

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

UNIVERSITÉ SAAD DAHLAB - BLIDA

Faculté de technologie

Département des Sciences de l'Eau et de l'Environnement

MEMOIRE DE MASTER

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME MASTER EN SCIENCE DE L'EAU

OPTION: Hydraulique

THEME :

**CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION
DE AYN EL BEY (NOUVELLE VILLE)
CONSTANTINE**

Présenté Par :

M^r. GUERFI ZOUHEYR

promoteur :

M^r. BESSENASSE. M

Le...../10/2012

Dédicace

En ce jour solennel qui clos le cycle de mes études, qu'il me soit permis de dédier ce travail :

Je dédie ce travail à celle qui m'a donné la vie, A...

*Mes parents qui me sont les plus chers au monde, dont l'amour et
Les sacrifices n'ont pas cessé de combler ma vie.
Merci mes parents.*

*mes adorables sœurs: NAÏMA , ABLA,SIHAM ,HAFIDHA et
CHAHIRA respectivement qui m'ont encouragé et aidé durant la préparation de ce
mémoire.*

*mes frères NOUREDDINE , ABD ELRAZAK, DJAMEL et
OUSSAMA .*

À toutes la famille GUERFI de BATNA.

*Mon dédicace va également à Mon promoteur Mr M.BESSENASSE et leur
famille.*

*À tous mes amis : ALI,TALLAL,YOUCEF,HOUSSEM,MOUNIR,
,BILAL,NASRON,SAID .*

*Je dédie également ce travail à tous la PROMO 2011/2012, ainsi que tous les
étudiants de SEE.*

Et à ceux que j'ai pas cités, je garde une grande estime.

GUERFI ZOUHEYR

REMERCIEMENTS

Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.

Mes plus grands remerciements sont naturellement pour à ma famille, mes parents qui m'ont permis de poursuivre mes études, à mes frères et à mes sœurs,

J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter mon promoteur Mr: M.BESSENASSE. Ainsi que sa disponibilité tout le long de l'élaboration de ce travail.

les membres du jury qui ont bien accepté de juger mon travail, et qui ont pris le temps de rapporter ce mémoire.

Nous tenons à exprimer notre gratitude envers tous ceux qui ont de diverses façons contribué a l'élaboration de ce présent mémoire :

-Mme ANSSER (enseignante à l'université de BLIDA) pour ses appréciations et ses remarques.

-Mme H. HAMITOUCHE (enseignante à l'université de BLIDA) pour son aide et ses précieux conseils.

-Mme C.ZEDDAM (enseignante à l'université de BLIDA) pour son aide et ses conseils.

Notre gratitude aux gens de la direction de l'hydraulique (DHW DE CONSTANTINE).

J'ai sincèrement remercie à Mr AOUBED ALI qui ma donné un Algorithme pour le dimensionnement des stations d'épuration.

A tout le corps enseignant qui ont contribué de près où de loin à ma formation.

Je ne saurais oublier tous mes amis qui ont su m'encourager et me soutenir et à qui je dédie ce travail en témoignage de ma profonde affection.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

GUERFI ZOUHEYR

Introduction générale.....

1

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

I-1-Introduction.....	2
I-2-Présentation de la ville	2
I-3-Site d'implantation de la nouvelle STEP	3
I-3-1-Situation géographique du site	3
I-3-2-Géologie du site	3
I-3-3-Critères de choix du site de la future STEP	4
I-4-Etude climatique	4
I-4-1-Les précipitations	4
I-4-2-Les températures	5
I-4-3-Les vents	6
I-4-4-L'évaporation	6
I-4-5-L'évapotranspiration potentielle	7
Conclusion	8
I-5-Situation démographique	8
I-6-Les équipements	9
I-7-Activités économiques	11
I-8-Alimentation en eau potable	11
I-9-Réseau d'assainissement	12
I-10-Milieu naturel récepteur des eaux usées	12

Chapitre II : Types de pollution des eaux usées

II-1-Introduction	13
II-2-Définition de la pollution	13
II-3-Origines et nature des eaux usées	13
II-3-1-Les eaux pluviales	13
II-3-2-Les eaux usées domestiques	13
II-3-3-Les eaux usées industrielles	14
II-3-4-Les eaux usées agricoles	14
II-4-Composition des eaux usées	14
II-5-Pollution des eaux usées	14
II-5-1- Pollution organique	14
II-5-2- Pollution minérale	15
II-5-3- Pollution microbiologique	15
II-5-4- Pollution toxique	15
II-6-Les paramètres de pollution étudiés	15
II-6-Paramètres physiques	15
II-6-1-La température	15
II-6-2-Conductivité	16
II-6-3-Couleur	16
II-6-4-Odeur	16

II-6-5-Les matières en suspension (MES)	16
II-6-6-Matières minérales	16
II-6-7-Matières décantables et non décantables	16
II-6-8)-Le PH	17
II-6-2)-Paramètres chimiques	17
II-6-2-1-La demande biochimique en oxygène (DBO ₅).....	17
II-6-2-2-La demande chimique en oxygène (DCO).....	17
II-6-3-3-L'azote total	18
II-6-3-4-Le phosphore total	18
II-6-2-5-Les huiles et graisses	18
II-6-2-6-Les métaux lourds	19
II-6-3-Paramètres biologiques.....	19
II-7-Les charges polluantes	19
II-7-1-Charges en DBO ₅	19
II-7-2-Charges en MES	19
II-8-Les normes de rejets	20
Conclusion	20

Chapitre III : Procédés d'épuration des eaux usées

III-Introduction	21
III.1.Choix de procédé de traitement.....	21
III-2- Traitement primaire	22
III-2- 1-Prétraitements	22
III.2.1.1.Relevage	22
III-2-1-2-Dégrillage	23
III-2-1-3-Dessablage	24
III-2-1-4-Dégraissage-Déshuilage	24
III-2- 2-Décantation primaire	25
III-3-Traitement secondaire	25
III-3-1-Traitements physico-chimiques	26
III-3-1-1-Coagulation.....	26
III-3-1-2-Floculation	26
III-3-1-3-Flottation	26
III-3-1-4-Neutralisation	26
III-3-1-5-Décantation	27
III-3-2-Traitements biologiques	27
III-3-2-1-Procédés extensifs	27
III-3-2-1-1-Epandage des eaux	27
III-3-2-1-2-Lagunage	28
III-3-2-2- Procédés intensifs	29
III-3-2-2- 1-Lits bactériens	29
III-3-2-2- 2-Disques biologiques	31
III-3-2-2- 3-Boues activées	31
III-4-Traitement tertiaire	32
III-4-1-Elimination de l'azote	33
III-4-2-Elimination du phosphore	34
III-4-3-Désinfection	34
Conclusion	35

chapitre IV : Analyse des eaux usées et estimation de la pollution

IV-1-Introduction	36
IV-2-Prélèvements et échantillonnages	36
IV-3-Paramètres et méthodes d'analyse	36
IV-4-Résultats des analyses	38
IV-5-Interprétation des résultats	41
IV-5-1-Température	41
IV-5-2-PH	41
IV-5-3-Conductivité	42
IV-5-4-Demande biochimique en oxygène (DBO ₅)	42
IV-5-5- Demande chimique en oxygène (DCO)	42
IV-5-6-Matières en suspension (MES)	42
IV-5-7-Ammonium NH ₄ ⁺	42
IV-5-8-Phosphore total	42
IV-5-9-Le résidu sec	42
IV-5-10-Détergents	42
IV-5-11-NT	42
IV-5-12-Carbone organique total	43
IV-5-13-Métaux lourds	43
IV-5-14-Biodégradabilité et nature du rejet	43
Conclusion	44

chapitre V : *DIMENSIONNEMENT DE LA STATION*

V-1- Introduction	45
V-2- Calcul de base pour le dimensionnement	45
V-2-1- Estimation des débits	45
V-2-2- Evaluation des charges polluantes	48
V-3-Prétraitement	49
V-3-1-Dégrillage	50
Horizon 2025.....	50
Horizon 2040.....	56
V-3-2- Dessablage- Déshuilage	62
Horizon 2025	62
Horizon 2040	64
V-4- Les traitements primaires	67
V-4-1- Introduction	67
V-4-2- Choix du décanteur primaire	68
V-4-3- Données de départ pour le calcul du décanteur primaire	68
V-4-4-Dimensionnement du décanteur	68
V-4-4-1- Horizon 2025.....	68
V-4-4-1-1- La surface horizontale du décanteur.....	69
V-4-4-1-2- Volume du décanteur (Ts = 1,5h)	69
V-4-4-1-3- La hauteur du décanteur	69
V-4-4-1-4- Le diamètre du décanteur.....	69
V-4-4-1-5- Détermination du temps des séjours	69
V-4-4-1-6- Calcul de la quantité de boues éliminées	69
V-4-4-2- Horizon 2040.....	70
V-4-4-2-1- La surface horizontale du décanteur.....	70
V-4-4-2-2- Volume du décanteur (Ts = 1,5h)	70
V-4-4-2-3- La hauteur du décanteur	70
V-4-4-2-4- Le diamètre du décanteur.....	70

V-4-4-2-5- Détermination du temps des séjours	70
V-4-4-2-6- Calcul de la quantité de boues éliminées	70
V-5-Les traitements secondaires	71
V-5-1- Traitement biologique.....	71
V-5-2- Etude de la variante à moyenne charge	72
V-5-2-1):Horizon 2025.....	72
V-5-2-1-1-Dimensionnement du bassin d'aération.....	73
V-5-2-1-2-Besoin en oxygène	74
V-5-2-1-3-Système d'aération	76
V-5-2-1-4- Bilan de boues	78
V-5-2-1-5-Décanteur secondaire (clarificateur)	81
V-5-2-2- Horizon 2040.....	82
V-5-2-2-1-Dimensionnement du bassin d'aération	82
V-5-2-2-2-Besoin en oxygène	84
V-5-2-2-3-Calcul de l'aérateur de surface à installer	85
V-5-2-2-4- Bilan de boues	85
V-5-2-2-5-Décanteur secondaire (clarificateur)	87
V-5-3- Etude de la variante à faible charge	89
V-5-3-1- Horizon 2025.....	90
V-5-3-1-1-Dimensionnement du bassin d'aération	90
V-5-3-1-2-Besoin en oxygène	91
V-5-3-1-3-Calcul de l'aérateur de surface à installer	93
V-5-3-1-4- Bilan de boues	93
V-5-3-2- Horizon 2040.....	95
V-5-3-2-1-Dimensionnement du bassin d'aération	95
V-5-3-2-2-Besoin en oxygène	97
V-5-3-2-3-Calcul de l'aérateur de surface à installer	98
V-5-3-2-4- Bilan de boues	98
V-6-La désinfection	102
V-6-1- Introduction	102
V-6-2- Dose du chlore à injecter	102
V-6-2-1-1- La dose journalière de chlore	102
V-6-2-1-2-Calcul de la quantité d'eau de javel nécessaire	103
V-6-2-1-3- La quantité journalière d'hypochlorite de sodium	103
V-6-2-1-4- La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium	103
V-6-2-2- Horizon 2040	103
V-6-2-2-1- La dose journalière de chlore	103
V-6-2-2- Horizon 2040	103
V-6-2-2-1- La dose journalière de chlore	103
V-6-2-2- Horizon 2040	103

V-6-2-2-1- La dose journalière de chlore	103
V-6-2-2-2- La quantité d'hypochlorite nécessaire	103
V-6-2-2-3- La quantité annuelle d'hypochlorite	103
V V-7-Traitement des boues	104
V V-7-1-Introduction	104
VV-7-2-Variante à moyenne charge	105
V V-7-2-1-Dimensionnement pour l'horizon 2025	105
V V-7-2-1-1-Dimensionnement de l'épaississeur	105
V V-7-2-1-2-Dimensionnement du digesteur	106
V V-7-2-2-Dimensionnement pour l'horizon 2040	108
V V-7-2-2-1- Dimensionnement de l'épaississeur	108
V V-7-2-2-2- Dimensionnement du digesteur	109
V V-7-2-2-3- Dimensionnement des lits de séchage	111
V V-7-3- Variante à faible charge	113
V V-7-3-1- Horizon 2025	113
V V-7-3-2- Horizon 2040	114
AA)- Epaississement.....	114
BB)-Lits de séchage.....	115

chapitre VI : Calcul Hydraulique

VI-1-Introduction	116
VI-2-Emplacement des ouvrages dans le site de la station	116
VI-3-Déversoir d'orage	116
VI-3-1- Dimensionnement du déversoir d'orage :.....	117
VI-4- Dimensionnement de la conduite de fuite	118
VI-5- Dimensionnement de la conduite By-pass	118
VI-6- Profil hydraulique	119
VI-6-1- Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages.....	119
VI-6-2- Calcul des cotes piézométriques des différents ouvrages	119
VI-6-3-Calcul des pertes de charges, diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration	120
VI-6-3-1- Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages	121
VI-6-3-2- Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages	121

Chapitre VII: Calcul du volume des travaux

VII-1- Introduction	123
---------------------------	-----

VII-2- Le cout total de la station d'épuration	123
VII-2-1- Variante à moyenne charge	123
VII-2-1-1- Le coût de terrassement	123
VII-2-1-2- Estimation du coût de béton armé.....	124
VII-2-1-3- Le coût total de génie civil.....	125
VII-2-1-4- Le coût des VRD	126
VII-2-1-5- Coût des installations hydromécaniques et équipements électromécaniques et électriques	126
VII-2-1-6- Coût total des investissements de la station.....	126
VII-2-1-7- Coût de d'exploitation	126
VII-2-1-8- Le coût de renouvellement des matériels électromécaniques	127
VII-2-1-9- Les frais financiers	128
VII-2-1-10- Le coût de fonctionnement total	128
VII-2-1-11 Calcul du prix du m ³ d'eau épuré	128
VII-2-2- Variante à faible charge	128
VII-2-2-1- Le coût de terrassement	128
VII-2-2-2- Estimation du coût de béton armé.....	129
VII-2-2-3- Le coût total de génie civil	130
VII-2-2-4- Le coût des VRD	130
VII-2-2-5- Coût des installations hydromécaniques et équipements électromécaniques et électriques.....	130
VII-2-2-6- Coût total des investissements de la station.....	130
VII-2-2-7- Coût de d'exploitation.....	130
VII-2-2-8- Le coût de renouvellement des matériels électromécaniques	131
VII-2-2-9- Les frais financiers	132

VII-2-2-10- Le coût de fonctionnement total	132
VII-2-2-11 Calcul du prix du m ³ d'eau épuré	132
VII-3- CONCLUSION.....	132
Conclusions générale.....	132

ملخص

عملنا الحالي يقتضي إقامة محطة لتطهير المياه المستعملة في المدينة الجديدة علي منجلي بقسنطينة و هذا بهدف المحافظة على الوسط الطبيعي وحماية الصحة العمومية و أيضا لأجل إعادة استعمال هذه المياه في سقي الأراضي الفلاحية ارتكزت هذه الدراسة على محورين أساسين :
الأول محور تقني و الذي تم من خلاله حساب الحمولة الملوثة و إيجاد أبعاد كل منشأ في المحطة و أيضا اقتراح التوضع الملائم لكافة هاته المنشآت بالموقع المحدد للمحطة
أما المحور الثاني فقد خصص للجانب الاقتصادي أين تم تقدير الكلفة الإجمالية للمحطة و من ثم استنتاج سعر المتر المكعب للماء المطهر
محطة التطهير- منشأ – الكلفة- الحمولة الملوثة: مفاتيح الكلمات

Résumé

Notre présent travail est une étude qui consiste réalisation d'une station d'épuration des eaux domestiques de la nouvelle ville ALI MENDJELI à Constantine, dans le but de préserver le milieu naturel et protéger la santé publique en premier lieu et éventuellement de réutiliser ces eaux épurées dans l'irrigation .

Cette étude repose principalement sur deux axes :

Un axe technique, qui a pour but de calculer la charge polluante, de déterminer les dimensions de chaque ouvrage dans la station et proposer à la fin un emplacement adéquat de ces ouvrages sur le site réservé.

Le deuxième axe économique, qui servant à estimer le coût total de la station et en déduire le prix du mètre cube d'eau épurée.

Mots clés : station d'épuration- ouvrage- coût- la charge polluante.

Summary

Our present work consist of achieving a water purification plant in the new city ALI MENDJELI of Constantine, in the way to preserve the natural cycle and protect the public health, in the first place and may be to reuse those purificate waters in the irrigation,

This study is based on two axes:

The first is the technical axis, which aims to calculate the pollution load, determine the dimensions of each work station and in the end offer a proper location of the works on site reserve.

The second is the economical axis, which is used to estimate the total cost of the station and subsequently deduct the price per cubic meter of purified water.

Key words : plant purification- work- cost- the pollution load.

Liste des figures :

Figure III.1	Relevage grâce a un vice d'Archimède	23
Figure III .2	Relevage grâce à une pompe	23
Figure III.3	Dégrilleur courbé	23
Figure III.4	déssableur rectangulaire	24
Figure III.5	Déssableur-Dégraisseur rectangulaire	24
Figure III.6	Décanteur rectangulaire	25
Figure III.7	Décanteur lamellaire.....	25
Figure III.8	système d'épandage des eaux	27
Figure III.9	schéma du principe d'une lagune.....	28
Figure III.10	fonctionnement des lits bactériens.....	30
Figure III.11	schéma du traitement par disques biologiques.....	31
Figure III.12	schéma de l'épuration par boues activées.....	32
Photo I .1	Vue aérienne de la nouvelle ville ALI MENDJELI.....	2
Photo I .2	Situation géographique du site de la future STEP	3

Tableau I .1 : les coordonnées de la station d'AIN EL BEY.....	04
Tableau I .2 : Répartition mensuelle moyenne des précipitations.....	04
Tableau I .3 : Répartition mensuelle moyenne des températures.....	05
Tableau I .4 : Répartition mensuelle moyenne des vitesses du vent	06
Tableau I .5 : Evaporation moyenne mensuelle.....	07
Tableau I .6 : Evapotranspiration potentiel moyenne mensuelle.....	07
Tableau I .7 : Evolution de la population (2009- 2040).....	09
Tableau I .8 : Equipements actuel et futur de la zone d'étude.....	09
Tableau I .9 : Capacités des réservoirs alimentant la nouvelle ville.	11
Tableau II.10 : Les normes de rejets des eaux usées.....	20
Tableau IV.11 : Paramètres et méthodes d'analyse de l'effluent.....	37
Tableau IV. 12 : moyenne des résultats d'analyses des trois compagnes.....	41
Tableau IV. 13 : résultats d'analyse des métaux lourds.....	41
Tableau IV. 14 : teneur en substances nutritives.....	44
Tableau V. 15 : Récapitulatif de l'estimation de la composition des eaux usées aux différents horizons.....	49
Tableau V. 16 : Espacement et épaisseur des barreaux.....	51
Tableau V. 17 : Récapitulatif des résultats de calcul pour le dégrillage.....	61
Tableau V. 18 : Récapitulatif des résultats de dimensionnement et performances du .Dessableur-Deshuileur.....	67
Tableau V. 19 : Récapitulatif des résultats du calcul du décanteur primaire.....	71
Tableau V. 20 : Charge massique en fonction de a' et b'.....	75
Tableau V. 21 : Apport spécifique brut des principaux systèmes d'aération.....	78
Tableau V. 22 : Récapitulatif des résultats du traitement secondaire à moyenne charge.....	87
Tableau V. 23 : Récapitulatif des résultats de la variante à faible charge.....	100
Tableau V. 24 : Récapitulatif des résultats pour la désinfection.....	104
Tableau V. 25 : Récapitulatif des résultats de calcul du traitement des boues pour la variante à moyenne charge.....	111
Tableau V.26 : Récapitulatif des résultats de calcul du traitement des boues pour la variante à faible charge.....	115
Tableau VI. 27 : Côtes moyenne du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la.	119
Tableau VI. 28 : cotes piézométrique des ouvrages de la station.....	120
Tableau VI. 29 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Station.	121
Tableau VI. 30 : calcul des pertes de charges et diamètre des conduites.....	122
Tableau VII .31 : Tableau récapitulatif des résultats de la variante à moyenne charge	124
Tableau VII .32 : Tableau récapitulatif des résultats de la variante à moyenne charge.....	125
Tableau VII .33 : Bilan d'énergie électrique de la variante à moyenne charge.....	127
Tableau VII .34 : Tableau récapitulatif des résultats de la variante à faible charge	129
Tableau VII .35 : Tableau récapitulatif des résultats de la variante à faible charge.....	129
Tableau VII .36 : Bilan d'énergie électrique de la variante à faible charge.....	131

INTRODUCTION GENERALE

Dans la nature, les eaux se trouvant sous différents types (ruissellements, domestiques et industrielles) qui sont chargées de toutes sortes de pollution.

Les activités humaines sont les principales sources de pollution des eaux, que cela soit industrielle, agricole ou domestique. Même si la nature est capable de s'auto-épurer, la croissance démographique mondiale a fait que l'homme pollue à un rythme que la nature ne peut suivre et à cause de cela nous nous trouvons devant un problème majeur qui met en péril notre civilisation (le manque d'eau potable).

Certes l'eau représente 70% de la surface de la terre, mais seul 3% de celle-ci est potable dont 88% est stockés dans les glaciers des deux pôles. Et sa ne cesse de diminuer. Donc nous sommes confrontés à une diminution des ressources en eau potable, et en contre partie à une croissance de la demande sur cette dernière.

L'atténuation de ce problème nécessite la prise de mesures adéquates permettant de réduire l'impact de nos rejets sur l'écosystème. Dans cette optique plusieurs pays ce sont dotés de stations d'épuration qui permettent une réduction significative de la charge polluante.

L'Algérie en tant que pays où l'eau n'abonde pas, ne peut se permettre de négliger ce point, nous sommes passé de 28 station en 2002 à 105 fin 2009 en plus d'un vaste programme de construction de 40 station d'épuration à travers tous territoire national qui seront réalisées à l'horizon 2014.

Constantine en tant que l'une des grandes villes algériennes a bénéficié de deux station d'épuration en plus de la station d'IBN ZAID qui est en activité depuis les années 90. Les nouvelles station ont été attribuées aux communes de ZIGHOUD YUCEF et la nouvelle ville ALI MENDJELI. C'est cette dernière qui fera l'objet de notre étude.

D'où l'objectif de notre travail est de contribuer à la conception et la réalisation d'une station d'épuration des eaux usées domestiques dans notre wilaya et plus précisément dans la ville ALI MENDJELI.

Pour le dimensionnement de cette station nous avons opté pour l'étude deux variantes, la première à moyenne charge et la deuxième à faible charge. Le choix entre les deux se fera sur des bases techniques, économiques et environnementales.

CHAP I : Présentation de la zone d'étude.

I-1-Introduction:

La nouvelle ville ALI MENDJELLI est l'un des plus importants pôles urbains de la Wilaya de CONSTANTINE, et vu l'importance géographique et économique de ce site il est plus qu'indispensable de prévoir des solutions aux problèmes d'urbanisme que pourrait rencontrer cette ville, parmi ceux-ci figure celui du traitement des rejets qui n'est pas des moindres

I-2-Présentation de la ville:

La nouvelle ville ALI MENDJELLI se trouve au sud de la ville de CONSTANTINE, elle dépend administrativement de la commune d'EL KHROUB, elle s'étend sur une superficie de 1500 Ha avec une capacité de logement de 50000 logts pour une population attendue de 300000 habitants, cette surface est répartie sur 5 quartiers, chacun est divisé en 4 UV (unités de voisinage).

La future station d'épuration ne prendra pas en charge la totalité des rejets de la nouvelle ville mais seulement la partie ouest de celle-ci c'est-à-dire (UV04, UV14, UV18, UV20, et une partie de l'UV17)



Photo L01: Vue aérienne de la nouvelle ville ALI MENDJELI

I-3-Site d'implantation de la nouvelle STEP:

I-3-1-Situation géographique du site :

L'assiette du site est située sur des terrains limitrophes du **chemin de wilaya n° :101** le séparant d'une borne fontaine à 2 km à peu près de l'intersection qui mène vers Oued SEGUEN en allant de la nouvelle ville ALI MENDJELI a la ville de AIN SMARA. Les coordonnées du site sont(36°13'N, 6°31'E).



Photo L.02: Situation géographique du site de la future STEP

I-3-2-Géologie du site :

La zone du site de la station d'épuration de la nouvelle ville fait partie du tell constantinois.

Selon les observations faites sur le terrain et l'examen de la carte géologique d'oued el Athmania ; le terrain de fondation du site de la future station est constitué par des calcaires et marnes lacustre présumé pliocène-villafranchien.

Concernant la portance des sols de fondation, les terrains du site se prêtent favorablement à la projection d'une STEP.

CHAP I : Présentation de la zone d'étude.

Au point de vue sismicité, le site de la future station d'épuration appartient selon classification des règles parasismique algériennes(R.P.A) de1999 modifiées en 2003, à la zone : 2A (zone de sismicité moyenne).

I-3-3-Critères de choix du site de la future STEP:

Les principaux critères qui on induit le choix du site sont :

- Le site se trouve dans une zone extérieure aux limites des extensions futures.
- Le site choisi est en forme de cuvette, traverse par une importante chaabat qui servira à l'évacuation des eaux épurées.
- La future station est dans une zone entourée d'exploitations agricoles, ce qui facilitera par la suite la réutilisation des eaux épurées en agriculture.
- L'accès vers le site choisi est facilité par la présence de l'ancienne route menant vers la ville de AIN SMARA facilitant l'accès et les travaux de réalisation de la future station.
- Le site choisi est dans un endroit éloigné des habitations d'où les désagréments dus aux odeurs résultants des procédés d'épurations sont écartés.

I-4-Étude climatique:

L'analyse des paramètres climatiques se fera sur la base des données disponibles au niveau de la station de Constantine (AIN EL BEY). Les caractéristiques de la station retenue sont données dans le tableau suivant :

Tableau L01: les coordonnées de la station d'AIN EL BEY

Station	Altitude	Longitude	Latitude
Ain El Bey	694m	6°37'E	36°17'N

I-4-1-Les précipitations:

Les données pluviométriques interannuelles sont données dans le tableau suivant :

Tableau L02: Répartition mensuelle moyenne des précipitations (periode1994/2008)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Ann
P (mm)	39,93	22,55	37,78	56,45	18,53	37,13	58,15	48,07	37,05	11	8,43	13,98	389,05

(Source : ONM)

Le régime pluviométrique est caractérisé par :

CHAP I : Présentation de la zone d'étude.

- Une répartition mensuelle des pluies irrégulière, par ailleurs le mois le plus pluvieux est le mois de mars avec une valeur de 58,15 mm.
- La pluie moyenne interannuelle est de 389,28 mm.

I-4-2-Les températures:

Le tableau suivant présente les températures moyennes mensuelles interannuelles :

Tableau L03: Répartition mensuelle moyenne des températures (Période 1994/2008)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
T (°c)	7,2 8	8,1 8	10,43	14,38	19,13	24,15	27,75	26,93	22,33	18,48	11,53	7,8

(Source : ONM)

L'analyse du tableau ci-dessus montre que les hautes températures sont enregistrées entre les mois de juin et septembre avec un maximum atteint au mois de juillet d'une valeur de 27,75°C. Le minimum étant enregistré au mois de janvier d'une valeur de 7,28°C.

I-4-3-Les vents:

Les moyennes mensuelles des vitesses du vent exprimées en (m/s), sont rassemblées dans le tableau ci-dessous :

Tableau L04: Répartition mensuelle moyenne des vitesses du vent (Période 1994/2008)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil l	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Ann
V (m/s)	1,9	2,25	2,43	2,38	2,05	2,38	2,18	2,07	1,8	1,73	1,85	2,13	2,10

(Source : ONM)

Dans cette région les vents sont modérés à faible selon la gamme des vents, ils sont fréquents pendant toute l'année.

La vitesse moyenne annuelle du vent est de l'ordre de 2,10 m/s, la vitesse moyenne maximale est enregistrée aux mois d'avril et mars avec des valeurs respectives de 2,38 m/s, 2,43 m/s et la minimale est de 1,73 m/s enregistrée au mois d'octobre.

Les vents dominants sont principalement ceux de direction Nord-Ouest et ceux de direction Sud.

CHAP I : Présentation de la zone d'étude.

I-4-4-L'évaporation:

Les résultats exprimés dans le tableau suivant représentent l'évaporation mesurée sous abri par évaporation de Piche au niveau de la station de Constantine, les mesures effectuées à l'aide de cet appareil ne représentent pas l'évaporation réel d'une surface d'eau libre, pour cela l'introduction d'un coefficient d'une valeur de **0,78** en Algérie pour avoir l'évaporation réelle pour l'étude.

Tableau L05: Evaporation moyenne mensuelle

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Ao u	Se p	Oct	Nov	Dec	Ann
Evap (mm)	29,45	35,30	55,19	60,55	87,7	111,1	157	122	94	87, 8	47, 4	31,9	76,56

(Source : ONM)

On remarque que les valeurs extrêmes sont observées durant le mois de juillet pour le maximum (157 mm) et le mois de janvier pour le minimum (29,45mm), avec une moyenne annuelle de 76,56mm.

I-4-5-L'évapotranspiration potentielle:

Il s'agit des résultats des recherches pour la période 2001-2008 dans la station de Constantine, retransmis dans le tableau suivant :

Tableau L06: Evapotranspiration potentiel moyenne mensuelle.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Ann
Eva P tran s	23,72	34,5 8	65,54	85,6	121,4 6	153,2 8	177,2 4	152,9 6	91,92	68,4 8	32,02	17,62	85,36

(Source : ONM)

D'après ce tableau la valeur moyenne de l'évapotranspiration potentielle est de 85,36 mm. La valeur maximale étant de 177,24 durant le mois de juillet et la minimale étant de 17,62 durant le mois de décembre.

Conclusion:

Les données climatologiques mesurées à partir de la station ONM de Constantine nous a permis de conclure que :

-Le climat de la zone d'étude est de type continental, avec un hiver froid et un été chaud, il est marqué par une pluviométrie faible et irrégulière.

- L'écart entre les températures du mois de Juillet et celles du mois de Janvier atteint les 20°C avec une moyenne annuelle de 15,24°C.
- Les maxima des températures ne sont jamais excessifs. Le pic est atteint au mois de juillet où la température arrive à 27,75°C.
- L'évaporation moyenne est de l'ordre de 76.56 mm / mois.
- La vitesse du vent dans la région montre une stabilité tout au long de l'année.

