largeur est donnée par cette formule :

$$L = \frac{S \cdot \sin \theta}{h_{max} \cdot (1-a) \cdot C} \quad (\text{IV.8})$$

h_{max} : Hauteur maximum admissible de l'eau sur la grille, $h_{max} = (0.15 \text{ à } 1.5 \text{ m})$.

Θ : l'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal, $\theta = (60^\circ \text{ à } 80^\circ)$.

1. Dimensionnement du dégrilleur grossier

• **Horizon 2025**

Les données utilisées pour le dimensionnement du dégrilleur grossier (Grille mécanique) sont

Tableau IV-5: Données de base pour le dimensionnement du dégrilleur grossier à l'horizon 2025

Paramètres	Q_{pts} (m^3/s)	V (m/s)	Θ ($^\circ$)	h_{max} (m)	d (cm)	e (cm)	C
Valeur	0.025	0.75	80	0.9	2	5	0.45

D'où :

$$a = \frac{2}{2+5} = 0.28$$

$$S = \frac{0.025}{0.28 * 0.75 * 0.45} = 0.2645 \text{ m}^2$$

$$L = \frac{0.2645 * \sin 80}{0.9 * (1 - 0.28) * 0.45} = 0.89 \text{ m}$$

- **Horizon 2050**

Tableau IV-6: Données de base pour le dimensionnement du dégrilleur grossier à l'horizon 2050

Paramètres	Q_{pts} (m^3/s)	V (m/s)	Θ (°)	h_{max} (m)	d (cm)	e (cm)	C
Valeur	0.035	0.75	80	0.9	2	5	0.45

Donc :

$$a = \frac{2}{2 + 5} = 0.28$$

$$S = \frac{0.035}{0.28 * 0.75 * 0.45} = 0.37 \text{ m}^2$$

$$L = \frac{0.37 * \sin 80}{0.9 * (1 - 0.28) * 0.45} = 1.20 \text{ m}$$

2. Dimensionnement du dégrilleur fin

- **Horizon 2025**

Les données de base sont exprimées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-7 : Données de base pour le dimensionnement du dégrilleur fin à l'horizon 2025

Paramètres	Q_{pts} (m^3/s)	V (m/s)	Θ (°)	h_{max} (m)	d (cm)	e (cm)	C
Valeur	0.025	0.75	80	0.9	1	0.7	0.45

$$a = \frac{1}{1 + 0.7} = 0.58$$

$$S = \frac{0.025}{0.58 * 0.75 * 0.45} = 0.1277 \text{ m}^2$$

$$L = \frac{0.1277 * \sin 80}{0.9 * (1 - 0.58) * 0.45} = 0.73 \text{ m}$$

- **Horizon 2050**

Tableau IV-8: Données de base pour le dimensionnement du dégrilleur fin à l'horizon 2050

Paramètres	Q_{pts} (m^3/s)	V (m/s)	Θ (°)	h_{max} (m)	d (cm)	e (cm)	C
Valeur	0.035	0.75	80	0.9	1	0.7	0.45

$$S = \frac{0.035}{0.58 * 0.75 * 0.45} = 0.178 \text{ m}^2$$

$$L = \frac{0.178 * \sin 80}{0.9 * (1 - 0.58) * 0.45} = 0.99 \text{ m}$$

➔ **Calcul des pertes de charges**

Les pertes de charges sont calculées par l'équation de KIRSCHMER :

$$\Delta H = \beta * \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} * \sin \theta * \left(\frac{v^2}{2g}\right) \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

d : Diamètre des barreaux (m)

e : Espacement entre les barreaux

Θ : Angle d'inclinaison de grille par rapport à l'horizontal

β : Coefficient qui tient compte de la forme des barreaux

g : accélération du pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$)

Les valeurs de β sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV-9: Les valeurs de β

Type de barreau	β
Section rectangulaire	2.42
Section rectangulaire en semi-circulaire à l'amont	1.83
Section rectangulaire avec arrondi semi-circulaire à l'amont et à l'aval	1.67
Section circulaire	1.79
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0.76

On prend $\beta = 1.79$

1. Cas d'un dégrilleur grossier

$$\Delta H = 1.79 * \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{4}{3}} * \sin 80 * \left(\frac{0.75^2}{2 * 9.81}\right) = 0.0148 \text{ m} = \mathbf{1.48 \text{ cm}}$$

2. Cas d'un dégrilleur fin

$$\Delta H = 1.79 * \left(\frac{1}{0.7}\right)^{\frac{4}{3}} * \sin 80 * \left(\frac{0.75^2}{2 * 9.81}\right) = 0.0813 \text{ m} = \mathbf{8.13 \text{ cm}}$$

→ Calcul des volumes de déchets retenus au niveau des grilles

Le volume retenues par le dégrilleur est en rapport avec l'espace des barreaux et la qualité des eaux usées tel que

$$\frac{12}{e} < V_{ret} < \frac{15}{e}$$

Exprimé en litres/Eq/an

e : L'espace des barreaux en (cm)

1. Grille grossière

$$V_{ret.max} = \frac{15}{5} = \mathbf{3 \text{ Litres/eq/an}}$$

$$V_{ret.min} = \frac{12}{5} = \mathbf{2.4 \text{ Litres/eq/an}}$$

Donc

$$V_{max} = \frac{N * V_{ret.max} * 10^{-3}}{365} \quad (\text{IV.10})$$

$$V_{min} = \frac{N * V_{ret.min} * 10^{-3}}{365} \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

N : nombre d'équivalent habitant

$V_{ret.max}$: Le volume maximum retenu par la grille par habitant

$V_{ret.min}$: Le volume minimum retenu par la grille par habitant

V_{max} : Le volume maximum par la grille par jour

V_{min} : : Le volume minimum par la grille par jour

- Horizon 2025

N = 6050

$$V_{max} = \frac{6050 * 3 * 10^{-3}}{365} = 0.049 \text{ m}^3/j$$

$$V_{min} = \frac{6050 * 2.4 * 10^{-3}}{365} = 0.039 \text{ m}^3/j$$

- Horizon 2050

N = 9125

$$V_{max} = \frac{9125 * 3 * 10^{-3}}{365} = 0.075 \text{ m}^3/j$$

$$V_{min} = \frac{9125 * 2.4 * 10^{-3}}{365} = 0.06 \text{ m}^3/j$$

2. Grille fine

$$V_{ret.max} = \frac{15}{0.7} = 21.4 \text{ Litres/eq/an}$$

$$V_{ret.min} = \frac{12}{0.7} = 17.1 \text{ Litres/eq/an}$$

- Horizon 2025

$$V_{max} = \frac{6050 * 21.4 * 10^{-3}}{365} = 0.35 \text{ m}^3/j$$

$$V_{min} = \frac{6050 * 17.1 * 10^{-3}}{365} = 0.28 \text{ m}^3/j$$

- Horizon 2050

$$V_{max} = \frac{9125 * 21.4 * 10^{-3}}{365} = 0.535 \text{ m}^3/j$$

$$V_{min} = \frac{9125 * 17.1 * 10^{-3}}{365} = 0.43 \text{ m}^3/j$$

Tableau IV-10: Résultats de dimensionnement des dégrilleurs

Paramètres	Unité	Horizon 2025		Horizon 2050	
		Grille grossière	Grille Fine	Grille grossière	Grille Fine
Débit de pointe en temps sec Q_{pts}	m^3/s	0.025		0.035	
h_{max} : Hauteur maximum admissible de l'eau	m	0.9		0.9	
Diamètre des barreaux (d)	cm	2	1	2	1
Espacement entre les barreaux (e)	cm	5	0.7	5	0.7
Largeur de la grille (L)	m	0.89	0.73	1.2	0.99
Surface (S)	m^2	0.2645	0.1277	0.37	0.178
Pertes de charges (ΔH)	m	0.0148	0.0813	0.0148	0.0813
Volume maximum (V_{max})	m^3/j	0.049	0.35	0.075	0.535
Volume minimum (V_{min})	m^3/j	0.039	0.28	0.06	0.43

IV.5.2 Le dessablage-déshuilage

Dans le cas des eaux usées urbaines le dessableur et le dégraisseur sont réalisées dans le même ouvrage à condition de prendre l'ouvrage dont le volume est plus grand (généralement le dégraisseur).

→ Dimensionnement du bassin dessableur-dégraisseur

L : Longueur du bassin (m)

H : Profondeur du bassin (**H = 3 à 5m**)

Vs : La valeur de Vs est comprise **10 à 15 m/h** pour un débit de pointe en temps de sec (Q_{pts}).

t_s : Le temps de séjour de **8 à 15 minutes** pour le dégraisseur.

• Horizon 2025

Les données utilisées pour dimensionner l'ouvrage sont résumées dans le tableau suivant

Tableau IV-11: données de base pour le dimensionnement du dessableur-dégraisseur pour l'horizon 2025

Paramètres	Q_{pts} (m^3/h)	H (m)	Vs (m/h)	t_s (min)
Valeur	90	4	15	15

→ Le volume du bassin (V)

$$V = Q_{pts} * t_s \quad (IV.12)$$

Donc :

$$V = 0.025 * 60 * 15 = 22.5 \text{ m}^3$$

→ La surface horizontale (S_h)

$$S_h = \frac{Q_{pts}}{v_s} \quad (IV.13)$$

Donc

$$S_h = \frac{90}{15} = 6 \text{ m}^2$$

→ Le largeur (l)

On prendra une surface horizontale rectangulaire telle que $L=2*l$

$$S_h = L * l$$

Donc

$$l = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = \sqrt{\frac{6}{2}} = 1.73 \text{ m}$$

→ La longueur (L)

$$S_h = L * l$$

Donc :

$$L = 2 * l = 2 * 1.73 = 3.46 \text{ m}$$

→ Le volume d'air à insuffler dans le dessaleur

C'est la quantité d'air nécessaire pour assurer la remonter des graisses sur la surface du bassin, Le débit d'air varie de 1 à 1.5 m^3 d'air / m^3 d'eau.

$$Q_{air} = Q_{pts} * V_{air} \quad (IV.14)$$

D'où

$$Q_{air} = 0.025 * 1.5 = 0.0375 \text{ m}^3/\text{s} = 135 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$$

- Horizon 2050

Tableau IV-12: données de base pour le dimensionnement du dessableur-dégraisseur pour l'horizon 2050

Paramètres	Q_{pts} (m^3/h)	H (m)	Vs (m/h)	t_s (min)
Valeur	129	4	15	15

→ Le volume du bassin (V)

$$V = 0.035 * 60 * 15 = 31.5 m^3$$

→ La surface horizontale (S_h)

$$S_h = \frac{129}{15} = 8.6 m^2$$

→ Le largeur (l)

$$l = \sqrt{\frac{8.6}{2}} = \sqrt{\frac{8.6}{2}} = 2.07 m$$

→ La longueur (L)

$$L = 2 * l = 2 * 2.07 = 4.14 m$$

→ Le volume d'air à insuffler dans le dessableur

$$Q_{air} = 0.035 * 1.5 = 0.0525 m^3/s = 189 m^3 d'air/h$$

→ Calcul des quantités de matières éliminées par le dessableur-dégraisseur

Le dessableur élimine 80% des matières minérales(MM) dans les eaux usées. La matière minérale représente 20% de MES et les 80% restants représentent les (MVS)

