

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبو بكر بلقايد - تلمسان

UNIVERSITE ABOU BEKR

BELKAID



كلية التكنولوجيا

قسم الري

Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

Mémoire de projet de fin d'études pour l'obtention du Diplôme de Master en
Hydraulique

Option : Technologie de traitement des eaux

ETUDE DE L'EXTENSION DE STATION D'AIN EL HOUTZ

Soutenue publiquement le : 23/06/2014

Présenté par:

- M^RMILOUD SIFI Kada
- M^RBERRAHAL Nabil

Devant le jury :

M^R SEDDINI Abdelali

Président

M^R ROUISSAT Bouchrit

Examineur

M^{elle} FANDI Wassila

Examineur

M^RBENTALHA Chakib

Encadreur

PROMOTION: 2013 – 2014

Remerciement

A l'occasion de la rédaction de ce mémoire de fin d'étude nous tenons particulièrement à remercier ALLAH de nous avoir accordé la foi, le courage, la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à exprimer nos profondes gratitude et nos sincères remerciements à M^R Bentalha Chakib pour avoir accepté l'encadrement de ce sujet ainsi pour ces orientations, ces judicieux conseils et sa disponibilité durant toute la période de notre projet.

Nos profonds remerciements vont à :

Monsieur le président du jury Seddini Abdelali pour son aide précieuse

Monsieur Rouissat Bouchrit et M^{elle} Fandi Wassila pour l'honneur qui nous ont fait en acceptant d'examiner ce modeste travail.

Nous adressons nos remerciements aux Monsieur Mellianni Sid Ahmed et Monsieur boukarche et Mme Boukli Hacene Cherifa et Rouissat Bouchrit pour la mise à notre disposition des données sur les réseaux d'assainissement.

Que tous ce qui participés de près ou de loin dans l'élaboration de ce mémoire trouvent ici l'expression de nos vifs remerciements

Nous voulons aussi exprimer nos vives reconnaissances envers tous les enseignants de département d'hydraulique ainsi que tous ceux qui ont participé à notre formation.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

*Mes chers parents (**Bachir** et **Fatima**) que je les remercie énormément pour leurs sacrifices, leur soutien et **leurs** encouragements durant toutes ces années;*

Que Dieu les gardes pour moi.

Mes sœurs et mes frères

Ma grand-mère.

Mes oncles et mes tantes.

*Toute la famille **Miloud Sifi** et **Ayad**.*

*Tous mes amis de promotion Hydraulique : **Miloud**,
Nabil, **Mohammed**,.....*

*Tous mes amis spécialement : **Mohammed**, **Mustapha**,
Samir, **Hachemi**, **Abdelhafid**, **Hamza**, **Djalal**,
Chokri, **Aissa**, **Abdellah**, **Said**, **Abderahim***

Tous ceux qui me connaissent.

M^r Miloud Sifi Kada

Dédicaces

Avec l'aide de dieu tout puissant on a pu achever ce
modeste travail que je dédis

A mon père *Bouziane* et ma mère *Chahida* le grand
cœur sur la terre, de m'avoir aidé avec leurs conseils et
soutiens morales, en souhaitant que dieu leur accorde
santé.

A mon meilleur frère *Kamel*

A mon grand frère mes sœurs

Avec les deux jolies filles *Douaa* et *Nesrine*

A tout que porte le nom *Berrahal* et *Ben sabeur*

A ma promotion de E.S.A -2013- et T.T.E -2014-

A mes amis et tous ceux qui m'aiment

* *Mr BERRAHAL.Nabil*

Résumé :

La station d'épuration de la ville de Tlemcen est de type boues activées (faible charge). Elle a été conçue pour 150000 équivalents habitants et a été démarrée en 2005. La population actuelle de la ville de Tlemcen est environ de : 145000 habitants sans oublier que le coefficient de croissance pour l'agglomération égal 0,8%, on peut remarquer avec un petit calcul que le nombre de population sera 170191habitant à l'horizon de 2033. Cette croissance influe sur l'augmentation du volume du rejet, donc il est indispensable aujourd'hui de redimensionner et de reconcevoir cette station d'épuration de Ain el Houtz .

L'extension de la station d'épuration consiste à ajouter d'autres ouvrages dans les filières de traitement des eaux usées.

Mots clé : assainissement, extension, réhabilitation, station d'épuration, bassin d'orage, dimensions, débit,

المخلص:

محطة تطهير المياه لولاية تلمسان التي من نوع الحمى المنشط (حمولة ضعيفة) هته الأخيرة قد خصصت ل 150.000 ساكن بحيث تم تشغيلها في سنة 2005. عدد سكان مدينة تلمسان الآن هو حوالي 145.000 ساكن بدون نسيان ان عامل نمو هته الأخيرة يساوي 0.8% ونستطيع أن نلاحظ بعملية حسابية صغيرة أن عدد سكان المدينة سيكون حوالي 170.191 ساكن في حدود سنة 2033. هذا التصاعد يؤثر على تزايد حجم الصرف الصحي. ولهذا من اللازم في هته الأيام القيام بالدراسة التوسعية وإعادة النظر في منشآت محطة عين الحوت و إبعادها.

توسيع محطة تصفية مياه الصرف الصحي مخصصة لإضافة منشآت أخرى في عدة طرق لمعالجة المياه المستعملة.

الكلمات المفتاحية : التطهير, إعادة البناء, محطة التطهير, حوض العاصفة, الأبعاد, التدفق.

Abstract :

The sewage of the city of Tlemcen station is activated sludge-type(low load). It was designed for 150,000 populationséquivalentes and was started in 2005.the current population of city of Tlemcen is approximately 145,000 in habitants without forgetting that the coefficient for the agglomeration croissance equal 0.8% in may remark with calculates that a small number of people will 170191habitant the horizon of 2033.this growth affects the increase in the volume of discharge , So it is essential today to resize and redesign this purification Ain el houtz.

The extension of the WWTP is to add another item to the waste waste water treatment.

Keywords :consolidation, extension, réhabilitation, treatment plant, storm bassin, size, speed.

Sommaire

Introduction générale	1
1 Chapitre: Présentation des filières de traitement des eaux usées	3
1.1 Origine des eaux usées	3
1.1.1 Eaux usées domestiques	3
1.1.2 Eaux usées industrielles	3
1.1.3 Eaux de ruissellement	3
1.2 Les paramètres des pollutions	3
1.2.1 Caractéristiques chimiques	4
1.2.1.1 Demande biochimique en oxygène (DBO5)	4
1.2.1.2 Demande chimique en oxygène (DCO)	4
1.2.2 Caractéristiques minérales.....	4
1.2.2.1 PH (Potentiel hydrogène).....	4
1.2.2.2 Nutriments (Azote et phosphore).....	4
1.2.3 Caractéristiques physiques.....	5
1.2.3.1 turbidité	5
1.2.3.2couleur	5
1.2.3.3odeur.....	5
1.2.3.4température	5
1.2.3.5Matières en suspension (MES)	5
1.2.3.6Matières décantables et non décantables :	6
1.2.4 Caractéristiques biologiques	6

1.2.4.1 bactéries.....	6
1.2.4.2 virus	7
1.2.4.3 Champignons.....	7
1.2.4.4 Protozoaires	7
1.2.4.5 Helminthes.....	7
1.3 Traitement des eaux usées	7
1.3.1 Prétraitement	8
1.3.2 traitement primaire (décantation primaire)	9
1.3.2.1 Coagulation – floculation	9
1.3.3 traitement secondaire (traitement biologique):	10
1.3.3.1 procédés extensifs	11
1.3.3.2 procédés intensifs.....	12
a. Lit bactérien.....	12
b. Disques biologiques	13
c. Boues activées	14
1.3.4 Traitement tertiaire des eaux usées.....	15
1.3.4.1 Désinfection des effluents :	15
1.3.4.2 Traitement de l'azote :	15
1.3.4.3 Elimination du phosphore :	16
1.3.5 Traitements des boues.....	16
1.3.5.1 Principales de traitement	16
1.3.5.2 Epaissement :	16
1.3.5.3 Déshydratation :	17

1.3.5.4	Séchage	17
2	Chapitre : Description Générale du schéma directeur d'assainissement de la ville de Tlemcen ..	18
2.1	Présentation générale de la région	18
2.1.1	Situation géographique	18
2.1.2	Situation hydrographique	18
2.1.3	Situation démographique.....	19
2.1.4	Situation climatique.....	20
2.2	Alimentation en eau potable de la ville de Tlemcen	22
2.3	Assainissement des eaux usées dans la ville de Tlemcen.....	23
2.3.1	Type de réseau ou système	23
2.3.2	Présentation de bassin versant de la ville de Tlemcen :	24
2.3.3	Description générale du système d'assainissement de la ville Tlemcen.....	25
2.3.4	Réseaux d'assainissements de la ville qui raccordée vers la station épuration :	26
2.4	Description de la station de d'épuration de Tlemcen :	26
2.4.1	Situation géographique	26
2.4.2	Etat actuel des ouvrages de la station :	27
2.4.2.1	Données techniques et caractéristiques fondamentales.....	27
2.4.2.2	Données de base.....	28
2.4.3	Description des ouvrages	29
2.4.3.1	Les ouvrages d'entrée	29
2.4.3.2	Les prétraitements.....	30
2.4.3.3	Traitement biologique.....	33
2.4.3.4	Traitement des boues	37

2.4.4	Identification, origines et causes des problème	39
2.4.4.1	Problème d'entretien	39
2.4.4.2	Saturation de la step	39
2.5	Interventions et travaux	41
3	Chapitre : Etude d'extension de la station d'épuration d'Ain el houtz	43
3.1	Révision de la dimension dans l'état Actuelle(2013).....	43
3.1.1	Estimation de la population	43
3.1.2	Calcul des débits et des charges polluantes	43
3.1.2.1	Calcul des débits	43
3.1.2.2	Calcul des charges polluantes	44
3.2	Dimensionnements les ouvrage de station à l'état Actuelle 2013	46
3.2.1	Calcul des ouvrages de prétraitements	46
3.2.1.1	Calcul du dégrilleur	46
3.2.1.2	Calcul du dessableur dégraisseur	47
3.2.2	Traitement biologique	48
3.2.2.1	Bassin d'aération	48
3.2.2.2	Clarificateur	49
3.3	Extension de la station d'épuration à l'horizon 2033.....	52
3.3.1	Calcul des débits et des charges polluantes	52
3.3.1.1	Calcul des débits	52
3.3.1.2	Calcul des charges polluantes.....	53
3.4	Calcul les ouvrage de station	55
3.4.1	Calcul des ouvrages de prétraitements	55

3.4.2	Traitement biologique	60
3.4.2.1	Bassin d'aération	60
3.4.2.2	Aération	61
3.4.2.3	Clarificateur	63
3.4.2.4	Bassin de désinfection	66
3.4.2.5	Traitement des boues	66
4	Chapitre : Proposition d'aménagement d'un bassin d'orage.....	71
4.1	Définition du bassin d'orage	71
4.2	Rôle des bassins d'orage.....	72
4.3	Les types du bassin d'orage	72
4.3.1	Les bassins creux ou sans digue	72
4.3.2	Les bassins avec digue.....	73
4.3.3	Les bassins secs.....	73
4.3.4	Les bassins d'absorption	73
4.4	Implantation du bassin d'orage.....	73
4.5	Fonctionnement des bassins d'orage	74
4.6	Les méthodes des calculs les bassins d'orage.....	75
4.6.1	Méthode de volume d'un bassin	75
4.6.2	La méthode de la pluie critique	76
4.6.3	Le dimensionnement d'un bassin d'orage à AIN EL HOUTZ	77
4.6.3.1	Débit usées	77
4.6.3.2	Débit en temps sec	77
4.6.3.3	Débit de pluie critique	77

4.6.3.4	Le débit critique	78
4.6.3.5	Débit aval admissible	78
4.6.3.6	Le Débit pluvial en aval	78
4.6.3.7	L'intensité critique de pluie en aval	79
4.6.3.8	Le temps de concentration	79
4.6.3.9	Le volume du bassin d'orage	79
4.6.3.10	La durée de stockage débit critique	80
	Conclusion générale.....	83

Liste des Abréviations et Signes

DBO5 : Demande Biochimique en Oxygène à 5 jours

DCO : Demande Chimique en Oxygène

PH : Potentiel Hydrogène

O2 : Oxygène

MES : Matières en suspension

MMS : Matières minéral en suspension

MVS : Matières volatiles sèches

T : Température

MO : Matières organique

°C : Degré Celsius

STEP : station d'épuration.

ONA : Office National d'Assainissement.

V_{AB} : Bassin d'Aération.

C_v: La charge volumique.

MS : Matières Sèches

MES_a : Matières en suspension dans le bassin d'aération

MES_E : Matières en suspension extraites

MES_R : Matières en suspension recirculées

MVS : Matières volatiles sèches

X : boues organiques dans le bassin

Le : Flux de DBO5 éliminée (**kg O2/j**)

Lo : Longueur mouillée de la grille (m) pour une grille courbe

b' : Coefficient de respiration endogène (**kg O₂/kg MVS/j**)

A : Age de boues (**j**)

a' : Coefficient d'oxydation de la DBO₅ (**kg O₂/kg DBO₅ éliminée**)

EH : En nombre d'équivalent habitant

O : Ratio entre l'espace libre d'un dégrilleur et la largeur totale de grille

Øclarif. : Diamètre du clarificateur (**m**)

S : Surface (**m²**)

Scifford : Surface du clifford (**m²**)

Sclarif. : Surface du clarificateur (**m²**)

Sdéc. : Surface de décantation (**m²**)

Sdegr. : Surface de la grille (**m²**)

V : Volume (**m³**).

Vasc : Vitesse ascensionnelle (**m/h**).

Vb.a. : Volume du bassin d'aération (**m³**).

Vclarif. : Volume du clarificateur (**m³**).

Vr : Volume relatif du bassin (**m³**).

QR : Débit de boues recerclées (**m³/h**).

R : Le refus de la grille.

ΔB : boues en excès(**kg/j**) .

Smin(kg/j) : matières minérales en suspension apportées par l'effluent.

S_{dur}(kg/j) :matières organiques en suspension difficilement Biodégradables
apportées par l'effluent

P_b : production de boues biologiques

I_{cav} : Intensité critique de pluie retenue

I : la pente

Liste Des Tableaux

Tableau II.1: Évolution de la population de ville Tlemcen et ville chétouane (cites DNC et cites bouarfa) 2013-2033.....	19
Tableau II.2: Précipitation moyennes mensuelles 1976-2013. (Station de Maffrouche).....	20
Tableau II.3: Températures moyennes mensuelles Station Tlemcen.....	21
Tableau II.4: Moyennes mensuelles des vents de la station Tlemcen.....	21
Tableau II.5: consommation en eau domestique.....	22
Tableau II.6: Description des installations de la STEP.....	28
Tableau II.7: Les concentrations des paramètres des pollutions (MES, DBO5, DCO) année 2012.....	40
Tableau III.1: Récapitulatif des données de bases de la STEP pour état actuelle 2013.....	45
Tableau III.2 : comparaison de dimensionnement l'état actuelle(2013) et l'état ancien (2005).....	50
Tableau III.3 : résumé l'estimation des débits et des charges polluantes nécessaires au dimensionnement.....	54

Liste Des Figures

Figure I.1 : Synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien.....	13
Figure I.2 : Synoptique d'une station d'épuration comportant un disque biologique.....	14
Figure I.3 : Synoptique d'une boue activée.....	15
Figure II.1 : Situation géographique de la STEP d'Ain El Houtz.....	27
Figure II.2 : Déversoir d'orage.....	30
Figure II.3 : Grille grossière manuelle (1 unité).....	31
Figure II.4 : Grille mécanisée (deux unités).....	32
Figure II.5 : Déssableur-déshuileur.....	33
Figure II.6 : Bassin d'aération.....	34
Figure II.7 : Clarificateur.....	35
Figure II.8 : Vis de recirculation (Vis d'Archimède).....	36
Figure II.9 : Bassin de chloration.....	36
Figure II.10 :Epaississeur.....	37
Figure II.11 :Lits de séchage.....	38
Figure II.12 :Aire de stockage des boues séchées	38
Figure IV.1 : L'implantation du bassin d'orage dans le réseau d'assainissement.....	71
Figure IV.2 : brassage de bassin d'orage par le système aéro-éjecteur.....	75
Figure IV.3 : Calcule le volume du bassin à l'aide de l'intensité critique.....	76

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

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

Dans ce cadre, les efforts d'investissement de notre pays, fournis durant les dernières années ont permis l'émergence de très nombreuses stations d'épuration urbaines et industrielles. Cela démontre le noble objectif poursuivi, à savoir la préservation de la santé publique et du milieu naturel ainsi que la protection des ressources en eau potable tant superficielles que souterraines. Cependant, force est de constater que cet objectif n'a malheureusement pas été atteint. De part, la complexité de la gestion, la majorité de ces stations sont à l'arrêt ou fonctionnent mal, ce qui conduit à une pollution de plus en plus accrue des cours d'eau et de nappes phréatiques.

Face à cet état de lieux, la réhabilitation de certains de ces stations s'avère plus qu'indispensable.

Toute fois cela reste toujours insuffisant devant le grand volume des eaux usées qui doit être épuré. D'un autre côté, il est temps de réfléchir à des systèmes d'épuration dont la gestion doit être simplifiée et qui doivent répondre à des besoins spécifiques temporaires et localisés.

La présente étude porte sur la station d'épuration de Ain el houtz, de la ville de Tlemcen qui a été lancé le 16-02-1989 et c'est achevé le 23-10-2004 pour une capacité de traitement de 150 000 équivalent-habitant, et pour laquelle une extension ultérieure à l'horizon 2005, cette station à fonctionner quelques années seulement après le commencement des problèmes des rendements car 15 entreprises se relayées pour réaliser le projet sans jamais terminer leur travail à cause du manque de financement et d'expériences.

L'objectif de notre étude parlé sur essential réhabilitation de cette station et son extension à l'horizon 2033.

Pour ce faire, nous avons structure notre travail comme suit :

Dans un première chapitre, rappel bibliographique sur l'origine et les caractéristiques de eaux résiduaires ainsi que les systèmes d'assainissement et leur gestion avec les modèles d'épuration des eaux usée est développe.