I-5-Situation démographique :

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

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

Le nombre d'habitants de la zone ouest objet de l'étude est de 82 271 habitants, d'après la fiche technique 2009 de la direction de l'urbanisme et de la construction de la wilaya de Constantine.

On tiendra compte d'un taux d'accroissement de la population relativement constant de 1,5% d'après le dernier recensement 2008 effectué par l'ONS.

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

Avec :

P : Population future ;

*P*₀ : Population résidente à l'année considérée comme référence ;

N : Nombre d'année séparant l'année de référence et l'année prise en compte ;

τ : Taux d'accroissement.

Tableau L07: Evolution de la population (2009- 2040)

Population	2009	2025	2040
	82 271	104400	130525
Taux d'accroissement	1,5	1,5	1,5

I-6-Les équipements :

CHAP I : Présentation de la zone d'étude.

Les infrastructures éducatifs, sanitaire, culturels, sportifs...etc. sont ce qu'on pourrait plus communément appeler équipements et ces équipements peuvent constituer une importante source de pollution hydriques.

En ce qui concerne la nouvelle ville ALI MENDJELI ces équipements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau L08: Equipements actuel et futur de la zone d'étude.

Equipement achevé		Equipement en cours de réalisation		Equipement en voie de lancement	
Désignation	Nbre	Désignation	Nbre	Désignation	Nbre
LYCEES	03	CLINIQUE	01	CENTRE D'ARCHIVE JUDICIERE	01
E.F.E	09	CRECHE	01	CENTRE COMMERCIAL	01
G. SCOLAIRE	13	MOSQUEE	01	CEPA	01
AGENCES P.T.T	02	CENTRE D'ARCHIVE DE LA WILAYA	01	MOSQUEE	01
CENTRALE TELEPHONIQUE	01	HOTEL	01	GARE ROUTIERE	01
C.F.P.A	01	AGENCE PTT	01	RESTAURANT CENTRAL	01
SURETE URBAINE	01	4000 PLACES PEDAGOGIQUE	01	COMPLEXE MERE ENFANT	01
HOPITAL 70 LITS	01	2000 LITS	01	CENTRE DES CANCEREUX	01
SALLE OMNISPORT	01	CNRB	01	CLINIQUE	01
MOSQUEE	01	CENTRE DE TRANSFUSION	01	SURETE URBAINE	01

CHAP I : Présentation de la zone d'étude.

4000 PLCS PEDAGOGIQUES	03	<i>INSTITUT DE SPORT</i>	01	SURETE URBAINE	02
2000 LITS	03	<i>MAISON DE JEUNE</i>	01	MOSQUEE	02
SIEGE GARDE COMMUNALE	01	<i>HOTEL URBAIN</i>	01	AGENCE BANCAIRE	01
HOPITAL MILITAIRE	01	<i>CENTRE COMMERCIAL</i>	01	PARKING	01
BASSIN DE NATATION	01	<i>UNITE DE PROTECTION</i>	01	SIEGE BEA	01
TERRAIN DE SPORT	01			SIEGE BNA	03
<i>SIEGE CACOBATH</i>	01			AGENCE D'ASSURENCE	03
				CRECHE	01
<i>CNRB</i>	01			AGENCE NATIONAL ANB	01
<i>RESTAURANT CENTRAL</i>	01			ECOLE DE POLICE	01
<i>MAISON DE JEUNE</i>	01			SIEGE DES IMPOTS	01
<i>CENTRE PSYCHPEDAGOGIQUE</i>	01			SIEGE DAS	01

CHAP I : Présentation de la zone d'étude.

<i>PROTECTION CIVIL</i>	01		CENTRE POUR HANDICAPES	01
<i>UNITE DE PROTECTION</i>	01		CENTRE DGSN	01
			CENTRE REGIONAL	01

I-7-Activités économiques :

Dans cette partie nous nous intéresserons surtout au domaine agricole, car la nouvelle ville se trouve dans une zone agricole ce qui implique l'absence d'activités industrielle.

Vu que la majorité des terrains de la nouvelle ville sont plats, ce qui a incité les agriculteurs à se diriger vers la culture des céréales, fourrages, légumes secs et les oliviers sur de grandes parcelles. Sans oublier l'existence d'une ferme pilote « **BOUCHEBA AHMED** » à l'ouest de la nouvelle ville.

Les céréales cultivées dans cette zone sont principalement : le blé dur (ordinaire et supérieur) ainsi que le blé tendre (ordinaire et supérieur).

En ce qui concerne les fourrages on trouve l'orge et l'avoine.

Pour les légumes secs on a surtout les lentilles et les pois chiches.

Stock animal

Désignation	Nombre
Agneaux	121
Antenais	109
Béliers	16
Agnelles	144
Antenaises	112
Brebis	428

I-8-Alimentation en eau potable :

Production :

D'après les services de la direction de l'hydraulique de wilaya de Constantine, la nouvelle ville ALI MENDJELI est alimentée par le barrage de **BENIHAROUN** avec un débit de 860 l/s auquel est ajouté un débit de 130 l/s à partir du forage de **BOUMERZOUG**.

Stockage :

La nouvelle ville ALI MENDJELI est dotée de plusieurs ouvrages de stockage (réservoirs) existants, en cour de réalisation et projetés.

Les ouvrages de stockages qui assurent la distribution dans la zone ouest de la ville qui est concernée par notre étude (UV04, UV14, UV18, UV20, et une partie de l'UV17) sont indiqués dans le tableau suivant :

CHAP I : Présentation de la zone d'étude.

Tableau L.09: Capacités des réservoirs alimentant la nouvelle ville.

UV	Nombres de réservoirs	Capacité (m³/j)	Observation
04 et 14	2	2×2500	Réalisés
	4	4×2500	Projetés
18	2	2×2500	Réalisés
	4	4×2500	Projetés
20	4	4×2500	Projetés

(Source DHW)

Dotation: La dotation théorique a été fixée par les services de la direction de l'hydraulique de wilaya de Constantine à 200 l/hab/j.

- Le réseau actuel est un réseau maillé avec quelques ramifications.
- Le taux de connexion en eau potable est de 100%, car la grande majorité des habitations sont collectives et relativement récentes.

I-9-Réseau d'assainissement:

Le réseau de collecte des eaux usées de la nouvelle ville est un réseau unitaire constitué de conduites circulaires en béton comprimé et béton armé de diamètres allant de 200 à 2000 mm convergeant vers EL KHROUB pour la partie est et vers AIN SMARA pour la partie ouest l'objet de notre étude.

Des déversoirs d'orage et une station de relevage seront projetées dans le cadre de la collecte des rejets vers la future station d'épuration de la nouvelle ville.

D'après les informations fournies par les services de la direction de l'hydraulique de wilaya de Constantine, le taux de raccordement des habitations au réseau atteint les 100% ce qui est excellent par rapport aux problèmes liés à l'assainissement rencontrés dans d'autres villes algériennes.

I-10-Milieu naturel récepteur des eaux usées:

Pour la nouvelle ville nous avons trois rejets :

- Le premier : il est situé au niveau de la SONELGAZ (en cours de réalisation, de diamètre 400 mm).
- Le deuxième : se trouve en face de la ferme pilote **BOUCHEBA AHMED** (de diamètre 2000 mm).

CHAP I : Présentation de la zone d'étude.

- Le troisième : se trouvant du côté ouest de la ville en allant vers AIN SMARA (de diamètre 800 mm).

CHAP II : Types de pollution des eaux usées

II-1- Introduction :

Les cours d'eau ont une capacité naturelle d'épuration. Mais cette capacité a pour effet de consommer de l'oxygène et n'est donc pas sans conséquences sur la faune et la flore aquatiques. Lorsque l'importance d'un rejet excède la capacité d'autoépuration de ces cours d'eau, la détérioration de l'environnement peut être durable. C'est pourquoi, il est indispensable d'épurer les eaux usées avant de les rejeter en milieu naturel.

En d'autres termes la nature est incapable de suivre le rythme imposé par l'homme ce qui le mènera vers un avenir incertain ou boire deviendra difficile.

II-2- Définition de la pollution :

La pollution peut-être définie de plusieurs façons. La pollution de l'eau survient lorsque des matières sont déversées dans l'eau qui en dégrade la qualité. La pollution dans l'eau inclut toutes les matières superflues qui ne peuvent être détruites par l'eau naturellement. [1]

On peut aussi la définir comme étant une altération de la qualité de l'eau qui rend son utilisation dangereuse et (ou) perturbe l'écosystème aquatique. Elle peut concerner les eaux superficielles (rivières, plans d'eau) et/ou les eaux souterraines.

II-3-Origines et nature des eaux usées :

Les eaux usées sont issues principalement de l'activité humaine mais selon l'origine des matières polluantes on peut distinguer quatre catégories d'eaux usées :

II-3-1-Les eaux pluviales :

Elles peuvent, elles aussi, constituer une source de pollutions importantes des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses. L'eau de pluie se charge d'impuretés au contact de l'air (fumées industrielles), puis, en ruisselant, des résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huiles de vidange, carburants, résidus de pneus et métaux lourds...).

II-3-2-Les eaux usées domestiques :

Proviennent des utilisations quotidiennes de l'eau à la maison : eaux des toilettes, eaux savonneuses rejetées avec les lessives, les bains ou la vaisselle, les produits versés dans les éviers...etc. elles sont généralement chargées de détergents, de graisses, de solvants, de débris organiques...etc.

A cela il faut ajouter les eaux usées rejetées (effluents) par les installations collectives, telles que les hôpitaux, les écoles, les commerces, les hôtels et restaurants, etc. [8]

II-3-3-Les eaux usées industrielles :

Les rejets industriels sont caractérisés par leur très grande diversité, suivant l'utilisation qui est faite de l'eau au cours des processus industriels.

Selon l'activité industrielle, on va donc retrouver des pollutions très diverses telles que :

- des matières organiques et des graisses (abattoirs, industries agro-alimentaires...).

CHAP II : Types de pollution des eaux usées

- des hydrocarbures (industries pétrolières, transports).
- des métaux (traitements de surface, métallurgie).
- des acides, bases, produits chimiques divers (industries chimiques, tanneries...).
- des eaux chaudes (circuits de refroidissement des centrales thermiques).
- Matières radioactives (centrales nucléaires, traitement des déchets radioactifs).

II-3-4- Les eaux usées agricoles:

Les engrais et pesticides mal utilisés polluent les eaux souterraines (en s'infiltrant dans le sol avec l'eau de pluie et d'arrosage) et de surface (en ruisselant). L'emploi excessif d'engrais a fait sensiblement augmenter la quantité de nitrates dans les rivières et nappes phréatiques peu profondes.

II-4- Composition des eaux usées:

Les eaux usées sont généralement composées de matières minérales et de matières organiques sous forme de matières en suspension solides ou dissoutes (décantables, flottantes, et colloïdales).

II-5- Pollution des eaux usées:

La pollution des eaux usées se manifeste sous quatre principales formes :

- Pollution organique.
- Pollution minérale.
- Pollution microbiologique.
- Pollution toxique (minérale ou organique).

Chacune de ces formes de pollutions correspond à une modification du milieu récepteur qui se traduit par des conséquences néfastes sur l'individu.

On se propose d'aborder les différentes formes de pollution des eaux existantes :

II-5-1- Pollution organique:

Les matières organiques ont longtemps été les principaux polluants des milieux aquatiques. Elles proviennent des déchets domestiques (ordures ménagères, excréments), agricoles (lisiers) ou industriels (papeterie, tanneries, abattoirs, laiteries, huileries, sucreries...), elles engendrent une diminution de la teneur en oxygène dissous, due à la décomposition de la matière organique par les bactéries, les organismes aquatiques vont donc en souffrir. L'oxygène dissous étant consommé, il ne reste place que pour la dégradation anaérobie, qui libère des gaz toxiques et nauséabonds.[2]

II-5-2- Pollution minérale:

Il s'agit d'effluents industriels principalement qui contiennent des substances minérales telles que : les sels, les nitrates, les chlorures, les phosphates, les ions métalliques, le plomb, le mercure, le chrome, le cuivre, le zinc et le chlore. Ces substances peuvent avoir de lourdes conséquences comme :

- Nuire à la santé publique.
- Perturber l'activité bactérienne en station d'épuration.

CHAP II : Types de pollution des eaux usées

- Affecter sérieusement les cultures.

II-5-3- Pollution microbiologique:

La pollution microbiologique des eaux est le terme utilisé pour désigner la présence de bactéries et virus invisibles à l'œil nu, ces microorganismes proviennent d'hommes ou d'animaux qui hébergent dans leur appareil digestif une quantité considérable de bactéries, voire de virus, ceux-ci se retrouvent dans la matière fécale humaine et animale.

La pollution microbiologique devient très dangereuse lorsque les eaux usées sont rejetées dans un milieu récepteur sensible pouvant provoquer des maladies dangereuses pour l'individu.

II-5-4- Pollution toxique:

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

Les substances minérales toxiques sont : les sels à fortes concentrations, les ions métalliques rejetés par les effluents industriels.[3]

II-6- Les paramètres de pollution étudiés:

II-6-1- Paramètres physiques:

II-6-1-1- La température :

La température est l'un des facteurs écologiques les plus importants parmi tous ceux qui agissent sur les organismes aquatiques. Elle joue un rôle primordial dans la distribution des espèces, aussi bien par ses niveaux extrêmes que par ses variations diurnes ou saisonnières.

La plupart des réactions chimiques vitales sont ralenties voire arrêtées par un abaissement important de température. A contrario, des augmentations de température peuvent avoir pour effet de tuer certaines espèces, mais également de favoriser le développement d'autres espèces en entraînant ainsi un déséquilibre écologique. [1]

II-6-1-2- Conductivité:

Ce paramètre est lié à la concentration des substances dissoutes et à leur nature. La mesure de la conductivité permet d'évaluer la minéralisation globale de l'eau. La conductivité d'une eau varie selon son degré d'impureté, ainsi plus la concentration ionique des sels dissous est grande, plus la conductivité est grande.

II-6-1-3- Couleur:

Elle est normalement grisâtre. La couleur noire indique une décomposition partielle des matières contenues dans les eaux usées, tandis que les autres teintes sont d'origine industrielle. Elle est déterminée à l'aide d'un comparateur optique.

II-6-1-4- Odeur:

CHAP II : Types de pollution des eaux usées

L'eau d'égout fraîche à une odeur fade qui n'est pas désagréable. Une odeur nauséabonde indique une eau qui commence à fermenter par stagnation soit dans le réseau d'égout soit avant le rejet.

II-6-1-5-Les matières en suspension (MES):

Les matières en suspension se composent de fines particules insolubles. Leur provenance est variée : érosion des sols, détritiques organiques, rejets urbains ou industriels (agro-alimentaires, papeterie, textile, chimie).

Leur présence excessive peut augmenter la turbidité du milieu et réduire la production photosynthétique, générer des carences en oxygène, ou encore avoir des effets mécaniques sur les poissons par colmatage des branchies ou sédimentation des zones de frayères. [1]

II-6-1-6-Matières minérales:

C'est la différence entre les matières en suspension et les matières volatiles. Elles représentent donc le résidu de la calcination, et correspondent à la présence de sels, silice, poussières...etc.

II-6-1-7-Matières décantables et non décantables:

On distingue les fractions qui décantent en un temps donné.

Les matières non décantables sont celles qui restent dans le surnageant et qui vont donc être dirigées vers le procédé de traitement biologique ou chimique.

II-6-1-8-Le PH :

Les eaux superficielles constituent un système physico-chimique complexe tamponné par les divers équilibres entre les espèces moléculaires ou ionisées présentes, dont les équilibres carboniques.

Des pH compris entre 6 et 8 constituent les limites dans lesquelles un développement quasi-normal de la flore et de la faune aquatique semble être permis. Par ailleurs, il est souvent difficile d'établir des critères précis en ce qui concerne la vie et la reproduction des poissons (on retient parfois comme zone optimale celle délimitée par les pH extrêmes de 6,5 et 8,5).

En général, les effets du pH se font surtout sentir par l'influence qu'exerce ce paramètre sur les équilibres entre les autres composés du milieu (azote ammoniacal, sulfure de sodium, acide cyanhydrique, etc.) puisqu'ils ont une toxicité variable selon qu'ils se trouvent ou non sous forme ionisée. [1]

II-6-2)-Paramètres chimiques:

II-6-2-1-La demande biochimique en oxygène (DBO₅):

CHAP II : Types de pollution des eaux usées

La DBO₅ ou demande biochimique en oxygène à 5 jours est la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction ou à la dégradation des matières organiques d'une eau par les micro-organismes du milieu.

Ce paramètre est utilisable soit pour :

- Pour quantifier la charge polluante organique de l'eau,
- Pour évaluer l'impact d'un rejet sur le milieu naturel (toute matière organique biodégradable rejetée va entraîner une consommation d'oxygène au cours des procédés d'autoépuration),
- Pour évaluer l'intensité du traitement nécessaire à l'épuration d'un rejet par un procédé biologique.

II-6-2-2-La demande chimique en oxygène(DCO):

La DCO ou demande chimique en oxygène représente tout ce qui est susceptible de demander de l'oxygène, en particulier les sels minéraux oxydables (sulfures, sels de métaux,...) et la majeure partie des composés organiques, biodégradables ou non.

La détermination se fait par l'ajout à un volume connu d'échantillon, d'une quantité d'oxygène sous forme d'agent oxydant efficace comme le bichromate de potassium qui porté à ébullition pendant deux heures, conduit à l'oxydation chimique. Elle nous renseigne de cette manière sur la charge organique totale des eaux. [1]

II-6-2-3-L'azote total:

L'azote peut être présent dans les eaux usées sous plusieurs formes:

- Forme réduite: Azote organique (N) et Azote ammoniacal (NH₄⁺).
- Forme moléculaire: Azote dissous (20mg/l à la température ambiante).
- Forme oxydée: Azote nitreux (NO₂) et Azote nitrique (NO₃).

Cet azote peut avoir des effets néfastes sur la santé et le milieu récepteur des rejets on en citera :

- L'empoisonnement par les nitrites qui réduisent la capacité sanguine pour transporter l'oxygène, notamment chez les nourrissons (la méthémoglobinémie).
- La toxicité de NH₄⁺ vis-à-vis de plusieurs espèces aquatiques en particulier les poissons.
- En milieu oxygéné NH₄⁺ est oxydé en NO₂⁻ puis en NO₃⁻, ce qui réduit la teneur en O₂ dissous (l'oxydation de 1 mg NH₄⁺ nécessite 4,57 mg d'O₂)
- L'eutrophisation des lacs et des cours d'eau à débit assez lent, c'est-à-dire le développement et la croissance surabondante d'algues par suite d'un apport excessif d'azote

II-6-2-4-Le phosphore total:

CHAP II : Types de pollution des eaux usées

Les eaux résiduaires industrielles peuvent éventuellement comporter des teneurs non négligeables en phosphore, comme par exemple, dans le cas de certaines industries agro-alimentaires et chimiques. Ce phosphore peut se trouver sous deux formes :

- **Organique** : d'origine industrielle ou biologique provenant des matières fécales.
- **Minérale** : les ortho et poly phosphates provenant de lessive, d'engrais phosphatés.

L'apport journalier de phosphore est d'environ 4 g par habitant et par jour. La connaissance de la quantité du phosphore dans les eaux résiduaires permet de savoir si un traitement biologique est envisageable.

Dans les bassins biologiques, le phosphore organique et les poly phosphates sont rapidement transformés par les micro-organismes en ortho-phosphates. Une partie de ces derniers est utilisée pour la synthèse de nouvelles cellules. [1]

II-6-2-5-Les huiles et graisses:

Les huiles et les graisses que l'on peut trouver dans l'eau sont très souvent sous forme d'émulsions ou saponifiées sous l'action de produits chimiques, de détergents, etc....

Il est clair que la présence de graisses et d'huiles constitue une gêne considérable pour le fonctionnement des stations d'épuration des eaux.

En plus de l'origine domestique, une partie de ces produits peut provenir des industries agroalimentaires, abattoirs...etc. [1]

II-6-2-6-Les métaux lourds :

Les métaux lourds sont des substances très nocive a forte doses, ils peuvent inhiber ou même annuler le processus d'épuration biologique, ces métaux proviennent essentiellement des rejets industriels c'est pour cela qu'une analyse chimique des eaux résiduaires est nécessaire afin de détecter leurs présence.

Les métaux lourds pouvant être rencontré le plus fréquemment sont :

- Plomb (Pb)
- Aluminium (AL)
- Cadmium (Cd)
- Cuivre (Cu)
- Chrome (Cr)
- Nickel (Ni)
- Zinc (Zn)

II-6-3) Paramètres biologiques:

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

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

II-7 Les charges polluantes

CHAP II : Types de pollution des eaux usées

II-7-1-Charges en DBO₅:

La charge de DBO₅ d'un rejet d'eaux usées est le produit de la DBO unitaire par son débit si la DBO unitaire a été déterminé sur 5jours, elle constitue la charge de «DBO₅ du rejet»

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

- Réseau séparatif: 60 à 70 g/hab /j.
- Réseau unitaire: 70 à 80 g/hab/j.

II-7-2-Charges en MES :

La mesure des matières en suspension permet d'apprécier la charge solide en suspension d'une eau naturelle ou résiduaire.

On estime au niveau d'une station d'épuration qu'après les prétraitements physiques (dégrillage et dessablage) et suivant le type de réseau, nous avons :

- Réseau séparatif: 70 g/hab/j, dont 70% de MVS.
- Réseau unitaire: 80 g/hab/j, dont 66% de MVS.

II-8Les normes de rejets

Le tableau suivant illustre les normes de rejets dans le milieu récepteur des effluents urbains a atteindre après l'épuration :

Décret exécutif N° 06-141 du 19 Avril 2006 définissant les valeurs limites des rejets d'effluents liquides industriels.

Tableau II.10: Les normes de rejets des eaux usées.

PARAMETRES	VALEURS
DBO ₅ (mg/1)	35
DCO (mg /1)	120
MES (mg/1)	35
Température (c°)	30
Azote (mg /1)	30
Détergeant (mg /1)	12
Phosphate (mg /1)	10
Huiles et graisses (mg /1)	20

CHAP II : Types de pollution des eaux usées

Conclusion:

Les effets de la pollution des eaux deviennent de plus en plus gênants d'autant que la consommation d'eau ne cesse de croître.

Aujourd'hui 1,4 milliards d'êtres humains n'ont pas accès à l'eau potable ce qui a eu pour effet que 120 millions de personnes sont en permanence malade à cause de l'eau mais l'homme n'est pas seul à subir les conséquences de cette pollution qui n'a épargné ni la faune ni la flore.

C'est pour cela que les normes de rejets ont été établies pour la protection de l'environnement en général et les milieux récepteurs en particulier.

III- Introduction :

L'autoépuration naturelle des eaux usées a ses limites et se trouve vite dépassée lorsque la charge polluante devient conséquente. Dans cette perspective les procédés d'épuration offrent une alternative dont les mécanismes sont assez proches de l'autoépuration.

En effet une station d'épuration rassemble une succession de dispositifs et fait appel à différents traitements : physique, physico-chimique, et biologique.

Chacun de ces dispositifs est conçu pour extraire un ou plusieurs polluants contenus dans ces eaux usées. Ces étapes peuvent être résumées comme suit :

➤ Traitement primaire :

- Prétraitements : Dégrillage, Dessablage, Déshuilage-Dégraissage
- Décantation primaire

➤ Traitement secondaire : le plus souvent par voie biologique. Une voie physico-chimique peut la remplacer ou plus souvent s'y ajouter pour favoriser la floculation et la coagulation des boues. On distingue deux types de procédés biologiques :

- Procédés intensifs : Boues activées, Lit bactérien, Disques biologiques.
- Procédés extensifs : Lagunage, épandage.

➤ Traitement tertiaire : c'est un traitement complémentaire qui peut être :

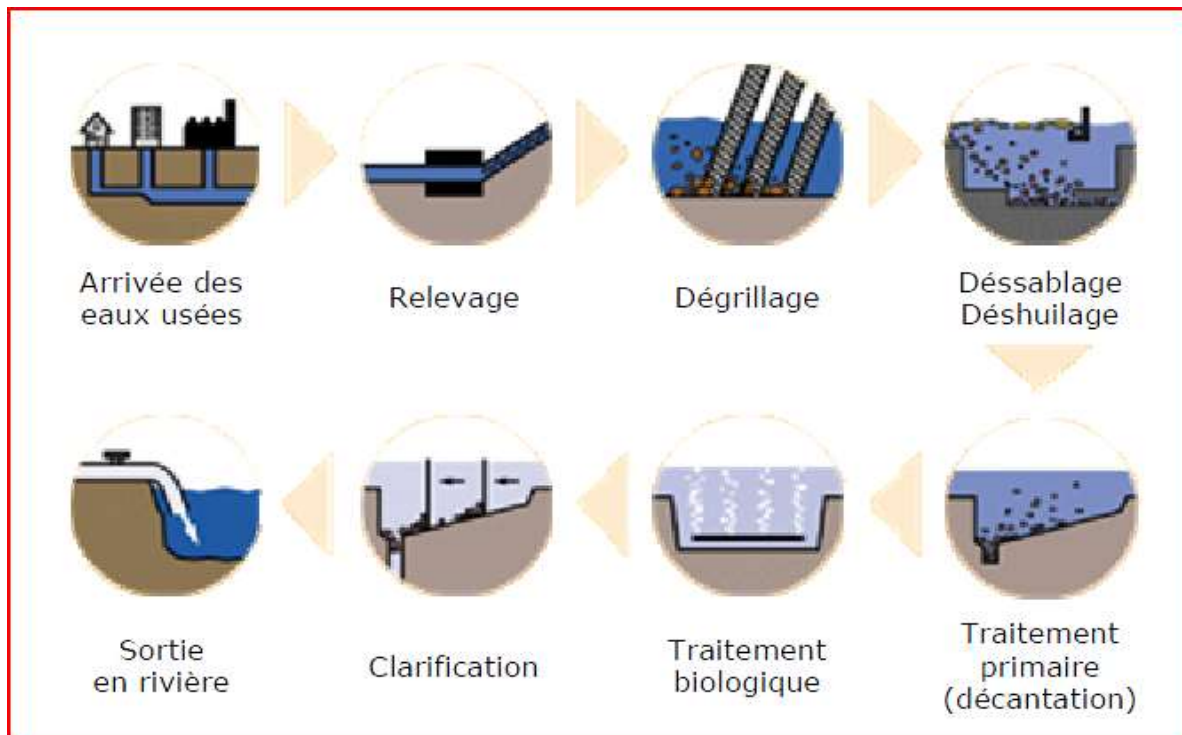
- Biologique (élimination de l'azote et du phosphore)
- Chimique (précipitation du phosphore)
- Physico-chimique (oxydation, désinfection)

III.1.Choix de procédé de traitement

Pour le choix de procédé d'épuration en tient compte de :

- La qualité du milieu récepteur et les usages de l'eau.
- Le type de réseau : fonctionnement d'une station d'épuration conventionnelle est adapté à un assainissement de type séparatif qui assure un débit régulier des eaux usées.
- La pollution : en fonction du type de pollution, différents types de procédés peuvent être utilisés.
- La population : dans les communes ou la population peut varier considérablement durant l'année, le lagunage s'avère un procédé adapté. Il y a également possibilité d'utiliser un procédé physico-chimique.
- les caractéristiques du terrain : emplacement, topographie, surface disponible.
- Le coût de l'exploitation : prenant en compte les frais de main d'œuvre, les frais énergétiques, l'entretien et le renouvellement du matériel.
- Les problèmes d'exploitation et fiabilité des installations.

Les étapes et procédés de traitement des eaux usées



III-2- Traitement primaire: c'est un traitement physique et regroupe les Prétraitements et la décantation primaire.

III-2- 1-Prétraitements .:

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

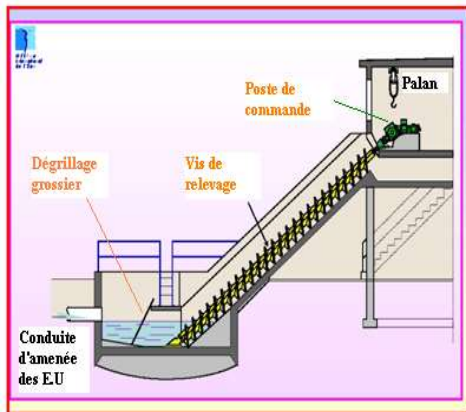
Les opérations de prétraitements physiques sont :

III.2.1.1.Relevage :

Le transport des eaux usées dans les collecteurs se fait généralement par gravité, sous l'effet de leur poids. Une station de relèvement permet d'acheminer les eaux usées dans la station d'épuration lorsque ces dernières arrivent à un niveau plus bas que les installations de dépollution.

On peut avoir deux systèmes de relevage :

- Poste de pompage,
- vis d'Archimède.



III-2-1-2-Dégrillage:

Il permet l'élimination des déchets les plus grossiers charriés par les eaux usées dès leur arrivée en tête de station afin de protéger les équipements électromécaniques et de réduire les risques de colmatage des conduites de la station d'épuration. Les eaux usées passent par des grilles de plus en plus fines où les matières volumineuses sont retenues.

Il existe deux types de dégrillage :

- Le dégrillage grossier : qui épure l'eau avec des grilles espacées de quelques millimètres pour retirer les déchets dont le volume est supérieur à 2 ou 3cm.
- Le dégrillage fin : constitué de grilles encore moins espacées, va éliminer les déchets d'un volume supérieur à 1cm.