- **Horizon 2025**

$$MES = 80\% MVS + 20\% MM \quad (IV.15)$$

- Les matières minérales totales : $MM = 0,20 * 424 = 84.8 \text{ kg/j}$
- Les matières volatiles en suspension : $MVS = 0,80 * 424 = 390.2 \text{ kg/j}$
- Les matières minérales éliminées par le dessableur : $MM_e = 0,80 * 84.4 = 67.52 \text{ kg/j}$
- Les matières minérales à la sortie de dessableur : $MM_s = 84.4 - 67.52 = 17.28 \text{ kg/j}$
- MES sortant du dessableur : $MES_s = 390.2 + 17.28 = 407.48 \text{ kg/j}$

- **Horizon 2050**

- Les matières minérales totales : $MM = 0,20 * 639.48 = 127.896 \text{ kg/j}$
- Les matières volatiles en suspension : $MVS = 0,80 * 639.48 = 511.584 \text{ kg/j}$
- Les matières minérales éliminées par le dessableur : $MM_e = 0,80 * 127.896 = 102.3186 \text{ kg/j}$
- Les matières minérales à la sortie de dessableur : $MM_s = 127.896 - 102.3186 = 25.57 \text{ kg/j}$
- MES sortant du dessableur : $MES_s = 511.584 + 25.57 = 537.154 \text{ kg/j}$

Tableau IV-13: dimensionnement d'un dessableur-dégraisseur

Paramètres	Unité	Horizon	
		2025	2050
Volume (m)	m^3	22.5	31.5
Surface horizontale (S_h)	m^2	6	8.6
Hauteur (H)	m	4	4
Longueur (L)	m	3.46	4.14
Largeur (l)	m	1.73	2.07
Temps de séjour par temps sec (t_s)	min	15	15
volume d'air à insuffler (Q_{air})	$m^3 \text{ d'air/h}$	135	189
Matières minérales totales (MM)	Kg/j	84.4	127.896
Matières volatiles en suspension (MVS)	Kg/j	390.2	511.584
Matières minérales éliminées (MM_e)	Kg/j	67.28	102.3186
Matières minérales à la sortie (MM_s)	Kg/j	17.28	25.57
MES sortant (MES_s)	Kg/j	407.48	537.154

IV.6 Traitement secondaire

Le principe des boues activées réside an une intensification des processus d'autoépuration que l'on rencontre dans les milieux naturels. Il y'a dégradation aérobie de la pollution par mélange de micro-organismes épurateurs et de l'effluent à traiter, suivie de la séparation des eaux épurées et boues activées. Le traitement biologique elimine 90% des MES et 75% de la DCO.

La station de traitement par boues activées doit d'être équipée par :

- ✓ Un bassin d'aération dans lequel l'eau à épurer est mis en contact avec la masse bactérienne épuratrice
- ✓ Un clarificateur pour la séparation de l'eau épurée et de la culture bactérienne
- ✓ Dispositif de recirculation assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologiques récupérées dans le clarificateur
- ✓ Dispositif d'extraction et d'évacuation des boues en excès
- ✓ Dispositif de fourniture d'oxygène [18]

→ Détermination du rendement d'élimination

$$R = \frac{\text{Concentration de } \text{DBO}_5 \text{ entrée} - \text{Concentration de } \text{DBO}_5 \text{ sortie}}{\text{Concentration de } \text{DBO}_5 \text{ entrée}} * 100 \quad (\text{IV.16})$$

$$R = \frac{375 - 30}{375} * 100 = 92\%$$

D'après le rendement le type de procédés par boues activées est un procédé à faible charge, tel que :

- La charge massique : $0.1 < C_m < 0.25 \text{ Kg } \text{DBO}_5 \cdot \text{KgMS}^{-1} \text{ j}^{-1}$.
- La charge volumique : $0.3 < C_v < 0.7 \text{ Kg } \text{DBO}_5 \cdot \text{m}^{-3} \text{ j}^{-1}$

$$R = \frac{\text{Concentration de DCOi} - \text{Concentration de DCOf}}{\text{Concentration de DCOi}} * 100$$

$$R = \frac{750 - 90}{750} * 100 = 88\%$$

Donc y'aura une élimination de 88% de DCO.

On prend :

- $C_m = 0.15 \text{ Kg } \text{DBO}_5 \cdot \text{KgMS}^{-1} \text{ j}^{-1}$.
- $C_v = 0.7 \text{ Kg } \text{DBO}_5 \cdot \text{m}^{-3} \text{ j}^{-1}$

IV.6.1 Dimensionnement du bassin d'aération

Le dimensionnement se réalise à partir de la charge massique et volumique choisies en fonction des objectifs de traitement visés :

- ✓ Une élimination de l'azote qui demande pour une nitrification totale à 12°C et un $C_m = 0.15$ $Kg\ DBO_5 \cdot KgMEST^{-1}j^{-1}$.
- ✓ Le degré de stabilisation des boues en excès produites
- ✓ Le rendement d'élimination de la DBO_5 [18]

- **Horizon 2025**

- **Le volume total du bassin**

$$C_v = \frac{L_0}{V} \quad (IV.17)$$

C_v : La charge volumique en $(Kg\ DBO_5 \cdot m^{-3}j^{-1})$

L_0 : La charge en DBO_5 à l'entrée du bassin d'aération en (Kg/j)

V : Le volume du bassin en (m^3)

Donc :

$$V = \frac{L_0}{C_v} = \frac{363}{0.7} = 518.57\ m^3$$

- **La hauteur du bassin**

H est compris entre 3 et 5 m, on prend **H = 4m**

- **La surface horizontale du bassin**

$$S_h = \frac{V}{H}$$

Donc :

$$S_h = \frac{518.57}{4} = 129.64\ m^2$$

- **Longueur et Largeur du bassin**

On pose :

$$L = 2 * l$$

Et :

$$S_h = L * l = 2 * l^2$$

Donc :

$$l = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = \sqrt{\frac{129.64}{2}} = 8.04 \text{ m}$$

Et

$$L = 2 * l = 2 * 8.04 = 16.06 \text{ m}$$

→ Le temps de séjour

$$t_s = \frac{V}{Q_{pts}}$$

Donc :

$$t_s = \frac{518.57}{90} = 6 \text{ h}$$

1) Calcul des charges

→ La charge polluante en DBO_5 éliminée (L_e)

$$L_e = R * L_0$$

Donc :

$$L_e = 0.92 * 363 = 333.96 \text{ kg/j}$$

→ La charge polluante en DBO_5 à la sortie du bassin (L_s)

$$L_s = 30 * 10^{-3} * Q_j$$

Donc :

$$L_s = 30 * 10^{-3} * 968 = 29.04 \text{ kg/j}$$

→ La masse des boues dans le bassin (X_a)

$$C_m = \frac{L_0}{X_a} \quad (\text{IV.18})$$

Donc :

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{363}{0.15} = 2420 \text{ kg}$$

→ Concentration des boues dans le bassin [X_a]

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} = \frac{2420}{518.57} = 4.66 \text{ kg/m}^3$$

Paramètres	Unité	Horizon	
		2025	2050
Débit journalier (Q_j)	(m^3/j)	968	1460
Débit de pointe par temps sec (Q_{pts})	(m^3/h)	90	129
Volume du bassin (V)	m^3	518.57	782.1
Surface du bassin (S_h)	m^2	129.64	195.53
Hauteur (H)	m	4	4
Longueur (L)	m	16	18
Largueur (l)	m	8	10
Temps de séjour (t_s)	h	6	6
La charge polluante en DBO_5 éliminée (L_e)	kg/j	333.96	503.7
La charge polluante en DBO_5 à la sortie du bassin (L_s)	kg/j	29.04	43.8
Masse des boues dans le bassin (X_a)	kg	2420	3650
Concentration des boues dans le bassin ($[X_a]$)	kg/m^3	4.66	4.66

Tableau IV-14: Résultats de calcul des aérateurs

2) Les besoins en oxygène

Afin de favoriser la réaction aérobie il faut assurer une concentration suffisante d'oxygène pour les micro-organismes pour la dégradation de la matière organique ainsi pour la production des boues. La quantité théorique d'oxygène est la somme de celle nécessaire à la synthèse et à la respiration endogène, Elle et exprimée par cette relation

$$q_{o_2}(kg/j) = (a' * L_e) + (b' * X_a) + 4.3 * N_N - 2.85 * c' * N_{DN} \quad (IV.19)$$

q_{o_2} : Besoin en oxygène (kg/j)

L_e : La charge polluante en DBO_5 éliminée (kg/j)

a' : Quantité d'O₂ nécessaire à l'oxydation de 1kg de DBO_5

b' : Quantité d'O₂ nécessaire à la respiration de 1kg de MVS de boues par jour

X_a : Masse de la biomasse dans le bassin en Kg

c' : Fraction d'O₂ des NO_3^- récupérées par dénitrification (entre 60-70%)

N_{DN} : Flux d'azote a dénitrifié

N_N : Flux d'azote a nénitrifié

Tableau IV-15: valeurs de a' et b' en fonction du type de traitement par boues activées

Type de traitement	a' kg O2/kg DBO5	b' kg O2/kg MS
Faible charge	0.65	0.065
Moyenne charge	0.6	0.08
Forte charge	0.55	0.12

Donc :

$$C_m = 0.15 \text{ kg DBO/kg MS.j}$$

$$a' = 0.65, b' = 0.065, X_a = 2420 \text{ Kg}, L_e = 333.96 \text{ Kg/j}, N_{DN} = N_N = 0$$

$$q_{o_2}(\text{kg/j}) = (0.65 * 333.96) + (0.065 * 2420) = 374.374 \text{ kgO}_2 / \text{j}$$

D'où la quantité horaire d'oxygène nécessaire

$$q_h = \frac{q_{o_2}}{24} = 15.59 \text{ kgO}_2 / \text{h}$$

→ La quantité par m^3 du bassin

$$q_{o_2} = \frac{q_{o_2}}{V} = \frac{374.374}{518.57} = 0.72 \text{ kgO}_2 / \text{jm}^3$$

3) Détermination des caractéristiques de l'aérateur

→ Les besoins réels en oxygène

Pour le calcul des besoins réels, on utilise le coefficient correctif (T_c) ou bien Coefficient global de transfert (C.G.T). D'où la capacité réelle est calculée par la formule suivante :

$$q'_{O_2} = \frac{q_{O_2}}{T_c} \quad (\text{IV.20})$$

Tel que :

T_c : coefficient correctif

$$T_c = T_e * T_t * T_d \quad (\text{IV.21})$$

Avec :

Te : Rapport d'échange eaux usées - eaux épurées

$$Te = \frac{Cs(\text{eau usée})}{Cs(\text{eau épurée})} \quad (\text{IV.22})$$

Pour une eau usée urbaine **Te= 0.95**

Tt : Correcteur de la vitesse de transfert en fonction de la température

$$Tt = (1.02)^{t-10} \quad (\text{IV.23})$$

Tel que : **t = 25°C**

$$Tt = (1.02)^{25-10} = \mathbf{1.345}$$

Td : Correcteur du déficit en oxygène

$$Td = \frac{Cs_{20^\circ\text{C}} - CL}{Cs_{10^\circ\text{C}}} \quad (\text{IV.24})$$

Avec :

Cs_{20°C} : La concentration d'oxygène à la saturation

Cs_{10°C} : La concentration d'oxygène dissous pour T = 10°C

$$Cs = \frac{468.41}{31.64 + T^\circ\text{C}}$$

Pour T = 20°C

$$Cs_{20^\circ\text{C}} = \frac{468.41}{31.64+20} = \mathbf{9.07}$$

Pour T = 10°C

$$Cs_{10^\circ\text{C}} = \frac{468.41}{31.64+10} = \mathbf{11.24}$$

CL : La concentration d'oxygène dissous dans la masse liquide à T= 30°C, CL varie entre 1 et 2 mg/l.