Dans le deuxième chapitre, nous présentons l'état actuel et les caractéristiques de la station d'épuration d'Ain El Houtz avec l'explication de leur fonctionnement.

Dans le troisième chapitre, après une vérification pour l'année 2013 nous développons le dimensionnement de la station d'épuration à l'horizon 2033 par l'estimation de la population et leur rejet.

Dans un le quatrième chapitre, nous nous somme intéressé au stockage des eaux rejetées par la ville pour le but d'augmentation les rendements d'épuration pour cela on a proposé de crée un bassin d'orage. Enfin nous terminons par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation des filières

de traitement des eaux

usées

Chapitre 1: Présentation des filières de traitement des eaux usées

Une fois qu'une eau est utilisée par l'habitant ou par l'industrie, elle est rejetée dans le milieu naturel, on parle alors d'une eau usée.

Les eaux usées, qu'elles soient d'origine domestique ou industrielle, sont collectées par un réseau d'assainissement complexe pour être traitées dans une station d'épuration avant d'être rejetées dans le milieu naturel. En station, les traitements varient en fonction de la nature de ces eaux usées et de la sensibilité à la pollution du milieu récepteur.

1.1 Origine des eaux usées

1.1.1 Eaux usées domestiques

Elles proviennent des différents usages domestiques et sont constituées essentiellement des eaux noires constituées d'eaux vannes (WC et toilettes) et d'eaux ménagères (vaisselle et linge); des eaux de toilette (eaux grises) : bains et douches. Ces eaux résiduares sont essentiellement porteuses de pollution organique.

1.1.2 Eaux usées industrielles

Elles sont très différentes des eaux usées domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent également contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques et des hydrocarbures.

1.1.3 Eaux de ruissellement

Ce sont les eaux qui tombent sur la ville et les collines voisines, et qui s'écoulent sur son territoire, sur les exutoires avals. Elles peuvent, elles aussi, constituer la cause 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) et au cours de son ruissellement. L'assainissement liquide englobe la collecte, le transport et le traitement des effluents. Il est pratiqué selon différents modes et systèmes selon les conditions de l'agglomération à assainir.[1]

1.2 Les paramètres des pollutions

Les eaux usées contiennent des matières minérales ou organiques en proportions variables selon leur origine. Ces matières peuvent être sous forme solide, colloïdale ou

dissoute. En général, elles contiennent également une multitude d'organismes vivants dont certains peuvent être fortement pathogènes. [2]

1.2.1 Caractéristiques chimiques

Les eaux usées sont des milieux extrêmement complexes, ainsi se réfère-t-on à quelques paramètres pour les caractériser.

1.2.1.1 Demande biochimique en oxygène (DBO5)

La demande biochimique en oxygène (DBO5) est une expression pour indiquer la quantité d'oxygène qui est utilisée pour la destruction de matières organiques décomposables par des processus biochimiques. La détermination de la DBO sert à évaluer la concentration des polluants organiques dans les entrées et sorties de station d'épuration biologique, c'est-à-dire à mesurer le rendement. Pour mesurer ce paramètre, on prend comme référence-la quantité d'oxygène consommée au bout de 5 jours. C'est la DBO5. [3]

1.2.1.2 Demande chimique en oxygène (DCO)

La DCO permet d'apprécier la concentration en matières organiques ou minérales, dissoutes ou en suspension dans l'eau, au travers de la quantité d'oxygène nécessaire à leur oxydation chimique totale. Ainsi, par la mesure de la DCO, on pourra évaluer la charge polluante d'une eau usée en matières organiques avant et après un traitement physique, chimique ou biologique afin de contrôler le fonctionnement d'une STEP et l'activité des microorganismes.

1.2.2 Caractéristiques minérales

1.2.2.1 PH (Potentiel hydrogène)

L'influence fortement les réactions de dégradation de la matière organique. Si l'eau usée se trouve à un pH neutre ou basique et si les bactéries qui dégradent la matière organique ont une croissance optimale à un pH plus bas, le rendement de la station d'épuration va s'en faire sentir.

1.2.2.2 Nutriments (Azote et phosphore)

Les teneurs en azote et en phosphore sont également des paramètres très importants. Les rejets excessifs de phosphore et d'azote contribuent à l'eutrophisation des lacs et des cours d'eau. Ce phénomène se caractérise par la prolifération d'algues et la diminution de l'oxygène dissous, ce qui appauvrit la faune et la flore des eaux superficielles (cours d'eau, lacs etc..).

1.2.3 Caractéristiques physiques

1.2.3.1 La turbidité

La turbidité des effluents résiduaires et des eaux polluées est en général très élevée. Elle s'exprime en gouttes de silice ou de mastic. La turbidité est donc définie par absorptiomètre. La mesure est effectuée au moyen d'un spectrophotomètre à 720 nm car à cette longueur d'onde l'influence de la couleur est négligeable. Pour éviter l'interférence due à la présence de grosses particules décantables, il convient de les éliminer au préalable par décantation. [2]

1.2.3.2 La couleur

La coloration des eaux urbaines résiduaires détermine qualitativement leur âge. Elle varie généralement du beige clair au noir. Si l'eau est récente, elle présente habituellement une coloration beige claire ; elle s'obscurcit avec le temps et devient de couleur beige grise ou noire, en raison de l'implantation de conditions d'anaérobiose, par décomposition bactérienne de la matière organique. ..).

1.2.3.3 L'odeur

Elle est principalement due à la présence de certaines substances produites par la décomposition anaérobie de la matière organique : sulfure d'hydrogène, indole, scatoles, mercaptans et autres substances volatiles. Si les eaux résiduaires sont récentes, elles ne présentent pas d'odeurs désagréables ni intenses. Avec le temps, l'odeur augmente en raison du dégagement de gaz tels que le sulfure d'hydrogène ou des composés ammoniacaux provoqués par la décomposition anaérobie.

1.2.3.4 La température

La température est un facteur écologique important du milieu. Elle joue un rôle important dans la solubilité des sels et surtout des gaz (en particulier O₂) dans l'eau ainsi que la détermination du pH et la vitesse des réactions chimiques. La température agit aussi comme un facteur physiologique sur le métabolisme de croissance des microorganismes vivants dans l'eau. La température est mesurée par thermo-sonde (ou par thermomètre). [4]

1.2.3.5 Matières en suspension (MES)

Les matières en suspension (MES) constituent l'ensemble des particules minérales et organiques présentes dans une eau naturelle ou polluée. Elles peuvent être composées de particules de sable, de terre et de sédiment arrachés par l'érosion, de divers débris apportés

par les eaux usées ou les eaux pluviales très riches en MES, d'êtres vivants planctoniques (notamment les algues). Elles correspondent à la concentration en éléments non dissous d'un échantillon. La détermination des matières en suspension dans l'eau s'effectue par filtration ou par centrifugation. La méthode par centrifugation est surtout réservée aux eaux contenant trop de matières colloïdales pour être filtrées dans de bonnes conditions, en particulier si le temps de filtration est supérieur à une heure. [5]

Les MES sont exprimées par la relation suivante : $MES = 30\% MMS + 70\% MVS$.

- **Les Matières Volatiles en Suspension (MVS) :**

Les MVS représentent la partie organique des MES et sont obtenues par la calcination à 525 C° pendant 2 heures.

- **Les Matières Minérales en Suspension (MMS) :**

Les MMS représentent la différence entre les MES et les MVS et correspondent à la présence de sels minéraux de silice.

1.2.3.6 Les matières décantables et non décantables :

On distingue les matières qui décantent en un temps donné, et les matières qui ne décantent pas et qui restent donc dans l'eau en se dirigeant vers l'épuration biologique. [6]

1.2.4 Caractéristiques biologiques

Divers micro-organismes pathogènes provenant essentiellement des matières fécales peuvent être rencontrés dans les eaux usées brutes. Ils sont à l'origine de la pollution quaternaire des eaux. Parmi eux, nous pouvons citer les bactéries, les virus, les champignons, les protozoaires et les helminthes.

1.2.4.1 Les bactéries

Les bactéries sont des organismes unicellulaires simples et sans noyau. Leur taille est comprise entre 0,1 et 10 µm. La quantité moyenne de bactéries dans les fèces est d'environ 10¹² bactéries/g

Les eaux usées urbaines contiennent environ 10⁶ à 10⁷ bactéries/100 ml dont 10⁵ proteus et entérobactéries, 10³ à 10⁴ streptocoques et 10² à 10³ clostridium.

Parmi les plus communément rencontrées, on trouve les salmonella dont on connaît plusieurs centaines de stéréotypes différents, dont ceux responsables de la typhoïde, des paratyphoïdes et des troubles intestinaux. Des germes témoins de contamination

fécale sont communément utilisés pour contrôler la qualité relative d'une eau ce sont les coliformes thermo tolérants.[7, 8, 9]

1.2.4.2 Les virus

Les virus sont des parasites intracellulaires obligés qui ne peuvent se multiplier que dans une cellule hôte. On estime leur concentration dans les eaux usées urbaines comprise entre 10³ et 10⁴ particules par litre.

1.2.4.3 Champignons

Généralement, les espèces isolées à partir des eaux usées sont très variables et certaines seulement sont pathogènes telles que : *Candida albicans*, *Aspergillus fumigatus*, *Cryptococcus neoformans*, *Epidermophyton* sp, *Trichophyton* sp etc.

1.2.4.4 Protozoaires

Les espèces de protozoaires intestinaux humains qui sont considérés comme pathogènes et fréquemment rencontrés dans les eaux usées sont :

Entamoeba histolytica, *Balantidium coli*, *Giardia intestinalis*, *Cryptosporidium parvum*.

1.2.4.5 Helminthes

La contamination parasitaire des eaux usées résulte du rejet des œufs d'helminthes avec les matières fécales de l'homme ou des animaux. Les œufs d'helminthes pathogènes pour l'homme et mis en évidence dans les eaux usées appartiennent à différents groupes taxonomiques dont :

- les nématodes : *Ascaris* sp, *Toxocara* sp, *Trichuris* sp, *Ankylostoma duodenale*.... ;
- les cestodes : *Taenia saginata*, *Taenia solium*, *Hymenolepis* sp.... ;
- les trématodes : *Fasciola* sp, *Schistosoma* sp

1.3 Traitement des eaux usées

La dépollution des eaux usées nécessite une succession d'étapes faisant appel à des Traitements physiques, physico-chimiques et biologiques. En dehors des plus gros déchets Dans les eaux usées, l'épuration doit permettre, au minimum, d'éliminer la majeure partie de La pollution carbonée. Selon le degré d'élimination de la pollution et les procédés mis en œuvre, quatre niveaux de Traitement sont définis.[2,10, 11]

1.3.1 Prétraitement

Tout traitement de dépollution doit comporter ce qu'il est convenu d'appeler un

« Prétraitement » qui consiste en un certain nombre d'opérations mécaniques ou physiques destinées à extraire le maximum d'éléments dont la nature et la dimension constitueraient une gêne ultérieurement. Ces opérations sont : le dégrillage, le dessablage et le déshuilage.

- **Dégrillage**

L'eau brute passe à travers des grilles composées de barreaux placés verticalement ou inclinés de 60 à 80° sur l'horizontale. L'espacement des barreaux varie de 6 à 100 mm. La vitesse moyenne de passage entre les barreaux est comprise entre 0,6 et 1 m/s. Le nettoyage de la grille est généralement mécanique. Il est réalisé par un râteau solidaire d'un chariot qui se déplace de bas en haut le long d'une crémaillère ou entraîné par deux câbles. Le fonctionnement du dispositif de nettoyage peut être commandé par une temporisation ou/et à partir d'un indicateur de perte de charge différentiel. Les matériaux de dégrillage constituent un produit gênant qui est composté ou évacué par camions.

- **Dessableur**

Le dessableur est un ouvrage dans lequel les particules denses, dont la vitesse est inférieure à 0,3 m/s, vont pouvoir se déposer. Il s'agit principalement des sables. Il est en effet souhaitable de les récupérer en amont de la station plutôt que de les laisser s'accumuler en certains points (bassin d'aération, ...) où ils engendrent des désordres divers. Par ailleurs, ils limitent la durée de vie des pièces métalliques des corps de pompe ou d'autres appareillages (effet abrasif, ...).

- **les dessableurs couloirs (à écoulement rectiligne)**, dont la vitesse d'écoulement est variable ou constante.
- **les dessableurs circulaires, à alimentation tangentielle** ou à brassage mécanique ou à insufflation d'air (pour éviter le dépôt de matières organiques, en heures creuses, avec faible débit) ;
- **les dessableurs rectangulaires à insufflation d'air**. On insuffle de l'air qui provoque une rotation de liquide et crée ainsi une vitesse constante de balayage du fond, perpendiculaire à la vitesse du transit, laquelle, beaucoup plus faible, peut alors être variable sans inconvénient. Le sable est extrait soit mécaniquement par raclage vers un poste de réception, puis repris par pompage, soit directement par pompe suceuse montée sur pont roulant. Le sable séparé contient malgré tout des matières

organiques et plusieurs dispositifs sont appliqués pour améliorer sa qualité : lavage par hydro cyclone, extraction des fosses de stockage par des moyens mécaniques qui font, en même temps, office de laveur de sable (vis d'Archimède en auge inclinée, classification à mouvement alternatif...). Le volume de sable extrait par habitant et par an est de l'ordre de 5 à 12 dm³.

- **Déshuilage-dégraissage**

Le dégraisseur a pour objet la rétention des graisses par flottation naturelle ou accélérée par injection de fines bulles (photo 4). Les teneurs en graisses sont appréciées analytiquement par la mesure des MEH (Matières Extractibles à l'Hexane). Ces matières grasses sont susceptibles de nuire à la phase biologique du traitement (mousses, ...).

1.3.2 Le traitement primaire (décantation primaire)

Le traitement primaire consiste en une simple décantation. Elle permet d'alléger les traitements biologiques et physico-chimiques ultérieurs, en éliminant une partie des solides en suspension. L'efficacité du traitement dépend du temps de séjour et de la vitesse ascensionnelle (qui s'oppose à la décantation). [8]

La décantation primaire permet d'éliminer, pour une vitesse ascensionnelle de 1.2m/h, 40 à 60% de MES, soit 40% de MO, 10 à 30 % de virus, 50 à 90% des helminthes et moins de 50% des kystes de protozoaires et entraîne également avec elle une partie des micropolluante.

1.3.2.1 Coagulation – floculation

Les procédés de coagulation et de floculation facilitent l'élimination des MES et colloïdales.

a)Coagulation

Le but de la coagulation est de rompre ces forces électrostatiques et de déstabiliser les colloïdes afin de favoriser leur agglomération, et ça en neutralisant les charges de ces substances. Pour ce faire, on injecte dans l'eau des réactifs chimiques chargés positivement nommés « coagulants ». L'injection d'un coagulant doit se faire à un endroit où l'agitation est très forte afin qu'il se disperse rapidement dans l'eau brute. La neutralisation des charges conduit à la formation des « floccs » capables de décanter. Pour les substances organiques dissoutes, elle provoque la formation d'un sel nommé humât d'aluminium ou de fer, selon le coagulant employé.

Le choix et le dosage des coagulants doivent être déterminés en laboratoire par un jar test sur l'eau à traiter ou encore par des essais pilotes.

Le dosage est fonction de :

- ✓ La nature de l'eau brute : pH, alcalinité, MES, etc;
- ✓ Du taux d'enlèvement visés de la turbidité, la couleur, le carbone organique total (COT), etc.

Les principaux coagulants utilisés pour déstabiliser les particules et produire des floes sont :

- ✓ Le sulfate d'aluminium $Al_2(SO_4)_3, 18 H_2O$
- ✓ l'aluminate de sodium $NaAlO_2$
- ✓ le chlorure ferrique $FeCl_3, 6 H_2O$
- ✓ le sulfate ferrique $Fe_2(SO_4)_3, 9 H_2O$
- ✓ le sulfate ferreux $FeSO_4, 7 H_2O$.

b) Flocculation

La flocculation a pour objectif d'accroître le volume, le poids et la cohésion de floe formé par coagulation. Cette étape est réalisée dans un compartiment distinct de celui de la coagulation, ou il faut réaliser une agitation lente qui permet, grâce à l'injection d'un réactif appelé flocculant, l'agglomération des floes formées par coagulation et leur grossissement.

Parmi les réactifs utilisés on cite :

Silices activées ; Alginates de Na

c) décantation:

La décantation est utilisée pratiquement dans toutes les usines d'épuration et de traitement des eaux, c'est un procédé de séparation des matières en suspension et des colloïdes rassemblés en floe dont la densité est supérieure à celle de l'eau; elle s'effectue selon un processus dynamique, en assurant la séparation des deux phases solide-liquide de façon continue. Les particules décantées s'accumulent au fond du bassin, d'où on les extrait périodiquement. L'eau récoltée en surface est dite clarifiée.[4], [12]

1.3.3 Le traitement secondaire (traitement biologique):

Les techniques d'épuration biologique utilisent l'activité des bactéries dans l'eau, qui dégradent la matière organique. Ces techniques peuvent être anaérobies, c'est-à-dire se déroulant en absence d'oxygène, ou aérobie c'est à dire nécessitant un apport oxygène

.Parmi les traitements biologiques, on distingue les procédés biologiques extensifs et les procédés biologiques intensifs.[13,14]

1.3.3.1 Les procédés extensifs :

Les traitements extensifs sont souvent préférés aux traitements conventionnels pour assurer l'épuration des eaux usées des petites et moyennes collectivités. La raison de cette préférence est leur fiabilité, la simplicité de leur gestion et la modestie des coûts de fonctionnement.

Parmi ces procédés on distingue :

- **Le lagunage**

Le lagunage est un procédé d'épuration qui consiste à faire circuler des effluents dans une série de bassins pendant un temps suffisamment long pour réaliser les processus naturels de l'autoépuration. Il est pratiqué dans les régions très ensoleillées, dans des bassins de faible profondeur. Le principe général consiste à recréer, dans des bassins, des chaînes alimentaires aquatiques. Le rayonnement solaire est la source d'énergie qui permet la production de matières vivantes par les chaînes trophiques. Les substances nutritives sont apportées par l'effluent alors que les végétaux sont les producteurs du système en matière consommables et en oxygène. Les bactéries assurent la part prépondérante de l'épuration et la microfaune contribue à l'éclaircissement du milieu par ingestion directe des populations algales et des bactéries.