Les dégrilleurs sont équipés d'un dispositif de relevage et d'éjection automatique des déchets. Ceux-ci sont ensuite compactés, envoyés en benne, puis en usine de traitement d'ordures ménagères pour y être incinérés. [4]

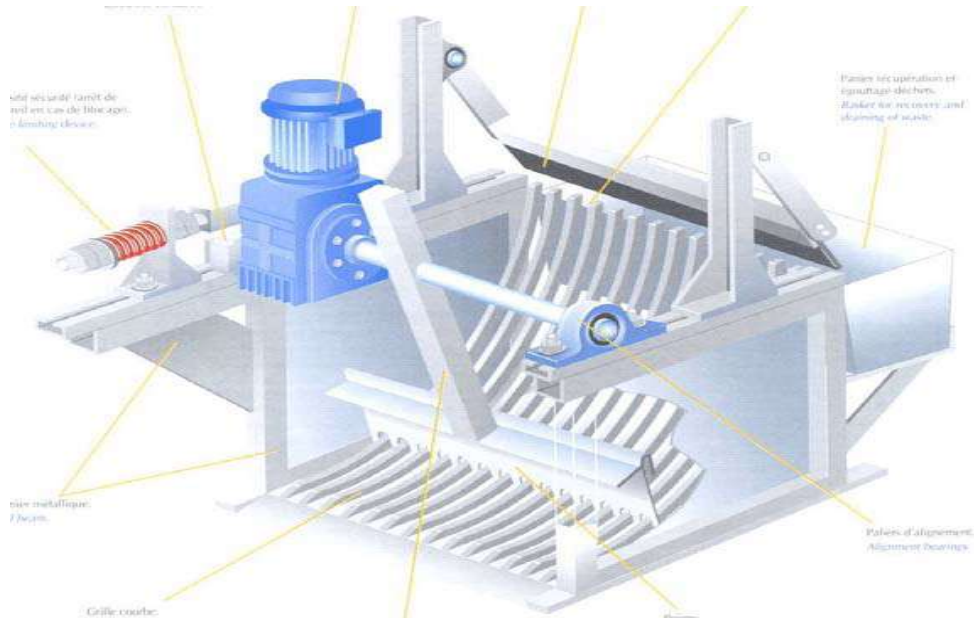


Figure III03: Dégrilleur courbé

III-2-1-3-Dessablage:

Le dessablage permet d'éliminer les MES de taille importante ou de densité élevée (utilisation d'un décanteur classique). C'est une étape indispensable notamment pour éviter le bouchage des canalisations et protéger les équipements contre l'abrasion. Le dessablage est pratiqué par décantation. Les sables extraits sont envoyés en décharge.

Le



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

Figure III4 : déssableur rectangulaire

III-2-1-4-Dégraissage-Déshuilage:

Le dégraissage est l'opération de séparation liquide-solide qui s'effectue par flottation en injectant de l'air au fond de l'ouvrage, ce qui permet la remonter en surface des corps gras qui sont stockés avant d'être éliminés.

Le déshuilage est l'opération de séparation liquide-liquide réservé habituellement a l'élimination des huiles présentes dans les eaux résiduaires industriel (raffinerie de pétrole ...) il s'effectue par écumage manuel ou mécanique.

Cette étape permet d'assurer un bon traitement en aval en limitant le colmatage des appareils et en évitant l'inhibition des processus biologiques.

En générale les opérations de dessablage et dégraissage-déshuilage sont concentrées dans un même ouvrage



Figure III5 : Déssableur-Dégraisseur rectangulaire

III-2- 2-Décantation primaire:

La décantation primaire est une séparation solide-liquide basée sur l'effet de la pesanteur. Ce procédé permet d'éliminer, d'une part 50% à 60% des matières en suspension et, d'autre part, de réduire leurs caractéristiques dimensionnelles (élimination des matières présentant une taille supérieure à 50 μ m).

Le dimensionnement des décanteurs est essentiellement fondé sur la vitesse de sédimentation des matières en suspension. [5]



Figure III6 : Décanteur rectangulaire

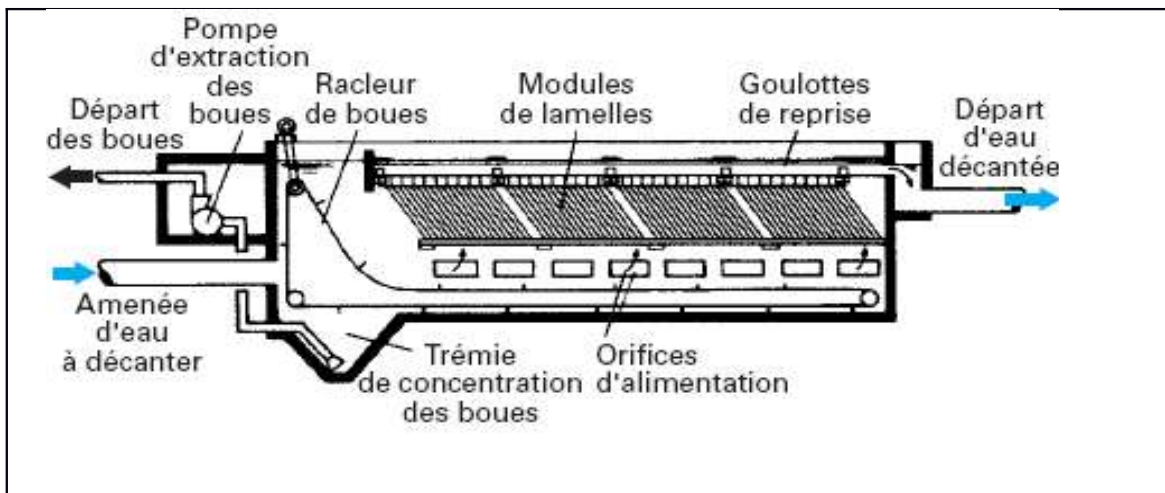


Figure III7: Décanteur lamellaire.

III-3-Traitement secondaire:

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

On distingue deux types de traitement :

- Traitement Physico-chimique
- Traitement Biologique. [6]

III-3-1-Traitement physico-chimiques:

L'épuration physico-chimique, coûteuse et difficile à réaliser, s'applique plutôt aux eaux résiduaires industrielles ou aux eaux usées contenant des résidus d'usine susceptibles d'entraver des processus biologiques.

Les rendements épuratoires sont excellents, car l'élimination des MES se situe entre 80% et 95%, celle des matières organiques entre 65% et 75%. Par ailleurs, ce type d'installation possède un temps de réponse extrêmement court (1 heure contre 12 à 14 heures pour une installation biologique). Néanmoins, ce type de procédé entraîne une surproduction de boues,

CHAP III : Procédés d'épuration des eaux usées

de 15 à 25% en plus, ainsi qu'une mauvaise élimination des matières organiques, en particulier de la pollution soluble.

Cette épuration peut s'effectuer suivant plusieurs techniques telles que floculation, coagulation, flottation, neutralisation, technologie membranaire - filtration sur membrane ... etc . [6]

III-3-1-1-Coagulation:

Les particules fines en suspension (taille $< 1 \mu\text{m}$) sont très stable en raison de leurs charges électrostatiques (généralement négatif) qui rend leur agglomération impossible a cause de la force de répulsion. La coagulation consiste donc à éliminer ces charges à l'aide des coagulants de charge positive telle que les sels de fer ou d'aluminium, minéraux ou cations trivalents qui rendent l'agglomération de ces particules tout a fait possible. [6]

III-3-1-2-Floculation:

Cette opération est complémentaire de la précédente car elle permet l'agglomération des particules neutralisées. Les flocculant, polymères organiques de synthèse (anioniques, neutres ou cationiques), piègent les particules déstabilisées pour former des floccs plus facilement décantables ou sedimentable.

Des essais de floculation au laboratoire sur des échantillons d'eaux usées (Jar tests) donnent déjà une idée assez précise des résultats à obtenir dans la pratique, à l'échelle réelle d'une station d'épuration des eaux usées. [6]

III-3-1-3-Flottation:

Séparation de matières solides en suspension, d'huiles, de graisses et de particules non dissoutes. Cette technique peut servir de traitement préliminaire pour épuration ultérieure, mais l'épuration des eaux usées peut tout aussi bien se limiter à l'application de la technique de flottation. La technique de flottation la plus utilisée est la flottation à air dissous ou la flottation DAF (Dissolved Air Flotation), où de l'air comprimé est dissous dans les eaux usées à traiter. Les microbulles ainsi obtenues se lient avec les floccs présents dans l'eau (à laquelle ont été ajoutés des coagulants et/ou flocculants), qui peuvent maintenant, grâce à leur densité diminuée (par l'injection de l'air), monter à la surface de l'eau. La couche de boue ainsi produite à la surface est raclée et collectée dans un conteneur placé à côté de l'unité DAF. Ces boues peuvent ensuite s'épaissir et se déshydrater. [6]

III-3-1-4-Neutralisation:

Elle consiste a ramené le PH a une valeur proche de 7 afin de rendre la décomposition des matières en solution soit possible et répondent aux normes. La neutralisation s'effectue par l'ajout d'acides (l'acide sulfurique (H_2SO_4), de l'acide chlorhydrique (HCl) ou du dioxyde de carbone (CO_2)) si l'effluent est basique ou de bases (la lessive de soude (NaOH) ou le lait de chaux ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) si l'effluent est acide. [6]

III-3-1-5-Décantation

La décantation, est un procédé qu'on utilise dans pratiquement toutes les usines d'épuration et de traitement des eaux, a pour but d'éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau. Ces particules sont en général des particules de flocc ou des particules résultant de la précipitation qui a lieu lors des traitements d'adoucissement

CHAP III : Procédés d'épuration des eaux usées

ou d'élimination du fer et du manganèse. Les particules s'accumulent au fond du bassin de décantation d'où on les extrait périodiquement.

III-3-2 Traitements biologiques

Ils sont utilisés lorsque les éléments à éliminer sont sous forme soluble ou que leur taille ne leur permet pas d'être piégé par les prétraitements physiques.

Les traitements biologiques sont des traitements qui reproduisent la dégradation naturelle des éléments solubles mais en les intensifiant afin de permettre l'élimination de la pollution du point de vue quantitative. Les principaux organismes responsables de ces phénomènes biologiques sont les bactéries.

La dégradation biologique se fait en deux phases :

- **phase d'adsorption:** les substances organiques s'adsorbent sur la membrane cellulaire.
- **phase d'oxydation:** oxydation de la matière organique en produits de décomposition (CO_2 , H_2O).

Nous avons deux types de traitement :

- ❖ Les traitements intensifs qui regroupent les boues activées, les lits bactériens et les disques biologiques.
- ❖ Les traitements extensifs qui sont l'épandage des eaux et le lagunage. [7]

III-3-2-1 Procédés extensifs :

III-3-2-1-1 Epandage des eaux :

Les eaux usées sont directement déversées sur le sol qui constitue le matériau support des micro-organismes épurateurs par infiltration à travers les couches filtrantes, les particules grossières seront retenues en surface tandis que les particules fines parcourent une courte distance. L'effluent, ainsi prétraité poursuit son cheminement dans le sol en y provoquant une recrudescence des activités de la biomasse responsable de la dégradation des matières polluantes qu'il véhicule. [6]

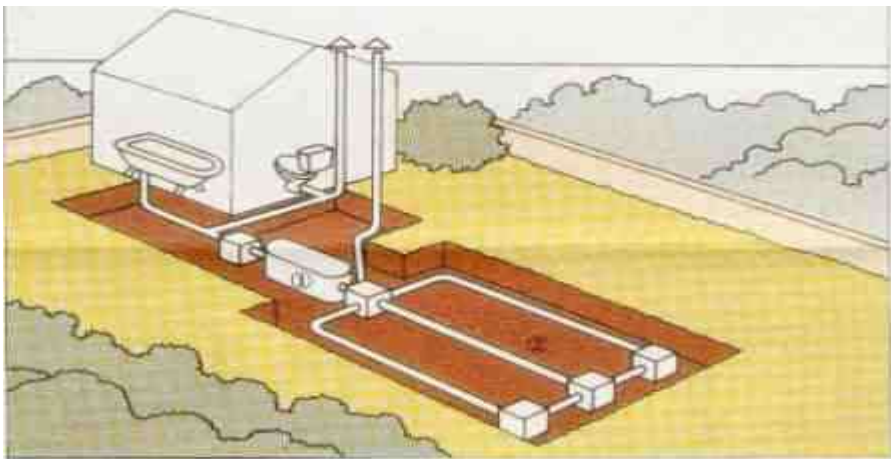


Fig III8 : système d'épandage des eaux

- **Inconvénients:**

L'épuration par épandage présente certains risques dont on peut compter :

L'intoxication à travers la chaîne alimentaire, la contamination des nappes et les risques de colmatage des sols, ajoutant à ceux là, la génération de mauvaises odeurs et la nécessité de disposer de grandes aires libres.

- **Avantage:**

CHAP III : Procédés d'épuration des eaux usées

En dépit de ces inconvénients, l'épandage présente l'avantage d'être un procédé simple et très économique n'exigeant pas de grands moyens de mise en œuvre ou d'exploitation et permet la fertilisation des sols pauvres par un apport de substances nutritives contenues dans l'effluent.

III-3-2-1-2-Lagunage :

Le lagunage ou phytoépuration, est une technique naturelle d'épuration des eaux basée sur la déséutrophisation. Il s'inspire des systèmes naturels d'épuration et filtration par des micro-organismes, des algues et des plantes aquatiques. Parfois, on fait aussi ruisseler l'eau au travers des racines de plantations d'arbres, éventuellement des saules traités en taillis coupés en courte rotation.

L'eau usée arrive d'abord dans les prétraitements : dégraisseurs, déshuileurs, dessableurs, etc. qui, comme leurs noms l'indiquent, sont chargés d'éliminer les particules solides et les graisses. Les premiers bassins sont des bassins à micro-organismes, où est dégradée la matière organique (MO) contenue dans les eaux usées. L'eau transite ensuite dans des bassins moins profonds, à macrophytes (iris, roseaux, joncs...). Ceux-ci absorbent les éléments minéraux issus de la dégradation de la matière organique pour leur croissance. Cette technique présente la caractéristique de nécessiter une surface importante, entre 15 et 20 m² pour un volume de 50 m³ d'eau, voilà pourquoi on lui attribue la propriété extensive. Le temps de séjour doit être élevé (minimum 30 jours, voire plus). Les boues se concentrant sur le fond et intervenant dans la biologie du système ne doivent être évacuées qu'après quelques 5 à 10 années. [8]

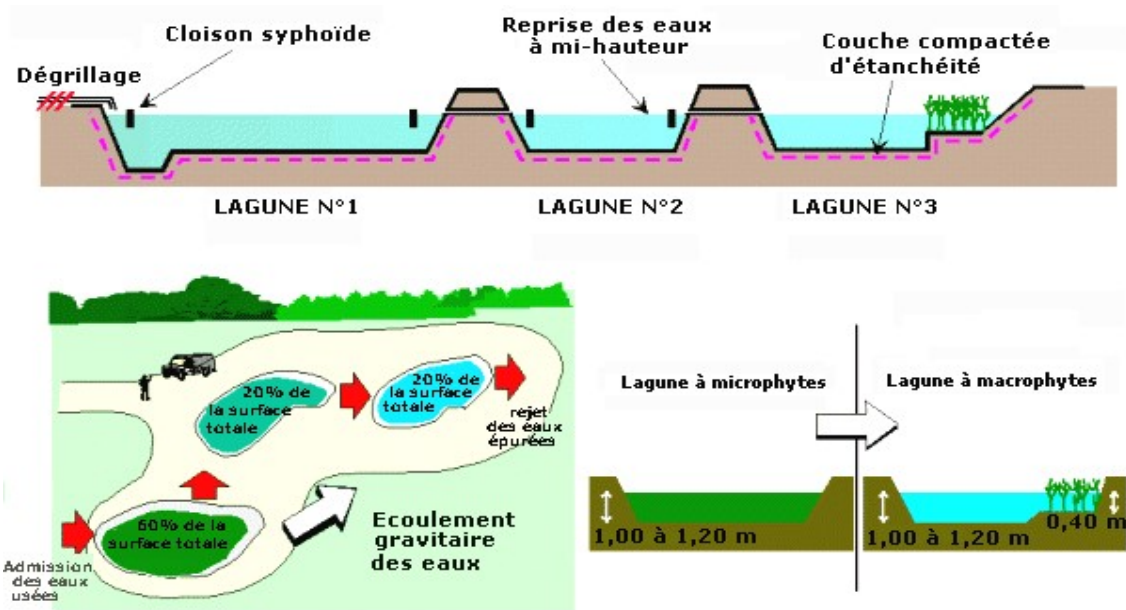


Figure III9: schéma du principe d'une lagune.

Les Avantages:

- Faible coût d'exploitation.
- Bonne intégration paysagère.
- Système respectueux de l'environnement.

CHAP III : Procédés d'épuration des eaux usées

- Bonne élimination des pathogènes, de l'azote et du phosphore.
- Production de boues moins importante (qu'une station classique de type " boues activées ").
- Curage peu fréquent (1 fois tous les 10 ans dans les premiers bassins) et boues plus facilement valorisables ;
- Bien adapté pour les petites communes ayant des fortes augmentations de population estivale.
- Hormis les coûts fonciers pour l'achat des terrains, les coûts de fonctionnement sont faibles (peu ou pas d'électricité).
- Bien adapté au réseau unitaire (les eaux pluviales jouant un bon rôle de dilution pour de fortes charges ponctuelles : vendanges par exemple) ;
- Faible technicité requise pour l'exploitant, surveillance régulière mais uniquement hebdomadaire du fait de la rusticité du système.

Les Inconvénients:

- Forte emprise au sol (en France 10 m² par habitant) limitant l'installation aux grandes communes.
- Contrainte possible si l'installation nécessite une imperméabilisation du sol (argile ou géomembrane).
- Matière en suspension importante en rejet (organismes planctoniques) problématique pour de petits milieux récepteurs ;
- Variations saisonnières de la qualité d'eau de sortie ;
- Adapté pour un type de pollution organique : n'apprécie pas les grandes concentrations ponctuelles, et les pollutions chimiques.
- Difficulté et coût important de l'extraction des boues ;
- En cas de mauvais fonctionnement ou de mauvais entretien : risque d'odeurs, de développement d'insectes (moustiques), de dysfonctionnement (perforation des digues par les rongeurs).

III-3-2-2- Procédés intensifs:

III-3-2-2- 1-Lits bactériens :

L'épuration des eaux par lit bactérien est une méthode d'épuration biologique par cultures fixes. Ce système est le plus souvent utilisé pour les eaux très chargées.

Dans cette méthode les micro-organismes épurateurs sont fixés sur un support poreux (pierre panse, pierre volcanique, plastique, cailloux ...etc.) formant une pellicule bactérienne en suite l'effluent est dispersé par une grille de répartition sur toute la surface du lit, l'effluent ainsi dispersé percole lentement à travers le massif filtrant et provoque la prolifération des micro-organismes, une recirculation de l'effluent est parfois nécessaire afin de compléter le traitement.

Un prétraitement physique (degrillage, dessablage, deshuilage-degraisage) est indispensable en amont du lit bactérien.

Lorsque la pellicule bactérienne devient trop importante, elle se détache naturellement; elle doit alors être séparée de l'effluent par décantation. L'eau va donc dans un décanteur secondaire (ou clarificateur) afin d'éliminer les éventuelles boues restantes. [6]

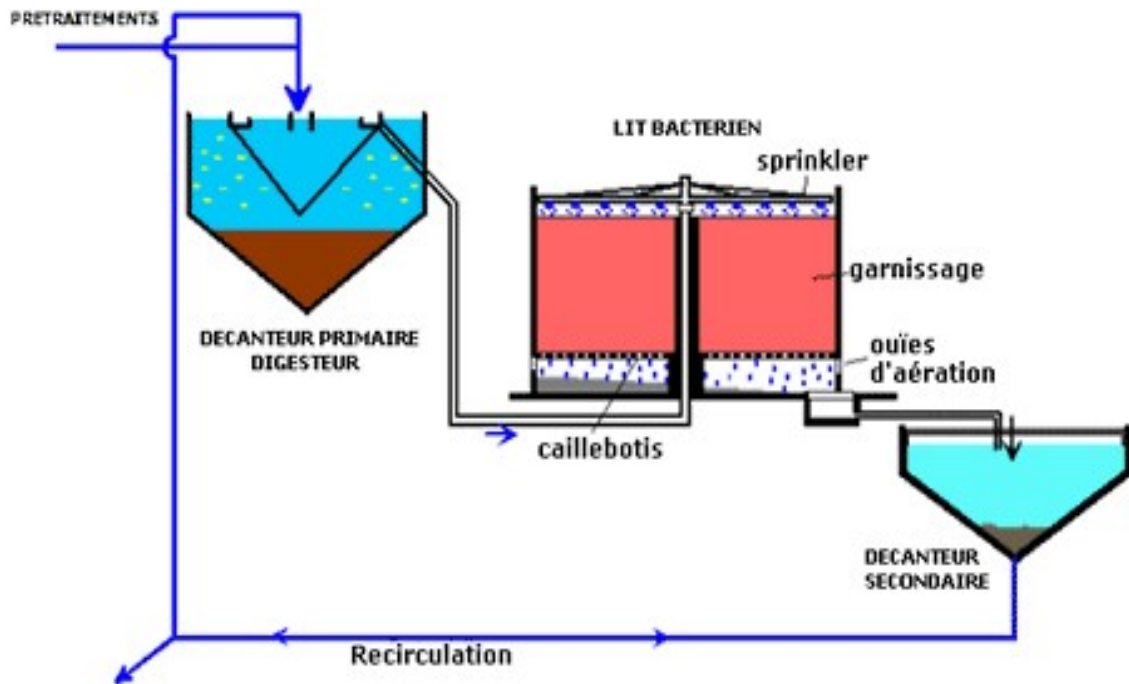


Figure III 10: fonctionnement des lits bactériens.

Les lits bactériens présentent certains avantages mais aussi quelques inconvénients.

Avantage:

- faible consommation d'énergie.
- fonctionnement simple demandant peu d'entretien et de contrôle ;
- peut être installé en amont d'une station à boue activée afin de déconcentrer les effluents du type agroalimentaire.
- bonne décantabilité des boues.
- plus faible sensibilité aux variations de charges et aux toxiques que les boues activées.

Inconvénients:

- performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées, qui tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit par conséquent permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes.
- coûts d'investissement assez élevés.
- nécessité de prétraitements efficaces.
- sensibilité au colmatage et au froid.
- source de développement d'insectes (en cas de conception et/ou d'exploitation défectueuse).
- boues fermentescibles.
- ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.

III-3-2-2- Disques biologiques :

Les disques biologiques sont une filière du traitement biologique aérobie à biomasse fixe.

Les micro-organismes épurateurs sont supportés par des disques partiellement immergés dans l'effluent et animés d'un mouvement circulaire assurant à la fois le mélange et l'aération. Lors de la phase immergée, la biomasse absorbe la matière organique qu'elle dégrade par fermentation aérobie grâce à l'oxygène atmosphérique. [6]

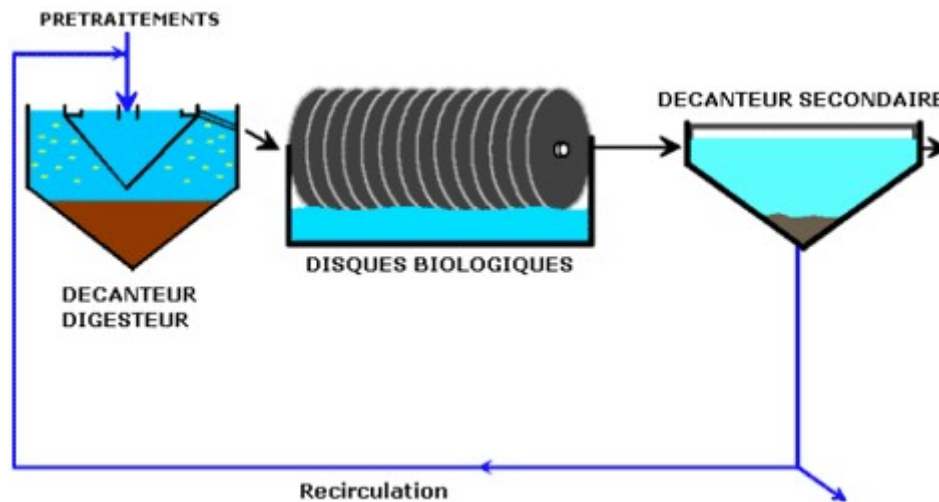


Figure III 11 : schéma du traitement par disques biologiques.

Ce procédé est adapté pour les petites et moyennes agglomérations et présente certains avantages mais aussi quelques inconvénients :

Avantage :

- Consommation électrique faible (1 kWh/kg de DBO5 éliminé).
- Exploitation simple.
- Boues bien épaissies dans le décanteur – digesteur.
- Bonne résistance aux surcharges organiques et hydrauliques passagères.
- Gestion des boues facilitée dans le cas d'une combinaison avec des lits plantés de roseaux.

Inconvénients :

- Nécessité d'un personnel ayant des compétences en électromécanique (mais fiabilité en nette progression).
- Abattement limité de l'azote en dimensionnement classique.
- Sensibilité aux coupures d'électricité prolongées qui entraînent un développement inégal du film biologique entre les parties émergées et immergées (dessiccation de la partie émergée pendant l'arrêt).

III-3-2-2- 3-Boues activées :

L'épuration par boues activées consiste à mettre l'effluent en contact direct avec un mélange riche en bactéries par brassage afin de dégrader la matière organique dissoute ou en suspension. Une aération importante est nécessaire pour permettre l'activité des bactéries et ainsi rendre la dégradation possible.

CHAP III : Procédés d'épuration des eaux usées

Une épuration par boue activée comprend les éléments suivant :

- ✓ Un bassin d'aération : permettant l'oxygénation du milieu pour favoriser l'activité bactérienne (l'oxydation de la matière organique).
- ✓ Un clarificateur : ou décanteur secondaire permettant la séparation de l'effluent et des boues avant le rejet des eaux (ou le traitement tertiaire si nécessaire).
- ✓ Un dispositif de recirculation des boues : assurant le retour vers le bassin d'aération des boues récupérées dans le clarificateur afin de maintenir une teneur en micro-organisme constante.
- ✓ Un dispositif de brassage : évitant les dépôts et améliorant le contact entre les bactéries et la nourriture afin d'optimiser le traitement.

Ainsi, dans le bassin d'aération l'effluent est mis en contact avec les micro-organismes épurateurs en présence d'oxygène vont se développer au dépend des matières biodégradables formant des flocons décantables qui seront éliminés dans le clarificateur, en ce qui concerne les boues décantées une partie sera renvoyée en tête de station et l'autre partie sera envoyée vers une filière de traitement des boues . [8]

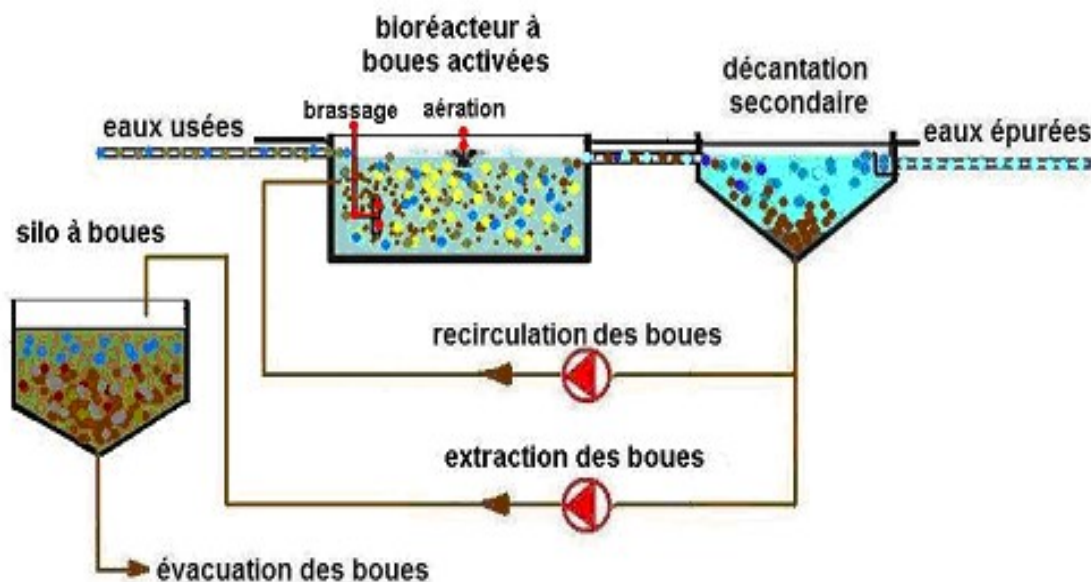


Figure III 12: schéma de l'épuration par boues activées.

En ce qui concerne les avantages et les inconvénients de ce procédé on a :

Avantages:

- Procédé éprouvé permettant d'obtenir les performances de traitement les plus élevées,
- Procédé adapté aux charges organiques importantes,
- Procédé adapté au traitement poussé du phosphore,
- Procédé adapté pour les réseaux séparatifs ou unitaires associés à un bassin d'orage,
- Emprise foncière limitée.

Inconvénients:

- Exploitation rigoureuse (suivi électromécanique),
- Coût d'exploitation élevé en particulier pour les petites installations, annuellement de 4 à 8 % du coût d'investissement,
- Formation du personnel pour l'exploitation,
- Production de boues conséquente nécessitant un traitement adapté suivant la capacité des ouvrages,

- Coût énergétique plus élevé que pour une filière rustique.

III-4-Traitement tertiaire:

C'est un traitement plus poussé visant une meilleure qualité de l'eau lorsqu'elle est réutilisée à des fins agricoles ou que le milieu récepteur est très sensible. Le terme « traitement tertiaire » peut englober l'élimination de l'azote, du phosphore ou la désinfection.

III-4-1-Élimination de l'azote:

L'azote présent dans les eaux résiduaires provient principalement des déjections humaines. Les urines contribuent largement à cet apport essentiellement sous forme d'urée, d'acide urique et d'ammoniaque. Par ailleurs, les eaux de cuisine véhiculent des protéines comportant des acides aminés, et certains agents de surface (assouplissant,...) qui incluent dans leurs molécules des radicaux azotés.

Dans les eaux usées l'azote peut se trouver sous deux formes :

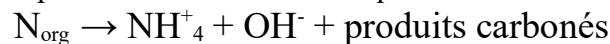
- Azote organique (un tiers).
- Azote ammoniacale (deux tiers).