On prend CL= 1.5 mg/l.

D'où :

$$Td = \frac{9.07 - 1.5}{11.24} = 0.67$$

Et

$$T_c = 0.95 * 1.345 * 0.67 = \mathbf{0.856}$$

Donc la capacité d'oxygénation réelle est de :

$$q'O_2 = \frac{374.374}{0.856} = \mathbf{437.352 \text{ kgO}_2 / j}$$

$$q'O_{2\text{horaire}} = \mathbf{18.22 \text{ kgO}_2 / h}$$

→ Besoins en énergie de l'aération

Les aérateurs de surface sont généralement compris entre 1 et 2 kgO_2/Kwh pour un aérateur à vitesse faible les valeurs sont comprises entre 1.5 à 2 kgO_2/Kwh , on prendra $E_a = 1.7 \text{ kgO}_2/\text{Kwh}$ [7]

$$E = \frac{q'O_{2\text{horaire}}}{E_a} \quad \text{(IV.25)}$$

Tel que :

E : Puissance nécessaire à l'aérateur en (Kw)

$q'O_{2\text{horaire}}$: Quantité horaire d'oxygène nécessaire (kgO_2/h)

E_a : Quantité d'oxygène par unité de puissance (kgO_2/Kwh)

$$E = \frac{18.22}{1.7} = \mathbf{10.7 \text{ Kw}}$$

→ Puissance d'agitation

$$E_b = Sh * Pc$$

E_b : Puissance d'agitation en (Kw)

Sh : surface horizontale du bassin en (m^2)

P_a : puissance par m^2 du bassin, P_a varie entre 70 et 80 w/m^2 . On prendra $P_a = 75 \text{ W}/\text{m}^2$

$$E_b = 129.64 * 75 * 10^{-3} = \mathbf{9.7 \text{ Kw}}$$

→ Nombre d'aérateur

$$n = \frac{E}{E_b} \quad (\text{IV.26})$$

D'où

$$n = \frac{10.7}{9.7} = 2$$

Tableau IV-16: Résultats de calcul des besoins en oxygène

Paramètre	Unité	Horizon	
		2025	2050
Besoin en oxygène (q_{O_2})	kgO_2 / j	374.37	564.6
La quantité horaire d'oxygène nécessaire ($q'_{O_{2h}}$)	kgO_2 / h	15.59	23.48
La quantité par m^3 du bassin (q_{O_2})	$Kg/m^3 / j$	0.65	0.71
Les besoins réels en oxygène ($q'_{O_{2h}}$)	kgO_2 / Kwh	18.22	23.09
Besoins en énergie de l'aération (E)	Kw	10.7	13.58
Puissance d'agitation (E_b)	Kw	9.7	12.83
Nombre d'aérateur (n)	-	2	2

IV.6.2 Bilan des boues

1) Calcul de la quantité des boues en excès

Les boues en excès sont proportionnelles à la quantité de la DBO_5 éliminée et dépend de la charge massique dans le bassin d'aération. La quantité des boues en excès est calculée par la relation suivante :

$$\Delta B = X_{min} + X_{dur} + a_m Le - bX_a - X_{eff} \quad (\text{IV.27})$$

ΔB : Boues en excès exprimé en (Kg/j)

X_{min} : Boues minérales (20% de MES à la sortie du dessableur-degraisseur) en (kg/j)

X_{dur} : Boues difficilement biodégradable (20% de MVS) en (kg/)

a_m : Augmentation de la biomasse par élimination de la DBO_5 , $a_m = 0.65$

Le : Charge de la DBO_5 éliminée en (kg/)

b : Diminution de la biomasse par respiration endogène $b = 0.065$

X_a : Boues organiques dans le bassin (MVS) en Kg

On a :

$$MES_s = 407.48 \text{ kg/j}$$

$$X_{min} = 20\% MES_s = 81.496 \text{ kg/j}$$

$$X_{dur} = 20\% MVS = 20\% * 80\% * MES_s = 65.19 \text{ kg/j}$$

D'où :

$$\Delta B = 81.496 + 65.19 + 0.65 * 333.96 - 0.065 * 2420 - 30 * 968 * 10^{-3} = 195.41 \text{ Kg/j}$$

2) Concentration des boues en excès

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

X_m : Concentration es boues en excès en (kg/m^3)

I_m : Indice de Mohlman. Pour la détermination de l'indice de Mohlman en utilisera les valeurs exposées dans le tableau ci-dessous pour les stations d'une capacité inférieure à 5000 équivalents habitants [7]

Tableau IV-17: Les valeurs de I_m en fonction de la nature de l'effluent

Nature de l'effluent	CEMAGREF	
	Indice de boue en mg/l	
	Démarrage de la station <50% de la charge	Station à pleine charge
100% eaux domestiques	50 – 80	150 – 200
>50% eaux usées domestiques <50% eaux industrielles	150 – 200	120 – 150
<50% eaux usées domestiques >50% eaux industrielles	100 – 120	>200
<50% eaux usées domestiques >50% eaux industrielles	150 – 200	>200

Donc on prendra $I_m = 175 \text{ mg/l}$

D'où :

$$X_m = \frac{1200}{175} = 6.857 \text{ Kg/m}^3$$

3) Débit de boues en excès

Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{excés} = \frac{\Delta B}{X_m} \quad (\text{IV.28})$$

$Q_{excés}$: Débit de boues en excès en (m^3/j)

D'où :

$$Q_{excés} = \frac{195.41}{6.857} = 28.7 \text{ m}^3/j$$

4) Débit spécifique

Le débit spécifique est donné par la relation suivante

$$q_{sp} = \frac{\Delta B}{V} \quad (\text{IV.29})$$

Donc :

$$q_{sp} = \frac{195.41}{518.57} = 0.37 \text{ kg/m}^3/j$$

5) Le taux de recyclage

$$R = \frac{100 * [X_a]}{\frac{1000}{I_m} - [X_a]} \quad (\text{IV.30})$$

Tel que :

R : taux de recyclage (%)

[X_a] : concentration des boues dans le bassin.

D'où :

$$R = \frac{100 * 4.66}{\frac{1000}{175} - 4.66} = 87 \%$$

6) Débit de boues recyclées

$$Q_r = \frac{R * Q_j}{100} \quad (\text{IV.31})$$

D'où :

$$Q_r = \frac{87 * 968}{100} = 842.16 \text{ m}^3/\text{j}$$

7) Age des boues

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta B} \quad (\text{IV.32})$$

D'où :

$$A_b = \frac{2420}{195.41} = 12.3 \text{ donc } 12 \text{ jours}$$

Tableau IV-18: Résultats de bilan des boues

Paramètre	Unité	Horizon	
		2025	2050
La quantité de boues en excès (ΔB)	kg/j	195.41	323.75
Concentration des boues en excès (X_m)	kg/m ³	6.857	6.857
Débit de boues en excès ($Q_{excès}$)	m ³ /j	28.7	31.6
Débit spécifique (q_{sp})	Kg/m ³ /j	0.19	0.46
Le taux de recyclage (R)	%	87	87
Débit de boues recyclées (Q_r)	m ³ /j	842.16	1270.2
Age des boues (A_b)	j	5	5

IV.6.3 Dimensionnement de clarificateur

La séparation des boues formées dans un clarificateur ou l'eau épurée est séparée de la boue par décantation gravitaire. Les boues décantées sont extraites et renvoyées vers le bassin d'aération

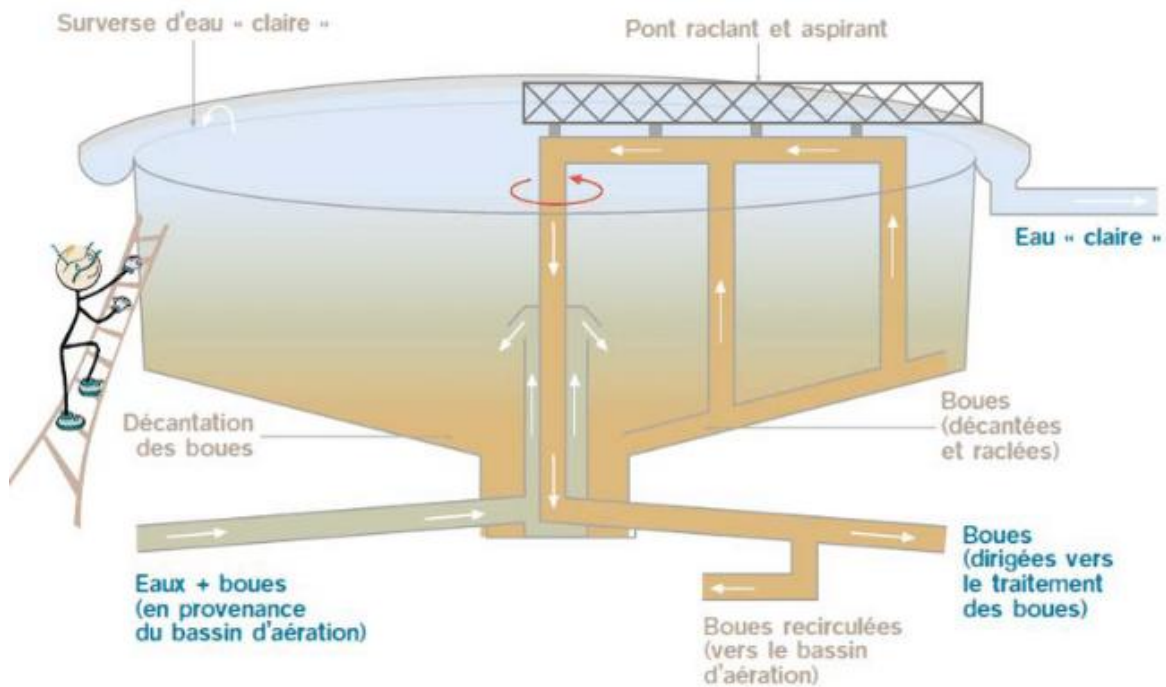


Figure IV-2 : Schéma d'un clarificateur

Pour le dimensionnement du clarificateur on choisit un clarificateur sous forme circulaire, les données de bases sont :