Ce procédé simple demande des surfaces importantes car les temps de réactions sont très longs. Pour que le lagunage s'effectue dans les meilleures conditions d'aérobiose, tout en évitant les odeurs et la prolifération des insectes, il faut prévoir une décantation primaire des effluents. On empêche, ainsi, un colmatage rapide des bassins. Selon les régions, on peut traiter par ce procédé de 25 à 50 kg de DBO5 par hectare et par jour. L'inconvénient majeur de ce type de procédé est le dépôt qui se produit à la longue et qui reste en phase anaérobie. Ce traitement demande des surfaces importantes avec des temps de séjour de l'ordre de 30 à 60 jours et une profondeur des bassins de 0.5 à 1.2 m.

- **les différents types de lagunage**

- a) **Le lagunage naturel:**

D'une profondeur de 1.2 à 1.5 m au maximum et de 0.8 m au minimum (afin d'éviter le développement de macrophytes), avec un temps de séjour de l'ordre du mois, ces bassins fonctionnent naturellement grâce à l'énergie solaire. On peut obtenir un rendement d'épuration

aérobies en bon état de fonctionnement. Les matières polluantes contenues dans l'eau et l'oxygène de l'air diffusent, à contrecourant, à travers le film biologique jusqu'aux micro-organismes assimilateurs. Le film biologique comporte des bactéries aérobies à la surface et des bactéries anaérobies près du fond. Les sous-produits et le gaz carbonique produits par l'épuration s'évacuent dans les fluides liquides et gazeux.

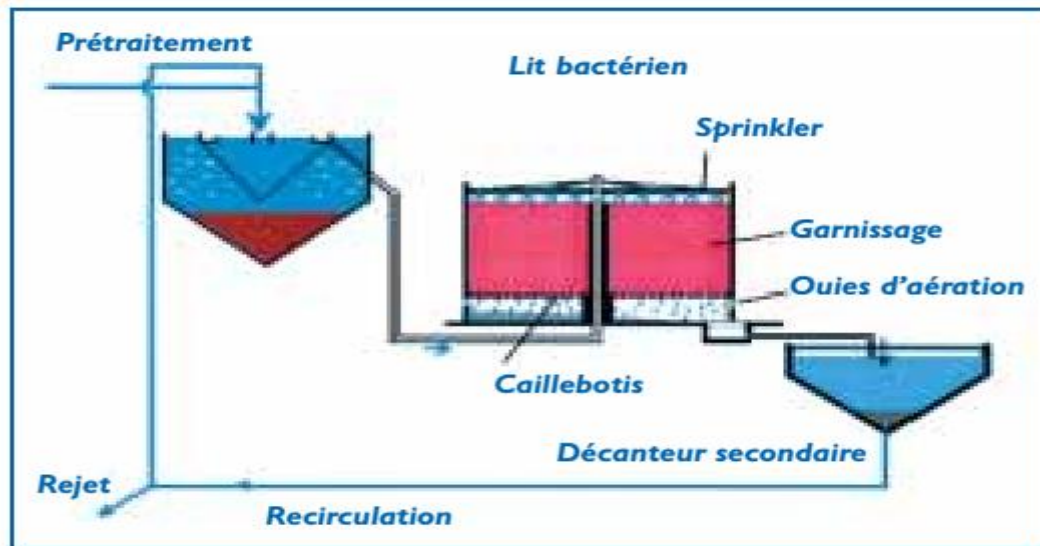


Figure I.1 : Synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien

b. Disques biologiques

Une autre technique faisant appel aux cultures fixées est constituée par les disques biologiques tournants. Les micro-organismes se développent et forment un film biologique épurateur à la surface des disques. Les disques étant semi-immergés, leur rotation permet l'oxygénation de la biomasse fixée. Il convient, sur ce type d'installation, de s'assurer de la fiabilité mécanique de l'armature (entraînement à démarrage progressif, bonne fixation du support sur l'axe), du dimensionnement de la surface des disques (celui-ci doit être réalisé avec des marges de sécurité importantes).

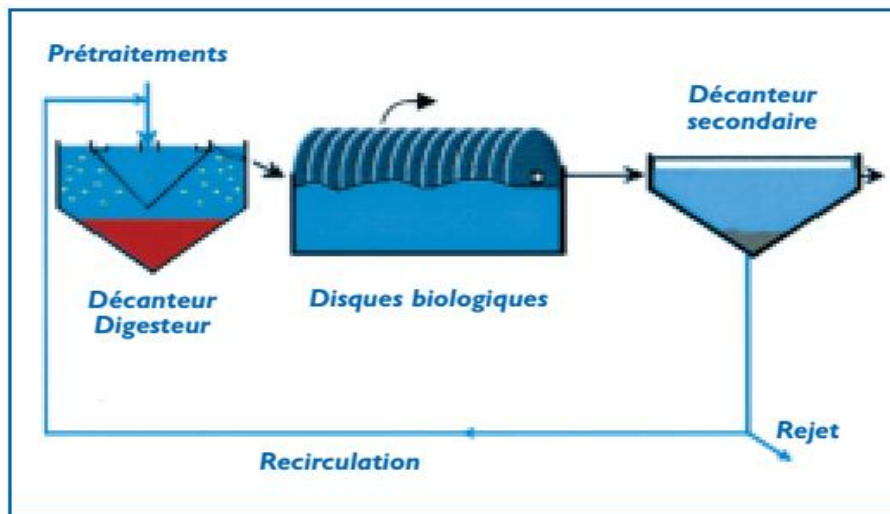


Figure I.2 : Synoptique d'une station d'épuration comportant un disque biologique

c. Boues activées

Le principe des boues activées réside dans une intensification des processus d'autoépuration que l'on rencontre dans les milieux naturels

Le procédé "boues activées" consiste à mélanger et à agiter des eaux usées brutes avec des boues activées liquide bactériologiquement très actives. La dégradation aérobie de la pollution s'effectue par mélange intime des microorganismes épurateurs et de l'effluent à traiter. Ensuite, les phases "eaux épurées" et "boues épuratrices" sont séparées.

Une installation de ce type comprend les étapes suivantes :

- les traitements préliminaire et éventuellement primaire
- le bassin d'activation (ou bassin d'aération)
- le décanteur secondaire avec reprise d'une partie des boues
- l'évacuation des eaux traitées
- les digesteurs des boues en excès provenant des décanteurs.[14]

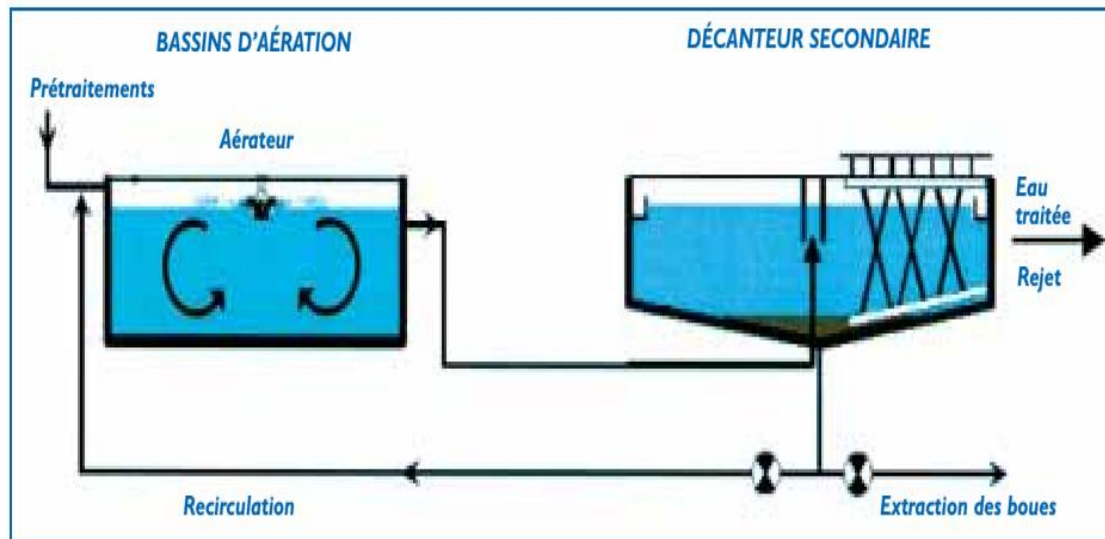


Figure I.3 : Synoptique d'une boue activée

1.3.4 Traitement tertiaire des eaux usées

Niveau avancé de traitement visant à éliminer les composantes préoccupantes, notamment les substances nutritives, les composés toxiques et des quantités accrues de matière organique et de solides en suspension. Ce niveau de traitement est utilisé lorsque l'effluent est rejeté dans un milieu récepteur sensible ou lorsque l'eau doit être réutilisée. Ce processus peut être accompli à l'aide de divers procédés physiques, chimiques ou biologiques afin d'éliminer les polluants ciblés.

1.3.4.1 Désinfection des effluents :

Les traitements primaires et secondaires ne détruisent pas complètement les germes présents dans les rejets domestiques. Un réactif désinfectant peut être ajouté dans les eaux traitées, avant leur rejet dans le milieu naturel. Le chlore est le désinfectant le plus courant. Mais la désinfection peut également s'effectuer avec l'ozone, le brome ou le dioxyde de chlore. [13]

1.3.4.2 Le traitement de l'azote :

Les stations d'épuration prévues pour éliminer les matières carbonées n'éliminent qu'environ 20% de l'azote présent dans les eaux usées. Pour satisfaire aux normes de rejet en zones sensibles, des traitements complémentaires doivent être mis en place. L'élimination de ce dernier est obtenue, le plus souvent, grâce à des traitements biologiques, de nitrification-dénitrification.[3]

1.3.4.3 L'élimination du phosphore :

La déphosphatation peut être réalisée par des voies physico-chimiques ou biologiques. Le traitement physico-chimique se fait par l'adjonction de réactifs comme les sels de fer ou d'aluminium. Les techniques, les plus utilisées actuellement, éliminent entre 80% et 90% du phosphore, mais engendrent une importante production de boues. Le traitement biologique consiste à provoquer l'accumulation du phosphore dans les cultures bactériennes des boues. Le rendement moyen est d'environ 60%. [3]

1.3.5 Traitements des boues

1.3.5.1 Principales de traitement

Ces deux objectifs, qualitatif et quantitatif, seront obtenus en enchaînant des opérations unitaires de réduction de volume, de dégradation de la matière sèche ou de stabilisation. La réduction de volume est classiquement obtenue à travers de opérations de séparation de phases liquide/solide par décantation, filtration ou évaporation rencontrées dans les techniques d'épaississement, de déshydratation et de séchage thermique. La dégradation des matières organiques de la boue par des procédés biologiques (digestion, compostage) ou thermiques (incinération à 850 °C, oxydation par voie humide de boues liquides épaissies sous 45 bar à 250 °C) conduira également à un volume final moindre. La stabilisation sera concrètement obtenue en ralentissant, voire en supprimant, la biodégradation putride des matières organiques de la boue, à travers différentes voies, biologique, chimique ou physique avant (phase liquide) ou après (phase pâteuse) l'étape de déshydratation. [11]

1.3.5.2 L'épaississement :

Concernant essentiellement les boues fraîches. Les boues sont concentrées de 3 à 10 fois de quelques g/L à quelques dizaines de g/L selon le type de boue et le procédé utilisé. Cette opération peut être effectuée par simple épaississement gravitaire dans un ouvrage cylindrique ou bien mécaniquement, par table ou tambour d'égouttage, par centrifugation ou encore par flottation moyennant l'ajout d'un polymère organique à charge cationique.

Éventuellement, la boue épaissie peut être stabilisée. Cette opération minimise la masse de matières et réduit les nuisances olfactives et microbiologiques. La digestion dans un ouvrage anaérobie moyennant un temps de séjour de l'ordre de 20 j demeure la technique la plus courante. Après déshydratation, le volume à évacuer se trouve alors réduit d'un tiers environ.

de 90 %. Ces procédés sont très sensibles à la température et sont peu applicables aux régions froides. Leur dimensionnement est généralement basé, pour un climat tempéré, sur une charge journalière de 50 DBO kg ha⁻¹j⁻¹, soit environ 10 m²par habitant. La teneur en matière en suspension dans l'effluent traité reste élevée (de 50 à 150 mg L⁻¹). Aussi la DBO₅ en sortie est souvent supérieure à 50 mg L⁻¹

b) Le lagunage aéré:

En fournissant l'oxygène par un moyen mécanique, on réduit les volumes nécessaires et on peut accroître la profondeur de la lagune. La concentration en bactéries est plus importante qu'en lagunage naturel. Le temps de séjour est de l'ordre de 1 semaine et la profondeur de 1 à 4 m. Le rendement peut être 80 % et il n'y a pas de recyclage de boues. L'homogénéisation doit être satisfaisante pour éviter les dépôts. Certains rejets industriels sont traités par ce procédé qui reste valable pour les produits organiques très lentement biodégradables. Ces rejets sont caractérisés par de faibles teneurs en MS et avec des DBO₅ dans la gamme 300 - 1500 ppm (Conserverie, Industrie Chimique (Phénols)). Le brassage est effectué par des turbines fixées sur des flotteurs amarrés au centre du bassin.

c) Le lagunage anaérobie:

Il n'est applicable que sur des effluents très concentrés et, le plus souvent comme prétraitement avant un étage aérobie. La couverture de ces lagunes et le traitement des gaz produits sont nécessaires vu les risques de nuisances élevés (odeurs). Les temps de séjour sont souvent supérieurs à 50 jours. Les charges organiques appliquées sont de l'ordre de 0.01 kg DBO m⁻³j⁻¹. Une profondeur importante (5 à 6 m) est en principe un élément favorable au processus. Dans la réalité, la classification aéro-anaérobie des lagunes n'est pas superflue, car dans les zones amont ou profondes des lagunes aérobies, on observe souvent un fort déficit en oxygène. Un curage des bassins tous les 10 ans est nécessaire du fait de la production des boues.

1.3.3.2 Les procédés intensifs

a. Lit bactérien

Le principe de fonctionnement d'un lit bactérien consiste à faire ruisseler les eaux usées, préalablement décantées sur une masse de matériaux poreux ou caverneux qui sert de support aux micro-organismes (bactéries) épurateurs. Une aération est pratiquée soit par tirage naturel soit par ventilation forcée. Il s'agit d'apporter l'oxygène nécessaire au maintien des bactéries

Chapitre II

Description Générale du

schéma directeur

d'assainissement

De la ville de Tlemcen

Chapitre 2 : Description Générale du schéma directeur d'assainissement de la ville de Tlemcen

Ce chapitre donnera un aperçu sur la région de la Tlemcen, le mode d'assainissement de cette ville et une description de la station d'épuration AIN EL HOUTZ.

1.4 Présentation générale de la région

1.4.1 Situation géographique :

La wilaya se situe à l'extrémité nord-ouest du pays et occupe l'Oranie occidentale, elle s'étend du littoral au Nord à la steppe au Sud. Elle est délimitée :

- ✓ au nord, par la Méditerranée ;
- ✓ à l'ouest, par le Maroc;
- ✓ au sud, par la wilaya de Naâma ;
- ✓ à l'est, par les wilayas de Sidi-Bel-Abbes et AïnTémouchent;[15]

***Commune de Tlemcen**

Commune urbaine, chef-lieu de la wilaya, sa position centrale sur les piémonts Nord de Tlemcen lui confère un rayonnement sur l'ensemble des communes de la wilaya, elle est située au carrefour des axes Est et Ouest (RN7, ligne de chemin de fer) et Nord-sud (RN22).

La commune s'étend du plateau de LallaSetti (1200m d'altitude) au Sud ; à Koudia (760m) au Nord. Entre ces deux extrémités de formation rocheuse se trouve une zone des piémonts et de plaines totalement urbanisées, les extrémités Sud et Ouest se confondent avec l'urbanisation des communes Mansourah et Chetouane. [16]

1.4.2 Situation hydrographique

Le réseau hydrographique du groupement de Tlemcen est représenté essentiellement par l'Oued El Ourit situé à l'Ouest de la commune de Tlemcen. D'amont en aval, il est rejoint par d'autres petits cours d'eau et prend alors le nom d'oued SafSaf qui rejoint à son tour l'oued Sekkak au Nord de Chetouane aussi les composantes naturelles du chevelu hydrographique du groupement urbain de Tlemcen sont comme suit :

L'oued el Hourra, du centre drainant la totalité des eaux usées de la ville de Tlemcen.

L'oued Sekkak au Nord d'Ain El Houtz, son cours d'eau suit sensiblement l'axe Nord-Sud de Tlemcen.

L'oued Mithekana, apparait à l'Est de la ville de Tlemcen, il longe puis rejoint l'oued SafSaf, au niveau de la commune Chetouane.

Il existe un autre cours d'eau en caisse à la limite Ouest de la ville de Tlemcen : oued Makhoukh, drainant les eaux de la commune de Mansourah

1.4.3 Situation démographique

L'estimation de la population pour un horizon donné est un facteur important pour l'estimation de la quantité d'eau usée à traiter et arriver à un dimensionnement adéquat de la station d'épuration.

L'estimation de la croissance démographique de ville urbaine de Tlemcen et ville de chetouane pour (cites DFC, citesbouarfa), que nous résumons dans le tableau 2-1, est basée sur la relation des croissances continues, avec le nombre de population en 2013 égal 143964hab plus le nombre population de deux cites (cites DFC, cites bouarfa) égal 750hab donnée par :

$$P_F = P_0 \cdot (1 + \alpha)^n$$

Avec :

P₀ : la population du moment considéré

P_f : la population future

α : le taux d'accroissement

n : Nombre d'année à l'horizon fixé.

Le taux d'accroissement de la population de ville de Tlemcen et deux cites de ville chetouane est estimé par les autorités communales de la ville à 0.8% et 3% respectivement [17] le tableau II.1qui suit donne l'évolution démographiques pour la ville de Tlemcen.