Les effets de l'azote peuvent être résumés comme suit :

- ✓ L'azote réduit consomme l'O₂ pour se transformer en azote oxydé.
- ✓ L'ammoniaque libre NH₃ est l'un des principaux inhibiteurs de la vie aquatique.
- ✓ L'ion NH₄ gêne la production d'eau potable.
- ✓ L'azote est un élément fertilisant dont la présence peut conduire à une eutrophisation du milieu. [3]

Le cycle biologique de l'élimination biologique de l'azote sont :

L'ammonification: c'est la première étape de la transformation de l'azote organique en azote ammoniacal réalisé par des bactéries selon l'équation suivante :

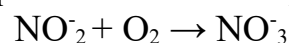


L'assimilation: il s'agit de la transformation de la matière azotée présente dans les eaux usées en matières vivantes par synthèse cellulaire (consommation par les bactéries). [3]

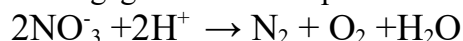
La nitrification: dans cette étape nous avons en premier lieu la « nitritation » qui consiste en une oxydation de l'azote ammoniacal en azote nitrique par les bactéries autotrophes aérobies :



Puis nous avons la « nitratisation » qui est résumé dans l'équation suivante :



La dénitrification: elle conduit à l'élimination totale de l'azote, c'est la réduction des nitrites et nitrates en azote gazeux qui se dégage dans l'atmosphère suivant la réaction suivante :



Les techniques de l'élimination de l'azote sont :

Technique physico-chimique: on ajoute de la chaux pour rendre le milieu basique (PH=11) ce qui transforme le NH₄ en N₂ (azote gazeux).

Technique par échange d'ions:

L'échange ionique consiste à transférer des ions indésirables de l'eau brute sur un support insoluble, appelé échangeur d'ions, qui les capte et libère en contrepartie une quantité équivalente d'ions dont la présence n'est pas gênante.

Dans le cas de l'élimination des nitrates, on utilise des résines de type anionique (échangeurs d'anions). Comme la plupart des échangeurs, ces résines se présentent sous forme

CHAP III : Procédés d'épuration des eaux usées

de billes de diamètre compris entre 0,4 et 0.8 mm, Ce sont des polymères de composés aromatiques comprenant des groupes ionisés de type basique. [3]

Technique biologique: nous avons deux types différent de traitement :

- Dénitrification hétérotrophe qui est l'élimination de l'azote par des bactéries oxydatives qui le synthétise en matières cellulaires.
- Dénitrification autotrophe ce procédé met en œuvre la réaction de dénitrification autotrophe avec oxydation d'un substrat inorganique, hydrogène ou soufre ou fer métallique. les bactéries impliquées ont une cinétique très lente. Les temps de contact élevés et les vitesses de percolation utilisables faibles (0,5 à 1m/h) rendent donc ces techniques plus difficilement applicables à l'échelle industrielle.

III-4-2-Eliminationdu phosphore:

Le phosphore est un élément nutritif pour les organismes vivants et de là la nécessité de l'éliminer pour éviter l'eutrophisation du milieu récepteur. Les principales techniques d'élimination de ce dernier sont :

Technique physico-chimique: par ajout de sel ferreux ou de chaux, cet ajout peut se faire de plusieurs manières :

- En amont du bassin d'aération (pré-précipitation).
- Dans le bassin d'aération (co-précipitation).
- En aval du clarificateur (post-précipitation). [3]

Technique biologique: Le phosphore est indispensable aux réactions biologiques liées au traitement de la pollution carbonée et azotée. Il s'agit alors d'assimilation biologique. Cette assimilation correspond à un ratio de 1 g de phosphore pour 100 g de carbone. Si l'on inclut dans le traitement un bassin anaérobie, cette assimilation biologique peut être augmentée. Les bactéries, placées dans des conditions de potentiel redox très bas, sur-assimilent le phosphore par rapport à leur besoin. C'est ce que l'on appelle le traitement biologique du phosphore. Ce traitement est généralement insuffisant pour atteindre les niveaux de rejet exigés en sortie de station. Dans ce cas, on doit le compléter par un traitement physico-chimique. [3]

III-4-3-Désinfection:

La pollution de l'eau ne se limite pas seulement à la pollution physique ou organique nous devons aussi faire face à la contamination microbienne qui est susceptible de compromettre la pratique sécuritaire de nombreux usages de l'eau.

Pour des raisons de sante publique, la désinfection de cette eau devient indispensable. La désinfection peut se faire par différentes techniques, nous citerons :

La chloration : Le chlore est un agent oxydant fort qui réagit facilement avec plusieurs substances organiques et inorganiques trouvées dans les eaux usées. Il est particulièrement efficace pour détruire les bactéries, mais moins efficace contre les virus. Aux fins de désinfection, le chlore est utilisé sous les formes suivantes : chlore gazeux, hypochlorite de sodium (eau de javel) et bioxyde de chlore.

La chloration-déchloration: en raisons de l'effet nocif du chlore sur la vie aquatique, il est de plus en plus fréquent d'y associer une déchloration par addition de dioxyde de soufre (SO₂) qui réagit très rapidement au contact du chlore résiduel dans l'eau et permet d'éliminer la toxicité qui y est associée. Par contre, la concentration en oxygène dissous de l'eau traitée s'en trouve réduite.

CHAP III : Procédés d'épuration des eaux usées

L'ozonation: L'ozone est un gaz instable que l'on doit générer sur place, dans les stations d'épuration, au moyen d'une décharge électrique produite dans de l'air ou de l'oxygène. L'opération consiste à transformer l'oxygène sous forme «O₂» en oxygène sous forme «O₃».

Le rayonnement ultraviolet: Le rayonnement ultraviolet pour la désinfection des eaux usées constitue une technique de plus en plus répandue. Il consiste à faire passer les eaux dans un canal ouvert muni de lampes à rayons ultraviolets. Les principaux avantages de cette technologie sont l'absence de formation de produits secondaires indésirables, de même que la simplicité et la sécurité d'exploitation comparativement aux méthodes chimiques. De plus, son efficacité semble être supérieure à la chloration et à la chloration-déchloration pour inactiver les virus. Toutefois, l'efficacité de cette technologie diminue lorsque la concentration en matières en suspension augmente.

Conclusion:

De manière générale, quelque soit le degré d'élaboration ou de sévérité des techniques d'épurations des eaux usées il subsistera toujours des matières organiques difficilement biodégradables, ainsi même après un traitement secondaire on retrouvera des micro-organismes ou micropolluant qui nous imposerons de prévoir un traitement tertiaire (désinfection) dans l'éventualité d'une réutilisation ultérieure de cette eau à des fins agricoles ou juste pour protéger un milieu récepteur sensible.

CHAP IV : Analyse des eaux usées et estimation de la pollution

IV-1-Introduction :

L'analyse des eaux usées revêt une importance primordiale lors de l'étude d'une station d'épuration car elle a un rôle déterminant dans le choix du procédé d'épuration en déterminant les caractéristiques de la pollution telle que : la température, le PH, DBO₅, DCO, MES, ...etc. qui vont être exprimés en-suite sous forme de charges polluantes.

La mesure de la pollution fait intervenir certaines démarches nécessitant une méthodologie et un matériel approprié :

- Mesure des débits.
- Mesure de la température et du PH.
- Prélèvement des échantillons.
- Conservation des échantillons.
- Analyse des échantillons.

Certaines de ces analyses peuvent être effectuées in situ comme le débit, la température, le PH, tandis que d'autres sont effectuées au laboratoire tel que DCO, DBO, MES ...etc.

IV-2-Prélèvements et échantillonnages :

Le prélèvement des échantillons est une phase très délicate dans l'étude d'une station d'épuration car elle conditionne les résultats d'analyses et leurs interprétations. Pour cela certaines précautions doivent être prises :

- Les échantillons prélevés doivent être homogènes et représentatifs de l'effluent.
- Les échantillons doivent être conservés dans de bonnes conditions afin d'éviter toute altération de leurs caractéristiques.

Pour l'étude de la station de nouvelle ville ALI MENDJELLI trois campagnes de prélèvement ont été effectuées à différentes périodes de l'année (19/01/2010 ; 23/02/2010 ; 02/06/2010) au niveau des différents rejets.

IV-3-Paramètres et méthodes d'analyse :

Dans cette partie nous citerons les différents paramètres analysés ainsi que les méthodes d'analyses utilisées pour obtenir les résultats.

Le tableau suivant les résume :

CHAP IV : Analyse des eaux usées et estimation de la pollution

Tableau IV. 11 : Paramètres et méthodes d'analyse de l'effluent.

Paramètres mesurés	Méthodes utilisées
Température	Thermomètre
PH	PH-mètre
Oxygène dissous	Oxymètre
Conductivité	Conductimètre
MES	Filtration a 105°c
DCO	Spectrophotomètre
DBO ₅	DBO-mètre
Détergents	Colorimètre (bleu de méthylène)
Phosphore total	Colorimètre
Métaux lourds	Spectrophotomètre d'adsorption atomique

CHAP IV : Analyse des eaux usées et estimation de la pollution

IV-4-Résultats des analyses :

Compagne de prélèvement	19/01/2010					
Rejet n°	1		2		3	
Echantillon	A1	A2	B1	B2	C1	
Heure de prélèvement	10h00	12h00	10h30	12h30	14h30	
Paramètre analysés	Unités					
Température	°C	20	20	20	20	20
PH	-	7,53	7,56	7,54	7,45	6,88
Conductivité	µs/cm	2010	2120	2360	2300	2520
DCO	mg/l	288	312	384	408	480
DBO ₅	mg/l	100	20	40	220	250
MES	mg/l	828	2340	216	500	2340
Résidus sec	mg/l	962	1154	262,7	1232	1584
NTK	mg/l	30,6	34,6	34,6	36,3	37,8
Phosphore total	mg/l	4,8	5,2	4,6	7,2	7,2
Ammonium(NH ₄)	mg/l	21,5	27	28	29	28
détergents	mg/l	3,9	6,41	12,3	8	1,95

(Source : DHW)

CHAP IV : Analyse des eaux usées et estimation de la pollution

Compagne de prélèvement		23/02/2010					
Rejet n°		1		2		3	
Echantillon		A3	A4	B4	C2	C3	
Heure de prélèvement		10h00	12h00	12h30	11h00	13h00	
Paramètre analysés	Unités						
Température	°C	19	19	19	19	19	19
PH	-	7,51	7,24	7,62	7,11	7,28	7,02
Oxygène dissous	mg/l	0	0	0	0	0	0
Conductivité	µs/cm	2000	2020	1400	2700	1800	1700
DCO	mg/l	194	203	388	326	299	238
DBO ₅	mg/l	80	82	160	130	121	94
MES	mg/l	100	90	70	80	90	80
Résidu sec	mg/l	342	148	196	152	274	190
NTK	mg/l	100,56	112,6	145,5	77,6	128,7	113,4
Phosphore total	mg/l	11,6	12	12,8	11,4	12,6	11,6
Ammonium(NH ₄)	mg/l	85,5	86	130	55	76,5	66
Carbone organique total	mg/l	73	76	145	123	112	89

(Source : DHW)

CHAP IV : Analyse des eaux usées et estimation de la pollution

Compagne de prélèvement		02/06/2010							
Rejet n°		1			3				
Echantillon		A5	B5		B6	B7	C5		C6
Heure de prélèvement		10h10	10h30		13h50	18h10	14h10		18H35
Paramètre analysés	Unités								
Température	°C	19	19	19	19	19	19	19	19
PH	-	6,98	7,32	7,35	7,22	7,3 4	7,48	7,3	7,37
Conductivité	µs/cm	1878	1926	2300	2300	199 4	2100	5500	1802
DCO	mg/l	451	310	614	534	384	392	310	209
DBO ₅	mg/l	196	129	253	222	160	159	126	86
MES	mg/l	211	200	200	197	189	216	225	218
Résidu sec	mg/l	1000	998	800	830	790	981	1000	900
NTK	mg/l	58	49.23	85	81	48	51	49,5	21
Phosphore total	mg/l	6,7	13,9	12,7	9,6	14, 2	13,1	15	3,9
Ammonium(NH ₄)	mg/l	20,5	29,5	62	58	37, 5	35	36	9,8

(Source : DHW)

CHAP IV : Analyse des eaux usées et estimation de la pollution

La moyenne des trois compagnes sera représentée dans le tableau suivant :

Tableau IV. 12 : moyenne des résultats d'analyses des trois compagnes.

Paramètre analysés	Unités	Moyenne
Température	°C	19,3
PH	-	7,31
Conductivité	µs/cm	2260,78
DCO	mg/l	361,15
DBO ₅	mg/l	141,55
MES	mg/l	437,78
Résidu sec	mg/l	774,48
NTK	mg/l	65,27
Phosphore total	mg/l	9,85
Ammonium(NH ₄)	mg/l	44,71
Carbone organique total	mg/l	103
détergents	mg/l	6,51

En ce qui concerne les métaux lourds les résultats sont les suivant :

Tableau IV. 13 : résultats d'analyse des métaux lourds.

Paramètres	Unités	Rejet01	Rejet02	Rejet03	Moyenne
Plomb	mg/l	0,00	0,01	0,00	0,00
Chrome	mg/l	0,00	0,00	0,00	0,00
Cuivre	mg/l	0,00	0,00	0,05	0,016
Fer	mg/l	0,01	0,01	0,5	0,023
Zinc	mg/l	0,00	0,00	2,25	0,75
Cadmium	mg/l	0,00	0,00	0,05	0,016

Source : DHW

IV-5-Interprétation des résultats :

IV-5-1-Température :

Les valeurs des températures sont comprises entre 19 et 20°C avec une moyenne de 19,3°C. Ces valeurs restent inférieures à 30°C ce qui les rend conformes aux caractéristiques d'une eau usée urbaine et favorisent la croissance des micro-organismes responsables de l'épuration et permettent ainsi un meilleur rendement épuratoire.

IV-5-2-PH :

Les valeurs du PH sont comprises entre 6,88 et 7,62 avec une moyenne de 7,31. Les valeurs mesurées se situent dans la zone d'activité des micro-organismes ($6,5 \leq \text{PH} \leq 8,5$) ce qui favorise le déroulement d'un traitement biologique.

CHAP IV : Analyse des eaux usées et estimation de la pollution

IV-5-3-Conductivité :

Les valeurs de la conductivité trouvées sont comprises entre 1400 $\mu\text{s}/\text{cm}$ et 5000 $\mu\text{s}/\text{cm}$, avec une moyenne de 2260,78 $\mu\text{s}/\text{cm}$, ce qui indique une minéralisation excessive de l'eau usée.

IV-5-4-Demande biochimique en oxygène (DBO₅) :

Les valeurs de la DBO₅ enregistrées sont comprises entre 40 et 250 mg/l, avec une moyenne de 141,55 mg/l, ce qui nous fait dire que nous sommes en présence d'une eau usée urbaine normalement chargée en matières organiques biodégradables.

IV-5-5- Demande chimique en oxygène (DCO) :

Les valeurs de la DCO enregistrées sont comprises entre 194 et 614 mg/l, avec une moyenne de 361,15 mg/l, ces valeurs font ressortir que la charge organique biodégradable et non biodégradable est importante.

IV-5-6-Matières en suspension (MES) :

Les valeurs des MES obtenues sont comprises entre 70 et 2340 mg/l, avec une moyenne de 437,78 mg/l. ces valeurs sont dues a la présence des matières minérales a des concentration importantes telle que le sable, l'argile ...etc. ces valeurs confirment que les rejets sont très chargés en matières en suspension.

IV-5-7-Ammonium NH₄⁺ :

Les analyses ont montrés des valeurs comprises entre 20,5 et 130 mg/l, avec une moyenne de 44,71 mg/l. ceci montre que l'eau rejetée est moyennement chargée en ammonium.

IV-5-8-Phosphore total :

Les valeurs obtenues comprises entre 3,9 et 15 mg/l, avec une moyenne de 9,85 mg/l, sont a vrais dire des valeurs dans les normes, la variation résulte des habitudes d'activité de la population.

IV-5-9-Le résidu sec :

Le résidu sec représente la teneur des sels qui précipitent, les valeurs sont comprises entre 148 et 1000 mg/l, avec une moyenne de 774,48 mg/l. c'est une quantité importante due a la présence de sels minéraux dans les eaux usées.

IV-5-10-Détergents :

Avec une valeur moyenne de 6,51 mg/l on se trouve en dessous de la norme (12 mg/l).

IV-5-11-NT :

Les valeurs de l'azote total obtenus sont comprises entre 21 et 145,6 mg/l, avec une moyenne de 65,27 mg/l montrent que nous somme en présence d'une eau usée d'origine domestique.

CHAP IV : Analyse des eaux usées et estimation de la pollution

IV-5-12-Carbone organique total :

La valeur moyenne de 103 mg/l nous montre que l'eau usée prélevée est une eau usée urbaines classique ($80 \leq \text{COT} \leq 290$ mg/l).

IV-5-13-Métaux lourds :

L'analyse chimique de nos échantillons fait apparaître que la totalité des métaux lourds présents se trouve sous forme de traces et par conséquent il ne peut y avoir inhibition de l'activité épuratoire des micro-organismes épurateurs.

IV-5-14-Biodégradabilité et nature du rejet :

Pour définir la biodégradabilité d'un effluent il faut tenir compte des paramètres suivants :

→ DCO < 750 mg/l.

→ Rapport DCO/DBO₅ qui nous renseigne sur le traitement approprié :

Rapport DCO/DBO₅	Caractérisation de l'effluent
< 2	Facilement biodégradable, un traitement biologique est envisageable (présence de bactéries suffisante).
2 ÷ 3	Effluent biodégradable avec un ajout de bactéries.
>3	Effluent industriel plus ou moins difficilement biodégradable → traitement physico-chimique.

Rapport DCO/DBO₅ de notre effluent :

Paramètres	DCO	DBO₅	DCO/DBO₅
Valeurs	361,15	141,55	2,55

Tableau IV. 14 : teneur en substances nutritives.

paramètres	Moy 01	Moy 02	Moy 03
DBO₅	126	111,16	164,55
P	5,8	12	10,81
N	34,78	113,06	56,63
N/ DBO₅	0,276	1,017	0,344
P/ DBO₅	0,046	0,108	0,066
(N/ DBO₅) moyen (%)	54,57		
(P/ DBO₅) moyen (%)	7,32		

CHAP IV : Analyse des eaux usées et estimation de la pollution

En vue des résultats précédents on peut dire que nous somme en présence d'un effluent biodégradable mais un ensemencement du bassin est nécessaire.

Donc, cette eau est une eau usée urbaine chargée en matières organiques.

Conclusion :

Toutes les analyses effectuées montrent que les eaux usées de la nouvelle ville ALI MENDJELLI sont d'origine domestique.

Un système d'épuration biologique convient parfaitement à ce type de rejets, puisque l'analyse a montré qu'il n'existe pas dans les eaux usées d'éléments toxiques ou de produits susceptibles d'agresser la vie aquatique qui aura à se développer et grâce a laquelle l'eau usée sera épurée dans le bassin biologique.

Mais il faut noter que les valeurs conductivité enregistrées avec une moyenne de 2260,78 $\mu\text{s/cm}$ montrent que l'eau présente un taux de salinité relativement élevé. Ce qui impose certaine précautions si l'on veut utiliser cette eau a des fins agricoles, c'est-à-dire qu'il faudrait prendre des cultures résistantes au sel et adapter les techniques d'irrigation.

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

V-1- Introduction :

Le dimensionnement, la conception et l'exploitation d'une station d'épuration doivent se faire de telle manière que celle-ci puisse traiter avec efficacité le flux de matières polluantes correspondant à son débit et sa charge de référence.

V-2- Calcul de base pour le dimensionnement :

Les ouvrages de la station ont été dimensionnés pour traiter les eaux usées aux horizons 2025 et 2040.

V-2-1- Estimation des débits :

D'après les données de la DHW Constantine, la dotation a été fixée à 200 l/h/j et le débit des équipements a été majoré par les services de la DHW Constantine à 20% du débit consommé par la population.

Donc pour avoir le débit consommé total on multipliera le débit consommé par la population par un coefficient égal à 1,2.

- D : la dotation (l/hab/j).

- N : nombre d'habitant à l'horizon considéré.

Le volume rejeté est estimé à 80% du débit consommé total.

Les débits d'eaux usées à déterminer pour les deux horizons sont :

- Le débit moyen journalier Q_{mj} (m^3/j).
- Le débit moyen horaire Q_{mh} (m^3/h).
- Le débit moyen diurne Q_{md} (m^3/h).
- Le débit de pointe par temps sec $Q_{pt,s}$.
- Le débit de pointe par temps de pluie Q_p .

a) **Débit moyen journalier :**

Le débit moyen journalier est calculé selon la relation suivante :

Avec :

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

- C_{rj} : coefficient de rejet.

Le débit moyen journalier sera donc donné par la relation:

$$\text{Horizon 2025} : Q_{mj} = (1,2 \cdot 200 \cdot 104400) \cdot 0,8 = 20044800 \text{ l/j.}$$

$$\text{Horizon 2040} : Q_{mj} = (1,2 \cdot 200 \cdot 130525) \cdot 0,8 = 25060800 \text{ l/j.}$$

b) **Débit moyen horaire** :

Il se calcul par la relation suivante :

$$Q_{mh}$$

$$\text{Horizon 2025} : Q_{mh} = 835,20 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$\text{Horizon 2040} : Q_{mh} = \text{ m}^3/\text{h.}$$

c) **Débit diurne** :

Le débit moyen diurne correspond à la période 16 h durant laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée. Soit :

$$Q_{md}$$

$$\text{Horizon 2025} : Q_{md} = 1252,80 \text{ m}^3/\text{h.}$$

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Horizon 2040 : $Q_{md} = 1566,30 \text{ m}^3/\text{h}$.

d) **Débit de pointe** :

d-1- Débit de pointe par temps sec :

On le calcule par la formule suivante :

$$Q_{pt,s} = K_p \cdot Q_{mj}$$

Définition du coefficient de pointe K_p :

Le débit d'eau usée dans la canalisation est sujet à des variations, celles-ci sont essentiellement influencées par la consommation d'eau. C'est là qu'intervient la notion de coefficient de pointe qui permet d'estimer le pique de consommation à partir du débit moyen journalier, ce coefficient est calculé par les relations suivantes :

$$- K_p = 1,5 + \quad \text{Si } Q_{mj} \geq 2,8 \text{ l/s.}$$

$$- K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{mj} \leq 2,8 \text{ l/s.}$$

Horizon 2025 :

Dans ce cas $K_p = 1,66$.

$$Q_{pt,s} = 20044,8 \cdot 1,66 = 33274,37 \text{ m}^3/\text{j.}$$

Horizon 2040 :

Dans ce cas $K_p = 1,65$.

$$Q_{pt,s} = 25060,8 \cdot 1,65 = 41350,32 \text{ m}^3/\text{j.}$$

d-2- Débit de pointe par temps de pluie :

$$Q_{pt,p} = (3 \div 5) \cdot Q_{mj}$$

Pour notre station on optera pour une dilution de 3.

$$\text{Horizon 2025} : Q_{pt,p} = 3 \cdot 20044,8 = 60134,4 \text{ m}^3/\text{j}.$$

$$\text{Horizon 2040} : Q_{pt,p} = 3 \cdot 25060,8 = 75182,4 \text{ m}^3/\text{j}.$$

V-2-2- Evaluation des charges polluantes :

Ces charges sont calculées à partir des résultats d'analyses obtenues précédemment.

a) **Charge moyenne journalière en DBO₅ :**

$$DBO_5 = C_{DBO_5} \cdot Q_{mj}$$

Avec :

- C_{DBO_5} : La concentration en DBO₅ moyenne (Kg / m³).
- Q_{mj} : Débit moyen journalier en (m³ / j).

$$\text{Horizon 2025} : DBO_5 = 141,55 \cdot 10^{-3} \cdot 20044,8 = 2837,34 \text{ kg/j}.$$

$$\text{Horizon 2040: } DBO_5 = 141,55 \cdot 10^{-3} \cdot 25060,8 = 3547,35 \text{ kg/j}$$

b) **Charge moyenne journalière en MES :**

$$MES = C_{MES} \cdot Q_{mj}$$

Avec :

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

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

- Q_{mj} : Débit moyen journalier en (m³ / j).

Horizon 2025 : **MES** = $437,78 \cdot 10^{-3} \cdot 20044,8 = 8775,21$ kg/j.

Horizon 2040 : **MES** = $437,78 \cdot 10^{-3} \cdot 25060,8 = 10971,12$ kg/j.

Tableau V. 15 : Récapitulatif de l'estimation de la composition des eaux usées aux différents horizons.

Paramètres	Horizon		
	Unités	2025	2040
Type de réseau	-	unitaire	unitaire
Capacité de la station	Eq/hab	125280	156630
Q_{mj}	m ³ /j	20044,8	25060,8
Q_{mh}	m ³ /h	835,2	1044,2
Q_{md}	m ³ /h	1252,8	1566,3
K_p	-	1,66	1,65
$Q_{pt,s}$	m ³ /s	0,39	0,48
$Q_{pt,p}$	m ³ /s	0,70	0,87
Charge journalière en DBO ₅	Kg/j	2837,34	3547,36
Charge journalière en MES	Kg/j	8775,21	10971,12

V-3- Prétraitement :

Le prétraitement englobe les opérations destinées à éliminer les éléments les plus grossiers ainsi que les graisses et sable afin de protéger les ouvrages en aval. Les ouvrages de prétraitement sont dimensionnés pour les deux horizons 2025 et 2040 en considérant les débits de pluie.

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

V-3-1-Dégrillage:

Le dégrilleur permet de protéger l'ouvrage contre l'arrivée intempestive de gros objets flottants et de particules volumineuses qui pourraient nuire à l'efficacité du traitement et créer des colmatages. Le dimensionnement du dégrilleur dépend de la nature de l'effluent, de la section de passage et du débit.

La vitesse de passage de l'effluent à travers la grille doit être comprise entre 0,6 et 1,5m/s.

Le dégrilleur est dimensionné pour garantir une vitesse minimale de passage des eaux brutes, au débit de pointe par temps de pluie $Q_{pt,p}$.

Horizon 2025:

a- dimensionnement des grilles:

➤ Longueur des grilles:

Nous utiliserons pour notre station des grilles automatique incliné avec un angle de $\alpha=60^\circ$, ce qui nous donne :

h_{max} : Hauteur maximale d'eau admissible sur la grille ($0,15 \text{ m} \leq h_{max} \leq 1,5 \text{ m}$)

On aura donc :

On fixera h_{max} pour la suite des calculs à 1 m et α à 60° .

$$L_g = 1 / \sin 60^\circ = 1.15 \text{ m} \quad \rightarrow$$

La longueur de la grille restera la même pour le dégrilleur fin et grossier ainsi que pour les deux horizons car elle ne dépend que de h_{max} et α qui eux ont une valeur fixe.

➤ Pour le dégrillage grossier:

On utilisera la méthode de KIRSCHMER :

$$\dots\dots\dots(1)$$

Avec :

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

β : fraction de surface occupé par les barreau

Où :

d : épaisseur des barreaux.

e : espacement des barreaux.

Tableau V. 16: Espacement et épaisseur des barreaux.

paramètres	Grilles grossières	Grilles fines
d (cm)	2,00	1,00
e (cm)	5à10	0,3 à 1

: Coefficient de colmatage de la grille :

– = 0,5 grille mécanique.

– = 0,25 grille manuelle.

α : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal.

S : Section mouillée de la grille (m^2)

$Q_{pt,p}$: Débit de pointe par temps de pluie (m^3/s).

V : Vitesse d'écoulement de l'effluent à travers la grille.

h_{max} : Hauteur maximale d'eau admissible sur la grille ($0,15 \text{ m} \leq h_{max} \leq 1,5 \text{ m}$)

En remplaçant **S** par le rapport dans la formule (1) on obtient :

On prend : $V = 1 \text{ m/s}$; $\alpha = 60^\circ$; $h_{max} = 1 \text{ m}$; $d = 0,02 \text{ m}$; $e = 0,08 \text{ m}$; $\beta = 0,5$.

$= 1,52 \text{ m}$. \rightarrow

Dimensionnement du canal du degrileur:

Section mouillée du canal :

On a : \rightarrow

Où :

$Q_{pt,p}$: débit de pointe de la STEP (m^3/s)

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

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

S : section mouillée du canal (m²)

Ce qui implique que : $S = 0,7 / 1 \rightarrow$

Hauteur mouillée du canal :

\rightarrow

Où :

H : Hauteur du canal (m)

I : Largeur du canal (m).

On prendra la largeur du canal comme étant égal à la largeur de la grille : **I = 1,52m**

Ce qui implique que : $H = 0,7 / 1,52 \rightarrow$

Rayon hydraulique:

Avec :

S : section mouillée.

P : périmètre mouillé.

$$\mathbf{P = I + 2H} \rightarrow \mathbf{P = 1,52 + 2 (0,46) \rightarrow}$$

$$\mathbf{R_h = 0,7 / 2,44 \rightarrow}$$

Pente du canal:

Avec : K_s coefficient de rugosité variant entre 70 a 80.

Ce qui implique que : $i = (1 / (75 \times 0,29^{2/3}))^2 \rightarrow$

Section libre de la grille:

Elle est donnée par la relation :

Où :

S' : section libre de la grille.

d : épaisseur des barreaux.

e : espacement des barreaux.

$$\mathbf{S' = 0,56 \text{ m}^2 \rightarrow}$$

Largeur du passage de la grille:

$$L = S' / H$$

Où :

L : Largeur du passage de la grille

S' : Section libre de la grille

H : Hauteur du canal.

Alors : $L = 0.56 / 0.46 \rightarrow$

Nombre d'ouvertures

$$\text{Nombre d'ouvertures} = L / e$$

$$= 1,22 / 0.08 = 16 \text{ ouvertures}$$

e: Espacement barreaux.

Nombre des barreaux:

$$\text{Nombre de barreaux} = \text{Nombre d'ouvertures} + 1$$

$$= 16 + 1 = 17$$

➤ Pour le dégrillage fin :

On prend : $V = 1 \text{ m/s}$; $\alpha = 60^\circ$; $h_{\max} = 1 \text{ m}$; $d = 0,01 \text{ m}$; $e = 0,01 \text{ m}$; $\alpha = 0,5$.