- La charge superficielle V_{as} varie entre 0.1 et 1.25 m/h
- Le temps de séjour varie entre 2 à 3h
- La hauteur du clarificateur varie entre 3 à 4m

- **Horizon 2025**

➔ **La surface totale du clarificateur**

$$S = \frac{Q_{pts}}{V_{as}}$$

On prendra $V_{as}=0.675$ m/h

D'où :

$$S = \frac{90}{0.675} = 133.33m^2$$

→ Le volume total

$$V = Q_{pts} * t_s$$

Avec : $t_s = 2h$

D'où :

$$V = 90 * 2 = 180 \text{ m}^3$$

→ Diamètre du clarificateur

$$D = \sqrt{\frac{4 * V}{\pi * H}} \quad (\text{IV.33})$$

Avec : $H = 3m$

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 * 180}{\pi * 3}} = 8.74m$$

1) Calcul des composants du clarificateur

Le clarificateur est composé de 3 cercles

a. La buse : Son diamètre (D_1) est de 1.2 m

Donc :

$$S_1 = \frac{\pi D_1^2}{4}$$

D'où :

$$S_1 = \frac{\pi * 1.2^2}{4} = 1.13m^2$$

b. La jupe : La vitesse maximale admissible pour la séparation des boues est $V_{max} = 90m/h$

D'où :

$$S_2 = \frac{[R+1]}{v_{max}} * Q_{pts} \quad (\text{IV.35})$$

Tel que :

R : taux de recyclage

$$S_2 = \frac{[87 + 1]}{90} * 90 = \mathbf{88 \text{ m}^2}$$

Et pour le diamètre :

$$D_2 = \sqrt{\frac{4 * (S_1 + S_2)}{\pi * H}} \quad (\text{IV.36})$$

D'où :

$$D_2 = \sqrt{\frac{4 * (88 + 1.13)}{\pi * 3}} = \mathbf{6.15 \text{ m}}$$

c. La goulotte

On a une vitesse d'écoulement de $v=0.75\text{m/s}$ d'où $v=2700\text{m/h}$

$$S_g = \frac{Q_{pts}}{n * v} \quad (\text{IV.37})$$

Tel que :

n : Nombre de clarificateur = 1

Donc :

$$S_g = \frac{90}{1 * 2700} = \mathbf{0.03\text{m}^2}$$

Et le diamètre (D_g) :

$$D_g = \sqrt{\frac{4 * S_g}{\pi}}$$

D'où :

$$D_g = \sqrt{\frac{4 * 0.03}{\pi}} = 0.19m$$

Tableau IV-19: Résultats de calcul du clarificateur

Paramètre	Unité	Horizon	
		2025	2050
Nombre	-	1	1
Débit de pointe en temps sec	m3/h	90	129
la vitesse ascensionnelle	m/h	0.675	0.675
La surface	m2	133.33	191.11
Le volume	m3	180	258
Le diamètre	m	8.74	10.46
La hauteur	m	3	3
Le temps de séjour	H	2	2
Le diamètre de la buse	m	1.2	1.2
La surface de la buse	m ²	1.13	1.13
La surface de la jupe	m ²	88	126.13
Le diamètre de la jupe	m	6.15	7.43
La surface de la goulotte	m ²	0.03	0.05
Le diamètre de la goulotte	m	0.19	0.24

IV.7 Traitement tertiaire

IV.7.1 Dimensionnement d'un filtre à sable

Pour le dimensionnement on utilisera le type européen de granulométrie moyenne de 0.8 à 1.5 mm et d'une épaisseur de 0.9 à 1.2 m

- Horizon 2025

- a. La surface du lit de sable

Le calcul de la surface est en fonction de la vitesse de filtration optimal (v) qui varie entre 5 à 7 m/h tel que :

$$Q_{ptp} = v * S_{lit} \quad (IV.38)$$

Avec :

S_{lit} : Surface du lit (m^2)

v : Vitesse de filtration, on prendra $v = 5 \text{ m/h}$

D'où :

$$S_{lit} = \frac{Q_{ptp}}{v} = \frac{160}{5} = 32 \text{ m}^2$$

b. Les pertes de charge :

Pour calculer les pertes de charges n'importe quel régime d'écoulement on utilisera la formule d'Ergun

$$\frac{\Delta P}{H} = \frac{150 * (1 - \varepsilon)^2 * v * \mu}{\varepsilon^3 * d_p^2} + \frac{1.75 * (1 - \varepsilon) * v^2 * \rho}{\varepsilon^3 * d_p} \quad (\text{IV.39})$$

Tel que :

ΔP : Perte de charge (m)

H : Hauteur du lit (m)

v : Vitesse de filtration (m/s)

d_p : Diamètre moyen des particules (m)

ρ : Masse volumique du sable (kg/m^3)

μ : Viscosité dynamique de l'eau à 20°C (Pa.s)

ε : Porosité initiale du lit

Tableau IV-20: Propriétés du lit de filtration

d (mm)	ρ (kg/m^3)	ε	μ (Pa.s)	H (mm)
1	2610	0.4	10^{-3}	1

D'où :

$$\Delta P = \frac{150 * (1 - 0.4)^2 * 1.38 * 10^{-3} * 10^{-3}}{0.4^3 * 10^{-6}} + \frac{1.75 * (1 - 0.4) * (1.38 * 10^{-3})^2 * 2610}{0.4^3 * 10^{-3}}$$

D'où

$$: \Delta P = 1.24 \text{ m}$$

c. Dimensionnement du rétro-lavage

→ La vitesse de sédimentation du média filtrant

$$U_t = U'_t * [\rho_f^2 / (\mu_f * (\rho_p - \rho_f) * g)]^{-1/3} \quad (\text{IV.40})$$

Tel que :

$$U'_t = \left[\left(\frac{18}{d_p^2} \right) + \left(\frac{(2.355 - 1.744 * \Phi)}{d_p^{0.5}} \right) \right]^{-1} \quad (\text{IV.41})$$

Avec :

U_t : Vitesse de sédimentation (m/s)

U'_t : Vitesse terminal sans dimension de particule (m/s)

ρ_f : Viscosité du fluide (kg/m^3)

Φ : Facteur de la forme de sable

g : L'accélération de la pesanteur

Tableau IV-21: Caractéristique des fluides du rétro-lavage

	Masse volumique à 20°C (ρ_f) (kg/m^3)	Viscosité dynamique (Pa.s) à 20°C
L'eau	1000	10^{-3}
L'air sec	1.204	$1.85 * 10^{-3}$

Donc :

$$U'_t = \left[\left(\frac{18}{(10^{-6})^2} \right) + \left(\frac{(2.355 - 1.744 * 1)}{(10^{-3})^{0.5}} \right) \right]^{-1} = 5.55 * 10^{-8} \text{ m/s}$$

Donc :

→ La vitesse de sédimentation de l'eau du média filtrant :

$$U_{t_eau} = 5.55 * 10^{-8} * [1000^2 / ((10^{-3} * (2610 - 1000) * 9.81))]^{-1/3} = 1.3 * 10^{-9} \text{ m/s}$$

→ La vitesse de sédimentation de l'air du média filtrant :

$$U_{t-air} = 5.55 * 10^{-8} * [1.204^2 / ((10^{-3} * (2610 - 1.204) * 9.81))^{-\frac{1}{3}}] = 3.14 * 10^{-9} \text{ m/s}$$

→ Le débit de lavage :

$$Q = 0.1 * U_t * S_{lit} \quad (\text{IV.42})$$

→ Débit d'eau de lavage :

$$Q_{eau} = 0.1 * 1.3 * 10^{-9} * 32 = 4.16 * 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}$$

→ Débit d'air de lavage :

$$Q_{air} = 0.1 * 3.14 * 10^{-9} * 32 = 1 * 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$$

→ La perte de charge du média filtrant :

$$\Delta P = H * g * (1 - \varepsilon_{lit}) * (\rho_p - \rho_f) \quad (\text{IV.43})$$

→ La perte de charge de l'eau du média filtrant :

$$\Delta P_{eau} = 10^{-3} * 9.81 * (1 - 0.4) * (2610 - 1000) = 9.47 \text{ m}$$

→ La perte de charge de l'air du média filtrant :

$$\Delta P_{air} = 10^{-3} * 9.81 * (1 - 0.4) * (2610 - 1.204) = 15.35 \text{ m}$$

→ La durée d'une phase de rétrolavage :

La durée d'une phase de rétrolavage est fixée à 10 minutes avec une première injection d'air pendant 4 minutes suivie d'une injection d'eau pendant 6 minutes. On suppose qu'un rétrolavage tous les 2 jours est suffisant à maintenir une perte de charge raisonnable dans le filtre à sable. Des essais laboratoires permettraient de déterminer ces paramètres plus précisément en fonction du pouvoir colmatant de l'eau brute

→ Le volume nécessaire à la phase de rétro-lavage

$$V_i = Q_i * t_{rv}$$

→ Le volume d'eau à la phase de rétro-lavage :

$$V_{eau} = Q_{eau} * t_{rv}$$

Tel que :

$$t_{rv} = 6 \text{ min}$$

$$V_{eau} = 4.16 * 10^{-9} * 60 * 6 = 1.4976 * 10^{-6} \text{ m}^3$$

→ Le volume d'air à la phase de rétro-lavage :

$$t_{rv} = 4 \text{ min}$$

$$V_{air} = 1 * 10^{-8} * 60 * 4 = 2.4 * 10^{-6} \text{ m}^3$$

Tableau IV-22: Résultats de calcul d'un filtre à sable

Paramètre	Unité	Horizon	
		2025	2050
La surface du lit de sable (S_{lit})	m^2	32	50
Les pertes de charge d'un filtre à sable (ΔP)	m	1.24	1.24
La vitesse de sédimentation de l'eau du média filtrant (U_{t_eau})	m/s	$1.3 * 10^{-9}$	$1.3 * 10^{-9}$
La vitesse de sédimentation de l'air du média filtrant (U_{t_air})	m/s	3.14 $* 10^{-9}$	3.14 $* 10^{-9}$
Débit d'eau de lavage (Q_{eau})	m^3/s	4.16 $* 10^{-9}$	$6.5 * 10^{-9}$
Débit d'air de lavage (Q_{air})	m^3/s	$1 * 10^{-8}$	1.57 $* 10^{-9}$
La perte de charge de l'eau du média filtrant (ΔP_{eau})	m	9.47	9.47
La perte de charge de l'air du média filtrant (ΔP_{air})	m	15.35	15.35
Volume d'air à la phase de rétro-lavage (V_{eau})	m^3	1.4976 $* 10^{-6}$	2.34 $* 10^{-6}$
Volume d'air à la phase de rétro-lavage (V_{air})	m^3	$2.4 * 10^{-6}$	3.768 $* 10^{-7}$

→ **Caractéristiques des eaux usées à la sortie de la station**

Tableau IV-23 : Caractéristiques de l'eau usée épurée

	unité	Valeur	Norme
MES _f	mg/l	10.85	30
DBO ₅	mg/l	29.04	30
DCO _f	mg/l	41.25	90
N _f	mg/l	1.875	3

IV.7.2 Traitement des boues

Le traitement des boues peut être assimilé à un système de traitement des déchets à part entière. La production est de l'ordre de 55 à 70 g/L d'effluent traité. Elles ont pour caractère commun d'être liquide, fermentescibles, nauséabondes et très fortement pathogènes. Une solution ancestrale (depuis 1880) consistait à épandre les boues dans des champs pour qu'elles participent à l'amendement organique des sols. Cette technique reste d'actualité, mais un certain manque de souplesse dans les calendriers d'épandage, le risque biologique non nuls ainsi que la possible présence d'éléments toxiques dans les boues ont ouvert la voie à d'autres modes d'élimination. Quoiqu'il en soit avant d'être acheminées pour être éliminées, les boues vont subir différents traitements en vue de réduire leur pouvoir fermentescible ainsi que leur volume.