Tableau II. 1 : Evolution de la population de ville Tlemcen et ville chetouane (cites DNC et cites bouarfa) 2013-2033

horizon	2013	2015	2020	2025	2030	2033
Tlemcen	143964	146277	152222	158409	164848	168836
Cites de DNC et bouarfa	750	796	922	1069	1240	1355
Totale	144714	147073	153144	159478	166088	170191

1.4.4 Situation climatique

Le climat est la moyenne, sur un certain nombre d'années, des variations quotidiennes de la température, des précipitations, des vents et d'autres conditions atmosphériques qui caractérisant un point quelconque de la surface de la terre. [16].

a. Pluviométrie :

La station sélectionnée, est celle de station de Maffrouche plus pluvieuse pour représenter la région d'étude.

Tableau II.2 Précipitation moyennes mensuelles 1976-2013. [18] (Station de Maffrouche)

Mois	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février
P (mm) 1976-2013	18,61	46,09	81,56	65,90	74,79	69,64
Mois	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Out
P (mm) 1976-2013	80,39	57,32	57,16	9,89	3,39	3,97
					AN	568,72

Source ANRH de Tlemcen

b. Température :

Les données de températures dans une région ainsi que la maîtrise de leurs variations sont des éléments fondamentaux qui conditionnent les potentialités hydriques, particulièrement par l'effet de l'évapotranspiration en matière de bilan de l'eau. Les valeurs de la température sont généralement irrégulièrement, surtout en ce qui concerne la température à l'échelle horaire ou journalière [19].

Le tableau 2.3. Présente les valeurs de températures de la région d'étude (maximum, minimum, et moyenne). [18]

Tableau II.3 : Températures moyennes mensuelles Station Tlemcen

Mois	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février
T max (°C)	28,9	23,8	19,8	16,7	15	16,6
T min (°C)	16,5	12,9	9,8	7,5	5,3	5,9
Tmoy(°C)	22,56	18,51	14,62	11,73	9,87	11,2
Mois	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Out
T max (°C)	18,4	19,9	24,0	28,6	33,1	34
T min (°C)	7,7	9,0	11,9	14,9	18,2	20,4
Tmoy(°C)	12,96	14,11	17,45	21,03	25	25,99

Source ANRH de Tlemcen

c. Le vent :

La vitesse de déplacement de la masse d'air est un facteur moteur pour l'évaporation. [19] Les valeurs qui correspondent la variation de la vitesse du vent au tour de ce périmètre d'étude, sont résumés au tableau. II. 4.

Tableau II.4 : Moyennes mensuelles des vents de la station Tlemcen.[18]

Mois	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février
V moy (m/s)	2,28	2,01	2,4	2,37	2,16	2,28
Mois	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Out
V moy (m/s)	2,32	2,7	2,42	2,56	2,51	2,48

Source ANRH de Tlemcen

1.5 Alimentation en eau potable de la ville de Tlemcen

L'alimentation en eau potable de la population de la ville de Tlemcen se fait actuellement A partir des ressources superficielles et ressources souterraines [16]

a).1.Ressources superficielles: barrageMeffrouche.

a).2.Ressources souterraines :

Les sources : Deux sources sont actuellement raccordées au réseau d'alimentation en eau potable. Il s'agit de :

Ain Fouara supérieure : située au Nord-est du plateau de LallaSetti à environ 2 km au Sud l'agglomération de Tlemcen et qui est sur une altitude de 997 m.

Ain Fouara inférieure : située à environ 1,5 km au Nord-est de Ain Fouara supérieure à une altitude de 850 m.

Forage: FeddaneSbaa, SidiOthman, Benzerdjeb, Berouana 1, Beniboublene 2.

Les consommations ont été estiméesà partir de la dotation de l'hydraulique de la wilaya de Tlemcen à 190l/j/h et sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.5: consommation en eau domestique.

Horizon	2013	2015	2020	2025	2030	2033
Dotation (l/h/j)	190	190	190	190	190	190
Nombre habitants	144714	147073	153144	159478	166088	170191
Consommation journalière (m3/j)	27496	27944	29097	30301	31557	32336
Consommation horaire (m3/h)	1146	1164	1212	1263	1315	1347

1.6 L'assainissement des eaux usées dans la ville de Tlemcen

L'assainissement lie étroitement à alimentation en eau et à l'urbanisation a pour but d'assurer la collecte le transit au besoin la rétention de l'ensemble des eaux polluée pluviales Et usées et de procéder aux traitements avant leur rejet dans le milieu naturel par des modes compatible avec les exigences de la santé publique et de l'environnement Les rejet des eaux dans le milieu récepteur s'effectuent après un traitement compatible avec les exigences de la sante publique et l'environnement. [20,21]

1.6.1 Type de réseau ou système

- **Système unitaire :**

Le système unitaire évacue eaux usées et eaux pluvial par un seul réseau .les volumes a traites sont donc beaucoup plus importants par temps pluie que dans un réseau séparatif.

le système unitaire est généralement équipé de déversoir d'orage ou de bassin de stockage permettant le rejet direct d'une partie des eaux en cas de pluies important et évitant ainsi de surcharger les outils de traitement.

Souvent, l'adoption d'un réseau unitaire est liée l'existence préalable d'un réseau pluvial récupérable. En secteur rural, la faible importance des surfaces imperméabilisées peut rendre le réseau unitaire adapte, sous réserve de milieux récepteurs acceptant des surverses (déversoirs d'orages).

- **Système séparatif :**

A la différence du système unitaire, le système séparatif évacue les eaux usées domestiques dans un réseau séparatif .ce système est fréquemment adopte par un grand nombre de collectivités rurales convient également au développement géographique de nouveaux quartiers urbains. Il permet d'évacuer rapidement et efficacement les eaux les plus polluées, sans aucun contact avec l'exterieur.il assure a la station d'épuration un fonctionnement équilibre du fait de débits réguliers .lorsqu'elles sont collectées, les eaux pluvial le sont dans un réseau sépare. Elle peut également être dispersée sur place ; la tendance est de plus en plus, en ce domaine, a la gestion des eaux pluviales sur la parcelle de l'habitation.

- **Système non gravitaire :**

Il est évident que le système non gravitaire (que l'on appelle aussi transferts forces) permettant, dans un réseau d'agglomération à relief varié, d'éviter des sur-profondeurs excessives et coûteuses des canalisations.

Ce type de réseau est généralement plus étanche qu'un réseau gravitaire. Cette bonne étanchéité est appréciable dans les zones sensibles à la pollution ; elle s'oppose à la pénétration d'eau de la nappe phréatique, qui peut perturber le fonctionnement des ouvrages et, notamment, la station d'épuration.

- **Réseau mixte :**

C'est un réseau constitué suivant les zones en partie en système unitaire et en partie en système séparatif.

- **Réseau pseudo-séparatif :**

C'est un réseau séparatif où le réseau d'eaux usées peut recevoir certaines eaux pluviales.

1.6.2 Présentation de bassin versant de la ville de Tlemcen :

Le bassin versant qui régit les eaux naturelles de la ville de Tlemcen constitue un élément favorable pour l'unification des rejets domestiques de l'ensemble des agglomérations urbaines situées dans ce périmètre.

Ce bassin peut être subdivisé en trois sous-bassins à savoir :

1. le sous-bassin de Machkana (partie Est)
2. sous-bassin de Chaabat EL Horra (partie centre)
3. le sous-bassin de Makhoukh (partie Ouest)

Les deux premiers se rejoignent naturellement à Feddane Sbaa pour le troisième une station de relevage a été prévue pour son raccordement au niveau de STEP (AIN EL HOUTZ) d'autre cours d'eau parcourant cet espace géographique de la direction sud Nord et drainent les eaux domestiques et pluviales on cite parmi eux : A L'Ouest SafSaf et ces affluents notamment celui de Tassedarine provenant de Ainfazza passant par Ouchba. Notons que ce cours d'eau appelé également oued Ourit se jette en aval à oued Sekkak.[20]

1.6.3 Description générale du système d'assainissement de la ville Tlemcen

La ville de Tlemcen est dotée d'une configuration topographique favorable au partage du réseau de collecte des eaux usées en trois systèmes dont les terrains ont une tendance gravitaire ce qui facilite l'évacuation des eaux usées.

a) Système central (collecteur de chaabet el horra).

Cette collecte s'occupe du drainage de la partie de Tlemcen

- El kalaa supérieure
- El kalaa inférieure
- Tlemcen centre (ville ancienne)
- Cité des cerisiers
- Cites bel horizon
- Agglomération de boudghéne

Il prend naissance au niveau de la rue des frères bouafia et se poursuit ensuite à l'Ouest du tombeau de Rab pour s'achever à l'aval de Feddane Sbaa sa conception est sous forme de Dalot 2X2m.

b) Système Est (collecteur de Mechkana)

Ce collecteur draine l'ensemble de la partie est de Tlemcen .sa partie amont commence au pied de la minoterie d'el kalaa il traverse la zone de la pépinière pour rejoindre la zone Nord de Feddane Sbaa. Ce collecteur est conçu en dalot qui épouse l'ancien talweg de Mechkana.

c)Système Ouest.

Il est composé de deux sous système à savoir

Le Collecteur de la partie ouest. Sa partie amont est sous forme de dalot, elle démarre sur le boulevard longeant la protection civil de boudghéne se rejoint ensuite sous forme de collecteur de diamètre 500mm, à partie de chaabet EL Makhokh jusqu'au Nord de kiffane.

1.6.4 Les réseaux d'assainissements de la ville qui raccordée vers la station épuration :

a) Centre de Tlemcen

Le réseau de collecte des eaux usées de centre de Tlemcen est un réseau unitaire. Ce type de réseau est constitué d'un réseau de collecte des eaux usées du centre de Tlemcen de longueur 3700 m et diamètre de 1000m et forme de dalot 2x2m. Les rejets de ce collecteur se déversent vers de chaabet el horra. [20]

b) Centre aboutechfine (Brea)

Cette agglomération est dotée d'un réseau d'assainissement autonome de type unitaire le collecteur principal commence par un diamètre de 200mm pour finir sur un diamètre de 500mm. Les rejets de ce centre se font au nord Est de ce dernier.

c) Lotissement d'aboutechfine

Il est doté d'un réseau d'assainissement du type unitaire dont les rejets se font au niveau d'un lieu au nord Est et à l'ouest de ce lotissement.

d) Chetouane

Le réseau d'assainissement du chef-lieu de Chetouane est en totalité unitaire avec des collecteurs principaux d'un diamètre variant de 200 à 600 mm et d'une longueur moyenne de 1500 m. Le taux de raccordement est estimé à 80%. Les rejets sont déversés vers Chaabet El Horra qui se connecte avec l'oued Saf Saf. Cette commune en extension permanente revêt une importance capitale en matière de développement urbain.

Il existe une station de relevage à l'extérieur de chetouane, est destinée à recevoir les eaux usées de la cité DNC et la cité Bouarfa afin de les évacuer vers la station .Cette station est constituée essentiellement par :

- Trois pompes de puissances 22kw
- Capacité de moyenne 3445m³/mois [22]

Description de la station de d'épuration de Tlemcen :

1.6.5 Situation géographique :

La station d'épuration de la ville de Tlemcen se situe à 6km au nord de celle-ci; à l'ouest de Chetouane sur la route d'Ain El Houtz. dans la rive droite de l'oued d'AIN EL HOUTZ juste au pied du Djebel TOUMA elle occupe une superficie de 13 hectares.[22]



Figure. II.1. : Situation géographique de la STEP de « Ain El Houtz ».

1.6.6 Etat actuelle des ouvrages de la station :

1.6.6.1 Données techniques et caractéristiques fondamentales

Le projet de réalisation de la station d'épuration de AIN EL HOUTZ a été lancé le 16-02-1989 et c'est achevé le 23-10-2004; 15 entreprises se relayées pour réaliser le projet sans jamais terminer leur travail à cause du manque de financement et d'expériences.

*Le maître de l'ouvrage : direction de l'hydraulique de Tlemcen:

*Bureau d'étude: société d'épuration et d'entreprise (SEE) Belgaum;

*voisinage: APC de Chetouane;

La société d'épuration et d'entreprise (SEE) a pris en charge la réalisation de la station d'épuration de Tlemcen, mais le projet n'a pas été concrétisé. Quelques années plus tard (10 ans environ) l'entreprise nationale hydrotraitement a terminé ce que la société (SEE) avait commencé.[23]

- **Principe de fonctionnement de STEP de AIN EL HOUTZ :**

La station d'épuration de la ville de Tlemcen est de type boues activée à faible charge. Dans le traitement biologique des effluents, on fait généralement appel aux processus aérobies par lesquels les bactéries provoquent une oxydation directe des matières organiques des EU à partir de l'oxygène dissous dans l'eau .

La STEP est composée de la chaîne des traitements suivants :

- ✓ Prétraitement ;
- ✓ Traitement biologique ;
- ✓ Traitement tertiaire ;
- ✓ Traitement des boues.

- **Description des installations**

La station d'épuration comprend

Tableau II.6 : Description des installations de la STEP.

Pour la partie eaux usées	Pour la partie boue	Bâtiments
1-déversoir d'orage ; 2-dessableur-déshuileur ; 3-quatre bassins d'aération 4-deux décanteurs secondaires (clarificateur) ; 5-un poste de désinfection.	1-un épaisseur ; 2-quatorze lits de séchage ; 3-air de stockage des boues séchées.	1-Un bâtiment d'exploitation 2-Un bâtiment de chloration.

1.6.6.2 Donnée de base:

La station d'épuration a été dimensionnée sur les bases suivantes :

La réalisation : 05 Novembre 2005 ;

Type se réseau : unitaire ;

La nature d'eau brute : domestique ;

Le nombre de population : 150 000 Eq/hab;

Débit journalière : 30 000 m³/j

Débit Eq/hab : 100 l/hab/j.

Débit de pointe horaire : 3800 m³/h
Coefficient de pointe : 1,7
DBO₅ journalière : 9300 Kg/j ;
Matières en suspension : 13 950 Kg/j ;
Azote à nitrifié : 1980 Kg/j .

Objectifs de traitement :

DBO₅ :30mg/l

MES :30mg/l

DCO :90mg/l[23]

1.6.7 Description des ouvrages :

1.6.7.1 Les ouvrages d'entrée :

Toutes les eaux usées arrivent à la station par gravité dans un collecteur de 1250 mm de diamètre, Le déversoir d'orage de la station est installé à l'amont de celle-ci et qui déverse le surplus du débit admissible dans la by passe général de la station; le déversoir est dimensionné pour accepter une charge maximum de 3300m³/h.

Cependant, le débit de point horaire admis au traitement de 3800m³/h, c'est –adire que 500m³/h de débit horaire sera évacué vers le oued d'Ain El Houtz.

L'eau usée à traiter arrive gravitairement à la tête de la première filière du traitement à l'aide d'une conduite de 800mm de diamètre qui s'appelle «liaison entre ouvrage»



Figure. II.2 : Déversoir d'orage.

1.6.7.2 Les prétraitements

Les opérations de prétraitement des effluents domestiques du nord est de Tlemcen ont pour but de débarrasser et d'alléger les eaux brutes de ces matières grossières. Parmi les opérations de prétraitement dans la station d'AIN EL HOUTZ ont trouvé :

- 5 grilles grossière à nettoyage manuel. (1 unité)
- Deux grilles mécanisées fine. (2 unité)
- Une grille manuelle de by passe.
- Dessableurs déshuileur.

a) Le grille grossière à nettoyage manuel (1 unité)

La station est équipée d'une fosse à bavards située avant le dégrillage grossier qui permet de réduire la charge des matériaux transportés avec les eaux brutes.

Après cette étape, les eaux brutes seront dégrillées à l'aide d'un dégrillage grossier "01 unité" à nettoyage manuelle, permettant de retenir les déchets volumineux (chiffons, Sacher. ...etc.).

Un détecteur de niveau installé à l'amont de la grille grossière d'éclanche une alarme sonore dans le cas où le niveau d'eau est très haut " colmatage", les caractéristiques de la grille sont les suivantes:

- Largeur: 1,80 m
- Inclinaison: 70%

-Ecartement entre les barreaux 50mm.



Figure. II .3 : Grille grossière manuelle (1unité)

b) Grilles mécanisées fine "deux unités":

Les effluents qui sortent du dégrilleur grossier seront dirigés vers deux grilles fines à nettoyage mécanique, constituées de barreaux en fer plat forme en quart cercle, elles sont nettoyées par un double râteau tournant entraîné mécaniquement.

Les deux grilles fines ont les caractéristiques suivantes:

- largeur; 1,0cm
- inclinaison: 70%.
- Ecartement entre les barreaux: 20mm.
- Puissance du moteur: 0,37kw.
- Profondeur: 1,50.

***Bande transporteuse "01 unité »:**

-Les deux grilles mécanisées déposent leur refus sur une bande transporteuse. le Fonctionnement de la bande est en alternance avec le racleur. La grille grossière automatique.



Figure. II.4. Grille mécanisée (deux unités)

c) Dessableurs déshuileur "deux unités":

A la sortie des grilles fines, le canal est équipé de glissière destinée à recevoir des bâteras d'eau ayant pour but l'isolement d'un ou deux dessableurs. Cet ouvrage et de type longitudinal à deux compartiments, il est constitué d'un canal béton armé de forme trapézoïdale, l'air est insufflé par des compresseurs pour provoquer une émulsion afin de pouvoir favoriser la séparation du sable et des graisses il existe des lames de séparation qui permettent la séparation des huiles et des graisses vers la zone de raclage, le dessableur est équipée d'un pont qui comporte les équipements suivantes:

Un moteur réducteur de translation de 0,37 kW avant arrière.

Une pompe air lift avec groupe moto compresseur de 4kw assurant l'évacuation des sables déposés vers le lit de séchage de sable.

Un racleur de surface pour racler les huiles et les graisses flottantes l'eau prétraitée est déversée et évacuée gravitairement à travers un canal à ciel ouvert pour subir les traitements ultérieurs le sable extrait est conduit vers un lit de sable pour sécher et envoyé à l'utilisation ou vers la décharge.

Les huiles et les graisses sont stockées dans un ouvrage spécial puis sont évacuées. Les deux dessableurs déshuileur ont les dimensions suivantes:

-largeur: 4 m.

-longueur: 26 m. [22]



Figure. II.5.Déssableur-déshuileur.