$= 2,42 \text{ m.} \rightarrow$

Dimensionnement du canal du dégrilleur:

Section mouillée du canal:

On a : \rightarrow

Où :

$Q_{pt,p}$: débit de pointe par temps de pluie (m^3/s)

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

S : section mouillée du canal (m^2)

Ce qui implique que : $S = 0,7 / 1 \rightarrow$

Hauteur mouillée du canal :

\rightarrow

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Où :

H : Hauteur du canal (m)

l : Largeur du canal (m).

On prendra la largeur du canal comme étant égal à la largeur de la grille : **l = 2,42 m**

Ce qui implique que : $H = 0,7 / 2,42 \rightarrow$

Rayon hydraulique:

Avec :

S : section mouillée.

P : périmètre mouillé.

$$\mathbf{P = l + 2H} \rightarrow \mathbf{P = 2,42 + 2 (0,29)} \rightarrow$$

$$\mathbf{R_h = 0,7 / 3} \rightarrow$$

Pente du canal:

Avec : K_s coefficient de rugosité variant entre 70 a 80.

Ce qui implique que : $i = (1 / (75 \times 0,23^{2/3}))^2 \rightarrow$

Section libre de la grille:

Elle est donnée par la relation :

Où :

S' : section libre de la grille.

d : épaisseur des barreaux.

e : espacement des barreaux.

$$S' = 0,35 \text{ m}^2 \rightarrow$$

Largeur du passage de la grille:

$$\mathbf{L = S' / H}$$

Où :

L : Largeur du passage de la grille

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

S' : Section libre de la grille

H : Hauteur du canal.

Alors : $L = 0,35 / 0,29 \rightarrow$

Nombre d'ouverture

Nombre d'ouvertures = L / e

$$= 1,21 / 0,01 = 121 \text{ ouvertures}$$

e: Espacement barreaux.

Nombre des barreaux:

Nombre de barreaux = Nombre d'ouvertures + 1

$$= 121 + 1 = 122$$

b- Perte de charge:

On détermine la perte de charge dans un degriilleur par la relation de KIRSCHMER.

Avec :

Perte de charge (m).

Coefficient dépendant de la forme des barreaux
pour les barreaux ronds.

e : espacement des barreaux.

d : diamètre des barreaux.

Accélération de la pesanteur (m/s^2).

angle d'inclinaison de la grille (60°).

➤ **Pour la grille grossière:**

On a :

(Barreaux ronds)

, , ,

Donc :

➤ **Pour la grille fine:**

On a : (barreaux ronds)

, , ,

Donc :

Horizon 2040:

a- Dimensionnement de la grille:

➤ Pour le dégrillage grossier:

On prend : $V = 1 \text{ m/s}$; $\alpha = 60^\circ$; $h_{\max} = 1 \text{ m}$; $d = 0,02 \text{ cm}$; $e = 0,08 \text{ cm}$; $\lambda = 0,5$.
 $\Rightarrow 0,37 \text{ m.} \rightarrow$

Dimensionnement du canal du degrileur:

Section mouillée du canal:

On a : \rightarrow

Où :

$Q_{pt,p}$: débit de pointe par temps de pluie (m^3/s)

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

S : section mouillée du canal (m^2)

Ce qui implique que : $S = 0,17 / 1 \rightarrow$

Hauteur mouillée du canal :

\rightarrow

Où :

H : Hauteur du canal (m)

l : Largeur du canal (m).

On prendra la largeur du canal comme étant égal à la largeur de la grille : **$l = 0,37 \text{ m}$**

Ce qui implique que : $H = 0,17 / 0,37 \rightarrow$

Rayon hydraulique:

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Avec :

S : section mouillée.

P : périmètre mouillé.

$$\mathbf{P = 1 + 2H} \rightarrow \mathbf{P = 0,37 + 2 (0,46)} \rightarrow$$

$$\mathbf{R_h = 0,17 / 1,29} \rightarrow$$

Pente du canal:

Avec : K_s coefficient de rugosité variant entre 70 a 80.

$$\text{Ce qui implique que : } i = (1 / (75 \times 0,13^{2/3}))^2 \rightarrow$$

Section libre de la grille:

Elle est donnée par la relation :

Où :

S' : section libre de la grille.

d : épaisseur des barreaux.

e : espacement des barreaux.

$$S' = 0,14 \text{ m}^2 \rightarrow$$

Largeur du passage de la grille:

$$\mathbf{L = S' / H}$$

Où :

L : Largeur du passage de la grille

S' : Section libre de la grille

H : Hauteur du canal.

$$\text{Alors : } L = 0,14 / 0,46 \rightarrow$$

Nombre d'ouvertures

$$\mathbf{\text{Nombre d'ouvertures} = L / e}$$

$$= 0,30 / 0,08 = 4 \text{ ouvertures}$$

e : Espacement des barreaux.

Nombre des barreaux :

$$\begin{aligned}\text{Nombre de barreaux} &= \text{Nombre d'ouvertures} + 1 \\ &= 4 + 1 = 5\end{aligned}$$

➤ **Pour le dégrillage fin :**

$$\begin{aligned}\text{On prend : } V &= 1 \text{ m/s ; } \alpha = 60^\circ ; h_{\max} = 1 \text{ m ; } d = 0,01 \text{ m ; } e = 0,01 \text{ m ; } \\ &= 0,59 \text{ m. } \rightarrow\end{aligned}$$

Dimensionnement du canal du dégrilleur :

Section mouillée du canal :

$$\text{On a : } \rightarrow$$

Où :

Q_{pt,p} : débit de pointe par temps de pluie (m³/s)

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

S : section mouillée du canal (m²)

$$\text{Ce qui implique que : } S = 0,17 / 1 \rightarrow$$

Hauteur mouillée du canal :

$$\rightarrow$$

Où :

H : Hauteur du canal (m)

l : Largeur du canal (m).

On prendra la largeur du canal comme étant égale à la largeur de la grille : **l = 0,59 m**

$$\text{Ce qui implique que : } H = 0,17 / 0,59 \rightarrow$$

Rayon hydraulique :

Avec :

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

S : section mouillée.

P : périmètre mouillé.

$$\mathbf{P = 1 + 2H} \rightarrow \mathbf{P = 0,59 + 2 (0,29)} \rightarrow$$

$$\mathbf{R_h = 0,17 / 1,17} \rightarrow$$

Pente du canal:

Avec : K_s coefficient de rugosité variant entre 70 a 80.

$$\text{Ce qui implique que : } i = (1 / (75 \times 0,15^{2/3}))^2 \rightarrow$$

Section libre de la grille:

Elle est donnée par la relation :

Où :

S' : section libre de la grille.

d : épaisseur des barreaux.

e : espacement des barreaux.

$$S' = 0,085 \text{ m}^2 \rightarrow$$

Largeur du passage de la grille:

$$\mathbf{L = S' / H}$$

Où :

L : Largeur du passage de la grille

S' : Section libre de la grille

H : Hauteur du canal.

$$\text{Alors : } L = 0,085 / 0,29 \rightarrow$$

Nombre d'ouvertures

$$\mathbf{\text{Nombre d'ouvertures} = L / e}$$

$$= 0,29 / 0,01 = 29 \text{ ouvertures}$$

e: Espacement des barreaux.

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Nombre des barreaux:

$$\begin{aligned}\text{Nombre de barreaux} &= \text{Nombre d'ouvertures} + 1 \\ &= 29 + 1 = 30\end{aligned}$$

b- Perte de charge:

Vue que les pertes de charges dans la méthode KIRSCHMER dépendent de la vitesse et que celle-ci à été fixé à 1 m, nous obtiendrons les mêmes résultats à l'horizon 2040

Tableau V. 17: Récapitulatif des résultats de calcul pour le dégrillage.

OUVRAGE: DEGRILLEUR	unité	Horizon	
		2025	2040
GRILLE FINE			
CANAL			
Débit	m ³ /s	0,7	0,17
Vitesse	m/s	1	1
Largeur canal	m	2,42	0,59
Section canal	m ²	0,7	0,17
Hauteur canal	m	0,29	0,29
Rayon hydraulique (R)	m	0,23	0,15
Pente (I)	-	0,0012	0,0023

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Epaisseur barreaux (d)	mm	10	10
Espacement barreaux (e)	mm	10	10
longueur de la grille	m	1,15	1,15
β	Forme circulaire	1,79	1,79
Perte de charge	m	0,079	0,079
Largeur du canal Dégrillage	m	2,42	0,59
Nombre d'ouvertures	-	121	29
Nombre de barreaux	-	122	30
GRILLE GROSSIERE			
CANAL			
Débit	m ³ /s	0,7	0,17
Vitesse	m/s	1	1
Largeur canal	m	1,52	0,37
Section canal	m ²	0,7	0,17
Hauteur canal	m	0,46	0,46
Rayon hydraulique (R)	m	0,29	0,13
Pente (I)	-	0,0009	0,0026
Epaisseur barreaux (d)	mm	20	20
Espacement barreaux (e)	mm	80	80
longueur de la grille	m	1,15	1,15
β	Forme circulaire	1,79	1,79
Perte de charge	m	0,012	0,012

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Nombre d'ouvertures	-	16	4
Nombre de barreaux	-	17	5

V-3-2- Dessablage- Déshuilage:

Horizon 2025:

a- Dimensionnement du Dessableur-Déshuileur:

Le temps de séjour dans le Dessableur-Déshuileur doit être compris entre 3 et 5 min.

Ce qui nous donnera un volume du bassin de :

Avec :

V : volume du bassin.

$Q_{pt,p}$: débit de pointe par temps de pluie (m^3/s).

t_s : temps de séjour (4 min).

$$\text{Alors : } V = 0,70 \times 4 \times 60 = 139,2 \text{ m}^3 \rightarrow$$

On considère une vitesse ascensionnelle de 30 m/h au débit de pointe par temps de pluie.

Ce qui nous donnera une section maximale de :

Avec :

v : vitesse ascensionnelle.

S : section du bassin.

$$S = (0,70 \times 3600) \div 30 = 84 \text{ m}^2 \rightarrow$$

On obtiendra donc les dimensions suivantes :

L et l tel que $L = 2l$.

Avec **$S = L \times l$.**

$$\text{Ce qui nous donne : } S = 2l^2 \rightarrow l = \sqrt{S/2} = 6,48 \text{ m}$$

On a donc :

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

→

→

- L'aération du déssableur est assurée par un compresseur type roots.

- Le relevage des sables est prévu par un air-lift fournit en air également à partir du compresseur roots.

Le fonctionnement de l'air lift sera temporisé de manière à correspondre à la production de sable. Les sables relevés seront rejetés dans la goulotte alimentant la vis à sable.

Les eaux retourneront gravitairement dans le déssableur les sables relevés et asséchés par la vis tomberont dans un autre container.

Un by-pass manuel sur l'alimentation des pompes de relevages permettra une isolation du déssableur en cas d'intervention durant cette période, il sera donc possible d'alimenter directement le bassin d'activation à condition que ce type de fonctionnement soit de courte durée.

Un pont roulant permettra le raclage des huiles et graisses et la succion des sables du fond.

b- Besoins en air :

L'injection d'air selon l'axe assure une turbulence constante qui évite le dépôt de matières organiques et provoque l'apparition d'un mouvement de rotation d'ensemble de la masse de l'eau. D'où une Vitesse de balayage au fond suffisante pour que la Vitesse traversière puisse varier sans inconvénients. Le mouvement de l'eau ou un dispositif de raclage dirige les sables vers une fosse d'extraction. Ces appareils sont calculés pour un temps de séjour de 3 à 10 min, avec une injection d'air de 1 à 1,5 m³ d'air/h/m³ bassin pour le maintien des matières organiques en suspension.

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

Avec :

Q_{air} : quantité d'air à insuffler.

q_{air} : quantité d'air nécessaire.

$Q_{\text{pt.p}}$: débit de pointe par temps de pluie (m³/s).

$$q_{\text{air}} = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{ m}^3 \text{ d'air/s} \quad \rightarrow$$

Horizon 2040:

a- Dimensionnement du Dessableur-Déshuileur:

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Pour cet horizon on considérera que le débit sera égal à la différence entre les débits des deux horizons 2025 et 2040.

$$Q_p = Q_{pt,p2040} - Q_{pt,p2025} \rightarrow Q_p = 0,87 - 0,70 = 0,17 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow$$

Ce qui nous donnera un volume du bassin de :

Avec :

V : volume du bassin.

Q_p : débit de pointe.

t_s : temps de séjour (4 min).

$$\text{Alors : } V = 0,17 \times 4 \times 60 = 40,8 \text{ m}^3 \rightarrow$$

On considère une vitesse ascensionnelle de 30 m/h au débit de pointe.

Ce qui nous donnera une section maximale de :

Avec :

v : vitesse ascensionnelle.

S : section du bassin.

$$S = (0,17 \times 3600) \div 30 = 20,4 \text{ m}^2 \rightarrow$$

On obtiendra donc les dimensions suivantes :

L et **l** tel que **L = 2l**.

Avec **S = L × l**.

Ce qui nous donne : **S = 2l²** → **l = = = 3,19m**

On a donc :

→

→

a) **Besoins en air :**

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

Avec :

Q_{air} : quantité d'air à insuffler.

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

q_{air} : quantité d'air nécessaire.

Q_p : débit de pointe.

$$q_{\text{air}} = 1,5 \times 0,17 = 0,255 \text{ m}^3 \text{ d'air/s} \quad \rightarrow$$

Calcul des quantités de matières éliminées par le dessableur:

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

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

Horizon 2025:

-La charge en MES à l'entrée du dessableur est :

$$\text{MES} = 8775,21 \text{ Kg/j}$$

-Les matières volatiles en suspension MVS l'entrée du dessableur sont :

$$\text{MVS} = 8775,21 \times 0,7 = 6142,65 \text{ Kg/j}$$

-Les matières minérales l'entrée du dessableur sont :

$$\text{MM} = 8775,21 \times 0,3 = 2632,56 \text{ Kg/j}$$

-Les matières minérales éliminées :

$$\text{MMe} = 2632,56 \times 0,7 = 1842,79 \text{ Kg/j.}$$

Donc :

-Les matières minérales à la sortie du dessableur :

$$\text{MMs} = \text{MM} - \text{MMe}$$

$$\text{MMs} = 2632,56 - 1842,79 = 789,77 \text{ kg/j}$$

Donc :

-Les MES à la sortie de dessableur :

$$\text{MESs} = \text{MVS} + \text{MMs}$$

$$\text{MESs} = 6142,65 + 789,77 = 6932,42 \text{ kg/j.}$$

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Donc :

Horizon 2040:

-La charge en MES à l'entrée du déssableur est :

$$\text{MES} = 10971,12 \text{ Kg/j}$$

-Les matières volatiles en suspension MVS à l'entrée du dessableur sont :

$$\text{MVS} = 10971,12 \times 0.7 = 7679,78 \text{ Kg/j}$$

-Les matières minérales à l'entrée du dessableur sont :

$$\text{MM} = 10971,12 \times 0.3 = 3291,34 \text{ Kg/j}$$

-Les matières minérales éliminées :

$$\text{MMe} = 3291,34 \times 0,7 = 2303,93 \text{ Kg/j}$$

Donc :

-Les matières minérales à la sortie de déssableur :

$$\text{MMs} = \text{MM} - \text{MMe}$$

$$\text{MMs} = 3291,34 - 2303,93 = 987,40 \text{ kg/j}$$

Donc :

-Les MES à la sortie de dessableur:

$$\text{MESs} = \text{MVS} + \text{MMs}$$

$$\text{MESs} = 7679,78 + 987,40 = 8667,18 \text{ kg/j}$$

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Donc :

Tableau V. 18: Récapitulatif des résultats de dimensionnement et performances du Dessableur-Deshuileur.

Dessableur	Unité	2025	2040
Débit de pointe	m³/s	0,70	0,17
Longueur	m	13	6
Largeur	m	6,5	3
Hauteur	m	2	2
Temps de séjour	min	4	4
Débit d'air à insuffler	m³ d'air/h	3780	918
DBO_{cn}	Kg DBO₅/j	2837,34	3547,36
MES_{cn}	Kg/j	8775,21	10971,12
MES_s	Kg/j	6932,42	8667,18

V-4- Les traitements primaires :

V-4-1- Introduction:

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

Ces matières correspondent aux états suivants :

a- décantation libre ou grenu:

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

b- décantation diffuse ou coalescent:

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

-Les différents types de décanteurs :

- Décanteur cylindro-conique.
- Décanteur à flux horizontal.
- Décanteur circulaire.
- Décanteur à flux vertical.
- Décanteur longitudinal ou rectangulaire.

V-4-2- Choix du décanteur primaire:

Notre choix portera sur un décanteur circulaire car il présente quelques avantages par rapport aux autres types :

- leurs constructions est relativement économique en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures.
- ainsi que les parties mobiles immergées ne sont pas sujettes à l'abrasion.

V-4-3- Données de départ pour le calcul du décanteur primaire:

Le dimensionnement du décanteur primaire dépendra de la vitesse de chute des particules et du temps de séjours de l'effluent et la charge polluante de l'effluent.

Le temps de séjours est compris entre **1 et 2 heures**

La vitesse de chute limite est donnée par la relation :

Où :

Qp: débit de pointe.

Sh: surface horizontale du décanteur.

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

V-4-4-Dimensionnement du décanteur:

Le temps de séjours doit être limité pour des raisons biologiques et économiques on prendra $T_s = 1,5$ heure

Le volume du décanteur primaire est donné par la relation :

V-4-4-1- Horizon 2025:

$$\mathbf{Q_p = 2520 \text{ m}^3/\text{h} = 0,70 \text{ m}^3/\text{s}}$$

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

V-4-4-1-1- La surface horizontale du décanteur:

$$Sh = Q_p / V_{lim} = 2520 / 2,5 = 1008 \text{ m}^2 \rightarrow$$

V-4-4-1-2-Volumedu décanteur(Ts = 1,5h):

$$V = 2520 \times 1,5 = 3780 \text{ m}^3 \quad \rightarrow$$

On prévoit **deux** décanteurs pour un volume unitaire de : **V = 1890m³**

V-4-4-1-3- La hauteur du décanteur :

$$H = V / Sh = 1890 / 1008 = 3,75 \text{ m. on prend:}$$

V-4-4-1-4- Le diamètre du décanteur:

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = 24,53 \text{ m. On prend :}$$

V-4-4-1-5- Déterminationdu temps des séjours:

-Pour le débit moyen horaire

$$\mathbf{T_s = V / Q_{moy} = 3780 / 835,2 = 4,5h}$$

-pour le débit de pointe par temps sec :

$$\mathbf{T_s = V / Q_p = 3780 / 1404 = 2,7h}$$

V-4-4-1-6- Calcul de la quantité de boues éliminées:

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

- 35% de DBO₅

- 60% de MES

a)-Charge à l'entrée du décanteur:

$$\text{DBO}_5' = 2837,34 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MES}' = 6932,42 \text{ Kg/j}$$

b)-Les charges éliminées par la décantation primaire:

$$\text{DBO}_5 \text{ e} = 0,35. \text{DBO}_5' = 0,35. 2837,34 = \mathbf{993,07 \text{ Kg/j.}}$$

$$\text{MES e} = 0,6 .\text{MES}' = 0,6. 6932,42 = \mathbf{4159,45Kg/j.}$$

c)-Les charges à la sortie du décanteur primaire:

$$\text{MES}_s = \text{MES}' - \text{MES}_e = 6932,42 - 4159,45 = \mathbf{2772,97 \text{ Kg/j.}}$$

$$\text{DBO}_5 s = \text{DBO}_5' - \text{DBO}_{5e} = 2837,34 - 993,07 = \mathbf{1844,27 \text{ Kg/j.}}$$

V-4-4-2- Horizon 2040:

$$\mathbf{Q_p} = \mathbf{Q_{p2040}} - \mathbf{Q_{p2025}} = 3132 - 2520 = 612 \text{ m}^3/\text{h} \rightarrow$$

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

V-4-4-2-1- La surface horizontale du décanteur:

$$\mathbf{S_h} = \mathbf{Q_p / V_{lim}} = 612 / 2,5 = 244,80 \text{ m}^2 \rightarrow$$

V-4-4-2-2- Volume du décanteur (Ts = 1,5h):

$$V = 612 \times 1,5 = 918 \text{ m}^3 \text{ on prend :}$$

On prévoit **un seul** décanteur.

V-4-4-2-3- La hauteur du décanteur:

$$\mathbf{H} = \mathbf{V / S_h} = 918 / 244,8 = 3,75 \text{ m} \text{ on prend :}$$

V-4-4-2-4- Le diamètre du décanteur:

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = 17,09 \text{ m. On prend :}$$

V-4-4-2-5- Détermination du temps des séjours:

-pour le débit moyen horaire

$$\mathbf{T_s} = \mathbf{V / Q_{moy}} = 918 / 209 = \mathbf{4,39h.}$$

-pour le débit de pointe par temps sec :

$$\mathbf{T_s} = \mathbf{V / Q_p} = 918 / 324 = \mathbf{2,83h.}$$

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

V-4-4-2-6- Calcul de la quantité de boues éliminées:

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

- 35% de DBO₅
- 60% de MES

a)-Charge à l'entrée du décanteur :

$$DBO_5' = DBO_{5(2040)} - DBO_{5(2025)} = 3547,36 - 2837,34 = 710,02 \text{ Kg/j.}$$

$$MES' = MES_{(2040)} - MES_{(2025)} = 8667,18 - 6932,42 = 1734,76 \text{ Kg/j.}$$

b)-Les charges éliminées par la décantation primaire :

$$DBO_{5e} = 0,35 \cdot DBO_5' = 0,35 \cdot 710,02 = 248,51 \text{ Kg/j.}$$

$$MES_e = 0,6 \cdot MES' = 0,6 \cdot 1734,76 = 1040,86 \text{ Kg/j.}$$

c)-Les charges à la sortie du décanteur primaire :

$$MES_s = MES' - MES_e = 1734,76 - 1040,86 = 693,9 \text{ Kg/j.}$$

$$DBO_{5s} = DBO_5' - DBO_{5e} = 710,02 - 248,51 = 461,51 \text{ Kg/j.}$$

Tableau N° 19: Récapitulatif des résultats du calcul du décanteur primaire.

Décanteur primaire	Unité	2025	2040
Nombre de décanteur	-	2	1
Surface horizontale	m²	504	244,8
Volume	m³	945	918
Hauteur	m	4	4
Diamètre	m	25	17
Nombre de décanteur	-	2	1
Temps de séjour pour Q	h	4,5	4,39
Temps de séjour pour Q_s	h	2,7	2,8
DBO_{5e}	Kg DBO₅/j	2837,34	710,02
DBO_{5s}	Kg DBO₅/j	1844,27	461,51
MES_e	Kg/j	6932,42	1734,76
MES_s	Kg/j	2772,97	693,9

V-5-Les traitements secondaires:

V-5-1- Traitement biologique:

Les traitements biologiques reposent sur l'intensification de l'activité des micro-organismes naturellement présents dans les eaux résiduaires, qui sont concentrés dans les bassins d'aération par floculation ou par fixation sur des supports inertes.

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

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

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

V-5-2- Etude de la variante à moyenne charge :

-La charge massique(Cm) :

C'est le rapport de la DBO₅ reçue par la masse de boues présentes.

$$C_m = \frac{D_{BO_5}}{M} \quad (2)$$

X_a : La concentration des MVS dans le bassin.

Pour le traitement à moyenne charge nous avons :

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

-La charge volumique(Cv) :

C'est le rapport de la DBO₅ reçue sur le volume du bassin.

$$C_v = \frac{D_{BO_5}}{V} \quad (3)$$

Pour le traitement à moyenne charge :

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

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

$$C_m = 0,3 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS j}$$

V-5-2-1):Horizon 2025:

- Débit moyen journalier : $Q_{moy j} = 20044,80 \text{ m}^3 / \text{j}$
- Débit moyen horaire : $Q_{moy h} = 835,20 \text{ m}^3 / \text{h}$
- Débit de pointe : $Q_p = 0,70 \text{ m}^3 / \text{s}$
- Débit diurne : $Q_d = 1252,80 \text{ m}^3 / \text{h}$
- Charge polluante à l'entrée du bassin : $L_o = 1844,27 \text{ Kg/j}$
- La concentration des MVS dans le bassin (X_a).

D'après la relation (2) on peut tirer que : $X_a = \dots$

Et on tire V d'après la relation (3) : $V = \dots$

Après simplification on obtiendra : $X_a = \dots$

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

On prend $X_a = 3.5 \text{ g/l}$ et $C_m = 0,3 \text{ Kg DBO}_5 / \text{ Kg MVS.j}$

D'où $C_v = X_a.C_m = 3,5 \cdot 0,3 \Rightarrow \mathbf{C_v = 1,05 \text{ Kg DBO}_5 / \text{ m}^3 \cdot \text{j}}$

- **Concentration de l'effluent en DBO₅:**

$$\mathbf{S_o = L_o / Q_{\text{moy}} = 1844,27 \cdot 10^3 / 20044,8 = 92 \text{ mg/l}}$$

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

$$\mathbf{L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy}} = 0,03 \times 20044,8 = 601,34 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j}}$$

- **La charge polluante éliminée**

$$\mathbf{L_e = L_o - L_f = 1844,27 - 601,34 = 1242,93 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j}}$$

- **Le rendement de l'épuration**

$$\mathbf{\eta_{ep} = (L_o - L_f) / L_o = (1242,93 / 1844,27) \times 100 = 67,39\%}$$

V-5-2-1-1-Dimensionnement du bassin d'aération:

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique. Le bassin sera de forme rectangulaire, de longueur L et de largeur l et de hauteur H.

a)-Le volume des bassins correspondants est de :

$$\mathbf{V_a = L_o / C_v}$$

C_v : Charge volumique (kg DBO/m³.j)

L_o : charge polluante (kg DBO/j)

$$\text{Donc : } \mathbf{V = L_o / C_v = 1844,27 / 1,05 = 1756,45 \text{ m}^3.$$

b)-La hauteur du bassin:

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : **H = 4 m**

c)-Surface horizontale du bassin:

$$\mathbf{S_h = V_a / H \rightarrow}$$

Pour une profondeur de **4 m**, la surface des bassins est de **439m²**.

On optera pour **deux** bassins avec une surface unitaire de **219,5m²**.

Donc Le bassin d'aération aura les dimensions planes suivantes :

L et **l** tel que $L = 2l$

On a $S_h = L \times l$.

Alors : $l = \sqrt{S_h / 2} = 10,48 \text{ m}$; on prend :

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Les bassins auront donc les dimensions suivantes :

$$\mathbf{L = 21\ m.}$$

$$\mathbf{l = 10,5\ m.}$$

$$\mathbf{H = 4\ m.}$$

d)-La masse de boues dans le bassin:

$$M_b = X_a \cdot V = \quad \text{avec : } C_v = .$$

En remplaçant C_v on obtient : $M_b = .$

$$M_b = = = 6147,57 \text{ kg}$$

e)-Calcul du temps de séjour:

1-Pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{mj} = 1756,45 / 835,2 = 2,1 \text{ h.}$$

2-Pour le débit de pointe par temps sec.

$$T_s = V / Q_p = 1756,45 / 2520 = 0,7 \text{ h.}$$

3- Pour le débit de pointe par temps de pluie

$$T_s = V / Q_{pt,p} = 1756,45 / 2520 = 0,7 \text{ h}$$

4-Pour le débit diurne

$$T_s = V / Q_d = 1756,45 / 1252,8 = 1,4 \text{ h.}$$

V-5-2-1-2-Besoins en oxygène:

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

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

$$\mathbf{q_{o,2} = a \cdot L_e + b \cdot M_b \text{ (Kg/j)}}$$

L_e : la charge DBO5 éliminée (Kg/j)

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

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

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

b' : coefficient cinétique de respiration endogène.

Tableau V. 20: Charge massique en fonction de a' et b'.

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

On a $C_m = 0,3 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS.j} \Rightarrow \mathbf{a' = 0,56}$ et $\mathbf{b' = 0,085}$

a)-La quantité d'oxygène journalière est :

$$q_{O_2} = (0,56 \times 1242,93) + (0,085 \times 6147,57) = \mathbf{1218,58 \text{ Kg } O_2 / j.}$$

b)-La quantité d'oxygène horaire :

$$q_{O_2} / 24 = 1218,58 / 24 = \mathbf{50,77 \text{ Kg } O_2 / h.}$$

c)-La quantité d'oxygène nécessaire pour du bassin :

$$q_{O_2} / m^3 = 1218,58 / 1756,45 = \mathbf{0,69 \text{ Kg } O_2 / m^3 j.}$$

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

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

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

T_d : période diurne en heures **T_d = 16h**

L_e: la DBO₅ à éliminer en période diurne.

$$\mathbf{q_{O_2 \text{ pte}} = (0,56 \times 1242,93 / 16) + (0,085 \times 6147,57 / 24) = 65,28 \text{ Kg } O_2 / h.}$$

Besoins réel: Les besoins calculés précédemment sont des besoins théoriques, les besoins réels sont calculés par la relation suivante :

Avec :

$$T = \alpha \times \beta.$$

α : c'est le rapport des coefficients de transfert en eau usée et eau propre.

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

$\alpha =$.il est généralement de l'ordre de 0,8 pour l'aération de surface.

β : coefficient de correction correspondant au déficit en oxygène dissous.

$\beta =$. C_x' : concentration à maintenir dans le bassin d'aération ($C_x' = 2$ mg/l).

C_o' : concentration de l'oxygène de l'eau à la température d'exploitation.

$$C_o' = 0,95 \cdot C_o.$$

C_o : concentration à saturation de l'oxygène dissous de l'eau propre à la température d'exploitation.

$$C_o = 11,25 \cdot 1,018^{10-t}.$$

t : températures moyenne.

P : pression atmosphérique à l'altitude de notre station.

Altitude (m)	0	500	1000	1500	2000	3000
P (m colonne d'eau)	10,33	9,74	9,17	8,63	7,62	7,15

Pour notre station nous avons $t = 16,53^\circ\text{C}$ et une altitude de 730 m.

$$C_o = 11,25 \cdot 1,018^{10-16,53} = 9,14 \text{ mg/l.}$$

$$\beta = 0,77.$$

$$q_{O_2, \text{pt réel}} = 105,97 \text{ Kg } O_2/\text{h.}$$

$$\text{En moyenne : } q_{O_2} = 1978,21 \text{ Kg } O_2/\text{j.}$$

$$\text{Par heure : } q_{O_2}/24 = 82,43 \text{ Kg } O_2/\text{h.}$$

$$\text{Par m}^3 \text{ de bassin : } q_{O_2}/\text{m}^3 = 1,13 \text{ Kg } O_2/\text{h.}$$

V-5-2-1-3-Systeme d'aération :

Il existe trois grandes catégories d'aérateur pour équiper les bassins à boue activée :

- Les systèmes par injection d'air.
- Les aérateurs de surface.
- Les systèmes à base de pompes.