IV.7.2.1 Réduction du pouvoir fermentescible ou stabilisation

Les boues en sortie de station d'épuration sont très riches en matières organiques et en germes pathogènes. Il existe différentes techniques pour diminuer ces paramètres, les 3 principales sont :

- ✓ La digestion aérobie :

Ce processus peut être considéré comme le plus naturel et le plus simple à mettre en place. Le mécanisme recherché repose sur la réaction d'auto-oxydation de la biomasse active dans un milieu pauvre en substrat, aéré et agité. Les rendements d'élimination de la matière organique biodégradable vont donc dépendre de la part du métabolisme endogène, part importante pour des âges de boue élevés (cas des boues activées en aération prolongée) et de la faible teneur en substrat. En effet, seulement de 10 à 40 % des boues biologiques sont constitués de cellules actives. Par conséquent, la quantité de cellules actives par rapport à la quantité de substrat exogène de l'effluent influence énormément le

déroulement du procédé de digestion aérobie. Le taux de minéralisation des boues dépend principalement du temps de séjour, de la température, ainsi que de l'âge des boues introduites. Un temps de séjour de 14 à 20 jours est habituellement requis pour une stabilisation adéquate de la biomasse. Mais à des températures basses et à performances égales, le temps de séjour doit être augmenté de façon importante.

✓ La digestion anaérobie :

Elle est basée sur le principe de fermentation méthanique aérobie. Les matières organiques complexes sont dégradées en méthane et en dioxyde de carbone. Dans les stations d'épuration importantes, le digesteur peut être couplé à une chaudière : en effet la réaction est exothermique (35°C) et produit environ 500L de méthane par tonnes de boues introduites. Le temps de séjour dans un digesteur varie de 20 à 40j en fonction de la technologie. Notons que cette technique réduit également le volume des boues.

✓ La stabilisation chimique :

Le pouvoir fermentescible est diminué grâce à l'incorporation de chaux $(Ca(OH))_2$ dans les boues fraîches.

✓ La stabilisation thermique :

Elle est réalisée par pasteurisation à une température de 70°C pendant 30minutes.

IV.7.2.2 La réduction du volume :

✓ L'épaississement

La boue décantée issue des clarificateurs est introduite dans l'épaississeur, c'est la première étape du traitement des boues. Sous la seule action de la pesanteur, l'épaississement statique gravitaire permet de concentrer la boue de deux à huit fois, cette technique est employée avant déshydratation plus poussée mais aussi parfois stabilisation ou stockage sous forme liquide pour des fins d'épandage par exemple. La boue se concentre au fond de l'ouvrage, le mécanisme est amélioré en présence d'une herse qui permet d'éviter la formation des poches d'eau dans la colonne de boues en cours de sédimentations. La boue épaissie est extraite en fond d'ouvrage tandis que le liquide de surnageant est évacué le plus souvent par le haut puis recycler en tête de station. Généralement la voile de boue

doit se situer en environ un tiers de la profondeur pour éviter les pertes de matière en suspension avec l'eau surnageant évacuée. Les conditions préconisées de fonctionnement d'un épaisseur sont :

- Vitesse d'alimentation moyenne 0.5 m/h qui ne doit pas excéder 1 m/h
- Boues d'alimentations peu concentrées < 15g/l pour limiter les interactions entre les particules
- Temps de séjour de la boue court afin de limiter les fermentations provoquant une surcharge des surverses (idéal 24h le max est 48h). [8]

→ Les types d'ouvrages

- a. **Épaisseurs gravitaires (hersés ou non)** : ont pour fonction d'épaissir et non stocker.
. Elle consiste à réaliser le séjour des boues dans des ouvrages de forme cylindro-conique. Jusqu'à 5 m de diamètre, on peut utiliser le type statique simple cuve cylindrique à fond conique (45 à 70° sur l'horizontale). Au-delà de cette dimension, on applique généralement la mécanisation dans des cuves à radier à pente faible, c'est-à-dire un système de raclage et d'agitation lente dont le rôle est double :

- faciliter le glissement des boues vers la fosse centrale d'où elles sont extraites
- permettre le dégagement de l'eau interstitielle et des gaz occlus dans les boues au moyen d'une herse verticale accrochée au dispositif tournant [8]

Les temps de séjour des boues est au maximum de trois jours. Le mode gestion de ces ouvrages prévoit que l'eau soit évacuée, dans la pratique ces ouvrages sont souvent surdimensionnés et les temps de séjours peuvent être supérieurs à 3 jours.

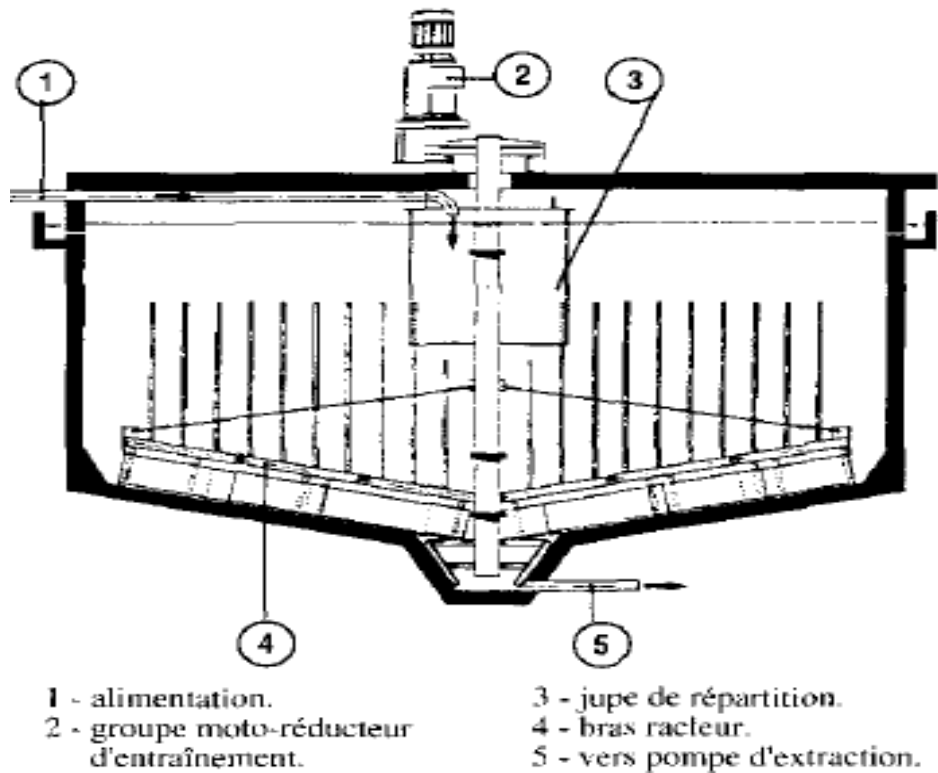


Figure IV-3 : épaisseur raclé à entraînement centrale

b. L'épaississement par flottation

Si pour les boues urbaines mixtes, fraîches ou digérées, il est préférable de recourir à l'épaississement par décantation, il s'avère par contre que la flottation est un procédé parfaitement bien adapté à la structure floculée des boues activées constituées de floccs légers.

- c. **Les silos** : ont pour unique fonction de stocker les boues sans évacuations des boues, dans la pratique et pour des raisons relatives aux difficultés rencontrées dans l'élimination des boues, l'exploitant cherche à optimiser sa durée de stockage en évacuant régulièrement l'eau d'où y'aura une augmentation très forte des risques de dysfonctionnement biologiques.

→ Dimensionnement de l'épaisseur

• Horizon 2025

1. Boues issues du décanteur secondaire (B_{Π})

$$B_{\Pi} = X_m = 6.857 \text{ kg/m}^3$$

2. Débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage ($X_{B\Pi}$)

$$X_{B\Pi} = Q_{excès} = 28.7 \text{ m}^3/j$$

3. Volume de l'épaississeur (V_e)

$$V_e = X_{B\Pi} * t_s$$

Tel que :

t_s : Temps de séjour, on prendra $t_s = 48\text{h}$

D'où :

$$V_e = 28.7 * 2 = 57.4 \text{ m}^3$$

4. Surface de l'épaississeur (S_e)

$$S_e = \frac{V_e}{H}$$

La hauteur H varie entre 3 et 4 m, on prend : **H= 4m**

D'où :

$$S_e = \frac{57.4}{4} = 14.3 \text{ m}^2$$

5. Diamètre de l'épaississeur (D)

$$S_e = \frac{\pi * D^2}{4}$$

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 * S_e}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 14.3}{\pi}} = 4.2 \text{ m}$$

6. Débit de boues à la sortie de l'épaississeur (Q_{be})

La concentration des boues est de l'ordre (C_{be}) de 80 à 100 g/l, on prend **$C_{be} = 90 \text{ g/l}$**

$$Q_{be} = \frac{\Delta B}{C_{be}} \quad (\text{IV.44})$$

D'où :

$$Q_{be} = \frac{195.41}{90} = 2.2 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau IV-24: Résultats de calcul de l'épaisseur

Paramètre	Unité	Horizon	
		2025	2050
Volume du bassin (V_e)	m^3	60.2	82.68
Surface horizontale (S_e)	m^2	15.05	20.67
Diamètre (D)	m	4.37	5.13
Hauteur (H)	m	4	4
Temps de séjour (t_s)	j	2	2
Débit de boues à la sortie de l'ouvrage (Q_{be})	m^3/j	2.293	3.15
Nombre d'ouvrage	-	1	1