1.6.7.3 Traitement biologique:

Les effluents prétraités seront acheminés vers les bassins de traitement secondaire, la station comporte 04 unités, au niveau de chaque unité il y a deux bassins séparés.

-Bassin de nitrification dénitrification:

L'eau prétraitée arrive premièrement dans ce bassin, dans lequel sera faite l'élimination de la pollution azotée à partir des bactéries spécifiques (nitrosomonas, nitrobacter).

Le bassin à une forme rectangulaire est équipé d'un mélangeur, de fond pour assurer l'agitation du milieu, ensuite l'eau nitrifiée est déversée vers les bassins d'aération.

Chaque bassin de dénitrification a les dimensions suivantes: - volume: 725 mètre cube.

- longueur: 18,5 m.

- largeur: 8,5 m.

- hauteur d'eau: 4,9 m.

-hauteur béton: 5,6 m.

a)Bassin d'aération:

Il y a 04 Bassin d'aération, La forme du bassin d'aération est rectangulaire et est alimentée en eau dénitrifiée, l'aération dans le bassin est réalisée à l'aide d'aérateur de surface à vitesse lente, chaque bassin est équipé de trois aérateurs 75kw chacun.

Ce milieu favorable provoque le développement des bactéries, qui par action physique et Physico-chimique retiennent la pollution organique, et s'en nourrissent. Il existe au niveau de chaque bassin une sonde de mesure d'oxygène dissous pour assurer le déclenchement automatique des aérateurs en cas de défaillance de la concentration de cette dernière.

Pour la protection du béton, chaque bassin est équipé d'un système d'injection de l'eau pour casser les mousses formés par l'aération. Chaque bassin d'aération a les dimensions suivantes:

- Volume: 4723 mètre cube.

-Longueur: 55,5 m.

-Largeur: 18,5m.

-Hauteur d'eau : 4.6 m.

-Hauteur béton : 5.6m.

Le mélange (boue et eau) du bassin biologique est envoyé vers la tour de répartition. [22]



Figure. II.6.Bassin d'aération

Tour de répartition :

Le mélange (boue et effluent) en provenance de quatre (04) bassins d'aération est transportée gravitairement vers une chambre de répartition divisant les eaux vers les deux bassins de décantation secondaire .

Vis de relevage

Chaque bassin d'aération équipée d'un vis de relevage qui permet de recycler une partie des eaux qui va débordée vers le décanteur secondaire.

Les eaux relevées sont envoyées à la tête de chaque bassin d'aération par un canal à ciel ouvert.

Le débit unitaire de vis relevage est de 1300m³/s.

b) Décantation secondaire:

Dans la station d'épuration il existe deux décanteurs secondaires de formes circulaires de 46 m de diamètre avec une surface de 1661 m² et une profondeur d'eau de 4m en périphérique.

Les boues viennent des bassins d'aération et qui sont introduit dans le décanteur secondaire par une tuyauterie noyée dans le béton du radier (600 mm de diamètre) et aboutissent dans une jupe siphonoïde de tranquillisation pour éviter la formation des vagues dans le décanteur

Les boues se déposent dans le fond et sont raclées vers une fosse à boues centrale à l'aide d'un pont racleur tournant muni de raclettes de fond et de surface pour ramener les flottants vers le récepteur de flottants, ce dernier se déplace sur le bord du bassin autour d'un point centrale d'assise, à vitesse de rotation de 0,04m/s. Les eaux clarifiées sont ensuite d'assise, à vitesse de dernière étape de traitement et qui est la désinfection. Quant aux boues décanter elles sont envoyées vers le tour de recyclage ou vers l'épaississeur.

Le décanteur est équipé de:

- Lame crantée.
- Lame parois syphonoïde
- Regard des eaux clarifié.
- Regard d'évacuation des flottants.



Figure.II.7. Décantation secondaire

Tour de recyclage :

Les boues issues de clarificateur sont dirigée vers la tour de recyclage, ensuite une partie de ces boues fraîche (à l'état liquide) sont recyclée vers les bassins d'aération pour garder constant la concentration de la matière active dans les bassins de traitement biologique par un canal équipé un jaugeur venturi permet la mesure de débit de recyclage.

Le recyclage des boues se fait à partir de trois(03) vis d'Archimède, (deux fonctionnent et l'autre en secour). Quant aux boues en excès sont pompées vers l'épaisseur. Les eaux clarifiées sont ensuite recyclés vers la dernière étape et qui est la désinfection. [22]



FigureII.8. : Vis de recirculation (vis d'Archimède)

c) Bassin de chloration :

Le bassin de chloration est en béton armé, d'un volume de l'ordre de 700mètre cube, le bassin de chloration est équipé de 04 bassins qui transvasent d'un bassin à l'autre et cela pour laisser le temps au chlore pour désinfecter l'eau épurée et la désinfection est assurée par l'eau de javel. [22]



Figure.II.9. : Bassin de chloration.

1.6.7.4 Traitement des boues

Après traitement biologique, les boues constituent le résidu principal de la station d'épuration d'AIN EL HOUTZ. Les boues qui arrivent à l'épaississeur sont d'origine soit:

- La tour de recyclage "boues en excès".
- Bassin d'aération "boues stabilisées".

a)Epaississeur à boues:

Les boues en excès sont dirigées vers l'épaississeur, qui est de forme circulaire est réalisé en béton armé de 14m de diamètre et d'une hauteur utile de 4m, le fond du bassin à une pente de 1/10.

Les boues sont introduites dans le bassin par le centre, dans une jupe siphonide de répartition l'épaississement se fait par une double action de la gravité et du mécanisme ainsi facilitant de l'eau des boues, tandis que le surnageant des eaux débordent dans une goulotte périphérique équipée de lames crantées et retournent aux pieds des vis de recirculation par pompage.

Les boues épaississe sont reprises par pompage et renvoyée vers les lits de séchage. Le mécanisme de l'épaississeur est composé essentiellement de:

- une tête de commande centrale en acier galvanisé accouplée à l'axe de sortie de la tête de commande.
- Deux bras de raclage portant des lames de balayage du radier, la herse d'épaississement et les racleurs centraux.
- Le cylindre central d'alimentation suspendu au point diamétrale support.
- Un arbre central en acier galvanisé accouplé à l'axe de sortie de la tête de commande. [22]



Figure. II.10 : Epaississeur

b) Les lits de séchage

Le séchage des boues épaissies s'effectue à l'air libre dans des surfaces étendues aménagées spécialement pour ça.

Chaque lit de séchage est composé de diverses couches de matériaux "sable et gravies" avec granulométrie de plus fine vers la surface du lit.

Dans notre station il existe 14 lits de séchage conçus d'un ton en béton équipé d'un tuyau de drainage perforé, pour permettre l'évacuation de l'eau filtrée vers l'entrée de la station. Les boues séchage seront stockées dans un air spéciale appelée "air de stockage", après ils-seront envoyés vers l'utilisation agricole ou vers la décharge publique. [22]



Figure. II.11 : Lits de séchage

c) Aire de stockage des boues séchées :

Un espace libre pour stocker les boues sèches pour faciliter le transport des volumes importants des boues vers l'agriculture.



Figure. II.12.: Aire de stockage des boues séchées

1.6.8 Identification, origines et causes des problèmes

1.6.8.1 Problème d'entretien

Toute STEP doit faire l'objet d'une surveillance attentive. L'entretien ne se limite pas seulement au nettoyage des installations, mais aussi au contrôle de la performance des appareils et de la qualité du traitement dans l'ensemble. L'absence d'un tel entretien a fait surgir plusieurs problèmes dont les plus importants sont: Vieillessement et flottante des boues dans le clarificateur. [4]

- **Vieillessement des boues**

Par suite d'un fonctionnement de la steppe sans extraction de boues, celles en excès se sont accumulées dans deux bassins clarificateur de où elles vieillissent à la longue. L'aspect noirâtre de l'effluent dans les bassins indique bien ce phénomène. Le vieillissement des boues a pour conséquence de diminuer l'efficacité du traitement à savoir le pourcentage d'enlèvement de la DBO5.

- **La surcharge de bassin d'aération**

Une insuffisance d'aération favorisant le gonflement des boues, diminuée les bactéries
Problème de système d'injection de l'eau qui casser les mousses formés par l'aération

- **Problème de maintenance des équipements**

Le bon fonctionnement d'une station dépend de la fiabilité des équipements et la maintenance des matériaux, une fois le matériel est tombé en panne le rendement de la STEP est perturbé.

D'après le stage qui nous avons fait, la station d'Ain El Houtz rencontre souvent des problèmes d'absence de pièces de rechange sur le marché, c'est le problème de clarificateur de la STEP, une pièce de cette dernier est tombé en panne le problème ce qui cette pièce n'existe pas dans le marché (bien sûr en Alger). La recommandation de cette pièce prendre beaucoup de temps.

1.6.8.2 Saturation de la step

L'état de certains ouvrages et la qualité du traitement permettent d'apprécier le degré de Saturation de la step.

a) capacité de station d'épuration :

La capacité de station d'épuration d'Ain El Houtz évaluer un débit moyen mensuel de deux mois janvier et février 2014, soit un débit moyen journalier de 19000 m³/j. Nous constatons

que la quantité totale des eaux usées domestiques est entièrement à être traitée car le débit moyen journalier ne dépasse pas 30000 m³/j.

b) Qualité de traitement

TableauII 7 : Les concentration des paramètres des pollutions (MES,DBO5,DCO) année 2012. [8]

Mois	MES entrée (mg/l)2012	MES sortie (mg/l)2012	DBO5_{entrée} e (mg/l)2012	DBO5_{sortie} (mg/l)2012	DCO _{entrée} (mg/l)2012	DCO _{sortie} (mg/l)2012
Janvier	318	25,4	196,33	18	606,5	38
Février	260,63	74	210	18,74	575,75	24,75
Mars	293,38	78,19	135	30,63	262,75	50,75
Avril	282,82	25,12	227,5	18,15	486,25	28
Mai	323	30,27	246,75	31,33	710,8	45,4
Juin	318	25,4	196,33	18	606,5	38
Juillet	298,86	17,1	263,25	19,05	511,75	28,25
Aout	299	22	255	29	526	33
Septembre	348	25	298	50	669	37
Octobre	309	24	260	17	475	26
Novembre	256	14	315	7	733	28
Décembre	263	39	216	8	400	25

D'après le tableaux qui présentent la concentration des trois (03) paramètres de pollution de l'entrée et de la sortie de la STEP d'Ain El Houtz, nous remarquons que la teneur de ces paramètres à l'entrée ne dépassent pas la plage de chaque paramètre ce qui implique que les eaux, en général, sont de même origine (domestique). En ce qui concerne, les eaux de la

sortie de la STEP (les eaux épurées) les teneurs sont dans les normes de rejet (Journal Officiel de la République Algérienne No41 ; 15 Juillet 2012) ce qui indique que l'eau rejetée présente de bonnes caractéristiques physicochimiques. Le rendement qualitatif de la STEP varie entre 95 et 97%. [8]

L'ensemble des Interventions et les travaux de station d'épuration

Désignation de l'ouvrage	Interventions et travaux
Déversoir d'orage	-Evacuation des pierres et sable du déversoir d'orage après les crus. -Nettoyage du dégrilleurs du déversoir d'orage nouvellement conçu.
Dégrilleur	-Nettoyage et évacuation des déchets solides, récupérés des deux dégrilleurs, vers l'aire de stockage.
Déssableur déshuileur	-Nettoyage du chenal d'évacuation des sables aspirés. -Evacuation des flottants réunis dans le bac à huile. -Chaulage des parois internes du déshuileur.
Bacs à sable	-Evacuation des sables dans la vanne tractée vers l'aire de stockage. -Chaulage des parois internes du Bacs à sable vide
Bassin d'aération	-Nettoyage des déversoirs -Nettoyage et entretien des mélangeurs submersibles MX1 MX2 ET MX4
Décanteurs secondaires	-Soutirage des boues en excès. -Nettoyage des parois du canal d'évacuation des eaux clarifiées ainsi que les lames (siphonides, gantées) -Nettoyage du regard de la station de pompage des flottants. -Intervention au niveau du pompage des flottants pour remplacement de la poire. -Réparation de la porte de l'armoire électrique du TRS.

bassin de chloration	<p>-Evacuation des eaux pluviales stagnantes au niveau du bâtiment de chloration.</p> <p>-Nettoyage du caniveau de la Câblerie électrique près du bassin de chloration.</p>
lits de séchage	<p>-Ramassage et évacuation, manuellement et avec tractopelle, des boues sèche des lits vers l'aire de stockage.</p> <p>-Evacuation par pompage de la boue épaissie vers les lits de séchage.</p> <p>-Chaulage des parois internes des lits de séchage.</p>
Groupe électrogène	<p>Mise en place d'une armoire électrique pour le groupe électrogène au niveau de la chambre du TGBT.</p> <p>Raccordement du groupe électrogène à l'armoire déjà posée au niveau du TGBT.</p> <p>Essai et mise en marche du groupe électrogène</p>
Aménagement	<p>Suite du nettoyage et lavage de la chaussée dans toute la step.</p> <p>Suite et fin réalisation d'un système de collecte (conduit, regards) des eaux de drainage des lits de séchage et eaux pluviales vers le canal de recirculation (par EURL EL Miah).</p> <p>Balayage à l'extérieur de la SETP.</p> <p>Curage du déversoir d'orage et l'entrée du prétraitement (dégrilleurs).</p> <p>Suite des travaux d'amenée de la terre végétale de l'extérieur pour remplir creux causés par la crue ;</p> <p>Suite et fin des travaux de peinture de toute la station y compris les équipements.</p>

1.3.5.3 La déshydratation :

Permet de poursuivre l'opération d'épaississement jusqu'à un état pâteux, les boues titrant alors de 15 à 35 % de siccité selon le type de boue et l'appareillage sélectionné. Elle se fait couramment par des moyens mécaniques tels que la décanteuse centrifuge, le filtre à bande ou le filtre-pressé à plateaux. Ces techniques exigent l'ajout de polymère, ou encore de chaux et de chlorure ferrique dans le cas des filtres à plateaux.

La déshydratation constitue souvent l'étape militante de la filière: une siccité minimale peut en effet être imposée contractuellement (généralement > 30 %) en vue de l'évacuation de la boue ou être requise en vue d'une incinération dans des conditions d'auto-combustibilité. L'ajout de chaux à hauteur de 200 à 600 kg de Ca (OH)₂ par tonne de matière sèche est alors souvent pratiqué et permet une stabilisation chimique de la boue déshydratée.

1.3.5.4 Le séchage :

Conduit à une réduction de volume jusqu'à plus de 60 %, voire 90 %, de siccité si nécessaire. Il peut être aussi utilisé en couplage avec un four afin de dépasser la siccité requise (supérieure à 30 %) pour rendre la boue toujours auto combustible.

Conclusion :

Les eaux pluviales doivent être évacuées pour limiter la submersion des zones urbanisées. Les eaux usées doivent être évacuées sans stagnation loin des habitations car les déchets qu'elles contiennent sont susceptibles de donner naissance à des nuisances ou même engendrer des épidémies ; les eaux rejetées doivent satisfaire aux objectifs fixés pour le maintien et l'amélioration de la qualité des milieux naturels récepteurs, pour ce but en a construire les stations d'épuration. Ce chapitre représente des généralités sur le traitement des eaux usées et les procédés pour assurer l'évacuation avec les bonnes conditions.

Chapitre III

Etude d'extension de la
station d' AIN EL
HOUTZ

Chapitre 3 : Etude de l'extension de station d'épuration d'Ain el houtz

Le développement rapide de l'ensemble de nos agglomérations exige une surveillance particulière sur la capacité de traitement de la STEP. L'extension de la station d'AIN EL HOUTZ, s'appuiera sur la mise en place d'un dégrilleur, l'ajout d'un dessableur et des bassins aérobies complémentaires pour augmenter la capacité d'accueil de la step.

1.7 Révision de la dimension dans l'état Actuelle(2013)

1.7.1 Estimation de la population :

Les données du dernier recensement de 2013 indiquent que la population de ville de Tlemcen est de 143964 hab. Et la population de ville chetouane pour (cites DNC, citesbouarfa) est de 750 hab c à d le nombre de la population de la ville Tlemcen qui rejeté leur eaux usées au station est a environ de 144714 hab. [22,23]

1.7.2 Calcul des débits et des charges polluantes :

Pour la révision de la dimensionner la station d'épuration à l'état actuelle2013, il faut bien estimer les débits d'eau usée et les charges polluantes.

1.7.2.1 Calcul des débits :

Le débit des eaux usées est estimé à 80% des besoins en eaux de la population. Sachant que la dotation hydrique pour les deux villes Tlemcen et chetouane est de 190l/j/h [24].

a) le débit journalier :

Le débit total journalier se calcule comme suit :

$$Q_j = D \cdot N \cdot R \dots \dots \dots (III-1)$$

Avec :

D : dotation (l/hab/j), N : nombre d'habitant l'horizon considéré, R=0,8 : coefficient de rejet.

$$Q_j = 190 \cdot 10^{-3} \cdot 144714 \cdot 0,8 = 21997 \text{ m}^3/\text{j}$$

b) débit moyen horaire :

Il est donne par la relation suivante :

$$Q_m = \frac{Q_j}{24} \dots \dots \dots (III-2)$$

$$Q_m = 21997/24$$

$$Q_m = 917 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_m = 254,72 \text{ l/s}$$

c) le débit de pointe en temps sec :

On le calcul par la relation suivante

$$Q_p = C_p \cdot Q_m \dots\dots\dots(III-3)$$

$$\text{Avec : } C_p = 1,5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_m}} \quad \text{si } Q_m \geq 2,8 \text{ l/s}$$

$$C_p = 3 \quad \text{si } Q_m < 2,8 \text{ l/s}$$

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

$$Q_p = 1,65 \cdot 254,72 = 420 \text{ l/s} = 1512 \text{ m}^3/\text{h}$$

d) le débit diurne :

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

$$Q_d = \frac{Q_j}{16 \text{ heures}} \dots\dots\dots(III-4)$$

$$Q_d = 21997/16 = 1375 \text{ m}^3/\text{h}$$

1.7.2.2 Calcul des charges polluantes :

a) Charge en MES :

La teneur en matière en suspension par habitant et par jour pour un réseau unitaire est de 90g/hab/j [25].