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

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

On distingue trois sortes de diffuseurs :

• Diffuseurs à moyennes bulles:

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

• Diffuseurs à fines bulles:

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

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

de colmatage intérieur par les poussières atmosphériques et huile des surpresseurs et extérieur par les eaux usées (en cas d'arrêt de l'aérateur, ce qui permet le développement de micro-organisme sur la surface poreuse). Le système à fines bulles est envisageable surtout pour les grandes installations très soigneusement menées pour diminuer la fréquence de ces opérations.

b) -Aérateurs de surface:

Il existe deux types principaux d'aérateur de surface :

- Les appareils à axe horizontal (brosses) leurs installations s'effectuent dans les chenaux d'oxydation où elles assurent l'entraînement et la circulation du liquide autour du chenal qui est de section rectangulaire ou trapézoïdale. L'apport spécifique varie de 1,5 à 2,0 Kg O₂/Kwat.h
- Les appareils à axe vertical on les subdivise en deux types :
 - Turbines lentes avec des vitesses de 40 à 100 tr/ min et des apports spécifiques brutes de 0,8 à 1,5 Kg O₂/Kwat.h
 - Turbines rapides (750 à 1500 tr/ mn).

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

c) - Système à base de pompes:

Dans cette catégorie on distingue :

- Les systèmes à jets.
- Les systèmes à éjecteurs.
- Les systèmes déprimogènes simples.

Ce sont des systèmes très peu utilisés dans les stations urbaines à cause de leurs faibles rendements énergétiques malgré un cout d'investissement et d'entretien moins important.

Calcul de l'aérateur de surface à installer:

1) La demande en énergie:

Les apports spécifiques des aérateurs diffèrent selon le type d'aérateur mis en place, le tableau suivant résume les apports spécifiques de chaque type d'aérateur.

Tableau V. 21: Apport spécifique brut des principaux systèmes d'aération.

Système d'aération	Apport spécifique brut moyen (KgO₂/kW.h)
---------------------------	--

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

		moyenne	gamme
Aérateur de surface	Turbines	1,50	1,35-1,75
	Turbines rapides	1,05	1,05-1,35
	Brosses	1,55	1,50-1,80
Aérateur par insufflation d'air	à moyennes bulles	1,00	0,80-1,30
	à fines bulles	2,50	2,20-3,20
Systèmes déprimogènes (pompe + prise d'air)		0,60	0,55-0,65

Dans notre cas nous opterons pour les aérateurs de surfaces à turbine lentes pour leur rendement et leur facilité d'entretien.

L'apport spécifique des aérateurs de surface est $E_s = 1,5 \text{ KgO}_2/\text{kWh}$.

2) Calcul de la puissance nécessaire à l'aération:

$$E = q(\text{O}_2)_{\text{pte,réel}} / E_s = 105,97 / 1,5 = \mathbf{70,65 \text{Kwh}}$$

3) Calcul de la puissance de brassage:

$$E_b = Sh \cdot Pa$$

Où :

Sh : surface horizontale du bassin (m²)

Pa : puissance absorbée par m² du bassin (pour les aérateurs de surface 80 w/m²)

$$E_b = 439 \cdot 80 \cdot 10^{-3} \rightarrow$$

4) Le nombre d'aérateurs dans le bassin:

$$N = E/E$$

$$N = 70,65 / 35,12 = 2,01 \text{ donc } \mathbf{N = 2 \text{ aérateurs.}}$$

V-5-2-1-4- Bilan de boues:

Calcul de la quantité des boues en excès:

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

$$\Delta X = X_{\min} + X_{\text{dur}} + a_m L_c - bM_b - X_{\text{eff}}$$

Avec :

- X_{\min} : Boues minérales

- X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 de MVS.

- a_m : m Coefficient de rendement cellulaire (g cellules formées/g DBO_5 éliminées)

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

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

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

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

$$b = b' / 1,42$$

b' : Coefficient cinétique de respiration endogène. $b' = 0,085$

$$b = 0,085 / 1,42 = 0,06.$$

- M_b : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg)

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

La charge journalière en MES est de **2772,97Kg/j**

$$X_{min} = 0,3 \cdot 2772,27 = 831,89 \text{ Kg/j.}$$

$$X_{dur} = 0,3 \cdot MVS = 0,3(0,7 \cdot 2772,97) = 582,32 \text{ Kg/j.}$$

$$a_m \cdot L_e = 0,55 \cdot 1242,93 = 683,61 \text{ Kg/j.}$$

$$b \cdot M_b = 0,06 \cdot 6147,57 = 368,85 \text{ Kg/j.}$$

$$X_{eff} = 0,03 \cdot 20044,8 = 601,34 \text{ Kg/j.}$$

Alors :

$$\Delta X = 831,89 + 582,32 + 683,61 - 368,85 - 601,34.$$

• Concentration de boues en excès :

$$X_m =$$

Avec :

X_m : Concentration de boues en excès

I_m : L'indice de Mohlman.

Cet indice représente le volume occupé par un gramme de poids sec de boues après une décantation d'une **demi-heure** dans une éprouvette de **1 litre**. Pour une bonne dilatabilité des boues on le prend dans la fourchette : (100÷150).

On prend : $I_m = 125$.

D'où :

• Le débit de boues en excès :

Ce débit est donné par : $X_{excès} = \dots \rightarrow$

• Le débit spécifique par m³ de bassin :

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

$$Q_{sp} =$$

V: volume de bassin

Donc :

$$q_{sp} = \quad \rightarrow$$

• Le taux des boues recyclées:

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

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

Si elle est trop importante, la clarification est perturbée.

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

Il est donné par l'expression suivante : **R =**

Avec :

R : taux de recyclage (%).

$[X_a]$: concentration des boues dans le bassin.

$$[X_a] = = \quad \rightarrow$$

Donc :

$$\mathbf{R} = \quad \rightarrow$$

• Le débit des boues recyclées :

$$Q_r = R \cdot Q_j$$

$$\text{Donc : } Q_r = 0,5738 \cdot 20044,8.$$

• Age des boues:

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

$$\text{Donc : } A_b = = = 5,45 \text{ j} \quad \rightarrow$$

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

V-5-2-1-5-Décanteur secondaire (clarificateur):

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

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

Dimensionnement du clarificateur:

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

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

Le temps de séjour : **$t_s = (1,5 \div 2)$ heure. On prend $t_s = 1,5$ h.**

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

Le débit de pointe : **$Q_p = 2520$ m³/h.**

• Le volume du décanteur:

$$V = Q_p \cdot t_s = 2520 \cdot 1,5 \rightarrow$$

$V = 3780$ m³. On prend **deux** décanteur donc : **$V^* = V/2 = 1890$ m³.**

• La surface horizontale du décanteur:

Hauteur du décanteur tel que : $H = (3 \div 5)$ m.

On prend : **$H = 4$ m**

$$\text{Donc : } S_h = 1890/4 \rightarrow$$

• Le diamètre du décanteur:

$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} = 24,52$ m. On prend :

• Le temps de séjour:

$$T_s = V / Q_p = 1890 / (2520/2) \rightarrow$$

V-5-2-2- Horizon 2040:

- Débit moyen journalier : **$Q_{moy j} = 5016$ m³/j**

- Débit moyen horaire : **$Q_{moy h} = 209$ m³/h**

- Débit de pointe : **$Q_p = 0,17$ m³/s**

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

- Débit diurne : $Q_d = 313,50 \text{ m}^3/\text{h}$
- Charge polluante à l'entrée du bassin : $L_0 = 461,51 \text{ Kg/j}$
- La concentration des MVS dans le bassin (X_a).

$$X_a = \text{ où } X_a = 3,5 \text{ g/l et } C_m = 0,3 \text{ Kg DBO}_5/\text{ Kg MVS j}$$

$$\text{Donc } C_v = X_a \cdot C_m = 3,5 \cdot 0,3 \implies C_v = 1,05 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3 \cdot \text{j}$$

- Concentration de l'effluent en DBO₅:

$$S_0 = L_0 / Q_{\text{moy j}} = 461,51 \cdot 10^3 / 5016 = 92 \text{ mg/l}$$

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

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 \times 5016 = 150,48 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

- La charge polluante éliminée

$$L_e = L_0 - L_f = 461,51 - 150,48 = 311,03 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

- Le rendement de l'épuration

$$\eta_{ep} = (L_0 - L_f) / L_0 = (311,03 / 461,51) \times 100 = 67,39 \%$$

V-5-2-2-1-Dimensionnement du bassin d'aération :

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique. Le bassin sera de forme rectangulaire, de longueur L et de largeur l et de hauteur H.

a)-Le volume des bassins correspondants est de :

$$V_a = L_0 / C_v$$

C_v : Charge volumique (kg DBO/m³.j)

L_0 : charge polluante (kg DBO/j)

$$\text{Donc : } V = L_0 / C_v = 461,51 / 1,05 = 439,53 \text{ m}^3.$$

b)-La hauteur du bassin:

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : $H = 4 \text{ m}$

c)-Surface horizontale du bassin:

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

Pour une profondeur de 4 m , la surface des bassins est de $109,88 \text{ m}^2$.

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

On optera pour **un seul** bassin avec une surface unitaire de **110m²**.

Donc Le bassin d'aération aura les dimensions planes suivantes :

L et **l** tel que $L = 2l$

On a $S_h = L \times l$.

Alors : $l = \sqrt{S_h / 2} = 7,41 \text{ m}$; on prend :

Les bassins auront donc les dimensions suivantes :

L = 15m.

l = 7,5m.

H = 4 m.

d)-La masse de boues dans le bassin:

$$M_b = \rho_b \times V = 1538,37 \text{ kg}$$

e)-Calcul du temps de séjour:

1-Pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{mj} = 439,53 / 209 = 2,1 \text{ h.}$$

2-Pour le débit de pointe

$$T_s = V / Q_p = 439,53 / 612 = 0,7 \text{ h.}$$

3-Pour le débit diurne

$$T_s = V / Q_d = 439,53 / 313,5 = 1,4 \text{ h.}$$

V-5-2-2-2-Besoin en oxygène:

$$q_{O_2} = a' L_e + b' M_b \text{ (Kg/j)}$$

On a $C_m = 0,3 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS.j} \Rightarrow a' = 0,56$ et $b' = 0,085$

Donc :

a)-La quantité d'oxygène journalière est :

$$q_{O_2} = (0,56 \times 311,03) + (0,085 \times 1538,37) = 304,94 \text{ Kg O}_2/\text{j.}$$

b)-La quantité d'oxygène horaire:

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

$$q_{O_2}/24 = 304,94/24 = \mathbf{12,71Kg\ O_2/h.}$$

c)-La quantité d'oxygène nécessaire pour un m³ du bassin:

$$q_{O_2}/m^3 = 304,94 / 439,53 = \mathbf{0,69Kg\ O_2/m^3.}$$

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

$$q_{O_2\ pt} = (a' \cdot L_e / T_d) + (b' \cdot M_b / 24)$$

$$q_{O_2\ pt} = (0,56 \times 311,03 / 16) + (0,085 \times 1538,37 / 24) = \mathbf{16,33\ Kg\ O_2/h.}$$

Besoins réel : Les besoins calculés précédemment sont des besoins théoriques, les besoins réels sont calculés par la relation suivante :

Avec :

$$T = \alpha \times \beta.$$

α : c'est le rapport des coefficients de transfert en eau usée et eau propre.

β : coefficient de correction correspondant au déficit en oxygène dissous.

$$\beta = 0,77.$$

$$q_{O_2,pt\ réel} = \mathbf{26,51Kg\ O_2/h.}$$

$$\text{En moyenne : } q_{O_2} = \mathbf{495,03Kg\ O_2/j.}$$

$$\text{Par heure : } q_{O_2}/24 = \mathbf{20,63Kg\ O_2/h.}$$

$$\text{Par m}^3 \text{ de bassin : } q_{O_2}/m^3 = \mathbf{1,13Kg\ O_2/h.}$$

V-5-2-1-3-Calcul de l'aérateur de surface à installer:

1) **La demande en énergie:**

Les apports spécifiques des aérateurs diffèrent selon le type d'aérateur mis en place, le tableau suivant résume les apports spécifiques de chaque type d'aérateur.

Dans notre cas nous opterons pour les aérateurs de surfaces à turbine lentes pour leur rendement et leurs facilité d'entretien.

L'apport spécifique des aérateurs de surface est $E_s = \mathbf{1,5KgO_2/kWh.}$

2) **Calcul de la puissance nécessaire à l'aération:**

$$E = q(O_2)_{pt,réel} / E_s = 26,51 / 1,5 = \mathbf{17,67Kwh}$$

3) **Calcul de la puissance de brassage:**

$$E_b = Sh \cdot Pa$$

Où :

Sh : surface horizontale du bassin (m²)

Pa : puissance absorbée par m² du bassin (pour les aérateurs de surface 80 w/m²)

$$E_b = 110 \cdot 80 \cdot 10^{-3} \rightarrow$$

4) **Le nombre d'aérateurs dans le bassin :**

$$N = E/E_b$$

$N = 17,67 / 8,8 = 2,01$ donc **N = 2 aérateurs.**

V-5-2-2-4- Bilan de boues :

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

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

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

La charge journalière en MES est de **693,9 Kg/j**

$$X_{\min} = 0,3 \cdot 693,9 = 208,17 \text{ Kg/j.}$$

$$X_{\text{dur}} = 0,3 \cdot MVS = 0,3(0,7 \cdot 693,9) = 145,72 \text{ Kg/j.}$$

$$a_m \cdot L_e = 0,55 \cdot 311,03 = 171,07 \text{ Kg/j.}$$

$$b \cdot M_b = 0,06 \cdot 1538,37 = 92,28 \text{ Kg/j.}$$

$$X_{\text{eff}} = 0,03 \cdot 5016 = 150,48 \text{ Kg/j.}$$

Alors :

$$\Delta X = 208,17 + 145,72 + 171,07 - 92,28 - 150,48.$$

• **Concentration de boues en excès :**

• **Le débit de boues en excès :**

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Ce débit est donné par : $X_{excès} = = \rightarrow$

• **Le débit spécifique par m³ de bassin :**

$$Q_{sp} =$$

V: volume de bassin

Donc :

$$q_{sp} = \rightarrow$$

• **Le taux des boues recyclées:**

Il est donné par l'expression suivante : $R =$

$$[X_a] = = \rightarrow$$

Donc :

$$R = \rightarrow$$

• **Le débit des boues recyclées :**

$$Q_r = R \cdot Q_j$$

Donc : $Q_r = 0,5738 \cdot 5016$.

• **Age des boues:**

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

$$\text{Donc : } A_b = = = 5,45j \rightarrow$$

V-5-2-2-5-Décanteur secondaire (clarificateur):

Dimensionnement du clarificateur:

Le temps de séjour : $t_s = (1,5 \div 2)$ heure. On prend $t_s = 1,5h$.

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

Le débit de pointe : $Q_p = 612m^3/h$.

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

• **Le volume du décanteur :**

$$V = Q_p \cdot t_s = 612 \cdot 1,5 \rightarrow$$

$V = 918 \text{ m}^3$. On prend **un seul** décanteur.

• **La surface horizontale du décanteur :**

Hauteur du décanteur tel que : $H = (3 \div 5) \text{ m}$.

On prend : **$H = 4 \text{ m}$**

Donc : **$S_h = 918 / 4 \rightarrow$**

• **Le diamètre du décanteur :**

$D = \sqrt{S_h} = 15,1 \text{ m}$. On prend :

• **Le temps de séjour :**

$$T_s = V / Q_p = 918 / 612 \rightarrow$$

Tableau V. 22: Récapitulatif des résultats du traitement secondaire à moyenne charge.

Désignations	Unité	2025	2040
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}}$	m^3/j	20044,8	5016
Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}}$	m^3/h	835,2	209
Débit de pointe Q_p	m^3/h	2520	612
Débit diurne Q_d	m^3/h	1252,8	313,5
Charge polluante à l'entrée du bassin Lo	KgDBO_5/j	1844,27	461,51
Concentration de l'effluent en DBO_5 So	mg/l	92	92
La charge polluante à la sortie Lf	KgDBO_5/j	601,34	311,03
La charge polluante éliminée Le	KgDBO_5/j	1242,93	311,03
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	67,39	67,39
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m^3	1756,45	439,53
Nombre des bassins	-	2	1

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Hauteur du bassin H	m	4	4
Surface horizontale du bassin Sh	m ²	439	110
Largeur du chaque bassin l	m	10,5	7,5
Longueur du chaque bassin L	m	21	15
La masse de boues dans le bassin M _b	Kg/m ³	6147,57	1538,37
Temps de séjours Ts , débit moyen horaire	h	2,1	2,1
Temps de séjours Ts , débit de pointe	h	0.7	0.7
Temps de séjours Ts , débit diurne	h	1,4	1,4
Besoins en oxygène			
Quantité d'oxygène journalière q _{o2}	KgO ₂ /j	1978,21	495,03
La quantité d'oxygène horaire q _{o2} /24	KgO ₂ /h	82,43	20,63
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q _{o2} /m ³	KgO ₂ /m ³ j	1,13	1,13
La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe q _{o2} <small>pte</small>	KgO ₂ /h	105,97	26,51
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
Calcul de la puissance nécessaire à l'aération E	KW	70,65	17,67
Calcul de la puissance de brassage E _b	KW	35,12	8,80
Le nombre d'aérateurs dans le bassin N	-	2	2
Dimensionnement du décanteur secondaire			
Volume du bassin V	m ³	3780	918
Surface horizontale du décanteur Sh	m ²	472,5	229,5

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Hauteur du décanteur H	m	4	4
Le diamètre du décanteur D	m	25	17
Le temps de séjours T _s	h	1,5	1,5
Bilande boue			
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	1127,63	411,86
Concentration de boues en excès	Kg/m ³	9,6	9,6
Le débit de boues en excès Q _{exce}	m ³ /j	117,46	29,4
Le débit spécifique par de bassin q _{sp}	Kg/m ³ .j	0,64	0,64
Le taux de boues recyclées R	%	57,38	57,38
Le débit des boues recyclées Q _r	m ³ /j	11501,25	2878,18
Age des boues A _b	j	5,5	5,5

V-5-3- Etude de la variante à faible charge :

Il n'y'a pas de modifications à apportées aux prétraitements étant donnés qu'ils ne traitent aucunement la charge polluante.

Pour la variante à faible charge on ne prévoit pas de décanteur primaire.

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

-La charge massique(C_m) :

Pour le traitement à faible charge nous avons :

0,1 < C_m < 0,2 Kg DBO5/Kg.MVS.j.

On prendra : **C_m = 0,1 Kg DBO5/Kg.MVS.j.**

-La charge volumique(C_v) :

Pour le traitement à faible charge :

0,3 < C_v < 0,6 Kg DBO5/m³ j.

On prendra : **C_v = 0,3 Kg DBO5/ m³.j**

V-5-3-1- Horizon 2025:

- Débit moyen journalier : $Q_{moy j} = 20044,80 \text{ m}^3/\text{j}$
- Débit moyen horaire : $Q_{moy h} = 835,20 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de pointe : $Q_p = 0,70 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit diurne : $Q_d = 1252,80 \text{ m}^3/\text{h}$
- Charge polluante à l'entrée du bassin : $L_0 = 2837,34 \text{ Kg/j}$
- La concentration des MVS dans le bassin (Xa).

- Concentration de l'effluent en DBO5:

$$S_o = L_0 / Q_{moy j} = 2837,34 \cdot 10^3 / 20044,8 = 141,55 \text{ mg/l}$$

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

$$L_f = S_f \cdot Q_{moy j} = 0,03 \times 20044,8 = 601,34 \text{ Kg DBO5/j}$$

- La charge polluante éliminée

$$L_e = L_0 - L_f = 2837,34 - 601,34 = 2236 \text{ Kg DBO5/j}$$

- Le rendement de l'épuration

$$\eta_{ep} = (L_0 - L_f) / L_0 = (2236 / 2837,34) \times 100 = 78,81\%$$

V-5-3-1-1- Dimensionnement du bassin d'aération :

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique. Le bassin sera de forme rectangulaire, de longueur L et de largeur l et de hauteur H.

a)- Le volume des bassins correspondants est de :

$$V_a = L_0 / C_v$$

C_v : Charge volumique (kg DBO/m³.j)

L_0 : charge polluante (kg DBO/j)

Donc : $V = L_0 / C_v = 2837,34 / 0,3 = 9457,80 \text{ m}^3$. On prend :

b)- La hauteur du bassin:

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : $H = 4 \text{ m}$

c)- Surface horizontale du bassin:

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

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Pour une profondeur de **4 m**, la surface des bassins est de **2364,45m²**.

On optera pour **quatre** bassins avec une surface unitaire de **591,11m²**.

Donc Le bassin d'aération aura les dimensions planes suivantes :

L et **l** tel que $L = 2l$

On a $S_h = L \times l$.

Alors : $l = = = 17,19$ m ; on prend :

Les bassins auront donc les dimensions suivantes :

L = 35 m.

l = 17,5 m.

H = 4 m.

d)-La masse de boues dans le bassin:

$$M_b = L_0 / C_m = 2837,34 / 0,1 = 28373,40 \text{ kg}$$

e)-Calcul du temps de séjour:

1- Pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{mj} = 9457,8 / 835,2 = 11,32 \text{ h.}$$

2-Pour le débit de pointe

$$T_s = V / Q_p = 9457,8 / 2520 = 3,75 \text{ h.}$$

3-Pour le débit diurne

$$T_s = V / Q_d = 9457,8 / 1252,8 = 7,55 \text{ h.}$$

V-5-3-1-2-Besoins en oxygène:

$$q_{O_2} = a' L_e + b' M_b \text{ (Kg/j)}$$

L_e : la charge DBO5 éliminée (Kg/j)

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

a' : coefficient représentant la quantité d'O₂ nécessaire à l'oxydation de 1 Kg de DBO₅
(**a' = 0,65**).

b' : coefficient cinétique de respiration endogène (**b' = 0,07**)

Donc :

a)-La quantité d'oxygène journalière est :

$$q_{O_2} = (0,65 \times 2236) + (0,07 \times 28373,4) = \mathbf{3439,54 \text{ Kg O}_2/\text{j.}}$$

b)-La quantité d'oxygène horaire:

$$q_{O_2}/24 = 3439,54/24 = \mathbf{143,31 \text{ Kg O}_2/\text{h.}}$$

c)-La quantité d'oxygène nécessaire pour un m³ du bassin:

$$q_{O_2}/m^3 = 3439,54/9457,8 = \mathbf{0,36Kg O_2/m^3j.}$$

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

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

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

T_d : période diurne en heures **T_d = 16h**

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

$$q_{O_2\text{pte}} = (0,65 \times 2236 / 16) + (0,07 \times 28373,4 / 24) = \mathbf{173,59 Kg O_2/h.}$$

Besoins réel : Les besoins calculés précédemment sont des besoins théoriques, les besoins réels sont calculés par la relation suivante :

Avec :

$$T = \alpha \times \beta.$$

α : c'est le rapport des coefficients de transfert en eau usée et eau propre.

β : coefficient de correction correspondant au déficit en oxygène dissous.

$$\beta = 0,77.$$

$$q_{O_2,\text{pt réel}} = \mathbf{281,80Kg O_2/h.}$$

$$\text{En moyenne : } q_{O_2} = \mathbf{5583,67Kg O_2/j.}$$

$$\text{Par heure : } q_{O_2}/24 = \mathbf{232,65Kg O_2/h.}$$

$$\text{Par m}^3 \text{ de bassin : } q_{O_2}/m^3 = \mathbf{0,59Kg O_2/h.}$$

V-5-3-1-3-Calcul de l'aérateur de surface à installer:

1) La demande en énergie:

Les apports spécifiques des aérateurs diffèrent selon le type d'aérateur mis en place, le tableau suivant résume les apports spécifiques de chaque type d'aérateur.

Dans notre cas nous opterons pour les aérateurs de surfaces à turbine lentes pour leur rendement et leurs facilité d'entretien.

L'apport spécifique des aérateurs de surface est **$E_s = 1,5KgO_2/kWh.$**

2) Calcul de la puissance nécessaire à l'aération:

$$E = q(\text{O}_2)_{\text{pte,réel}} / E_s = 281,8 / 1,5 = \mathbf{187,87 \text{Kwh}}$$

3) Calcul de la puissance de brassage:

$$\mathbf{E_b = S_h \cdot P_a}$$

Où :

S_h : surface horizontale du bassin (m²)

P_a : puissance absorbée par m² du bassin (pour les aérateurs de surface 80 w/m²)

$$E_b = 2364,44 \cdot 80 \cdot 10^{-3} \rightarrow$$

4) Le nombre d'aérateurs dans le bassin:

$$\mathbf{N = E / E_b}$$

$$N = 187,87 / 189,16 = 0,99 \text{ donc } \mathbf{N = 1 \text{ aérateur.}}$$

V-5-3-1-4- Bilan de boues:

• Calcul de la quantité des boues en excès :

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

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

La charge journalière en MES est **6932,42 Kg/j**

$$X_{\min} = 0,3 \cdot 6932,42 = 2079,73 \text{ Kg/j.}$$

$$X_{\text{dur}} = 0,3 \cdot \text{MVS} = 0,3(0,7 \cdot 6932,42) = 1455,81 \text{ Kg/j.}$$

$$a_m \cdot L_e = 0,55 \cdot 2236 = 1229,8 \text{ Kg/j.}$$

$$b M_b = 0,06 \cdot 28373,4 = 1702,40 \text{ Kg/j.}$$

$$X_{\text{eff}} = 0,03 \cdot 20044,8 = 601,34 \text{ Kg/j.}$$

Alors :

$$\mathbf{\Delta X = 2079,73 + 1455,81 + 1229,8 - 1702,4 - 601,34.}$$

• Concentration de boues en excès :

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

$$X_m =$$

Avec :

X_m : Concentration de boues en excès

I_m : L'indice de Mohlman

On prend : $I_m = 125$.

D'où :

• Le débit de boues en excès :

Ce débit est donné par : $X_{excès} = = \rightarrow$

• Le débit spécifique par m³ de bassin :

$$q_{sp} =$$

V: volume de bassin

Donc :

$$q_{sp} = \rightarrow$$

• Le débit des boues recyclées :

Il est donné par l'expression suivante : $R =$

Avec :

R : taux de recyclage (%).

$[X_a]$: concentration des boues dans le bassin.

$$[X_a] = = \rightarrow$$

Donc :

$$R = \rightarrow$$

• Le débit des boues recyclées :

$$Q_r = R \cdot Q_j$$

Donc : $Q_r = 0,4545 \cdot 20044,8$.

• Age des boues :

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

Donc : $A_b = = = 11,53j$

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

V-5-3-2- Horizon 2040:

- Débit moyen journalier : $Q_{moy j} = 5016 m^3/j$
- Débit moyen horaire : $Q_{moy h} = 209 m^3/h$
- Débit de pointe : $Q_p = 0,17 m^3/s$
- Débit diurne : $Q_d = 313,5 m^3/h$
- Charge polluante à l'entrée du bassin : $L_o = 710,02 Kg/j$
- La concentration des MVS dans le bassin (Xa).

- Concentration de l'effluent en DBO5:

$$S_o = L_o / Q_{moy j} = 710,02 \cdot 10^3 / 5016 = 141,55 \text{ mg/l}$$

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

$$L_f = S_f \cdot Q_{moy j} = 0,03 \times 5016 = 150,48 \text{ Kg DBO5/j}$$

- La charge polluante éliminée

$$L_e = L_o - L_f = 710,02 - 150,48 = 559,54 \text{ Kg DBO5/j}$$

- Le rendement de l'épuration

$$\eta_{ep} = (L_o - L_f) / L_o = (559,54 / 710,02) \times 100 = 78,75\%$$

V-5-3-2-1-Dimensionnement du bassin d'aération :

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique. Le bassin sera de forme rectangulaire, de longueur L et de largeur l et de hauteur H.

a)-Le volume des bassins correspondant est de :

$$V_a = L_o / C_v$$

C_v : Charge volumique (kg DBO/m³.j)

L_o : charge polluante (kg DBO/j)

Donc : $V = L_o / C_v = 710,02 / 0,3 = 2366,73 \text{ m}^3$. On prend :

b)-La hauteur du bassin:

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : $H = 4 \text{ m}$

c)-Surface horizontale du bassin:

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

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Pour une profondeur de **4 m**, la surface des bassins est de **591,68m²**.

On optera pour **un seul bassin**.

Donc Le bassin d'aération aura les dimensions planes suivantes :

L et **l** tel que $L = 2l$

On a $S_h = L \times l$.

Alors : $l = = 17,20$ m ; on prend :

Les bassins auront donc les dimensions suivantes :

L = 35 m.

l = 17,5 m.

H = 4 m.

d)-La masse de boues dans le bassin:

$$M_b = L_0 / C_m = 710,02 / 0,1 = 7100,20 \text{ kg}$$

e)-Calcul du temps de séjour:

1- Pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{mj} = 2366,73 / 209 = 11,32 \text{ h.}$$

2-Pour le débit de pointe

$$T_s = V / Q_p = 2366,73 / 612 = 3,87 \text{ h.}$$

3-Pour le débit diurne

$$T_s = V / Q_d = 2366,73 / 313,5 = 7,55 \text{ h.}$$

V-5-3-2-2-Besoin en oxygène:

$$q_{O_2} = a \cdot L_e + b \cdot M_b \text{ (Kg/j)}$$

Donc :

a)-La quantité d'oxygène journalière est :

$$q_{O_2} = (0,65 \times 559,54) + (0,07 \times 7100,2) = \mathbf{860,72 \text{ Kg } O_2 / j.}$$

b)-La quantité d'oxygène horaire:

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

$$q_{O_2/24} = 860,72/24 = \mathbf{35,86Kg\ O_2/h.}$$

c)-La quantité d'oxygène nécessaire pour un m³ du bassin:

$$q_{O_2/ m^3} = 860,72/2366,73 = \mathbf{0,36Kg\ O_2/m^3j.}$$

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

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

$$q_{O_2\ pte} = (0,65 \times 559,54 / 16) + (0,07 \times 7100,2 / 24) = \mathbf{43,44\ Kg\ O_2/h.}$$

Besoins réel : Les besoins calculés précédemment sont des besoins théoriques, les besoins réels sont calculés par la relation suivante :

Avec :

$$T = \alpha \times \beta.$$

α : c'est le rapport des coefficients de transfert en eau usée et eau propre.