→ La déshydratation mécanique

→ Dimensionnement du filtre à bande

- Siccité des boues à déshydrater (S_F) : **3%**
- La quantité des boues extraites de l'épaisseur vers la déshydratation : **2.2 m³/j**
- Siccité après déshydratation (S_F) : **15% à 18%**
- Quantité de boue à traiter par jour : **195.41 kg/j**
- **Quantité des boues à traiter par heure**

$$\Delta_{xt,h} = \frac{\Delta_{xt}}{T} \quad (\text{IV.45})$$

Tel que :

T : Durée de fonctionnement retenue **T= 8 h/j**

D'où :

$$\Delta_{xt,h} = \frac{195.41}{8} = 24.42 \text{ Kg/h}$$

➤ **La quantité de boues extraites de déshydratation**

$$Q_b = \frac{\Delta_{xt}}{S_f} \quad (\text{IV.46})$$

Tel que :

Δ_{xt} : Quantité des boues à traiter par jour (Kg/j)

S_f : Siccité des boues (%), on prendra $S_f = 15\%$

D'où :

$$Q_b = \frac{195.41}{0.15} = 1.3 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La largeur de la bande**

$$L = \frac{\Delta_{xt,h}}{150} \quad (\text{IV.47})$$

Tel que :

La valeur 150 est la capacité de filtration et elle est en **Kg MS/h/m**

D'où :

$$L = \frac{24.42}{150} = 0.2 \text{ m}$$

Donc on prendra une largeur de **1 m**

➤ **Les matières sèches**

Floculant nécessaires à raison de 5kg/tonne de MS à tarifier :

$$MS = \left(\frac{\Delta_{xt}}{1000} \right) * 5 \quad (\text{IV.48})$$

D'où :

$$MS = \left(\frac{195.41}{1000} \right) * 5 = 1.1 \text{ Kg}$$

Tableau IV-25: Résultats de calcul du filtre à bande

Paramètre	Unité	
Quantité des boues à traiter par heure ($\Delta_{xt,h}$)	Kg/h	24.42
La quantité de boues extraites de déshydratation (Q_b)	m^3/j	1.3
La largeur de la bande (L)	m	1
Les matières sèches (MS)	Kg	1.1
Nombre	-	1

Ouvrages	Dimensions	Horizon	
		2025	2050
Dégrilleur	Grille fine		
	Largeur (m)	0.73	0.99
	Surface (m²)	0.13	0.18
	Grille grossière		
	Largeur (m)	0.89	1.2
	Surface (m²)	0.26	0.37
Déssableur-dégraisseur	Volume (m³)	22.5	31.5
	Surface (m²)	6	8.6
	Longueur (m)	3.46	4.14
	Largeur (m)	1.73	2.07
Bassin d'aération	Volume (m³)	518.57	782.1
	Surface (m²)	129.64	195.53
	Longueur (m)	16	18
	Largeur (m)	8	10
Clarificateur	Volume (m³)	180	258
	Surface (m²)	133.33	191.11
	Diamètre (m)	8.74	10.46

Tableau IV-26 : Comparaison des résultats de calcul des ouvrages pour les deux horizons

IV.8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné les différents ouvrages de la filière d'épuration des eaux usées de la commune d'Ouled Driss pour l'horizon 2025 et 2050 et nous remarquons qu'il n'y a pas une grande différence dans les dimensions dans les deux cas en raison du nombre réduit des habitants, donc une extension de la station sera suffisante pour traiter les eaux usées générées à l'horizon 2050.

La stratégie de traitement choisie nous permettra d'obtenir une eau épurée qui répond aux normes de rejets des eaux usées épurées en milieu naturelle.

A decorative scroll frame with a gold outline and grey scroll tabs at the top and bottom corners. The text is centered within the scroll.

Chapitre V
Dimensionnement des
stations de relevage

V.1 Introduction

Un poste de relevage est installé chaque fois que le niveau d'évacuation des eaux usées est situé en contrebas du réseau de collecte (habitat individuel, collectif, collectivités) ou chaque fois que le niveau du réseau collectif arrive en contrebas du niveau de la station d'épuration. Le poste de relevage va alors pomper les eaux usées pour les acheminer à une cote d'altitude supérieure. Un poste de relevage peut être nécessaire pour amener les eaux usées au sommet d'un tertre d'infiltration ou alimenter un filtre à sable vertical drainé afin de pouvoir évacuer les eaux épurées dans un exutoire (en cas de faible dénivelée entre la sortie des eaux usées de l'habitation et l'exutoire). Le poste de relevage peut aussi être nécessaire pour alimenter les autres dispositifs de traitement en fonction de la topographie du terrain, des cotes de sorties d'eaux usées et des fonds de fouille à respecter. Une attention toute particulière devra être apportée sur le choix du poste en fonction notamment du type d'eaux usées à relever, la présence d'un clapet anti-retour sur la conduite de refoulement, la bonne étanchéité du poste de relevage, la ventilation du poste de relevage et l'étanchéité de l'installation électrique.

Une station de relevage est équipées de :

- Dégrillage
- Cuve de stockage
- Pompe de relevage immergé
- Système de commande

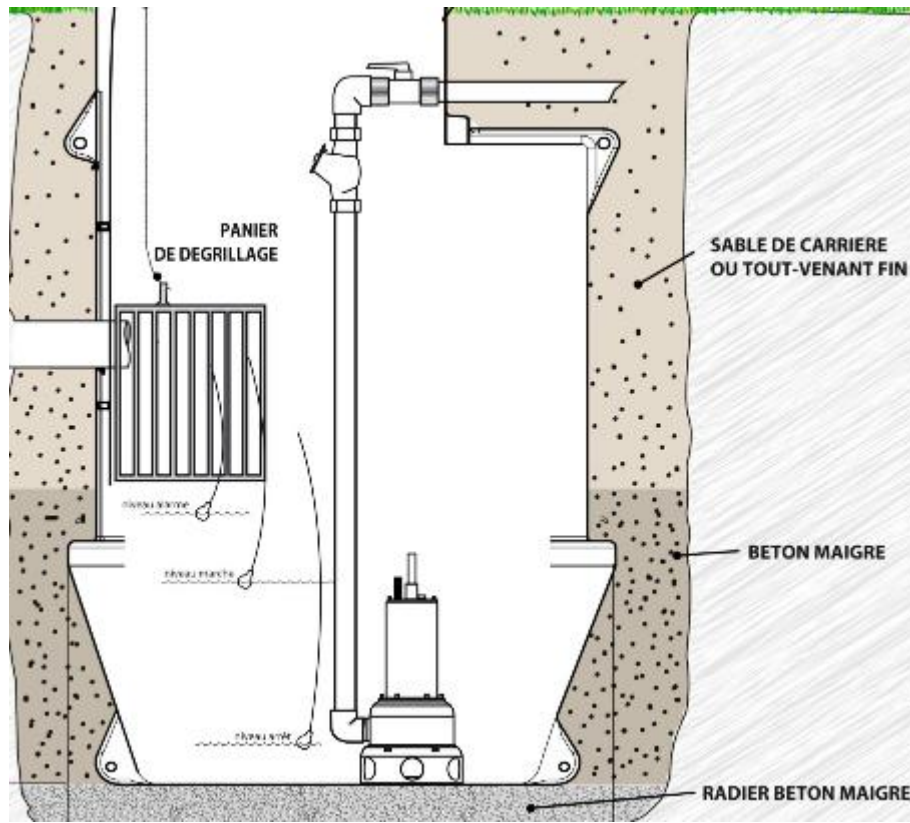


Figure V-1 : schéma d'une station de relevage eaux usées

Pour le dimensionnement des stations de relevages on a besoin de savoir le positionnement de stations.

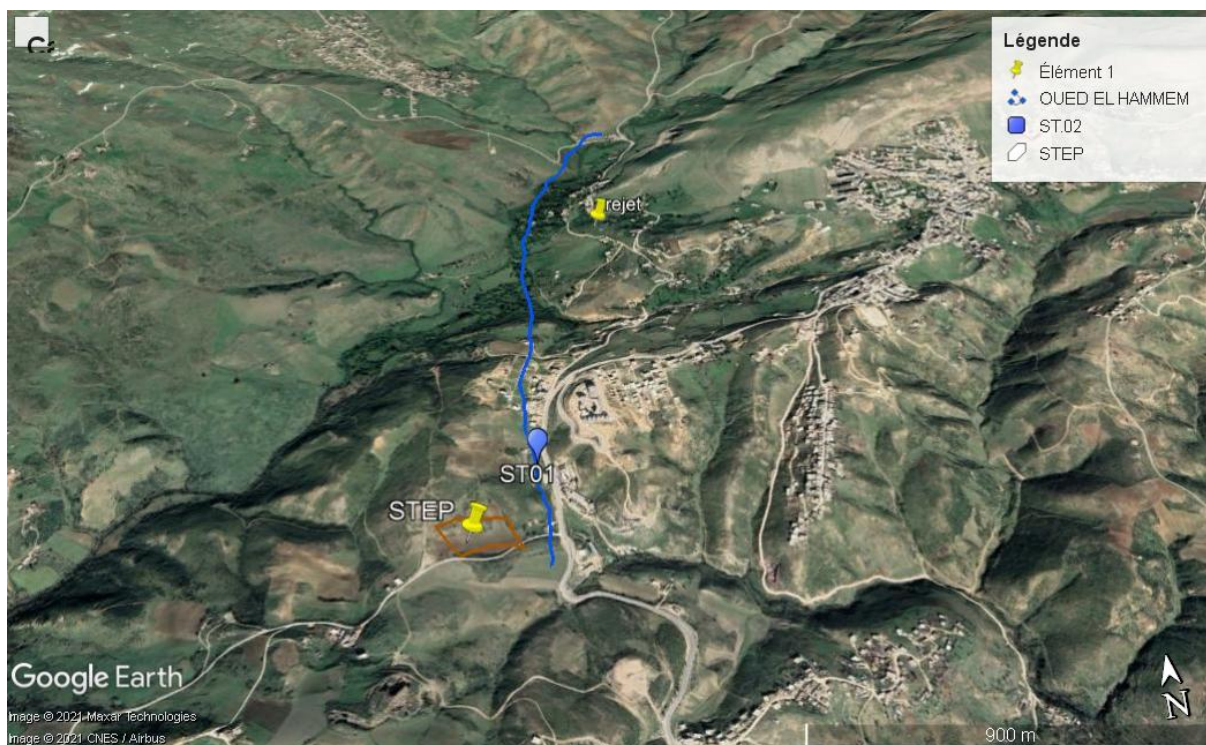


Figure V-2 : Plan de situation de la station de relevage et de la STEP

V.2 Dimensionnement de la station de relevage (SR1)

Le tableau ci-joint résume les données estimées pour le dimensionnement :

Tableau V-1: Les données de station de relevage

Caractéristiques	Valeur
Débit de pointe en temps sec (l/s)	25
Longueur du collecteur L (m)	250.92
Côte du radier de la bêche à eau	225.75
Côte du niveau bas d'aspiration de la bêche à eau	226.5
Côte du niveau haut d'aspiration de la bêche à eau	227.46
Côte de l'extrémité aval de refoulement (m)	231.55
Plancher de la station	229.55