Donc la charge de polluantes se calcule :

$$MES = \frac{144714 \cdot 90}{1000} \dots\dots\dots(III-5)$$

$$= 13024 \text{ kg MES/J pour actuelle}$$

D'où la concentration en MES est:

$$[MES] = \frac{\text{charge polluant}}{\text{débit totale}}$$

$$= \frac{13024 \times 10^6}{21997 \times 10^3}$$

$$= 592 \text{ mg/l}$$

b) Charge en DBO₅

La charge polluante apportée par habitant et par jour est estimée à 60g/hab/j [25]

$$DBO_5 = \frac{144714 \cdot 60}{1000} \dots\dots\dots(III-6)$$

$$= 8683 \text{ kg DBO}_5/\text{j}$$

D'où la concentration en DBO₅ est [25] :

$$[\text{DBO}_5] = \frac{\text{chargepolluant}}{\text{débittotale}}$$

$$= \frac{8683 \times 10^6}{21997 \times 10^3}$$

$$= 395 \text{ mg/l}$$

Tableau III-1 : Récapitulatif des données de bases de la STEP pour état actuelle 2013

Paramètres	Unités
Type de réseau	Unitaire
Nombre population	144714
Débit totale journalier m ³ /j	21997
Débit moyenne horaire m ³ /h	917
Débit de pointe de temps sec m ³ /h	1512
Charges polluantes	
La teneur en DBO ₅ (g/hab/j)	60
La teneur en MES(g/hab/j)	90
Charges en DBO ₅ (kg DBO ₅ /j)	8683
[DBO ₅](mg/l)	395
Charge en MES(kgMES/j)	13024
[MES](mg/l)	592

1.8 Dimensionnements les ouvrage de station à l'état Actuelle 2013 :

1.8.1 Calcul des ouvrages de prétraitements :

1.8.1.1 Calcul du dégrilleur : [26]

Le but dans le dégrilleur est d'estimer la largeur de grille.

$$S = \frac{Q}{v.o.c} \dots\dots\dots(III-7)$$

S = surface mini de la grille en m² ;

V = vitesse de l'influent dans le caniveau ; 0,6 ≤ V ≤ 1,2

h = tirant d'eau maxi en amont de la grille ;

C = Coefficient de colmatage (0,10 à 0,30 pour une grille manuelle et 0,40 à 0,50 pour une grille automatique ;

l = largeur minimum de la grille

$$O = \frac{\text{Espace libre entre les barreaux}}{\text{Espace libre entre les barreaux} + \text{Epaisseur des barreaux}}$$

a) Le dégrillage manuelle :

Espace libre entre les barreaux =50mm

Epaisseur des barreaux =20mm

$$\begin{aligned} \text{Avec : } O &= \frac{5}{5+2} \\ &= 0,71 \end{aligned}$$

En prend :

C=0,3 ; Q_P=0,426m³/s et V=0,8m/s

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,426}{0,8 \cdot 0,71 \cdot 0,3} \\ &= 2,5 \text{m}^2 \end{aligned}$$

Pour compléter le dimensionnement largeur du dégrillage :

Prendre h_{max}=1m et α = 70% ≈ 63°

$$\begin{aligned} \text{Longueur mouillée} = L_0 &= \frac{h}{\sin \alpha} = \frac{1}{\sin 63} \\ &= 1,12 \text{m} \end{aligned}$$

La largeur l de la grille est ensuite estimée par la relation :

$$\begin{aligned} l &= \frac{S}{L_0} = \frac{2,5}{1,12} \\ &= 2,23 \text{m} \approx 2,30 \text{m} \end{aligned}$$

b) Le dégrillage automatique :

Espace libre entre les barreaux =20mm

Epaisseur des barreaux =10mm

$$O = \frac{2}{2 + 1} = 0,66$$

On prend :

$C=0,5$; $Q_p=0,492\text{m}^3/\text{s}$ et $V=0,8\text{m/s}$

$$S = \frac{0,426}{0,8 \cdot 0,66 \cdot 0,5}$$
$$= 1,6\text{m}^2$$

Pour compléter le dimensionnement largeur du dégrillage :

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

$$\text{Longueur mouillée} = L_0 = \frac{h}{\sin\alpha} = \frac{1}{\sin 63}$$
$$= 1,12\text{m}$$

La largeur l de la grille est ensuite estimée par la relation :

$$l = \frac{S}{L_0} = \frac{1,60}{1,12}$$
$$= 1,40\text{m} \approx 2\text{m}$$

1.8.1.2 Calcul du dessableur dégraisseur : [26]

Pour dimensionner les dessableurs on prend une charge superficielle de $50 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ et pour dimensionner les dégraisseurs on prend une vitesse ascensionnelle (la vitesse de remontée des graisses) de 15 m/h (un temps de séjour hydraulique sur le débit de pointe de 10 minutes). Les deux opérations sont réalisées simultanément dans un ouvrage combiné de forme rectangulaire :

Surface horizontale de dessablage dégraisage :

$$S = \frac{Q_p}{V} \dots\dots\dots\text{(III-8)}$$

Avec :

S : surface de l'ouvrage (m^2)

V : la vitesse

Q_p : débit de point

Pour le dessabler :

$$S_1 = 1512/50 = 30,24 \text{ m}^2$$

Pour le dégraisseur

$$S_2 = 1512/15 = 101 \text{ m}^2$$

On retient la surface plus grande $S=101\text{m}^2$

La longueur : $S=L \times l$ d'où $L = \frac{S}{l}$

S : surface de dessableur dégraisseur (m²)

l : largeur de dessableur dégraisseur en fixe l=4m

L : longueur de dessableur dégraisseur

$$L = \frac{S}{l} = \frac{101}{4} = 25\text{m}$$

Le volume = Q x t

Q :débit de point (m³/s)

t : temps de séjour

V :volume de dessableur dégraisseur

$$= 1512 \times 10 / 60$$

$$= 252\text{m}^3$$

Donc la hauteur de l'ouvrage $h = \frac{V}{S} = \frac{252}{101}$

$$= 2,5\text{m}$$

Les dimensions du dessableur- dégraisseur sont : L=25m,l=4m,h=2,5m

1.8.2 Le traitement biologique [27]

Station d'épuration d'Ain El Houtz boues activées à Faible charge :

1.8.2.1 Bassin d'aération :

Il est calculé par l'équation suivante:

$$C_v = \frac{\text{masse de DBO}_5}{V_{B.A}} \quad \text{d'ou} \quad V_{A.B} = \frac{\text{masse de DBO}_5}{C_v} \dots\dots\dots(\text{III-9})$$

Avec :

C_v : charge volumique appliquée (on prend c_v=0,3kgDBO₅/m³/j, faible charge)

V_{A.B} : volume de bassin d'aération

En prendre C_v=0.3

$$V_{A.B} = \frac{8683}{0,3} = 28943\text{m}^3$$

La station contient 4 unités de bassin d'aération, alors notre calcul est rapporté à l'unité de bassin :

$$\text{Volume d'unité calculée} = \frac{28943}{4} = 7236 \text{ m}^3$$

Calcule la surface d'unité de bassin : on fixe la hauteur $h=4,6\text{m}$

$$S = V/h = 7236/4,6 = 1573 \text{ m}^2$$

Pour : $L_1=L_2$ la largeur de bassin $l=S/L=1573/55,5=28,34\text{m}$

Les dimensions du chaque unité de bassin d'aération:

$$L=55,5\text{m}, l=28,34\text{m}, V=7236\text{m}^3, S=1573\text{m}^2$$

1.8.2.2 Clarificateur

- **Le Clifford:[11]**

Prenons $Q_p = Q_R = 1512 \text{ m}^3/\text{h}$

Vitesse de passage = 60 m/h sur Q_p et Q_R

Le CEMAGREF recommande une vitesse maximale de passage de 90 m/h

$$S = \frac{Q_p + Q_R}{V_{asc}} = \frac{1512 + 1512}{60} \dots\dots\dots(\text{III-10})$$

$$= 50,40 \text{ m}^2$$

Surface de chaque clifford = $50,40/2 = 25,2 \text{ m}^2$

- **La surface de décantation [26]**

On prend une vitesse de chute des particules dans l'ouvrage $V_c = 0,6 \text{ m/h}$

$$S_{dec} = \frac{Q_p}{V_c} \dots\dots\dots(\text{III-11})$$

$$= \frac{1512}{0,6}$$

$$= 2520 \text{ m}^2$$

Surface de chaque décantation = $2520/2 = 1260 \text{ m}^2$

Sclarif totale = $S_{dec} + S_{clifford}$

$$= 2520 + 50,40 = 2570,40 \text{ m}^2$$

Donc en divise la surface clarificateur en 2

$$S_{01} = \frac{2570,40}{2}$$

$$= 1285,2\text{m}^2$$

$$\varnothing_{\text{clarif}} = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1285,2}{3,14}}$$

$$= 40,46\text{m}$$

- **Le volume du clarificateur**

Nous négligerons la pente

$$V_{\text{clari}} = S_{\text{clarif}} \times H$$

Avec :

V_{clari} : volume du clarificateur

S_{clarif} : surface de clarificateur

H : La hauteur cylindrique

Il fixe la hauteur deau 4m en périphérie

$$V_{\text{clari}} = S_{\text{clarif}} \times H$$

$$V_{\text{clari}} = 2570,40 \times 4$$

$$= 10281,6\text{m}^3$$

Donc chaque clarificateur le volume = $10281,6 / 2 = 5140,8\text{m}^3$

Tableau III-2 : Comparaison de dimensionnement de l'état actuelle(2013) et l'état ancien (2005)

Ouvrage	Dimensions réel (2005)	Dimensions calculée (2013)
Dégrilleur manuelle	Largeur=1,8m Inclinaison=70% Ecartement entre les barreaux=5cm	Largeur=2,3m Inclinaison=70% Ecartement entre les barreaux=5cm
Dégrilleur automatique	Largeur=2m Inclinaison=70% Ecartement entre les barreaux=2cm	Largeur=1,4m Inclinaison=70% Ecartement entre les barreaux=2cm
Dessableur dégraisseur	Largeur=4m Longueur=26m Surface=204m ²	Largeur=4m Longueur=25m Surface=100m ²
Clarificateur	Diamètre=46m Surface=1661m ² Hauteur=4m Volume=6644m ³	Diamètre=40,46m Surface=1285,2m ² Hauteur=4m Volume=5140,8m ³

Interprétation de tableau :

La station d'épuration d'Ain El Houtz reçoit ainsi depuis fin d'année 2013 les eaux usées de la ville Tlemcen (environ 145 000 habitants), elle assure le traitement des effluents domestiques de cette agglomération.

De par la croissance de la population et des industries, la capacité nominale de la station s'est rapidement révélée limitée impliquant parfois des rejets non conformes vers le milieu récepteur. Il semble donc indispensable aujourd'hui de redimensionner et de reconcevoir cette station d'épuration, c'est ce que fait notre mémoire qui mène l'étude nécessaire au redimensionnement de la station d'épuration.

D'après les calculs de tableau ci-dessus pour les dimensions des ouvrages pour les effluents des eaux usées (2013), les problèmes majeurs rencontrés actuellement sur la station portent principalement sur le prétraitement avec le dégrilleur manuel qui a une Largeur actuellement de 1,8 m qui devient dans notre cas 2,3 m de Largeur au minimum. D'autre par la réhabilitation du bassin d'aération est indispensable pour améliorer leur rendement, car le volume de bassin d'aération actuel est environ de 4723 m³ et on a trouvé qu'il faut augmenter leur le volume jusqu'à 7236 m³ pour assurer la vie des bactéries qui rentrent au contact des eaux usées.

Tous les dimensions des ouvrages sont actuellement suffisantes sauf le dégrilleur manuel et le bassin d'aération qu'ils sont sous dimensionnée. Dans ce dernier cas l'objectif de cette révision est redimensionner de la station pour permettre de bien traiter les effluents domestiques et industriels et on a constaté que les redimensionnements des ouvrages sont indispensables pour la continuité du fonctionnement avec des bons résultats et rendements acceptables dans la plus longue durée.

1.9 Extension de la station d'épuration à l'horizon 2033

La population avec laquelle la STEP sera dimensionnée, dans cette présente étude, est celle de 2033 soit $P=170191$ hab.

Le dimensionnement d'une station d'épuration dépend de la charge à l'entrée, qui est fonction du débit, et des concentrations moyennes des paramètres de pollution (DBO₅, MES...)

1.9.1 Calcul des débits et des charges polluantes :

Pour bien dimensionner la station d'épuration, il faut bien estimer les débits d'eau usée et les charges polluantes.

1.9.1.1 Calcul des débits : [13]

Le volume rejeté par les habitants est estimé à 80 % de la dotation d'AEP. La direction de l'hydraulique de la wilaya de Tlemcen a adopté une dotation de 190 l/hab/j [ADE] pour la ville de Tlemcen.

Il s'agit de déterminer : a-Le débit journalier : « Qj » (m³/j)

b-Le débit moyen horaire : « Qm » (m³/h)

c-Le débit de pointe : « Qp »

d-le débit diurne « Qd »

a) le débit journalier:[13]

Le débit total journalier se calcule comme suit :

$$Q_j = D \cdot N \cdot R$$

Avec :

D : dotation (l/hab/j), N : nombre d'habitant l'horizon considéré, R : coefficient de rejet.

$$Q_j = 190 \cdot 10^{-3} \cdot 170191 \cdot 0,8 = 25869,032 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_j = 25869,032 \text{ m}^3/\text{j} \approx 25869 \text{ m}^3/\text{j}$$

b) débit moyen horaire : [13]

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_m = \frac{Q_j}{24}$$

$$Q_m = 25869/24$$

$$Q_m = 1077,87 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_m = 299,40 \text{ l/s}$$

c) le débit de pointe en temps sec [13]:

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_p = C_p \cdot Q_m$$

$$\text{Avec : } C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}} \quad \text{si } Q_m \geq 2,8 \text{ l/s}$$

$$C_p = 3 \quad \text{si } Q_m < 2,8 \text{ l/s}$$

Dans notre cas le $C_p = 1,644$ d'où le calcul du débit de pointe :

$$Q_p = 1,644 \cdot 299,40 = 492,21 \text{ l/s} = 1771,95 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 1771,95 \text{ m}^3/\text{h} \approx 1772 \text{ m}^3/\text{h}$$

d) le débit diurne [13] :

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

$$Q_d = \frac{Q_j}{16 \text{ heures}} \quad Q_d = 25869/16 = 1616,81 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_d = 1616,81 \text{ m}^3/\text{h}$$

1.9.1.2 Calcul des charges polluantes [25] :

a) charge en MES :

La teneur en matière en suspension par habitant et par jour pour un réseau unitaire est de 90g/hab/j

Donc la charge de polluantes se calcule :

$$\text{MES} = \frac{170191.90}{1000}$$

$$= 15317 \text{ kg MES/J pour l'horizon 2033}$$

D'où la concentration en MES est :

$$[\text{MES}] = \frac{\text{charge polluant}}{\text{débit totale}}$$

$$= \frac{15317 \times 10^6}{25869 \times 10^3}$$

$$= 592 \text{ mg/l}$$

b) charge en DBO₅[25]

La charge polluante apportée par habitant et par jour est estimée à 60g/hab/j

$$\text{DBO}_5 = \frac{170191.60}{1000}$$

$$= 10211 \text{ kg DBO}_5/\text{j}$$

D'où la concentration en DBO₅ est :

$$[\text{DBO}_5] = \frac{\text{charge polluant}}{\text{débit totale}}$$

$$= \frac{10211 \times 10^6}{25869 \times 10^3}$$

$$= 395 \text{ mg/l}$$

Le tableau III.2 : résumé l'estimation des débits et des charges polluantes nécessaires au dimensionnement :

Paramètres	Unités
Type de réseau	Unitaire
Nombre population	170191
Débit totale journalier m ³ /j	25869
Débit moyenne horaire m ³ /h	1077,87
Débit de pointe de temps sec m ³ /h	1772
Charges polluantes	
La teneur en DBO ₅ (g/hab/j)	60
La teneur en MES(g/hab/j)	90
Charges en DBO ₅ (kg DBO ₅ /j)	10211
[DBO ₅](mg/l)	395
Charge en MES(kgMES/j)	15317
[MES](mg/l)	592

Le dimensionnement des ouvrages de station se fait à partir du débit de pointe et des charges polluantes calculer précédemment.

1.10 Calcul les ouvrage de station:

1.10.1 Calcul des ouvrages de prétraitements :

1. Calcul du dégrilleur :[26]

Le but du dégrilleur est d'estimer la largeur de grille.

$$S = \frac{Q}{v.o.c} \dots\dots\dots$$

S = surface mini de la grille en m² ;

V = vitesse de l'influent dans le caniveau ; $0,6 \leq V \leq 1,2$

h = tirant d'eau maxi en amont de la grille ;

C = Coefficient de colmatage (0,10 à 0,30 pour une grille manuelle et 0,40 à 0,50 pour une grille automatique ;

l = largeur minimum de la grille

$$O = \frac{\text{Espace libre entre les barreaux}}{\text{Espace libre entre les barreaux} + \text{Epaisseur des barreaux}}$$

a) Le dégrillage manuelle: pour calculer la surface

En calcul

Espace libre entre les barreaux = 50mm

Epaisseur des barreaux = 20mm

$$\begin{aligned} \text{Avec : } O &= \frac{5}{5+2} \\ &= 0,71 \end{aligned}$$

En prend :

C=0,3 ; Q_P=0,492m³/s et V=0,8m/s

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,492}{0,8 \cdot 0,71 \cdot 0,3} \\ &= 2,88\text{m}^2 \end{aligned}$$

Pour compléter le dimensionnement largeur du dégrillage :

Prendre h_{max}=1m et α = 70% ≈ 63°

$$\begin{aligned} \text{Longueur mouillée } = L_0 &= \frac{h}{\sin \alpha} = \frac{1}{\sin 63} \\ &= 1,12\text{m} \end{aligned}$$

La largeur l de la grille est ensuite estimée par la relation :

$$l = \frac{S}{L_0} = \frac{2,88}{1,12}$$

$$= 2,57\text{m} \approx 2,60\text{m}$$

Calcul de l'extension du dégrillage manuel :

Dans la phase d'extension, il est prévu de construire un second dégrilleur en parallèle avec
Le premier :

Son la largeur est : $l_{\text{ext}}=l_2-l_1= 2,6-1,8=0,8\text{m}$

donc : Les dimensions du nouvel dégrilleur sont : $l=0,8\text{m}$, $L_0=1,12$, $h=1\text{m}$, $e=50\text{mm}$,

Le refus de la grille manuelle [11]:

$$R = \frac{12}{e} = \frac{12}{5}$$

$$= 2,4 \dots\dots\dots$$

$$R_T = \frac{R \cdot N}{1000} = \frac{2,4 \cdot 170191}{1000}$$

$$= 408,45\text{m}^3/\text{an}$$

b) Le dégrillage automatique :

Pour calculer la surface

Espace libre entre les barreaux =20mm

Epaisseur des barreaux =10mm

$$O = \frac{2}{2 + 1} = 0,66$$

On prend :

$C=0,5$; $Q_p=0,492\text{m}^3/\text{s}$ et $V=0,8\text{m/s}$

$$S = \frac{0,492}{0,8 \cdot 0,66 \cdot 0,5}$$

$$= 1,86\text{m}^2$$

Pour compléter le dimensionnement largeur du dégrillage :

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

$$\begin{aligned} \text{Longueur mouillée} = L_0 &= \frac{h}{\sin \alpha} = \frac{1}{\sin 63} \\ &= 1,12 \text{ m} \end{aligned}$$

La largeur l de la grille est ensuite estimée par la relation :

$$\begin{aligned} l &= \frac{S}{L_0} = \frac{1,86}{1,12} \\ &= 1,66 \text{ m} \approx 1,70 \text{ m} \end{aligned}$$

Donc : Le dégrillage automatique est de largeur 1,70m.