β : coefficient de correction correspondant au déficit en oxygène dissous.

$$\beta = 0,77.$$

$$q_{O_2,pt\ réel} = \mathbf{70,52Kg\ O_2/h.}$$

$$\text{En moyenne : } q_{O_2} = \mathbf{1397,27Kg\ O_2/j.}$$

$$\text{Par heure : } q_{O_2/24} = \mathbf{58,22Kg\ O_2/h.}$$

$$\text{Par m}^3 \text{ de bassin : } q_{O_2/m^3} = \mathbf{0,59Kg\ O_2/h.}$$

V-5-3-2-3-Calcul de l'aérateur de surface à installer:

1) La demande en énergie:

Les apports spécifiques des aérateurs diffèrent selon le type d'aérateur mis en place, le tableau suivant résume les apports spécifiques de chaque type d'aérateur.

Dans notre cas nous opterons pour les aérateurs de surfaces à turbine lentes pour leur rendement et leurs facilité d'entretien.

L'apport spécifique des aérateurs de surface est $E_s = \mathbf{1,5KgO_2/kWh.}$

2) Calcul de la puissance nécessaire à l'aération:

$$E = q(O_2)_{pte,réel} / E_s = 70,52 / 1,5 = \mathbf{47,01Kwh}$$

3) Calcul de la puissance de brassage :

$$E_b = Sh \cdot Pa$$

Où :

Sh : surface horizontale du bassin (m²)

Pa : puissance absorbée par m² du bassin (pour les aérateurs de surface 80 w/m²)

$$E_b = 591,68 \cdot 80 \cdot 10^{-3} \rightarrow$$

4) Le nombre d'aérateurs dans le bassin :

$$N = E/E_b$$

$$N = 47,01 / 47,33 = 0,99 \text{ donc } N = 1 \text{ aérateur.}$$

V-5-3-2-4- Bilan de boues :

• Calcul de la quantité des boues en excès :

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

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

La charge journalière en MES est **1734,76 Kg/j**

$$X_{\min} = 0,3 \cdot 1734,76 = 520,43 \text{ Kg/j.}$$

$$X_{\text{dur}} = 0,3 \cdot MVS = 0,3(0,7 \cdot 1734,76) = 364,30 \text{ Kg/j.}$$

$$a_m \cdot L_e = 0,55 \cdot 559,54 = 307,75 \text{ Kg/j.}$$

$$b M_b = 0,06 \cdot 7100,2 = 426,01 \text{ Kg/j.}$$

$$X_{\text{eff}} = 0,03 \cdot 5016 = 150,48 \text{ Kg/j.}$$

Alors :

$$\Delta X = 520,43 + 364,3 + 307,75 - 426,01 - 150,48.$$

• Concentration de boues en excès :

$$X_m =$$

Avec :

X_m : Concentration de boues en excès

I_m : L'indice de Mohlman

On prend : $I_m = 125$.

D'où :

• **Le débit de boues en excès :**

Ce débit est donné par : $X_{excès} = = \rightarrow$

• **Le débit spécifique par m³ de bassin :**

$$Q_{sp} =$$

V: volume de bassin

Donc :

$$Q_{sp} = \rightarrow$$

• **Le débit des boues recyclées :**

Il est donné par l'expression suivante : $R =$

Avec :

R : taux de recyclage (%).

$[X_a]$: concentration des boues dans le bassin.

$$[X_a] = = \rightarrow$$

Donc :

$$R = \rightarrow$$

• **Le débit des boues recyclées :**

$$Q_r = R \cdot Q_j$$

Donc : $Q_r = 0,4545 \cdot 5016.$

• **Age des boues :**

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

Donc : $A_b = = = 11,53 \text{ j}$

Tableau V. 23: Récapitulatif des résultats de la variante à faible charge.

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Désignations	Unité	2025	2040
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{moy,j}$	m^3/j	20044,8	5016
Débit moyen horaire $Q_{moy,h}$	m^3/h	835,2	209
Débit de pointe Q_p	m^3/h	2520	612
Débit diurne Q_d	m^3/h	1252,8	313,5
Charge polluante à l'entrée du bassin Lo	$KgDBO_5/j$	2837,34	710,02
Concentration de l'effluent en DBO_5 So	mg/l	141,55	141,55
La charge polluante à la sortie Lf	$KgDBO_5/j$	601,34	150,48
La charge polluante éliminée Le	$KgDBO_5/j$	2236	559,54
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	78,81	78,75
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m^3	9457,8	2366,73
Nombre des bassins	-	4	1
Hauteur du bassin H	m	4	4
Surface horizontale du bassin Sh	m^2	591,11	591,68
Largeur de chaque bassin l	m	17,5	17,5
Longueur de chaque bassin L	m	35	35
La masse de boues dans le bassin Xa	Kg/m^3	28373,4	7100,2
Temps de séjours Ts , débit moyen horaire	h	11,32	11,32
Temps de séjours Ts , débit de pointe	h	3,75	3,87
Temps de séjours Ts , débit diurne	h	7,55	7,55
Besoin en oxygène			
Quantité d'oxygène journalière q_{O_2}	KgO_2/j	5583,67	1397,27
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$	KgO_2/h	232,65	58,22
La quantité	KgO_2/m^3j	0,59	0,59

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q_{O_2}/m^3			
La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe q_{O_2} pte	KgO ₂ /h	281,8	70,52
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
Calcul de la puissance nécessaire à l'aération E	KW	187,87	47,01
Calcul de la puissance de brassage E _b	KW	189,16	47,33
Le nombre d'aérateurs dans le bassin N	-	1	1
Bilande boue			
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	2416,6	615,99
Concentration de boues en excès	Kg/m ³	9,6	9,6
Le débit de boues en excès Q_{exce}	m ³ /j	256,42	64,17
Le débit spécifique par de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0,26	0,26
Le taux de boues recyclées R	%	45,45	45,45
Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	9110,36	2279,77
Age des boues A _b	j	12	12

V-6-La désinfection :

V-6-1- Introduction :

Les traitements primaires et secondaires ne détruisent pas complètement les germes pathogènes, les bactéries et les virus présents dans les rejets domestiques. Il faudrait donc procéder à la désinfection des eaux traitées avant leur rejet dans le milieu récepteur.

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Le choix d'un moyen de désinfection repose sur des considérations techniques, économiques et environnementales et chaque désinfectant possède ses propres avantages et domaines d'application.

Bien que le chlore et les hypochlorites soient les désinfectants les plus utilisés, mais on peut également employer le dioxyde de chlore, l'ozone ou le rayonnement ultraviolet.

L'utilisation du chlore gazeux pose beaucoup de problèmes surtout en ce qui concerne la sécurité de stockage ce qui le rend moins attractif pour les pays en voie de développement comme le notre.

L'ozone et les rayons ultraviolets ont un pouvoir germicide élevé mais ces procédés sont plus coûteux et n'ont pas d'action rémanente.

Généralement la méthode de désinfection que l'on rencontre le plus souvent est la chloration (l'eau de javel) car ce dernier est moins coûteux, disponible et facile à stocker.

V-6-2- Dose du chlore à injecter :

La concentration en produit germicide ainsi que le temps de contact sont les principaux éléments qui déterminent la bonne désinfection de l'eau.

La dose de chlore nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes.

V-6-2-1- Horizon 2025 :

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

V-6-2-1-1- La dose journalière de chlore :

$$D_j = Q_{\text{moy}} \cdot j \cdot (Cl_2) = 20044,8 \cdot 0,01 = \mathbf{200,45 \text{ Kg/j}}$$

V-6-2-1-2- Calcul de la quantité d'eau de javel nécessaire :

On prend une solution d'hypochlorite de sodium à 20°

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

20° de chlorométrie → X

$$X = 3,17 \cdot 20 / 1 = \mathbf{63,4g \text{ de } Cl_2/l(NaClO)}$$

1m³ d'hypochlorite de sodium libère 63.4 Kg de chlore actif.

V-6-2-1-3- La quantité journalière d'hypochlorite de sodium :

$$1 \text{ m}^3 \text{ (NaClO)} \rightarrow 63,4 \text{ Kg de } Cl_2$$

$$D_j \quad \quad \quad \rightarrow 200,45 \text{ Kg/j}$$

$$Q_j = 200,45 / 63,4 = \mathbf{3,16m^3 \text{ (NaClO)/j}}$$

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

V-6-2-1-4- La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium :

$$Q_a = Q_j \cdot 365 = \mathbf{1153,4 m^3 (NaClO)/an}$$

• Dimensionnement du bassin de désinfection :

$$Q_{pte} = 2520 \text{ m}^3/\text{h}$$

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

- Le volume du bassin : $V = Q_{pte} \cdot T_s = 2520 \cdot 30/60 = \mathbf{1260 m^3}$

On prendra **2 bassins** de désinfection de volume **630 m³** chacun.

- La hauteur du bassin : On fixe : **H = 4 m**
- La surface horizontale : $S_h = V/H = \mathbf{157,5 m^2}$.
- La largeur et la longueur :

On prend : $L = 2 \cdot B$ donc $B = \mathbf{8,87 m}$. On prend : **B=9 m**

$$\text{Alors : } L = 2 \cdot 9 \quad \mathbf{L= 18 m}$$

V-6-2-2- Horizon 2040 :

V-6-2-2-1- La dose journalière de chlore :

$$D_j = Q_{moy j} [Cl_2] = 5016 \cdot 0,01 = \mathbf{50,16 Kg/j}$$

V-6-2-2-2- La quantité d'hypochlorite nécessaire :

$$Q_j = 50,16 / 63,4 = \mathbf{0,79 m^3 (NaClO)/j}$$

V-6-2-2-3- La quantité annuelle d'hypochlorite :

$$Q_a = Q_j \cdot 365 = \mathbf{288,35 m^3 (NaClO)/an}$$

• Dimensionnement du bassin de désinfection :

$$Q_{pte} = 612 \text{ m}^3/\text{h}$$

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

- Le volume du bassin : $V = Q_{pte} \cdot T_s = 612 \cdot 30/60 = \mathbf{306 m^3}$
- La hauteur du bassin : On fixe : **H = 4 m**
- La surface horizontale : $S_h = V/H = \mathbf{76,5 m^2}$
- La largeur et la longueur :

On prend : $L = 2 \cdot B$ donc $B = \mathbf{6,18 m}$. On prend : **B=6,5 m**

$$\text{Alors : } L = 2 \cdot 6,5 \quad \mathbf{L= 13 m}$$

Tableau V. 24: Récapitulatif des résultats pour la désinfection.

Bassin de désinfection	Unité	2025	2040
------------------------	-------	------	------

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

D_j	Kg/j	204,45	50,16
Q_j	m³(NaClO)/j	3,16	0,79
Volumedu bassin	m³	1260	306
Nombrede bassins	-	2	1
Hauteurdu bassin	m	4	4
Longueurdu bassin	m	18	13
Largeurdu bassin	m	9	6,5

V-7-Traitementdes boues:

V-7-1-Introduction:

Le but du traitement des boues est de réduire le volume des boues et les rendre inerte. La diminution du volume est obtenue par l'élimination de l'eau. Il faut réduire la teneur en matières organiques pour éviter toute fermentation. Le choix du traitement est fonction de l'origine et de la qualité des boues.

- **Epaississement:**

C'est la première étape pour réduire le volume de boues et en augmenter la concentration pour permettre la déshydratation. Le concentrateur statique présente deux phases fonctionnement.

- **Stabilisation:**

La stabilisation est un processus qui limite les fermentations en vue de favoriser la valorisation agricole des boues. On distingue les stabilisations chimiques ou biologiques. Pour ce dernier cas, les phénomènes peuvent être aérobies ou anaérobies. Il s'agit alors de l'étape de digestion des boues.

Pour bloquer les fermentations bactériennes, le PH requis est de l'ordre de 10 à 11. Le composé le plus commun est la chaux. Son incorporation se réalise à une boue déjà flocculée et égouttée. Un mélange intime est indispensable. Celui-ci est obtenu avec un malaxeur à vis. L'addition de chaux provoque une forte élévation de température et par conséquent une évaporation de l'eau. Un dosage de 15 à 25% par rapport au MS est préconisé.

- **Déshydratation:**

Les procédés de déshydratation ont pour objectif de faire passer la boue de l'état liquide à une consistance plus ou moins solide, qui devra évidemment rependre aux exigences de désinfection choisie

V-7-2-Variante à moyenne charge :

V-7-2-1-Dimensionnement pour l'horizon 2025:

V-7-2-1-1-Dimensionnement de l'épaisseur

La production journalière des boues est de :

Boues primaires : $D_{xp} = DBO_{5e} + MES_e$

$$D_{xp} = 993,07 + 4159,45 = 5152,52 \text{ Kg/j.}$$

Boues secondaire $D_{xs} = 1645,78 \text{ Kg/j.}$

Donc la quantité totale journalière des boues sera :

$$D_{X_{totale}} = D_{Xt} = 5152,52 + 1645,78 = 6798,3 \text{ Kg/j}$$

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

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

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

a)-Calcul du débit journalier reçu par l'épaisseur:

Le débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_1 = D_{xp} / S_1 = 5152,52 / 25 = 206,10 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_2 = D_{xs} / S_2 = 1645,78 / 10 = 164,58 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit total $Q_t = Q_1 + Q_2 = 370,68 \text{ m}^3/\text{j}$

b)-La concentration du mélange:

$$S = D_{Xt} / Q_t = 6798,3 / 370,68 = 18,34 \text{ Kg/m}^3$$

c)-Le volume de l'épaisseur:

$$V = Q_t \cdot T_s = 370,68 \cdot 2 = 741,36 \text{ m}^3$$

T_s : temps de séjours = 2j (1 à 5 j).

d)-La surface horizontale:

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

$$Sh = V / H = 741,36 / 4 = 185,34 \text{ m}^2$$

e)-Le diamètre:

$$D = \sqrt{\frac{Sh}{0,785}} = 15,36 \text{ m}$$

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

V-7-2-1-2-Dimensionnement du digesteur:

Dans le but de diminuer le volume des boues et augmenter leurs quantités, les boues épaissies arrivent au digesteur avec une concentration de 80 g/l

a)- Le débit des boues arrivant au digesteur:

$$Q_d = D_{Xt} / 80 = 6798,3 / 80 = \mathbf{84,98 \text{ m}^3/\text{j}}$$

b)- Le temps de séjour dans digesteur:

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

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

c)- Le volume du digesteur:

$$V_d = Q_d \cdot T_s = 84,98 \cdot 15,6 = 1325,69 \text{ m}^3$$

On prendra **un seul** digesteur.

d)- Le diamètre du digesteur:

$$D_d = = = 20,54 \text{ m on prend : } \mathbf{D_d = 21 \text{ m}} \quad / \quad \mathbf{H = 4 \text{ m}}$$

e)- La surface horizontale:

$$S_h = = \mathbf{346,19 \text{ m}^2}$$

f)- La quantité de matières sèches des boues fraîches:

$$\mathbf{F_g = Q_d \cdot F_s \cdot K_s}$$

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

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

Fs: la teneur en matières solides

$$F_s = 3 \text{ à } 4\% \text{ on prend } 3,5\%$$

$$\text{Donc : } F_g = 84,98 \cdot 1 \cdot 0,035 = \mathbf{2,97 \text{ tonne /j}}$$

g)- La quantité de matière organique dans la boue fraîche:

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

$$F_o = 0,6 \cdot F_g = 0,6 \cdot 2,97 = \mathbf{1,78 \text{ T /j}}$$

• La quantité de gaz produite:

Elle est donnée par la formule suivante :

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

$$Q_{\text{gaz}} = 138 (t^\circ)^{1/2} \cdot F_o = 138 (35)^{1/2} \cdot 1,78 = \mathbf{1453,23\text{m}^3/\text{j}}$$

- **La quantité moyennedugaz :**

On prendra 75% du gaz théorique

$$Q'_{\text{gaz}} = 0,75 \cdot Q_{\text{gaz}} = 0,75 \cdot 1453,23 = \mathbf{1089,92\text{m}^3/\text{j}}$$

- **La quantité du méthane(CH₄):**

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

$$Q_{\text{CH}_4} = 0,65 \cdot 1089,92 = \mathbf{708,45\text{m}^3/\text{j}}$$

- **La quantité du gaz carboniqueCO₂:**

$Q_{\text{CO}_2} = (0,3 \text{ à } 0,35) Q'_{\text{gaz}}$ on prend $Q_{\text{CO}_2} = 0,3 Q'_{\text{gaz}}$

$$Q_{\text{CO}_2} = 0,3 \cdot 1089,92 = \mathbf{326,98\text{m}^3/\text{j}}$$

- **La quantité restante de gaz :**

Les 5% sont constituées par l'autre gaz (NH₂, H₂...)

$$Q_{\text{rest}} = 0,05 \cdot Q'_{\text{gaz}} = 0,05 \cdot 1089,92 = \mathbf{54,5 \text{ m}^3/\text{j}}$$

- **La quantité minérale dans la boue:**

$$F_m = F_g - F_o = 2,97 - 1,78 = \mathbf{1,19\text{T}/\text{j}}$$

- **La quantité de boues digérées:**

Elle est donnée par l'expression suivante (Q_r)

$$\mathbf{Q_r = F_{gf} \left(\frac{1}{d_{gfg}} + \frac{1}{d_{ff}} + \frac{1}{d_f} \right)}$$

Avec:

F_f: teneur en matière solide dans la boue digérée

$$F_f = 10\%$$

d_{ff}: poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée

$$d_{ff} = 2 \text{ T}/\text{m}^3$$

d_f: poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur **d_f = 1T/m³**

$$\mathbf{F_{gf}} = F_m + F_o (1 - 0,138 T^{1/2}) = 1,19 + 1,78 (1 - 0,138 \cdot 35^{1/2})$$

$$\mathbf{F_{gf} = 1,52\text{T}/\text{j}}$$

$$Q_r = 1,52 \left(\frac{1}{1} + \frac{0,1}{2} + \frac{1}{1} \right) = \mathbf{17,48\text{m}^3/\text{j}}$$

V-7-2-1-3-Dimensionnement des lits de séchage:

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Surface des lits de séchage:

La quantité de boues extraites de l'épaississeur est égale à $\Delta X = 1127,63 \text{ kg/j}$ la teneur en matière sèche des boues varie entre **25 à 30 kg/m³**. On prendra la valeur **25 kg/m³**.

Le débit des boues à sécher sera égal à $1127,63/25 = 45,11 \text{ m}^3/\text{j}$ soit **16463,4 m³/an**

On considère qu'un lit est utilisé 12 fois /an (une rotation par mois). Pour un fonctionnement de 7 jours /7 et en considérant une hauteur de boues de **0,7 m**.

La surface totale est égale à

$$S_t = 16463,4 / (12 \times 7) = \mathbf{1959,93 \text{ m}^2}$$

En utilisant 10 lits de séchage la surface unitaire est donc égale à

$$S_U = S_t / 10 = 1959,93 / 10 = \mathbf{195,99 \text{ m}^2}$$

Chaque lit aura les dimensions suivantes:

$$\mathbf{L = 20 \text{ m}; l = 10 \text{ m}; H = 0,7 \text{ m.}}$$

V-7-2-2-Dimensionnement pour l'horizon 2040:

V-7-2-2-1- Dimensionnement de l'épaississeur:

La production journalière des boues est de :

La boue primaire $D_{Xp} = \text{DBO}_{5e} + \text{MESe}$

$$D_{Xp} = 248,51 + 1040,86 = \mathbf{1289,37 \text{ Kg/j}}$$

Boues secondaire $D_{Xs} = \mathbf{311,03 \text{ Kg/j}}$

Donc la quantité totale journalière des boues sera :

$$D_{X_{\text{totale}}} = D_{Xt} = 311,03 + 1289,37 = \mathbf{1600,4 \text{ Kg/j}}$$

a)- Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur:

Le débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_1 = D_{Xp} / S_1 = 1289,37 / 25 = \mathbf{51,57 \text{ m}^3/\text{j}}$$

Le débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_2 = D_{Xs} / S_2 = 311,03 / 10 = \mathbf{31,1 \text{ m}^3/\text{j}}$$

Le débit total $Q_t = Q_1 + Q_2 = \mathbf{82,67 \text{ m}^3/\text{j}}$

b)- La concentration du mélange:

$$S = D_{Xt} / Q_t = 1600,4 / 82,67 = \mathbf{19,36 \text{ Kg/m}^3}$$

c)- Le volume de l'épaississeur:

$$V = Q_t \cdot T_s = 82,67 \cdot 2 = \mathbf{165,34 \text{ m}^3} \quad \rightarrow$$

d)- La surface horizontale:

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Soit une hauteur de $H = 4\text{m}$

$$Sh = V / H = 165,34 / 4 = \mathbf{41,34\text{m}^2}$$

e)- Le diamètre:

$$D = = = \mathbf{7,25\text{m}} \rightarrow$$

V-7-2-2- Dimensionnement du digesteur:

a)- Le débit des boues arrivant au digesteur:

$$Q_d = D_{xt} / 80 = 1600,4 / 80 = \mathbf{20,01\text{m}^3/\text{j}}$$

b)- Le temps de séjour du digesteur:

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

c)- Le volume du digesteur:

$$V_d = Q_d \cdot T_s = 20,01 \cdot 15,6 = 312,16 \text{ m}^3$$

$$\text{On prend : } \mathbf{V_d = 312,16\text{m}^3}$$

d)- Le diamètre du digesteur:

$$D_d = = = \mathbf{9,97\text{m}} \text{ On prend } \mathbf{D_d = 10\text{m}} \quad / \quad \mathbf{H = 4\text{m}}$$

e)- La surface horizontale:

$$Sh = = \mathbf{78,54\text{m}^2}$$

f)- La quantité de matières sèches des boues fraîches:

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

$$\text{Donc : } F_g = 20,01 \cdot 1 \cdot 0,035 = \mathbf{0,70\text{tonne}/\text{j}}$$

g)- La quantité de matière organique dans la boue fraîche:

$$F_o = 0,6 \cdot F_g = 0,6 \cdot 0,70 = \mathbf{0,42\text{T}/\text{j}}$$

• La quantité du gaz produite:

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

$$Q_{\text{gaz}} = 138 (t^\circ)^{1/2} \cdot F_o = 138 (35)^{1/2} 0,42 = \mathbf{342,9m^3/j}$$

- **La quantité moyennedugaz :**

$$Q'_{\text{gaz}} = 0,75 \cdot Q_{\text{gaz}} = 0,75 \cdot 342,9 = \mathbf{257,18m^3/j}$$

- **La quantité du méthane(CH₄):**

$$Q_{\text{CH}_4} = 0,65 \cdot 257,18 = \mathbf{167,17m^3/j}$$

- **La quantité du gaz carboniqueCO₂:**

$$Q_{\text{CO}_2} = 0,3 \cdot 257,18 = \mathbf{77,15m^3/j}$$

- **La quantité restante de gaz :**

$$Q_{\text{rest}} = 0,05 \cdot Q'_{\text{gaz}} = 0,05 \cdot 257,18 = \mathbf{12,86m^3/j}$$

- **La quantité minérale dans la boue :**

$$F_m = F_g - F_o = 0,70 - 0,42 = \mathbf{0,28T/j}$$

- **La quantité de boues digérées:**

Elle est donnée par l'expression suivante (Q_r)

$$Q_r = F_{gf} \left(\frac{1}{d_g f_g} + \frac{1}{d_{ff}} + \frac{1}{d_f} \right)$$

Avec:

F_f : teneur en matière solide dans la boue digérée

$$F_f = 10\%$$

d_{ff} : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée

$$d_{ff} = 2 \text{ T/m}^3$$

d_f : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur **d_f = 1T/m³**

$$F_{gf} = F_m + F_o (1 - 0,138 T^{1/2}) = 0,28 + 0,42(1 - 0,138 \cdot 35^{1/2})$$

$$\mathbf{F_{gf} = 0,36T/j}$$

$$Q_r = 0,36 \left(\frac{1}{1 \cdot 0,1} + \frac{1}{2} + \frac{1}{1} \right) = \mathbf{4,14m^3/j}$$

V-7-2-2-3- Dimensionnement des lits de séchage:

Surface des lits de séchage:

La quantité de boues extraites de l'épaississeur est égale à $\Delta X = 282,2\text{kg/j}$ la teneur en matière sèche des boues varie entre **25 à 30kg/m³**. On prendra la valeur **25kg/m³**.

Le débit des boues à sécher sera égal à $282,2/25 = 11,29\text{m}^3/\text{j}$ soit **4120,12m³/an**

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

On considère qu'un lit est utilisé 12 fois /an (une rotation par mois). Pour un fonctionnement de 7 jours /7 et en considérant une hauteur de boues de **0,7m**.

La surface totale est égale à

$$St = 4120,12 / 12 \times 0,7 = \mathbf{490,49m^2}$$

En utilisant 2 lits de séchage la surface unitaire est donc égale à

$$SU = St / 2 = 490,49 / 2 = \mathbf{245,24m^2}$$

Chaque lit aura les dimensions suivantes:

$$\mathbf{L = 22m; l = 11m; H = 0,7 m}$$

Tableau V. 25: Récapitulatif des résultats de calcul du traitement des boues pour la variante à moyenne charge.

Désignations	Unité	2025	2040
Dimensionnement de l'épaississeur			
Concentration à l'entrée de l'épaississeur pour DI	g/l	25	25
Concentration à l'entrée de l'épaississeur pour DII	g/l	10	10
Débit journalier reçu par l'épaississeur	Kg/j	370,68	82,67
Temps de séjour	J	2	2
Volume	m ³	741,36	165,34
Hauteur	m	4	4
Surface	m ²	185,34	41,34
diamètre	m	15,5	7,5
Dimensionnement du digesteur			
Débit des boues arrivant au digesteur	m ³ /j	84,98	20,01
Temps de séjour du digesteur	j	15,6	15,6
Nombre de digesteurs	-	1	1
Volume	m ³	1325,69	312,16
Diamètre	m	21	10
Surface horizontale	m ²	331,42	78,04
Quantité de matières sèches des boues fraîches	T/j	2,97	0,7
Quantité de matière organique des boues fraîches	T/j	1,78	0,42
Quantité du gaz produite	m ³ /j	1453,23	342,9
Quantité moyenne du gaz	m ³ /j	1089,92	257,18

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Quantité du méthane	m ³ /j	708,45	167,17
Quantité du gaz carbonique	m ³ /j	326,98	77,15
Quantité restante de gaz	m ³ /j	54,5	12,86
Quantité minérale dans la boue	T/j	1,19	0,28
Dimensionnement du lit de séchage			
Longueur	m	20	22
Largeur	m	10	11
Hauteur	m	1	1
Hauteur de boue dans le lit	m	0,7	0,7
Volume	m ³	196	245,24
Volume journalier des boues épandues	m ³ /j	45,11	11,29
Surface totale	m ²	1959,93	490,49
Nombre de lits	-	10	2

V-7-3- Variante à faible charge:

V-7-3-1- Horizon 2025:

A)- Epaissement:

L'épaississement consiste à séparer par gravité (décantation ou flottation), l'eau interstitielle des particules de boues.

Le but de l'épaississeur est de rendre les boues plus concentrées tout en réduisant leur volume.

Nous adopterons comme ouvrage d'épaississement par décantation naturelle.

➤ Dimensionnement:

Surface de l'ouvrage: elle est donnée par la formule suivante :

$$S = \text{quantité de boues produites par jour} / \text{charge spécifique} = \Delta X / C_s$$

C_s est compris entre 25 et 30 kg.MS/ m².j

Pour $C_s = 25 \text{ kg.MS/ m}^2 \cdot \text{j}$ on a $S = 2461,6/25 = 98,46 \text{ m}^2$

La surface de l'épaississeur égale à : **98,46m²**

H : Hauteur de l'ouvrage : **4 m (admis)**

Volume de l'ouvrage:

on fixera un temps de séjour dans l'épaississeur égale à **2 jours** le volume de l'ouvrage sera alors égal à :

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

$$\text{Volume} = \text{surface} \times \text{profondeur} = 393,84 \text{m}^3$$

$$\text{Débit des boues épaissis} = \text{volume} / \text{temps de séjour}$$

$$\text{Débit des boues épaissis} = 393,84/2 = 196,92 \text{m}^3/\text{j}$$

$$D_e = 11,2 \text{m} \rightarrow$$

B)-LITS DE SECHAGE:

La déshydratation des boues peut être naturelle ou mécanique.

Dans notre cas, vu la nature stable des boues résultantes du traitement biologique et vu la surface disponible, nous adopterons une déshydratation naturelle sur lits de séchage.

La déshydratation sur lits de séchage s'effectue dans un premier temps par filtration gravitaire et de drainage jusqu'à une teneur en eau de 80%, ce phénomène cède ensuite la place à la dessiccation qui s'effectue par évaporation de l'eau en surface.

Les lits de séchage sont en général constitués de deux couches, l'une de sable se trouvant en dessus et l'autre en gravier située en dessous.

Le dimensionnement des lits de séchage s'effectue généralement sur la base de trois critères:

- Nombre de remplissage par an d'un lit.
- Capacité de séchage en (Kg MES/m² an).
- Nombre d'équivalents habitants servis par an et par m².

Surface des lits de séchage:

La quantité de boues extraites de l'épaississeur est égale à $\Delta X = 2461,6 \text{kg/j}$ la teneur en matière sèche des boues varie entre 25 à 30 kg/ m³. On prendra la valeur **30kg/m³**.

Le débit des boues à sécher sera égal à $2461,6/30 = 82,05 \text{m}^3/\text{j}$ soit **29948,25m³/an**.

On considère qu'un lit est utilisé 12 fois /an (une rotation par mois). Pour un fonctionnement de 7 jours /7 et en considérant une hauteur de boues de **0,7m**.