V.2.1 Calcul du diamètre de la conduite de refoulement

Le calcul du diamètre dépend de la vitesse d'écoulement, il est calculé à une vitesse de circulation proche de 1 m/s lors du pompage

$$Q = V * S$$

Q : Débit circulé dans la conduite (m^3/s)

V : La vitesse d'écoulement, $V= 1 \text{ m/s}$

S : La surface (m^2)

D'où :

$$Q = V * S = V * \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}} = \sqrt{\frac{4 * 0.025}{\pi * 1}} = 0.178 = \mathbf{178 \text{ mm}}$$

D'où le diamètre normalisé est **DN =200mm** soit de type **PVC PN 10 bars** avec un diamètre extérieure de $D_{ext} = \mathbf{200 \text{ mm}}$ et un diamètre inférieure de $D_{inf} = \mathbf{184.6 \text{ mm}}$

Donc :

$$V = \frac{4 * 0.025}{\pi * 184.6^2} = \mathbf{0.93 \text{ m/s}}$$

V.2.2 Caractéristique des pompes

Les pompes sont dimensionnées sur les débits de pointe. Le débit de pointe à l'amont du poste de refoulement est de $Q_p = \mathbf{25 \text{ l/s}}$

1. Hauteur manométrique totale d'élévation (HMT)

La hauteur manométrique totale (*HMT*) d'une pompe est la différence de pression en mètres de colonne de liquide (*mcl*) entre les orifices d'aspiration et de refoulement. Lors du pompage d'un liquide, la pompe ne doit pas seulement fournir une pression équivalente à celle correspondant à la différence des niveaux entre l'aspiration et le refoulement (hauteur géométrique d'élévation totale), mais également la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement (respectivement J_L et J_S). Si les niveaux à l'aspiration et au refoulement sont à la même pression, par exemple : la pression atmosphérique [19]

On a :

$$\mathbf{HMT = H_{géo} + J_L + J_S} \quad \mathbf{(V.1)}$$

Tel que :

$H_{géo}$: Hauteur géométrique (m)

J_L : Pertes de charges linéaires (m)

J_S : Pertes de charges singulières (m)

Hauteur géométrique ($H_{géo}$)

La hauteur géométrique représente la distance verticale entre l'altitude du niveau d'eau dans la bache (C_a) et l'altitude du point de rejet en sortie de canalisation de refoulement (C_r).

D'où :

$$H_{géo} = 231.55 - 226.5 = 5.05 \text{ m}$$

2. Les pertes de charge :

Les pertes de charges sont la somme des pertes de charge linéaires et des pertes de charge singulières.

→ Les pertes de charge linéaires

D'après la formule de Colebrook :

$$J_L = \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2 * g} \quad (\text{V.2})$$

Tel que :

V : Vitesse moyenne (m/s)

D : Diamètre de tuyau (m)

λ : Coefficient de perte de charge

On a :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log \left[\frac{K}{3.7 * D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{V.3})$$

Re : Nombre de Reynolds

K : rugosité

La formule de COLEBROOK à un emploi difficile pour la détermination de λ d'où on utilise la formule de LECHAPT et CALMON, il s'agit d'une simplification de la formule de COLEBROOK (précision de 3% pour des vitesses de 0.4 à 2 m/s) sous forme d'une formule explicite [2]:

$$J_L = L * \frac{Q^m}{D^n} \quad (\text{V.4})$$

Tel que :

L, M, N sont des coefficients invariants pour une rugosité K

Domaine d'application (à titre indicatif)	Coefficient de rugosité selon Colebrook	Coefficients de Lechapt et Calmon		
	k	L	M	N
Fonte et acier non revêtus, béton grossier, eau moyennement corrosive	2	1,863	2	5,33
Fonte et acier non revêtus eau peu corrosive	1	1,601	1,975	5,25
Fonte et acier avec revêtement ciment centrifugé	0,25	1,16	1,93	5,11
	0,1	1,1	1,89	5,01
Polyéthylène, PVC, autres matériaux très lisses	0,05	1,049	1,86	4,93
	0	1,01	1,84	4,88

Figure V-3 : correspondance entre coefficient rugosité net les paramètres de LECHAPT et CALMON

On choisira un type de matériau en **PVC** avec

K = 0.05, L = 1.049, M = 1.86, N = 4.93

D'où :

$$J_L = 1.049 * \frac{0.025^m}{0.2^n} = 3.06 \text{ m}$$

→ **Les pertes de charges singulières**

$$J_S = 10 \text{ à } 20 \% * J_L$$

Donc :

$$J_s = 15\% * 3.06 = \mathbf{0.460}$$

D'où :

$$HMT = 4.09 + 3.06 + 0.46 = \mathbf{8.57 m}$$

3. Puissance utile :

La puissance utile d'une pompe ayant un débit refoulé pour une variation de charge (HMT) est donnée par :

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{V.5})$$

Tel que :

ρ : Masse volumique de l'eau 1000 kg/m³

g : Accélération de pesanteur 9.81 m/s²

HMT : Hauteur manométrique total (m)

Q : débit de pointe (m³/s)

η : Rendement global

$$\eta = Re * Rh$$

Re : Rendement du moteur électrique égal à 0,85

Rh : Rendement hydraulique de l'ensemble roue-volute, il est entre 0,6 à 0,7

D'où :

$$P = \frac{1000 * 9.81 * 0.025 * 8.57}{0.85 * 0.65} = \mathbf{3.804 Kw}$$

V.2.3 Dimensionnement de la bêche d'aspiration

1. Volume utile de la bêche (Vu)

Le volume utile d'une fosse de pompage correspond au volume compris entre le niveau de démarrage et le niveau d'arrêt, le niveau de marnage à définir en fonction des précautions du

constructeur afin d'éviter la cavitation et de garantir le refroidissement du moteur, le volume réel de la fosse de pompage est égale au volume utile aussi il correspond à la distance entre le radier et le niveau d'arrêt des pompes [2]

Le volume utile d'une fosse dépend du débit et du nombre de démarrages souhaité pour les pompes, la durée minimale d'un cycle est donnée par :

$$V_u = \frac{\left(\frac{1}{n}\right) * Q_p}{4 * (N-1)} \quad (\text{V.6})$$

Tel que :

V_u : Volume utile ou volume de marnage de la bêche d'aspiration (m^3)

Q_p : Débit de pointe de deux pompes (m^3/h)

N : Nombre de pompes identiques (N=2)

n : Nombre maximal de démarrage par heure. Il est fonction de la puissance des groupes électropompes (P), afin de tenir compte de la fatigue de ceux-ci. On peut préconiser (avec P :puissance nominale du moteur)

P < 4 kW : 10 démarrage par heure

P > 4 kW : 6 démarrage par heure

$$V_u = \frac{\left(\frac{1}{6}\right) * 2 * 0.025 * 3600}{4 * (2 - 1)} = 7.5 m^3$$

2. La hauteur utile (H_u)

$$H_u = \text{niveau haut d'aspiration} - \text{niveau bas d'aspiration}$$

D'où :

$$H_u = 227.46 - 226.5 = 0.96 \text{ m}$$

3. La surface utile (S_u)

$$S_u = \frac{V_u}{H_u}$$

D'où :

$$S_u = \frac{7.5}{0.96} = 7.81 \text{ m}^2$$

4. La profondeur totale (H)

H = côte de plancher de la station - Côte du radier de la bache à eau

D'où :

$$H = 229.55 - 225.75 = 3.8 \text{ m}$$

5. Le volume total de la bache (V)

$$V = S_u * H$$

Donc :

$$V = 7.81 * 2.8 = 29.678 \text{ m}^3$$

Tableau V-2: Résultats de dimensionnement de la station de relevage (SR1)

Eléments de station	Caractéristiques	Unité	Valeur
Refolement Eaux usées	Nombre de conduites	-	1
	Matériau	-	PVC
	DN	mm	200
	D_{inf}	mm	184.6
	Débit d'écoulement	l/s	25
	Vitesse d'écoulement	m/s	0.93
	Longueur	m	250.92
Groupes de pompage Eaux usées	Nombre de pompe	-	2
	Débit de la pompe	l/s	25
	HMT d'une pompe	m	8.57
Bâche d'aspiration Eaux usées	Volume utile	m^3	7.5
	Surface utile	m^2	7.81
	Hauteur utile	m	0.96
	Profondeur totale	m	3.8
	Volume total	m^3	29.678

V.3 Conclusion

La station de relevage (SR1) a pour but de faire transiter les eaux usées du collecteur principal vers la STEP car le collecteur se trouve au côté d'un cours d'eau d'où la nécessiter de faire une deuxième station de relevage pour pomper les eaux vers l'autre rive. La (SR1) est caractérisée par un débit de 25 l/s et une HMT de 8.57m



Chapitre VI
Calcul hydraulique

VI.1 Introduction

Les ouvrages de la chaîne d'épuration sont reliés par des collecteurs (conduites) qui sont dimensionnés dans ce chapitre, d'où on peut tracer le profil hydraulique de la station afin de savoir les niveaux d'eau dans les ouvrages et la détermination de la ligne piézométrique tout au long de la station.

VI.2 Cotes du terrain des zones d'implantation des ouvrages

Le tableau suivant représente les cotes des terrains naturels (TN) estimés pour chaque ouvrage

Tableau VI-1: Cotes du terrain naturel des points d'implantation des ouvrages

Ouvrage	Côte terrain naturel (TN)
Dégrilleur	833.25
Déssableur- Dégraisseur	831
Bassin d'aération	826.11
Clarificateur	823
Filtre à sable	821.45

VI.3 Dimensionnement des conduites entre les ouvrages

Lorsqu'on considère un fluide réel, les pertes d'énergie spécifiques appelées pertes de charge dépendent de la forme, des dimensions et de la rugosité de la canalisation, de la vitesse d'écoulement et de la viscosité du liquide et non pas de la valeur absolue de la pression qui règne dans le liquide.

La différence de pression $\Delta p = p_1 - p_2$ entre deux points (1) et (2) d'un circuit hydraulique a pour origine :

- Les frottements du fluide sur la paroi interne de la tuyauterie, on les appelle pertes de charge régulières ou systématiques.
- La résistance à l'écoulement provoquée par les obstacles ou les changements au cours du parcours (coudes, élargissements ou rétrécissement de la section, organes de réglage, etc...) ; ce sont les pertes de charge singulières.

L'expression des pertes de charge est exprimée par la formule de DARCY WEISBACH

$$\Delta H_T = \frac{K \cdot L \cdot Q^B}{D^m} = C_{PA} - C_{PB} \quad (\text{VI.1})$$

K : Coefficient de perte de charge

Q : Débit transiter dans chaque traçons tel que : $Q = \frac{Q_{pts}}{2} = 0.02 \text{ (m}^3/s\text{)}$

L : Longueur de la conduite (m)

D : Diamètre de la conduite (m)

β : Coefficient dépendant du régime d'écoulement

m : Coefficient dépendant du type de matériau de la conduite

C_{PA} : Côte du plan d'eau au point A (m)

C_{PB} : Côte du plan d'eau au point B (m)

→ Le diamètre

Le diamètre est calculé par la formule ci-dessous :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{C_{PA} - C_{PB}}} \quad \text{(VI.2)}$$

Les valeurs des coefficients m, K, β dépends du type du matériau, le tableau ci-dessous résume leurs valeurs.