Calcul du dégrillage automatique d'extension :

Dans la phase d'extension, il est prévu de construire un second dégrilleur en parallèle avec

Le premier : sans la largeur est : $l_{\text{ext}} = l_2 - l_1 = 1,70 - 1 = 0,70 \text{ m}$.

Donc : Les dimensions du nouvel dégrilleur automatique existant sont :

$$l = 0,70 \text{ m}, e = 20 \text{ mm}$$

Le refus de la grille automatique [11]

$$\begin{aligned} R &= \frac{12}{e} = \frac{12}{2} \\ &= 6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_T &= \frac{R \cdot N}{1000} \\ &= \frac{6 \cdot 170191}{1000} = 1021,14 \text{ m}^3/\text{an} \end{aligned}$$

2. Calcul du désableur dégraisseur [26]:

Pour dimensionner les désableurs on prend une charge superficielle de 50 m³/m²/h et pour dimensionner les dégraisseurs on prend une vitesse ascensionnelle (la vitesse de remontée les graisses) de 15 m/h (un temps de séjour hydraulique sur le débit de pointe de 10 minutes.

Les deux opérations sont réalisées simultanément dans un ouvrage combiné de forme rectangulaire.

Surface horizontale de dessablage dégraissage :

$$S = \frac{Q_P}{V}$$

Avec :

S : surface de l'ouvrage (m²)

V : la vitesse

Q_P : débit de point

Pour le dessableur :

$$S_1 = 1772/50 = 35,44 \text{ m}^2$$

Pour le dégraisseur

$$S_2 = 1772/15 = 118,13 \text{ m}^2$$

On retient la surface plus grande S=118m²

La longueur : $S = L \times l$ d'où $L = \frac{S}{l}$

S : surface du dessableur dégraisseur (m²)

l : largeur du dessableur dégraisseur en fixe l=4m

L : longueur du dessableur dégraisseur

$$L = \frac{S}{l} = \frac{118}{4} = 29,5\text{m}$$

Le volume = Q x t

Q : débit de point (m³/s)

t : temps de séjour

V : volume du dessableur dégraisseur

$$\begin{aligned} &= 1772 \times 10 \times 60 \\ &= 295,2\text{m}^3 \end{aligned}$$

Donc la hauteur de l'ouvrage $h = \frac{V}{S}$
 $= 2,5\text{m}$

Les dimensions du dessablage dégraisseur sont : L=29,5m, l=4m, h=2,5m

Calcul d'extension du bassin de sableur-dégraisseur:

Dans la phase d'extension, il est prévu de construire un second dessablage dégraisseur sous forme circulaire en parallèle avec le premier :

Son surface est : $S_{\text{ext}} = S_2 - S_1 = 118 - 104 = 14 \text{ m}^2$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 14}{3,14}} = 4,22 \text{ m}$$

Donc : Les dimensions de nouvelle dessablage dégraisseur existant sont :

$$S = 14 \text{ m}^2, D = 4,22 \text{ m}$$

Calculer la quantité de matière organique

Quantité de graisses produite = 16 g MEH / EH / j

$$\begin{aligned} \text{soit pour : } 170191 \text{ EH} &= \frac{16 \cdot 170191}{1000} \\ &= 2723,056 \text{ kg/j} \end{aligned}$$

Quantité de graisses piégée = 1 kg MEH / hab / an (sortie dégraisseur avec un rendement maxi de 20 % et une concentration de 50-80 g MEH/l)

Soit pour 170191 EH = $170191 \cdot 1 = 170191 \text{ kg MEH/an} = 466,27 \text{ kg MEH/j}$

$$\begin{aligned} \text{Rendement dégraisseur} &= \frac{466,27}{2723,056} \\ &= 0,17 \times 100 = 17\% \end{aligned}$$

Le volume de sable extrait par habitant et par an est de l'ordre de 5 à 12 dm³

$$\begin{aligned} V_{\text{SABLE}} &= \frac{8 \cdot 170191}{1000} \\ &= 1361,52 \text{ m}^3/\text{an} \end{aligned}$$

Densité = 1,7 à 2

1.10.2 Le traitement biologique

Station d'épuration d'Ain El Houtz boues activées à Faible charge :

1.10.2.1 Bassin d'aération [27]:

Il est calculé par l'équation suivante:

$$C_v = \frac{\text{masse de DBO}_5}{V_{B.A}} \quad \text{d'ou} \quad V_{A.B} = \frac{\text{masse de DBO}_5}{C_v}$$

Avec :

C_v : charge volumique appliquée (on prend $c_v=0,3\text{kgDBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$, faible charge)

$V_{A.B}$: volume du bassin d'aération

On prend $C_v = 0.3$

$$V_{A.B} = \frac{10211}{0,3}$$
$$= 34036,66\text{m}^3 \approx 34037\text{m}^3$$

La station contient 4 unités de bassin d'aération, alors notre calcul et la comparaison est rapporté à l'unité de bassin :

$$\text{Volume d'unité calculée} = \frac{34037}{4}$$
$$= 8509,25\text{m}^3$$

Calcul de la surface d'unité de bassin : on fixe la hauteur $h=4,6\text{m}$

$$S = V/h = 8509/4,6 = 1849,78\text{m}^2$$

Pour : $L_1=L_2$ la largeur de bassin $l = S/L = 1849,78/55,5 = 33,32\text{m}$

Les dimensions du chaque unité de bassin d'aération :

$$L=55,5\text{m}, l=33,32\text{m}, V=8509,25\text{m}^3, S=1849,78\text{m}^2$$

Calcul l'extension des bassins

Dans la phase d'extension, il est prévu de construire d'autres bassins d'aération sous forme circulaire :

$$V_{\text{actuel}} = 4723 * 4 = 18892\text{m}^3$$

$$V = 34037\text{m}^3$$

Le volume des bassins d'extension est donné par

$$V_{\text{ext}} = V - V_{\text{actuel}} = 34037 - 18892 = 15145\text{m}^3$$

On considère d'implanter les bassins d'aération sous forme circulaire de même profondeur : $h=4,6\text{m}$, la surface sera alors :

$$S = V_{\text{extension}} / h = 3292,39\text{m}^2$$

On suppose construire deux bassins d'aération

Donc: $S_{01}=S/2=1646,2 \text{ m}^2$ et $V_{01}= V/2=7572,5\text{m}^3$

$$D=\sqrt{\frac{4.S}{\pi}}=\sqrt{\frac{4.1646,2}{3,14}}=45,8\text{m}$$

donc : Les dimensions de chaque bassin d'aération sont : $D=46 \text{ m}$, $h=4,6\text{m}$.

1.10.2.2 L'aération :

✓ besoins en oxygène :

Pour favoriser la réaction aérobie qui est plus rapide que la fermentation anaérobie, il faut que le milieu contienne une concentration suffisante en oxygène. On admet que les micro-organismes aérobies n'utilisent pas directement l'oxygène mais il doit être dissous dans l'eau. La quantité théorique d'oxygène est la somme de celle nécessaire à la synthèse et celle nécessaire à la respiration endogène.

Elle est donnée par la relation :

✓ Besoins en oxygène théorique [10]

$$B_{O_2\text{théorique}}=a'L_e + b'X$$

$B_{O_2\text{théorique}}$: besoins journaliers,

a' (kg O₂/kg DBO₅) : coefficient de besoin pour la synthèse de la biomasse,

L_e (kg DBO₅/j) : DBO₅éliminée,

b' (kg O₂/kg MVS/j)) : coefficient besoin pour la respiration,

X (kg) boues organiques dans le bassin (MVS),

En calcule X et L_e

$$X= V_{AB} .[MES]_a .\%MVS$$

V_{AB} : volume de bassin d'aération

$[MES]_a$: concentration des boues dans l'aérateur(g/l)(en prend $[MES]_a=4\text{g/l}$

$\%MVS$: $\%MVS$ dans le bassin d'aération (soit70% de MVS dans le bassin d'aération)

$$X = 34037 \times 4 \times 0,70$$

$$=95303,6 \text{ kgMVS .}$$

En suppose un rendement d'épuration $R=90\%$, $L_0=10211\text{kg/j}$

$$L_e(\text{kg/j})=L_0 \times 0,90$$

$$=10211 \times 0,90$$

$$= 9189,9 \text{ kg/j}$$

On calcul $O_{2\text{théorique}}$

$$\text{Avec } a' = 0,65 \text{ et } b' = 0,065$$

$$O_{2\text{théorique}}=0,65 \times 9189,9 + 0,065 \times 95303,6$$

$$=5973,43 + 6194,73$$

$$=12168,16 \text{ kg } O_2/\text{j}$$

✓ **La quantité horaire d'oxygène nécessaire [13]:**

$$q_h = \frac{q_{o_2}}{24} = 507 \text{ kg} / \text{m}^3 / \text{h}$$

$$q_h = 507 \text{ kg/m}^3/\text{h}$$

✓ **la quantité d'oxygène nécessaire pour 1m^3 de bassin [13] :**

$$q_b = \frac{q_{o_2}}{V} = 0,357 \text{ kg } o_2 / \text{m}^3 / \text{j}$$

$$q_b = 0,357 \text{ kg } o_2 / \text{m}^3 / \text{j}$$

✓ **Quantité de boues produites [10]**

$$\Delta B = a m \cdot L_e - b X + S_{\min} + S_{\text{dur}}$$

Avec :

$S_{\min}(\text{kg/j})$: matières minérales en suspension apportées par l'effluent,

$S_{\text{dur}}(\text{kg/j})$: matières organiques en suspension difficilement Biodégradables apportées par l'effluent : 25 % des MVS.

$L_e(\text{kg DBO5/j})$: DBO5 éliminée,

$a m$: augmentation de la biomasse par élimination de la DBO5,

b : diminution de la biomasse par respiration endogène,

$\Delta B(\text{kg/j})$: boues en excès,

$X(\text{kg})$: boues organiques dans le bassin (MVS),

$$\begin{aligned} \Delta B &= a m \cdot L e^{-b X} + S_{\min} + S_{\text{dur}} \\ &= 0,65 \times 9189,9 - 0,05 \times 95303,6 + 0,3 \times 15317 + 0,25 \times 0,70 \times 15317 \\ &= 5973,43 - 4765,18 + 4595,1 + 2680,47 \\ &= 8483,82 \text{ kg/j} \end{aligned}$$

✓ **Le débit spécifique par m³ de bassin [13] :**

$$q_{sp} = \frac{\Delta B}{V}, \quad \text{Avec } V : \text{volume de bassin d'aération}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{8483,82}{34037} \\ &= 0,249 \text{ kg/m}^3/\text{j} \end{aligned}$$

1.10.2.3 Clarificateur :

a) **Le Clifford [11]**

Prenons $Q_p = Q_R = 1772 \text{ m}^3/\text{h}$

Vitesse de passage = 60 m/h sur Q_p et Q_R

Le CEMAGREF recommande une vitesse maximale de passage de 90 m/h

$$\begin{aligned} S &= \frac{Q_p + Q_R}{V_{\text{asc}}} = \frac{1772 + 1772}{60} \\ &= 59,06 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Surface de chaque Clifford = $59,06/2 = 29,53 \text{ m}^2$

b) **La surface de décantation [26]**

On prend une vitesse de chute des particules dans l'ouvrage $V_C = 0,6 \text{ m/h}$

$$\begin{aligned} S_{\text{déc}} &= \frac{Q_p}{V_C} = \frac{1772}{0,6} \\ &= 2953,33 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Surface de chaque décantation = $2953,33/2 = 1476,66 \text{ m}^2$

Sclarif totale = $S_{\text{déc}} + S_{\text{Clifford}}$

$$= 2953,33 + 59,06 = 3012,39 \text{ m}^2$$

Donc en divise la surface clarificateur en 2

$$S_{01} = \frac{3012,39}{2}$$
$$= 1506$$

$$\varnothing_{\text{clarif}} = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1506}{3,14}}$$
$$= 43,80\text{m}$$

c) Le volume du clarificateur

Nous négligerons la pente

$$V_{\text{clari}} = S_{\text{clarif}} \times H$$

Avec :

Vclari(m³) : volume du clarificateur

Sclarif(m²) : surface de clarificateur

H(m) : La hauteur cylindrique

Il fixe la hauteur d'eau 4m en périphérie

$$V_{\text{clari}} = S_{\text{clarif}} \times H$$

$$V_{\text{clari}} = 3012,39 \times 4$$
$$= 12049,56\text{m}^3$$

d) Calcul des bassins d'extension

Le volume de chaque clarificateur actuelle = 6644m³

Le volume de chaque clarificateur future = 6025m³

Donc le clarificateur est surdimensionné

e) Temps pour un tour

On fixe la Vitesse de rotation en périphérie = 4cm/s

$$\text{Périmètre} = \pi \times \varnothing_{\text{clarif}} = \pi \times 43,80 = 137,53\text{m} \approx 137,5$$

$$\text{Temps pour un tour} = \frac{\text{Périmètre}}{0,04 \times 60} = \frac{137,5}{2,4}$$
$$= 57,3\text{mn}$$

f) La production de boues biologiques:[11]

Soit 0,84 kg MES / kg DBO5 entrant

$$P_b = \frac{0,84 \times (\text{charge de MES} + \text{charge de DBO}_5)}{2}$$

Avec :

$DBO_{5\text{entrée}}$: masse de DBO apportée par jour (kg/j)

$MES_{\text{entrée}}$: masse de MES apportée par jour (kg/j)

$$P_b = \frac{0,84(15317 + 10211)}{2}$$
$$= 10721,76 \text{ kg MES/j.} \approx 10722 \text{ kgMES/j.}$$

g) Age de boues [27] :

$$A = \frac{[MES]_a \cdot (V_{B.A} + 0,75 \times V_{\text{clarif}})}{P_b}$$

Avec :

A : âge de boues (j)

P_b : production journalière de boues (kg/j)

$[MES]_a$: concentration des boues dans l'aérateur(mg/l)

V_{AB} : volume du bassin d'aération (m³)

V_{Clarif} : volume du clarificateur

On prend $[MES]_a = 4\text{g/l}$

$$= \frac{4 \times (34037 + 0,75 \times 12050)}{10722} = 16\text{j}$$

1.10.2.4 Bassin de désinfection :

Avant le rejet des eaux usées, il est nécessaire de désinfecter puisqu'ils peuvent contenir des microbes pathogènes que l'eau véhicule et transmet ainsi de dangereuses maladies.

En général, pour la désinfection, on utilise les oxydants (chlore, bioxyde de chlore, eau de javel,..Etc). Pour cela, on utilise la désinfection par le chlore qui nécessite un temps de contact minimum de 15mn. [28]

a) Le volume de bassin

$$V=Q_p \cdot t_c$$

Avec : Q_p /débit de pointe(m^3/s), t_c : temps de contact($t_c=15mn$)

$$V=0,492 \cdot 15 \cdot 60=443m^3$$

b) Besoin en chlore

Le procédé par boues activées permet de réduire le nombre d'Escherichia Coli de 75 %

La chloration doit alors détruire 25 % des microorganismes, ce qui nécessite une dose de

Chlore de 5mg/l à 10mg/l:

Le besoin journalier en chlore sera alors :

$$0,5 \cdot 25869=12934,5g/j = 13kg/j$$

1.10.2.5 Le traitement des boues

La filière sera équipée :

- d'un épaisseur statique,
- lit de stockage
- d'une aire de stockage.

a) Calcul de l'extraction [26]

$$P_b=10722kg \text{ MES}/j$$

$$[MES]_a= 4 g/l= 4 kg \text{ MES}/m^3$$

$$[MES]_R = 2 \times [MES]_a= 8 kg \text{ MES}/m^3= [MES]_E$$

Avec $[MES]_R$: concentration de boues recyclées

et $[MES]_E$: concentration de boues extraites

Nous prenons 5 j de traitement de boues par semaine

$$\text{Quantité à extraire } P_b \times \frac{7}{5} = 10722 \cdot \frac{7}{5} = 15010,8 kg \text{ MES}/j$$

Avec 6 h de traitement/jour d'extraction

$$\begin{aligned} \text{Quantité à extraire} &= \frac{15010,8}{6} \\ &= 2501,8kg \text{ MES}/h \end{aligned}$$

$$[MES]_E= 8,0 kg/m^3$$

$$\begin{aligned}\text{Volume à extraire} &= \frac{2501,8}{8} \\ &= 312,72\text{m}^3/\text{h}\end{aligned}$$

b) Epaisseur [26]

Il faut bien distinguer l'épaisseur du stockeur

Quantité à extraire par jour = 15010,8 kg MES/j

Volume à extraire par jour = $15010,8/8 = 1876,35\text{m}^3/\text{j}$

Charge spécifique admissible = 25 à 35 kg MES/m²/j

$$\begin{aligned}\text{Soit une surface de} &= \frac{15010,8}{30} \\ &= 500,36\text{m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Diamètre} &= \sqrt{\frac{4 \cdot 500,36}{\pi}} \\ &= 25,24\text{m}\end{aligned}$$

La concentration des boues à la sortie varie en fonction de l'indice des boues en entrée d'épaisseur.