La surface totale est égale à

$$S_t = 29948,25 / 12 \times 0,7 = 3565,27 \text{m}^2$$

En utilisant 15 lits de séchage la surface unitaire est donc égale à

$$S_u = S_t / 15 = 3565,27 / 15 = 237,68 \text{m}^2$$

Chaque lit aura les dimensions suivantes:

$$\mathbf{L = 22m; \quad l = 11m; \quad H = 0,7 m.}$$

V-7-3-2- Horizon 2040:

A)- Epaississement:

Surface de l'ouvrage: elle est donnée par la formule suivante :

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

S = quantité de boues produites par jour / charge spécifique = $\Delta X / C_s$

C_s, est compris entre 25 et 30 kg.MS/ m².j

Pour **C_s = 25 kg.MS/ m².j** on a **S = 615,99/25 = 24,64m²**

La surface de l'épaisseur égale à : **24,64m²**

H : Hauteur de l'ouvrage : **4 m (admis)**

Volumede l'ouvrage:

on fixera un temps de séjour dans l'épaisseur égale à **2jours**, le volume de l'ouvrage sera alors égal à :

Volume = surface x profondeur = 98,56m³

Débit des boues épaisiss = volume / temps de séjour

Débit des boues épaisiss = 98,56/2 = **53,16m³/j**

De = = = 5,6 m →

B)-LITS DE SECHAGE:

La quantité de boues extraites de l'épaisseur est égale à $\Delta X = 615,99\text{kg/j}$ la teneur en matière sèche des boues varie entre 25 à 30 kg/ m³. On prendra la valeur **30kg/m³**.

Le débit des boues à sécher sera égal à 615,99/30 = **20,53m³/j** soit **7493,45m³/an**.

On considère qu'un lit est utilisé 12 fois /an (une rotation par mois). Pour un fonctionnement de 7 jours /7 et en considérant une hauteur de boues de **0,7m**.

La surface totale est égale à

$$S_t = 7493,45 / 12 \times 0,7 = \mathbf{892,08\text{m}^2}$$

En utilisant 4 lits de séchage la surface unitaire est donc égale à

$$S_U = S_t / 4 = 892,08 / 4 = \mathbf{223,02\text{m}^2}$$

Chaque lit aura les dimensions suivantes:

L = 22m; l = 11m; H = 0,7 m.

Tableau V. 26: Récapitulatif des résultats de calcul du traitement des boues pour la variante à faible charge.

Désignations		2025	2040
L'épaisseur			
Volume	(m ³)	393,84	98,56
Hauteur	(m)	4	4
Surface	(m ²)	103,87	28,27
Diamètre	(m)	11,5	6

CHAP V : Dimensionnement de la station d'épuration

Lit de décharge				
Longueur	(m)	22	22	
Largeur	(m)	11	11	
Hauteur de boue dans le lit	(m)	1	1	
Volume	(m ³)	237,68	223	
Nombre de lits		10	4	
La surface totale des lits de séchage		(m ²)	3565,27	892,08

Chapitre VI : Calcul hydraulique.

VI-1-Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons procéder au dimensionnement hydraulique des ouvrages et des conduites formant la station d'épuration pour l'horizon 2025.

Pour régulariser le débit d'eaux usées affluant vers cette station, un déversoir d'orage de type frontal sera dimensionné et implanté à l'amont.

VI-2-Emplacement des ouvrages dans le site de la station :

Le transit des eaux usées vers la station d'épuration se fait comme suit :

Les eaux usées et pluviales sont collectées dans un seul collecteur vers un déversoir d'orage qui régularise le débit demandé par la STEP.

A l'amont de la station, on place un autre déversoir type by-pass pour éviter l'écoulement vers la station d'épuration, en cas de panne.

VI-3-Déversoir d'orage :

Le principe de fonctionnement de cet ouvrage en système unitaire est d'effectuer le déversement dans le milieu naturel des débits d'orage et de ne dériver vers la station que les débits de pointe en temps de pluie, qui est égale à trois fois le débit moyen journalier.

Dans notre cas on optera pour un déversoir à seuil frontal.

Le débit moyen journalier : $Q_{mj} = 835,2 \text{ m}^3/\text{h} = 0,232 \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit pluvial a été estimé par la D.H.W. de **Constantine** à $Q_{pl} = 1601 \text{ l/s}$ c à d $1,601 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_{cr} = Q_{pl} \cdot Z$$

Avec : Z : coefficient de retardement.

Z= 1- on prend $T_c = 20 \text{ min}$

Ce qui nous donnera : $Q_{cr} = 1,601 \cdot (1-0,2) = 1,281 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_c = Q_{pte} + Q_{pl} = 0,232 + 1,281 = 1,513 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ A l'amont du déversoir:

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2025 :

$$Q_v = 1,513 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 2 \%$$

Et d'après l'abaque de Bazin (01)

$$D_e = 1000 \text{ mm (diamètre à l'entrée du déversoir)}$$

$$Q_{ps} = 2,355 \text{ m}^3/\text{s (débit à pleine section)}$$

$$V_{ps} = 3 \text{ m/s (vitesse à pleine section)}$$

Et d'après l'abaque de Bazin (02)

$$r_Q = Q_v/Q_{ps} = 1.513/2,355 = 0,64 \text{ (rapport des débits)}$$

$$r_H = H_e/D_e = 0,57 \Rightarrow H_e = 0,57 \cdot 1000 = 570 \text{ mm (hauteur de remplissage)}$$

$$r_V = V/V_{ps} = 1,1 \Rightarrow V = 1,05 \cdot 3 = 3,15 \text{ m/s (rapport des vitesses)}$$

➤ **A l'aval du déversoir:**

$$Q_{pte} = 3 \times 0.232 = 0,7 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 4,4 \%$$

D'après l'abaque de Bazin (01)

$$D_s = 600 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 0,85 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 3.03 \text{ m/s}$$

Et d'après l'abaque (02)

$$r_Q = 0,82 ; \quad r_H = 0,67 ; \quad r_V = 1,11 ;$$

$$\text{Le débit déversé par le déversoir d'orage est :} \quad Q_d = Q_c - Q_{pte} = 1,833 - 0,7$$

$$Q_d = 1,133 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI-3-1- Dimensionnement du déversoir d'orage:

La hauteur d'entrée **$H_e = 570 \text{ mm}$**

La hauteur de sortie **$H_s = 402 \text{ mm}$**

Chapitre VI : Calcul hydraulique.

La lame d'eau déversée $H_d = (H_e - H_s) = (570 - 402) = 168$ mm.

Donc la largeur du seuil déversant sera :

[10]

Avec :

m : coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $m = 0,45$.

g : L'accélération de la pesanteur

$$b = 0,813 / 0,45 \cdot (2 \cdot 9,81)^{1/2} \cdot 0,168^{3/2} = 5,92 \text{ m}$$

On prend **$b = 6$ m.**

VI-4- Dimensionnement de la conduite de fuite :

C'est une conduite qui sert à évacuer l'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers le milieu naturel ainsi pour avoir un bon écoulement, cette conduite doit être en béton.

On impose une pente de 1,5%

$$Q_d = 0,813 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après l'abaque de Bazin (01) on aura :

$$D_d = 800 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 1,1 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 2,2 \text{ m/s}$$

Donc $rQ = 0,74$

abaque de Bazin (02) on aura :

$$rH = 0,63$$

$$rV = 1,09$$

VI-5- Dimensionnement de la conduite By-pass :

Cette conduite est appelée à véhiculer un débit de $Q_{pte} = 0,7 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une pente de 1,5% et elle est prévue pour protéger la station lors d'un danger, et l'eau est dirigée vers le milieu récepteur.

$$Q_{pte} = 0,7 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1,5\%$$

D'après l'abaque de Bazin (01) : $D_s = 800$ mm

$$Q_{ps} = 1,1 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 2,2 \text{ m/s}$$

Et d'après l'abaque (02) :

$$rQ = 0,63 ; rH = 0,57 ; rV = 1,05.$$

VI-6- Profil hydraulique :

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, puis relier ces niveaux par une ligne appelée (ligne piézométrique).

VI-6-1- Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages :

Tableau VI. 27 : Cotes moyenne du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.

Désignation des ouvrages	Cotes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	737,5
Dessableur-déshuilleur	735,8
Décanteur primaire	732
Bassin d'aération	727
Décanteur secondaire	723
Bassin de désinfection	720

VI-6-2- Calcul des cotes piézométriques des différents ouvrages:

Pour le calcul des cotes piézométriques des ouvrages, on applique :

$$Cp(i) = Cr(i) + H(i).$$

Avec:

- $Cp(i)$: cote piézométrique de l'ouvrage.
- $Cr(i)$: cote du radier de l'ouvrage.
- $H(i)$: hauteur d'eau dans l'ouvrage.

Chapitre VI : Calcul hydraulique.

Tableau VI. 28: cotes piézométrique des ouvrages de la station.

Désignation des ouvrages	Cotes du terrain naturel (m)	Cotes projet (m)	Hauteur d'eau (m)	Cote piézométrique (m)
Dégrilleur	737,5	737	0,46	737,46
Dessableur-déshuilleur	735,8	735	2	737
Décanteur primaire	732	730	4	734
Bassin d'aération	727	725	4	729
Décanteur secondaire	723	722	4	726
Bassin de désinfection	720	719	4	723

VI-6-3-Calcul des pertes de charges, diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration:

Pour calculer les pertes de charge dans les conduites on utilisera la formule de BERNOULIE définie par :

[9]

P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).

$V_1^2/2g$ et $V_2^2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).

Z_1 et Z_2 : cotes des points (1) et (2).

ΔH : pertes de charges dans le tronçon (1) et (2).

En appliquant BERNOULLI entre les ouvrages on pourra trouver :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + \Delta H.$$

Avec : - $P_1 = P_2 = P_{atm}$.

- V_1 et V_2 sont négligeables.

On aura donc : $\Delta H = Z_1 - Z_2$.

VI-6-3-1- Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages:

Les longueurs des conduites sont calculées a partir de la vue en plan de la station.

Tableau VI. 29 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Station.

Ouvrages	L réelle (m)
----------	--------------

Dégrilleur -Déssableur-deshuilleur	8
Déssableur-deshuilleur - Décanteur I	26,5
Décanteur I - Bassin d'aération	11
Bassin d'aération - Décanteur II	9
Décanteur II - Bassin de désinfection	9

VI-6-3-2- Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages :

La détermination du diamètre tient compte du régime d'écoulement et du type du matériau.

L'équation de DARCY nous donne :

$$\Delta H =$$

Si on tient compte du régime d'écoulement, elle peut s'écrire :

$$\Delta H = =$$

$$\rightarrow D = =$$

Pour notre station on prendra des conduits en PEHD (polyéthylène à haute densité):

Tuyau	K'	m	β
PEHD	0,001052	4,774	1,77

A partir du Dessableur-Deshuilleur on répartira notre débit sur deux chaîne de traitement on aura donc deux conduites véhiculant chacune un débit de 0.35 m³/s

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 30 : calcul des pertes de charges et diamètre des conduites.

Désignation des ouvrages	Cotes du terrain naturel (m)	Cotes projet (m)	Hauteur d'eau (m)	Cote piézométrique (m)	Pertes de charges (m)	Diamètres des conduites (mm)
Dégrilleur	737,5	737	0,46	737,46	0,46	500
Déssableur-déshuilleur	735,8	735	2	737		
					2	400

Chapitre VI : Calcul hydraulique.

Décanteur primaire	732	730	4	734		
					5	400
Bassin d'aération	727	725	4	729		
					3	400
Décanteur secondaire	723	722	4	726		
					3	400
Bassin de désinfection	720	719	4	723		

VII-1- Introduction :

Dans toute étude technique (dans notre cas une station d'épuration), il est nécessaire de dégager une évaluation économique afin de déterminer son impact financier et ainsi pour pouvoir lier la technique à l'économie.

En règle générale, la mise en place d'une station nécessite la prise en compte de plusieurs dépenses à réaliser, qui sont :

- L'acquisition du terrain.
- Les aménagements.
- La station d'épuration proprement dite avec tous ses équipements (canalisation, alimentation en eau et énergie).

Ces paramètres ne peuvent être connus qu'après avoir effectué l'étude détaillée des travaux à effectuer et l'achat de tous les équipements nécessaires.

VII-2- Le cout total de la station d'épuration :

$$C_T = C_{GC} + C_{VRD} + C_{eq}$$

C_{GC} : Le coût de génie civil (DA)

C_{VRD} : Le coût VRD (DA)

C_{eq} : Le coût des équipements (DA)

Le coût de génie civil et VRD représente 60% du coût total de la station et le coût des équipements représente 40 % du coût de la station.

VII-2-1- Variante à moyenne charge :

VII-2-1-1- Le coût de terrassement :

Le prix du m³ de terrassement sera évalué à 350 DA.

L'épaisseur de la couche terrassée est la différence entre la cote terrain naturel et la cote projet.

- Calcul du volume de couche terrassée

$$V_{\text{couche terrassée}} = I \times S_h$$

S_h : surface horizontale de l'ouvrage considéré.

- Le coût de terrassement de l'ouvrage

$$C_{\text{ter}} = 350 \times V_{\text{couche terrassée}}$$

CHAP VII : Calcul du volume des travaux.

Remarque:

Vue le manque des renseignements sur l'évolution des prix relatifs aux travaux de génie civil (coût de terrassement et prix du mètre cube de béton armé), nous limitons notre travail dans l'horizon 2025 seulement.

Tableau VII .31 : Tableau récapitulatif des résultats de la variante à moyenne charge (Volume des terres et coût).

Désignation des ouvrages	Nombre	Cotes moy du terrain (m)	Cote projet (m)	Volume (m ³)	Coût (DA)
Dégrillage	01	737.5	737	11,02	3857
Dessableur-Deshuileur	01	735.8	735	80,59	28207,2
Décanteur primaire	02	732	730	2090,11	731538,36
Bassin d'aération	02	727	725	985,36	344876
Décanteur secondaire	02	723	722	1045,05	365769,18
Bassin de désinfection	02	720	719	368,48	128968
Epaississeur	01	737.5	736	312,85	109497,491
Digesteur	01	733	731.5	559,6	195858,285
Lits de séchage	10	724	723	2246,4	786240
Total					2694811,52

Donc : **C_{ter} = 2 694 811,52 DA.**

VII-2-1-2- Estimation du coût de béton armé

Le prix unitaire du m³ de béton armé est estimé à P_u = 32000 DA.

$$C_b = P_u \times V_{tb}$$

C_b : est le coût du béton.

V_{tb} : est le volume total du béton.

Épaisseur des murs de l'ouvrage e_m : 0.15 à 0.5 m.

Épaisseur en radiers de l'ouvrage e_r : 0.3 à 0.4 m.

* Données de base

Épaisseur du mur e_m = 0.4 m.

Épaisseur du radier e_r = 0.4 m.

Le volume total du béton pour chaque ouvrage sera la somme des deux volumes:

a. Volume du radier (V_r).

b. Volume des murs (V_m).

$$V_r = e_r \times S_h$$

$$V_m = (S_e - S_i) \times H$$

(S_i est la surface intérieure, S_e est la surface extérieure, H est la hauteur)

CHAP VII : Calcul du volume des travaux.

Donc :

$$V_{tb} = V_r + V_m$$

Tableau VII .32 : Tableau récapitulatif des résultats de la variante à moyenne charge

(Volume du béton armé et coût)

Ouvrages	Nombre	Volume (m ³)
Dégrilleur	01	27,33
Dessableur-Deshuileur	01	124,92
Décanteur primaire	02	1295,87
Bassin d'aération	02	610,92
Décanteur secondaire	02	1295,87
Bassin de désinfection	02	456,92
Epaississeur	01	258,62
Digesteur	01	462,60
Lits de séchage	10	2785,54
Total		7318,58

Le coût total du béton armé

$$C_{tb} = 7318,58 \times 32\,000 = 234\,194\,521 \text{ DA.}$$

VII-2-1-3- Le coût total de génie civil:

Le coût total de génie civil est la somme des deux coûts

$$C_{tgc} = C_{ter} + C_{tb} = 236\,889\,332 \text{ DA}$$

VII-2-1-4- Le coût des VRD:

Il est estimé de 15 à 25% du coût de génie civil

$$C_{VRD} = 0,25 \times C_{tgc} = 59\,222\,333 \text{ DA}$$

VII-2-1-5- Coût des installations hydromécaniques et équipements électromécaniques et électriques:

Il est estimé à 40% du $(C_{tgc} + C_{VRD})$

$$C_{eq} = (C_{tgc} + C_{VRD}) \times 0,4 = 118\,444\,666 \text{ DA}$$

VII-2-1-6- Coût total des investissements de la station:

$$C_{ti} = C_{cc} + C_{VRD} + C_{eq} = 414\,556\,331 \text{ DA}$$

VII-2-1-7- Coût de d'exploitation

Les frais d'exploitation représentent 10% du coût d'investissement. Elles comprennent :

- Les frais de main d'œuvre
- Consommation en électricité.
- La chloration.

CHAP VII : Calcul du volume des travaux.

A- Le coût de main d'oeuvre:

Le coût de main d'œuvre est estimé à 5% du coût d'investissement

$$C_{mo} = 0.05 \times C_{ti} = 20\,727\,816,6 \text{ DA.}$$

B- Le cout de la chloration

le prix du metre cube de NaClO est de 7000 DA/m³

$$C_{chlore} = 3,16 \cdot 365 \cdot 7000 = 8\,073\,800 \text{ DA}$$

C- Le coût d'énergie électrique:

Pour déterminer le coût d'énergie électrique nous présentons dans le tableau 33 le bilan d'énergie de la STEP.

Tableau VII .33 : Bilan d'énergie électrique de la variante à moyenne charge.

Désignation	Consommation en KWh/j
Entrée de la step	
Préleveur d'échantillon	12
Dégrillage automatique	
Grille mécanisée	2,2
Convoyeur	1,1
Compacteur à vis	4
Pompe d'exhaure	0,1
Dessablage/déshuilage	
Pont dessableur	26,4
Suppresseur air lift	38,4
Pompe déplaçable (pour huile)	0,1
Suppresseur d'air	156
Pompe submersible pour sables	50,4
Classificateur à sable	26,4
Traitement biologique	
Aérateurs de surface	141,3
Décantation secondaire	
Pont racler	52,8
Pompes à boues flottantes	2
Pompage des boues en recirculation /en	

CHAP VII : Calcul du volume des travaux.

excès	
Pompes de recirculation des boues	1623
Pompes de boues en excès	67,6
Pompage d'eau non potable	
Pompes pour recirculer l'effluent vers les points d'usage d'eau potable	27,05
Chloration	
Palan électrique	0,07
Epaississeur	
Mécanisme raclage	26,4
Pompes à boue épaissie	40,31
Pompes de drainage	19
Total	2316.63KWH/J

(Source : catalogue constructeur)

Le prix du KW.H (utilisation industrielle) est estimé à 4 DA.

$C_{ea} = P_{uc} \times \text{consommations annuelle en électricité.}$

$$C_{ea} = 3\,382\,279,8 \text{ DA}$$

VII-2-1-8- Le coût de renouvellement des matériels électromécaniques:

Il est estimé à 5 % du coût d'investissement

Le coût annuel est donc :

$$C_{rm} = 0.05 \times C_{ti} = 20\,727\,816,6 \text{ DA.}$$

VII-2-1-9- Les frais financiers:

Les frais financiers sont estimés de 5 % du coût d'investissement

$$C_{ff} = 0.05 \times C_{ti} = 20\,727\,816,6 \text{ DA.}$$

VII-2-1-10- Le coût de fonctionnement total:

$$C_{ft} = C_{mo} + C_{ea} + C_{rm} + C_{ff} + C_{chlore} = 73\,639\,529,5 \text{ DA}$$

VII-2-1-11 Calcul du prix d'unité d'eau épuré :

Le volume total annuel d'eau épurée en l'an 2025 est

$$V_{an} = 365 \times 60480 = 22\,075\,200 \text{ m}^3/\text{an.}$$

Le coût d'amortissement annuel est

$$C_{aa} = C_{ti} / t$$

t : est la durée d'amortissement, nous prenons $t = 30 \text{ an.}$

$$C_{aa} = 414556331 / 30 = 13\,818\,544,4 \text{ DA.}$$

Le coût total de la station annuel est donc

$$C_{tst} = C_{aa} + C_{ft} = 78\,910\,946,8 \text{ DA.}$$

CHAP VII : Calcul du volume des travaux.

Le coût du m³ épurée C_e se calcule alors

$$C_e = C_{\text{tst}} / V_{\text{an}}$$

C_e = 3.57 DA.

VII-2-2- Variante à faible charge:

VII-2-2-1- Le coût de terrassement:

Le prix du m³ de terrassement sera évalué à 350 DA.

L'épaisseur de la couche terrassée est la différence entre la cote terrain naturel et la cote projet.

- Calcul du volume de couche terrassée

$$V_{\text{couche terrassée}} = I \times S_h$$

S_h : surface horizontale de l'ouvrage considéré.

- Le coût de terrassement de l'ouvrage

$$C_{\text{ter}} = 350 \times V_{\text{couche terrassée}}$$

Tableau VII .34 : Tableau récapitulatif des résultats de la variante à faible charge (Volume des terres et coût).

Désignation des ouvrages	Nombre	Cotes moy du terrain (m)	Cote projet (m)	Volume (m ³)	Coût (DA)
Dégrilleur	01	737.5	737	11,02	3857
Dessableur-Deshuileur	01	735.8	735	80,59	28207,20
Décanteur primaire	02	732	730	2090,11	731538,36
Bassin d'aération	04	727	725	2620,56	1834392
Décanteur secondaire	02	723	722	1045,05	365769,18
Bassin de désinfection	02	720	719	368,48	128968
Epaississeur	01	737.5	736	178,14	62350,39
Lits de séchage	10	724	723	2690,40	941640
Total					4096722,13

Donc : C_{ter} = 4 096 722,13 DA.

VII-2-2-2- Estimation du coût de béton armé

CHAP VII : Calcul du volume des travaux.

Tableau VII .35 : Tableau récapitulatif des résultats de la variante à faible charge (Volume du béton armé et coût).

Ouvrages	Nombre	Volume (m ³)
Dégrilleur	01	27,33
Dessableur-Deshuileur	01	124,92
Décanteur primaire	02	1295,87
Bassin d'aération	04	3249,49
Décanteur secondaire	02	1295,87
Bassin de désinfection	02	456,92
Epaississeur	01	147,27
Lits de séchage	10	3336,10
Total		9933,75

Le coût total du béton armé

$$C_{tb} = 9933,75 \times 32\,000 = 317\,880\,140 \text{ DA.}$$

VII-2-2-3- Le coût total de génie civil:

Le coût total de génie civil est la somme des deux coûts

$$C_{tgc} = C_{ter} + C_{tb} = 321\,976\,863 \text{ DA}$$

VII-2-2-4- Le coût des VRD:

Il est estimé de 15 à 25% du coût de génie civil

$$C_{VRD} = 0,25 \times C_{tgc} = 80\,494\,216 \text{ DA}$$

VII-2-2-5- Coût des installations hydromécaniques et équipements électromécaniques et électriques:

Il est estimé à 40% du $(C_{tgc} + C_{VRD})$

$$C_{eq} = (C_{tgc} + C_{VRD}) \times 0,4 = 160\,988\,431 \text{ DA}$$

VII-2-2-6- Coût total des investissements de la station:

$$C_{ti} = C_{tgc} + C_{VRD} + C_{eq} = 563\,459\,510 \text{ DA}$$

VII-2-2-7- Coût de d'exploitation

Les frais d'exploitation représentent 10% du coût d'investissement. Elles comprennent :

- Les frais de main d'œuvre
- Consommation en électricité.

A- Le coût de main d'oeuvre:

Le coût de main d'oeuvre est estimé à 5% du coût d'investissement

$$C_{mo} = 0,05 \times C_{ti} = 28\,172\,975 \text{ DA.}$$

CHAP VII : Calcul du volume des travaux.

B- Le cout de la chloration

le prix du metre cube de NaClO est de 7000 DA/m³

$$C_{\text{chlore}} = 3,16 \cdot 365 \cdot 7000 = 8\,073\,800 \text{ DA}$$

C- Le coût d'énergie électrique:

Pour déterminer le coût d'énergie électrique nous présentons dans le tableau VII.3 le bilan d'énergie de la STEP.

Tableau VII .36 : Bilan d'énergie électrique de la variante à faible charge.

Désignation	Consommation en KWh/j
Entrée de la step	
Préleveur d'échantillon	12
Dégrillage automatique	
Grille mécanisée	2,2
Convoyeur	1,1
Compacteur à vis	4
Pompe d'exhaure	0,1
Dessablage/déshuilage	
Pont dessableur	26,4
Suppresseur air lift	38,4
Pompe déplaçable (pour huile)	0,1
Suppresseur d'air	156
Pompe submersible pour sables	50,4
Classificateur à sable	26,4
Traitement biologique	
Aérateurs de surface	751,48
Décantation secondaire	
Pont racleur	52,8
Pompes à boues flottantes	2
Pompage des boues en recirculation/en excès	
Pompes de recirculation des boues	1623
Pompes de boues en excès	67,6
Pompage d'eau non potable	
Pompes pour recirculer l'effluent vers les points d'usage d'eau potable	27,05
Chloration	

CHAP VII : Calcul du volume des travaux.

Palan électrique	0,07
Epaississeur	
Mécanisme raclage	26,4
Pompes à boue épaissie	40,31
Pompes de drainage	19
Total	2926,81KWH/J

(Source : catalogue constructeur)

Le prix du KW.H (utilisation industrielle) est estimé à 4 DA.

$C_{ea} = P_{ue} \times \text{consommations annuelle en électricité.}$

$$C_{ea} = 4\,273\,142,6 \text{ DA}$$

VII-2-2-8- Le coût de renouvellement des matériels électromécaniques:

Il est estimé à 5 % du coût d'investissement

Le coût annuel est donc :

$$C_{rm} = 0.05 \times C_{ti} = 28\,172\,975 \text{ DA.}$$

VII-2-2-9- Les frais financiers:

Les frais financiers sont estimés de 5 % du coût d'investissement

$$C_{ff} = 0.05 \times C_{ti} = 28\,172\,975 \text{ DA.}$$

VII-2-2-10- Le coût de fonctionnement total:

$$C_{ft} = C_{mo} + C_{ea} + C_{rm} + C_{ff} + C_{chlore} = 96\,865\,868,8 \text{ DA}$$

VII-2-2-11 Calcul du prix d'unité d'eau épuré :

Le volume total annuel d'eau épurée en l'an 2025 est

$$V_{an} = 365 \times 60480 = 22\,075\,200 \text{ m}^3/\text{an.}$$

Le coût d'amortissement annuel est

$$C_{aa} = C_{ti} / t$$

t : est la durée d'amortissement, nous prenons t = 30 an.

$$C_{aa} = 563459510 / 30 = 18\,781\,984 \text{ DA.}$$

Le coût total de la station annuel est donc

$$C_{tst} = C_{aa} + C_{ft} = 106\,209\,863 \text{ DA.}$$

Le coût du m³ épurée C_e se calcule alors

$$C_e = C_{tst} / V_{an}$$

$$V_a = 4.81 \text{ DA.}$$

VII-3- CONCLUSION

L'estimation du coût total de la STEP avant ou durant l'exploitation, conduit à une évaluation du mètre cube d'eau épurée plus ou moins proche de la réalité. Cette approche, nous a conduits à avoir une estimation du m³ d'eau épuré qui est proche pour les deux variantes mais la variante à moyenne charge reste la moins cher que cela soit du point de vue cout d'investissement ou cout de revient du m³ d'eau.

CONCLUSION GENERALE

Pour garder un équilibre écologique et pour diminuer le taux de pollution au niveau de la ville ALI MENDJELI ; on a proposé la conception et la réalisation d'une station d'épuration dans cette ville.

Au terme de ce travail nous pouvons dire que la construction de la station d'épuration de la nouvelle ville ALIMENDJELI est une nécessité pour protéger le milieu récepteur.

Dans cette étude le schéma du travail est suivant :

- Estimation des débits des eaux usées
- Analyse des effluents a traité
- Détermination des charges polluantes
- Choix de la filière de traitement
- Dimensionnement des ouvrages de la station

Et pour cela on étudier deux variantes :

- ✓ Boues activées à moyenne charge
- ✓ Boues activées à faible charge

Et après une étude technico-économique des deux variantes, on a opté pour le choix de la variante de traitement par boues activées à moyenne charge pour les raisons suivantes :

- La variante la plus économique ;
- Un rendement épuratoire important ;
- Cette technique est très utilisée en Algérie.

Et comme toute autre station du genre, une grande quantité de boues d'épuration résulte des traitements antérieurs, qui peuvent être utilisé dans le domaine agricole du fait de leur composition et richesse en matières fertilisantes et organiques sous réserves de toutes suggestions et positions vis-à-vis de l'utilisation mentionné ou pas.

Il nous faut cependant souligner qu'une station d'épuration est durable par une bonne gestion et par des gents qualifiés.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]. Gaujous D, La pollution des milieux aquatiques. Aide mémoire
Edition technique et documentation, Lavoisier.1995-220p.
- [2]. Edeline.F
L'épuration biologique des eaux
CEBEDOC,1979-306p.
- [3]. Edeline.F
L'épuration biologique des eaux
CEBEDOC,1998-287p.
- [4]. Valiron F, Maitre de la pollution urbaine, état de l'art
Edition technique et documentation, Lavoisier.1992.
- [5]. Gaid Abdelkader, Tome I
Epuration biologique des eaux usées urbaines
OPU.Alger.1984.
- [6]. Degrémont.- Mémonto technique de l'eau
Edition technique et documentation, Lavoisier.1989-592p.
- [7]. Crodot Claude, Les traitements physico-chimiques et biologiques
Guide technique d'assainissement.
Edition de moniteur. Paris 1999.
- [8]. Dia Prosiun.technique et économie de l'épuration des eaux résiduaires
Publication de bulletin sein. Normandie. Octobre 71.
- [9]. LENCASTRE.A
Manuelle hydraulique générale
EYROLLES 1961.412P
- [10]. Carlier.M Hydraulique générale et appliquée
Edition EYROLLES 1986.