Tableau VI-2: Valeurs de K, m et β

Matériau	K	m	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
plastique	0,001052	4,774	1,77

Nous travaillerons avec du **PVC** comme matériau d'où :

K = 0,001052, m = 4,774, β = 1.77

La répartition des longueurs des traçons sont estimées dans le tableau ci-joint :

Tableau VI-3: Longueur de chaque tronçon

Tronçon 1-2 : Dégrilleur –Dessableur-Dégraisseur	12.82
Tronçon 2-3 : Dessableur – Bassin d'aération	54.15
Tronçon 3-4 : Bassin d'aération – Clarificateur	49.53
Tronçon 4-5 : Clarificateur – Filtre à sable	45.15

1. Calculs des cotes piézométriques entre les différents traçons

Les cotes piézométriques sont calculées par la formule de BERNOULI :

$$\frac{P_A}{\rho g} + \frac{V_A^2}{2g} + Z_A = \frac{P_B}{\rho g} + \frac{V_B^2}{2g} + Z_B + \Delta H_{A-B} \quad (\text{VI.3})$$

Tel que :

$\frac{P_A}{\rho g}$ Et $\frac{P_B}{\rho g}$: Energies de pression dans les sections A et B

$\frac{V_A^2}{2g}$ Et $\frac{V_B^2}{2g}$: Energies cinétiques entre A et B

Z_A Et Z_B : Cotes des points A et B

ΔH_{A-B} : Pertes de charges dans le tronçon (A-B).

La variation de la vitesse est très faible d'où on négligera les énergies cinétique d'où :

$$\frac{P_A}{\rho g} + Z_A = \frac{P_B}{\rho g} + Z_B + \Delta H_{A-B}$$

On mettra :

$$\frac{P_A}{\rho g} = H_A \text{ Et } \frac{P_B}{\rho g} = H_B$$

D'où :

$$H_A + Z_A = H_B + Z_B + \Delta H_{A-B}$$

$$C_{PA} = H_A + Z_A$$

$$C_{PB} = H_B + Z_B$$

C_{PA} : Cote piézométrique au point A

C_{PB} : Cote piézométrique au point B

$$C_{PA} = C_{PB} + \Delta H_{A-B} \quad (\text{VI.5})$$

• **Tronçon 1-2 :**

On a :

- Cote du radier du dégrilleur (1) : $C_d = 832.8 \text{ m}$
- Hauteur d'eau $H = 0.9 \text{ m}$
- Les pertes de charge à travers le dégrilleur 0.0961 m

D'où :

$$C_{P1} = 832.8 + 0.9 - 0.0961 = 833.6039 \text{ m}$$

- La cote de radier de dessableur : $C_r = 829.5 \text{ m}$
- Hauteur d'eau dans le dessableur $H = 4 \text{ m}$

D'où :

$$C_{P2} = C_r + 4 = 833.5 \text{ m}$$

- $L = 12.82 \text{ m}$

➔ **Le diamètre**

$$D = \sqrt[4.774]{\frac{K * L * Q^\beta}{C_{PA} - C_{PB}}}$$

D'où :

$$D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 12.82 * 0.0263^{1.77}}{833.3039 - 833.5}}$$

$$D = 0.148 \text{ m} = 148 \text{ mm}$$

D'où : **DN = 160 mm**

→ Cote piézométrique

La cote piézométrique du dessableur est donnée par :

$$C'_{P2} = C_{P1} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m}$$

D'où :

$$C'_{P2} = 833.3039 - \frac{0.001052 * 12.82 * 0.0263^{1.77}}{0.16^{4.774}} = \mathbf{833.16 \text{ m}}$$

• Tronçon 2-3

On a :

- Cote piézométrique du dessableur : $C'_{P2} = \mathbf{833.16 \text{ m}}$
- La cote de radier du bassin d'aération : $C_{BA} = \mathbf{825.3 \text{ m}}$
- Hauteur d'eau dans le bassin d'aération $\mathbf{H = 4 \text{ m}}$

D'où :

$$C_{P3} = C_{BA} + 4 = 825.3 + 4 = \mathbf{829.3 \text{ m}}$$

- $L = 54.15\text{m}$

→ Le diamètre

$$D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 54.15 * 0.0263^{1.77}}{833.16 - 829.3}}$$

$$D = 0.107 \text{ m} = \mathbf{107 \text{ mm}}$$

D'où : $\mathbf{DN = 110 \text{ mm}}$

→ Cote piézométrique

La cote piézométrique du bassin d'aération

$$C'_{P3} = 833.16 - \frac{0.001052 * 54.15 * 0.0263^{1.77}}{0.110^{4.774}} = \mathbf{829.97 \text{ m}}$$

- **Tronçon 3-4**

On a :

- Cote piézométrique du bassin d'aération : $C'_{P3} = 829.97 \text{ m}$
- La côte de radier du clarificateur : $C_{CL} = 823.4 \text{ m}$
- Hauteur d'eau dans le clarificateur : $H = 3 \text{ m}$

D'où :

$$C_{P4} = C_{CL} + 3 = 826.4 \text{ m}$$

- $L = 49.53 \text{ m}$

➔ **Le diamètre**

$$D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 49.53 * 0.0263^{1.77}}{829.97 - 826.4}}$$

$$D = 0.107 \text{ m} = 107 \text{ mm}$$

D'où : **DN = 110 mm**

➔ **Cote piézométrique**

La cote piézométrique du clarificateur

$$C'_{P4} = 829.97 - \frac{0.001052 * 49.53 * 0.0263^{1.77}}{0.110^{4.774}} = 826.83 \text{ m}$$

- **Tronçon 4-5**

On a :

- Cote piézométrique du clarificateur : $C'_{P4} = 826.83 \text{ m}$
- La côte de radier du filtre à sable : $C_{BD} = 821 \text{ m}$
- Hauteur d'eau dans le filtre à sable : $H = 1.2 \text{ m}$

D'où :

$$C_{P5} = C_{BD} + 1.2 = 821 + 1.2 = \mathbf{822.2 \text{ m}}$$

➤ L = 45.15 m

➔ **Le diamètre**

$$D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 45.15 * 0.0263^{1.77}}{826.83 - 822.2}}$$

D = 0.099 = **99 mm**

D'où : **DN = 100 mm**

➔ **Cote piézométrique**

La cote piézométrique du filtre à sable

$$C'_{P5} = 826.83 - \frac{0.001052 * 45.15 * 0.0263^{1.77}}{0.1^{4.774}} = \mathbf{822.32 \text{ m}}$$

Tableau VI-4: Récapitulatif des différentes côtes des ouvrages de la STEP

Désignation	Cote terrain naturel (m)	Cote radier (m)	Hauteur d'eau (m)	Cote piézométrique (m)
Dégrilleur	833.25	832.8	0.9	833.609
déssableur-dégraisseur	831	829.5	4	833.16
Bassin d'aération	826.11	825.3	4	829.97
Clarificateur	823	823.4	3	826.83
Filtre à sable	821.45	821	1.2	822.32

➔ 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 côtes piézométriques dans chaque point.

CONCLUSION GENERALE

L'objectif principal de notre étude est le dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées urbaines pour la commune de Ouled Dris dans la wilaya de Souk Ahras. Ce projet permettra d'une part la protection d'Oued Djedra qui sera le milieu récepteur des eaux épurées et d'une autre part il permettra la réutilisation des eaux usées épurées, car en rejetant une eau épurée qui répond aux normes de rejets des eaux épurées en milieu naturel, cet Oued alimentera prochainement le barrage d'Oued Djédra dont les eaux seront utilisées par la commune d'Ouled Dris..

Nous recommandons à ce que les eaux usées de la station soient valorisées et réutilisées à des fins agricoles, sous réserve que leurs caractéristiques soient compatibles avec les exigences de protection de la santé publique et de l'environnement.

Pour le but de la bonne maintenance de la station d'épuration il faut exiger des instructions d'hygiène et de sécurité ainsi qu'un guide des contrôles quotidiens et périodiques à plusieurs niveaux dans la station.

- [1] «Les eaux usées une ressource inexploitée,» Paris, 2017.
- [2] T. Bauer, Conception des stations de pompage en assainissement.
- [3] T-H. Monique, J-P. Beaudry, chimie des eaux, Paris: Eyrolles.
- [4] BERLAND, Jean-Marc, DEPLAT, Laurent, MALRIEU, Jacques et PRONOST, Station d'épuration : Disposition constructives pour améliorer leur fonctionnement et faciliter leur exploitation, Paris 2002.
- [5] H. Dhaouadi, «Traitement des eaux usées urbaines : les procédés biologiques d'épuration,» Tunis , 2008.
- [6] B. Bourbon, G.Lapalus, V. Daheron, C.Louvet, «Les traitements tertiaires pour quoi faire ?,» 2014.
- [7] C. Deltimple, «Modélisation 1D du comportement d'un clarificateur à partir du logiciel GPS-X,» May 2020.
- [8] J-P. Canler, A. Cauchi, P. Duchene, P. Fernandes, A. Larigauderie, G. Leboucher, R. Pujol, L'épaississement des boues : les règles de bonne gestion.
- [9] M. Driche, «Etude de l'efficacité du lagunage naturel comme traitement tertiaire des eaux usées urbaine en vu de leur reutilisation a des fins agricoles,» 2002.
- [10] P. Getier, A. Iwema, J.P. Magnan, R. Matilian, D. Raby, A. Vachon, P. Vidou, L'assainissement des agglomérations : Techniques d'épuration actuelles et evolutions, Avril 1994.
- [11] J-P. Canler, A. Cauchi, P. Duchene, P. Fernandes, A. Larigauderie, G. Leboucher, R. Pujol, L'épaississement des boues : les règles de bonne gestion.
- [12] D. Gaujous, «La pollution des milieux aquatiques,» Edition technique et documentation Lavoisier, 1995.

- [13] B. Germain, Pollution de l'eau liée aux activités agricoles, 2015.
- [14] G. Servais, t. Billen , I. Garoia ,I. George ,A. Gonoalves,S. thibert, La contamination microbienne dans le bassin de la seine Pierre, Janvier 2019.
- [15] M. Satin et B. Selmi, Guide technique de l'assainissement, 3eme Edition éd., Le moniteur.
- [16] M. Maaliou, «Traitement-Epuration,» 2013.
- [17] F. Valiron, «Gestion des eaux : alimentation en eau - assainissement,» 1989.
- [18] Procédés de traitement des eaux usées adaptés aux petites communautés- moins de 5.000 personnes raccordées au réseau public d'assainissement, Aout 2013.
- [19] Les pompes et les petites stations de pompage, Novembre 1978.