Les hauteurs sont :

On fixe la Hauteur cylindrique = 4 m

Hauteur des boues = 1,50 m

Hauteur d'eau claire = 1,50 à 2,50 m

Hauteur du cône = diamètre x 0,15 m = $25,24 \times 0,15 = 3,78\text{m}$

$$\begin{aligned}\text{Volume du cône} &= \text{surface} \times \text{hauteurs du cône} \times \frac{1}{3} \\ &= 500,36 \times 3,78 \times \frac{1}{3} \\ &= 630,45\text{m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Volume de l'épaisseur} &: \text{volume cylindrique} + \text{volume du cône} \\ &= 500,36 \times 4 + 630,45 \\ &= 2631,89\text{m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Temps de séjour} &= \frac{2631,89}{1876,35} \\ &= 1,40\text{jour}\end{aligned}$$

c) Calcul des bassins d'extension

Dans la phase d'extension, il est prévu de construire autre bassin Epaisseur sous forme circulaire :

$$V_{\text{actuel}} = \frac{\pi D^2}{4} * 4 + \frac{\pi D^2}{4} * 1 * \frac{1}{3} = 615,44 + 51,33 = 666,77 \text{m}^3$$

La surface de bassins d'extension est donné par

$$S_{\text{ext}} = S - S_{\text{actuel}} = S = 500,36 - 154 = 346,36 \text{m}^2$$

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

Volume du nouvel Epaisseur d'extension :

$$V_{\text{ext}} = 2631,89 - 666,77 = 1965,12 \text{m}^3$$

Dimensions d' Epaisseur complémentaire :

$$V = 1965,12 \text{m}^3$$

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

$$\text{Peu de fond : } \frac{3}{10}$$

Lit de séchage : [25]

Si on adopte pour une surface de 1m^2 pour 14 EH et vue le climat favorable à la déshydratation des boues dans notre pays, la surface total des lits de séchage est :

$$S(\text{m}^2) = \text{EH} / 14$$

$$= 170191 / 14$$

$$= 12156,5 \text{m}^2$$

Si on opte pour des lits de dimension unitaire $L = 30 \text{m}$ et $l = 15 \text{m}$, soit une surface unitaire $S_u = L * l = 450 \text{m}^2$, le nombre des lits est alors de :

$$N = S / S_u$$

$$= 12156,5 / 450$$

$$= 27 \text{lits de séchages}$$

Pour l'extension

$$S_{\text{extension}} = S - S_{\text{actuelle}}$$

$$S_{\text{actuelle}} = 450 * 14 = 6300 \text{m}^2$$

Donc :

$$S_{\text{ext}} = 12156,5 - 6300$$

$$=5856\text{m}^2$$

$$N = \frac{S_{\text{ext}}}{S_u} = 13 \text{lit de séchage}$$

Air de stockage [26]

Siccité en sortie = 15 à 20 %

$$\begin{aligned} \text{Volume produit} &= \frac{10722}{150} \\ &= 71,48\text{m}^3/\text{j} \end{aligned}$$

Sur 8 mois d'autonomie, le volume produit : est de $=8 \times 71,48 \times 30,5 = 17441,12\text{m}^3$

Hauteur moyenne de stockage = 1,50 m donc la Surface $= 11627,41\text{m}^2$

Le tableau suivant résume les dimensions de la STEP de AIN EL HOUTZ en trois états différents :

Les ouvrages	Dimensions existant (2005)	Dimensions en 2013	Dimensions en 2033	Résultat
Dégrilleur manuel	Largeur=1,8m Inclinaison=70% Ecartement entre les barreaux=5cm	Largeur=2,3m Inclinaison=70% Ecartement entre les barreaux=5cm	Largeur de grille =2,6m Inclinaison =70% Ecartement entre les barreaux=5cm	construire un second dégrilleur de largeur l=0,8m
Dégrilleur automatique	Largeur=2m Inclinaison=70% Ecartement entre les barreaux=2cm	Largeur=1,4m Inclinaison=70% Ecartement entre les barreaux=2cm	Largeur de grille = 2 m Inclinaison =70% Ecartement entre les barreaux: 2cm	Aucune extension
Déssableur dégraisseur	Largeur=4m Longueur=26m Surface=104m ²	Largeur=4m Longueur=25m Surface=100m ²	Longueur =29,5m Largeur =4m Surface=118m ²	Nouvel déssableur dégraisseur circulaire S=14m ² , D=4 m

Bassin d'aération	Il y a 4 bassins, les dimensions de chaque bassins sont : Largeur=18,5 Longueur=55,5 Surface=1026,75m ² Hauteur=4,6m	Il y a 4 bassins, les dimensions de chaque bassin calculé sont : Largeur=28 ,34m Longueur=55,5m Surface=1572,87m ² Hauteur=4,6	Il y a 4 bassins, les dimensions de chaque bassin calculé sont : longueur = 55,5m largeur =33,32m hauteur = 4,6m	2 bassins d'aération sous forme circulaire, les dimensions de chaque bassin calculé sont : D=46 m, h=4,6m.
Clarificateur	Chaque clarificateur a dimensions : Diamètre=46m Surface=1661m ² Hauteur=4m Volume=6644m ³	Chaque clarificateur Diamètre=40,46m Surface=1285,2m ² Hauteur=4m Volume=5140,8m ³	Chaque clarificateur cal : Surface=1476,66m ² Diamètre=43,80m Volume =6024,76m ³ Hauteur=4m	Aucune extension

Chapitre IV

Proposition

d'aménagement d'un

bassin d'orage

Chapitre 4 : Proposition d'aménagement d'un bassin d'orage

Les conséquences de l'extension de l'urbanisation sur le régime et la qualité des eaux sont multiples. Elles posent bien des problèmes aux aménageurs et aux gestionnaires des équipements urbains. C'est tout particulièrement le cas pour les eaux pluviales dont la régulation des débits a, de tout temps, constitué une préoccupation majeure, en raison de leur comportement souvent catastrophique. Ce chapitre présente une vue générale sur les bassins d'orage ainsi les méthodes de dimensionnement de cet ouvrage dans la station AIN ELHOUTZ.

1.11 Définition du bassin d'orage

Bassin d'orage installé sur un réseau unitaire, souvent juste à l'amont d'une station d'épuration, et destiné à stocker provisoirement tout ou partie du volume ruisselé généré par une pluie pour le restitue ultérieurement et à débit contrôlé à la station d'épuration.[29]

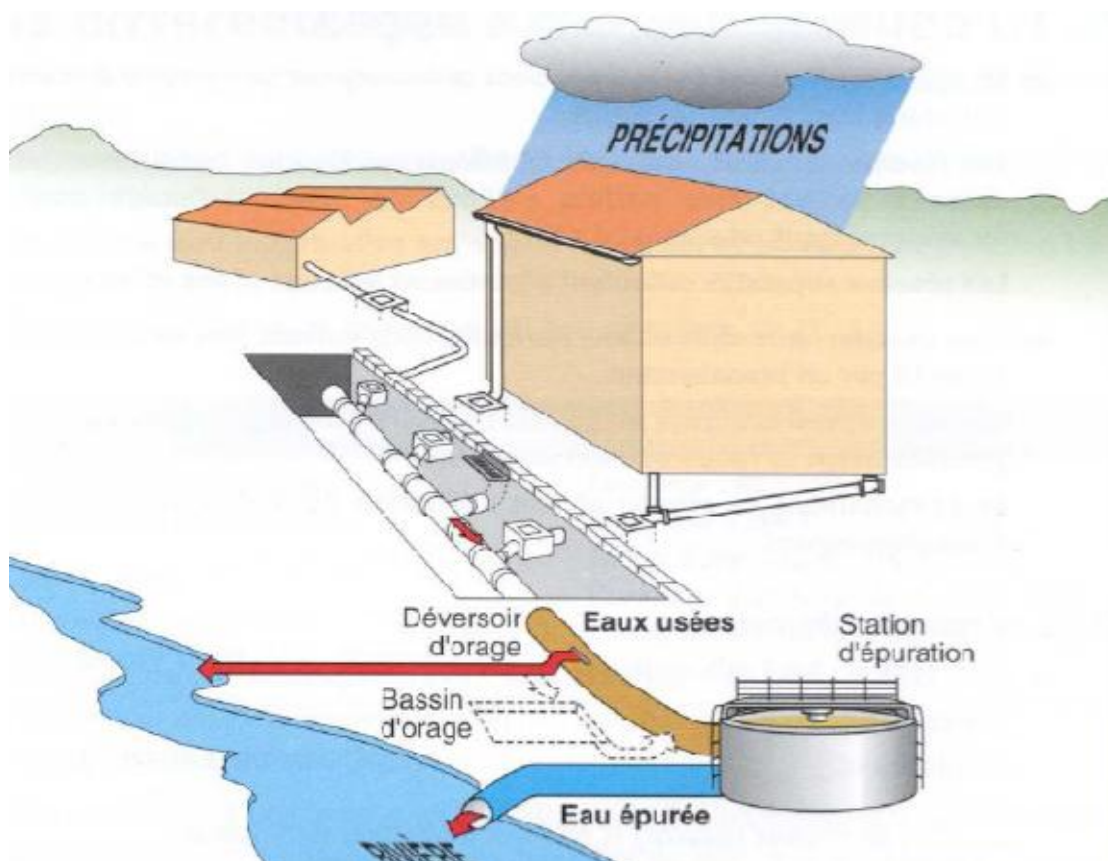


Figure IV.1 :L'implantation du bassin d'orage dans le réseau d'assainissement [30]

1.12 Rôle des bassins d'orage

Les bassins de retenue ou de rétention peuvent remplir, selon les nécessités d'équipement du système deux rôles fonctionnels [11] :

Régulations des débits

La mise en place d'un bassin d'orage sur un réseau unitaire permet de limiter le débit à son aval, tout en conservant une partie non négligeable des apports polluants.

La limitation des débits arrivant à la station d'épuration fait que l'on peut escompter par temps de pluie une qualité d'épuration de même niveau que par temps sec.

Les eaux non déversées dans le milieu naturel et stockées dans le bassin d'orage sont ensuite traitées par la station, ce qui augmente le degré d'épuration global du système.

Une bonne gestion de la capacité du bassin permet donc de traiter à la station un volume d'eaux usées supérieur et avec de meilleurs rendements.

Rétention des matières polluantes

Les déversoirs d'orage en réseau unitaire provoquent une pollution du milieu récepteur : les bassins d'orage par stockage de ces eaux polluées évitent ce type de nuisance et favorisent la régulation du fonctionnement des déversoirs.

Lors des petites pluies, le bassin d'orage peut adsorber le volume total qui aurait été déversé en son absorber et n'y a pas de rejet polluant au milieu récepteur.

Lors de pluies plus importantes, le premier flot de rinçage, très pollué, est stocké en totalité dans le bassin.

Dans le cas du bassin muni d'un déversoir de traitement (bassin de transit), le débit déversé a subi un prétraitement sommaire qui limite son impact sur l'exutoire naturel.

Grâce à ces bassins, la plupart des flottants sont retenue et les produits de rinçage stockés, le milieu récepteur est donc protégé.

1.13 Les types du bassin d'orage:

L'objectif visé par les bassins de retenue peut être atteint par des voies différentes. Suivant le mode de réalisation on peut distinguer deux types de bassins [31] :

1.13.1 Les bassins creux ou sans digue :

Entièrement réalisée par terrassement en déblai. Ils sont généralement implantés sur des zones tabulaires.

1.13.2 Les bassins avec digue

Où la capacité de stockage Est obtenue par la fermeture d'un thalweg au moyen d'un remblai compacté. Le plus souvent, un terrassement de la cuvette est prévu pour augmenter la capacité de stockage et réutiliser les terrains extraits, si leur nature et leur volume s'y prêtent, pour la confection que corps de digue.

1.13.3 Les bassins secs

Ces bassins ne contiennent pas d'eau par temps sec. Ils ne se remplissent que temporairement au moment des précipitations. La cote l'exutoire correspond à la cote du font de bassin. Le fond est généralement réglé de telle sorte que les eaux ne stagnent pas, ni ne transforment le bassin en marécage nauséabond et insalubre.

Les bassins permanents

Par temps sec, ces bassins sont censés contenir une lame d'eau permanente. La cote du plan d'eau permanent, Ou normal, est imposée par la cote de l'exutoire. Lors des précipitations, le niveau du plan d'eau s'élève puis s'abaisse en fonction de l'importance des apports et du débit de l'exutoire. Ces variations de niveau constituent le marnage.

1.13.4 Les bassins d'absorption :

Bien que pouvant être rattachés à l'une ou l'autre des deux premières catégories, ces bassins présentent une particularité justifiant la définition d'une troisième catégorie. Ils se différencient en effet par l'absence d'exutoire classique tel que collecteur, ru ou rivière. La vidange du stockage ne s'effectue que par infiltration à travers le fond et les berges du bassin. On y associe souvent des puisards plus ou moins profonds pour améliorer les possibilités d'absorption. Cette catégorie de bassin se rencontre souvent en assainissement routier ou autoroutier.

1.14 Implantation du bassin d'orage

Les bassins d'orage sont des ouvrages relativement simples dans leur conception et leur fonctionnement. Ils doivent en revanche être correctement localisés [11].

L'implantation d'un bassin d'orage dépend :

- ✓ Des caractéristiques du bassin versant drainé (conditions hydrologiques, climatiques, géologiques, topographiques...),
- ✓ Des caractéristiques du réseau lui-même (type, fonctionnement, population raccordée, problèmes spécifiques, existences de déversoirs...).

Les bassins d'orage devra être optimale des points de vue :

- a. débits conservés et débits déversés,
- b. lutte contre la pollution
- c. couts d'investissement
- d. couts d'exploitation

Le choix de cette position sera donc guidé par des considérations d'ordre :

- ✓ Techniques d'investissement
- ✓ Techniques D'exploitation

1.15 Fonctionnement des bassins d'orage

La plupart des bassins d'orage sont constitués de deux parties, une bêche de pompage et une bêche de stockage. Par temps sec, ou lors des petites pluies, les eaux pluviales transitent par la bêche de pompage en direction de la station d'épuration. Au-delà, la bêche de stockage commence à se remplir.

Une fois la pluie terminée et le débit arrivant à la station revenu à la normale, on peut vidanger le bassin gravitaire ment ou au moyen de pompes. Cette vidange doit être assurée dans un délai de 24 heures maximum, afin de limiter les risques de septicité et des dégagements d'odeurs.

Si la pluie se poursuit, on peut atteindre le niveau « haut » de la bêche de stockage et les effluents dilués (ayant subi une décantation sommaire) sont alors rejetés au milieu naturel. Afin d'éviter une très grande décantation et donc un vidange et un nettoyage difficile, des systèmes de brassage sont mis en place, tels que les hydro-éjecteurs ou les aéro-éjecteurs.

L'injection d'air et/ou d'eau permet de brasser l'effluent et de maintenir les particules en suspension, de façon à pouvoir les reprendre lors de la vidange dans le système d'assainissement, ce qui limite les fréquences de nettoyage des bassins. Elle empêche également la fermentation anaérobie des eaux résiduaires et évite les nuisances olfactives propres à la dégradation des matières organiques. [31]

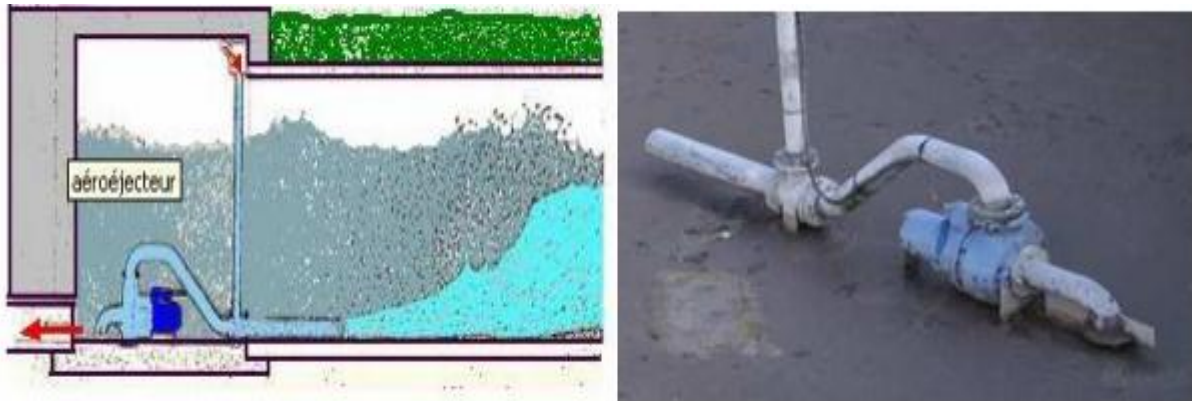


Figure IV.2 : brassage de bassin d'orage par le système aéro-éjecteur

Le modèle de Caquot ou méthode superficielle est une forme globaliste de la rationnelle. D'une manière générale, en faisant intervenir tous les mécanismes de l'écoulement

Le nettoyage peut se faire de différentes manières :

Système de chasses automatiques, compartiments à clapet ou avec auget basculeur (un volume d'eau placé en hauteur est déversé brutalement pour rincer le radier).

Nettoyage manuel (balais et pelles)

Aspersion par rampes, lances d'incendies, jet sous pression, etc.

Raclage du fond avec un pont racleur

1.16 Les méthodes des calculs des bassins d'orage

1.16.1 Méthode du volume d'un bassin :

La méthode dite des débits ou encore des volumes est fondée sur l'analyse statistique volumes, elle est en tout point conforme à la première démarche proposée pour l'évaluation de C (coefficient de ruissèlement). Cette méthode considère tous les événements possibles : les hauteurs d'eau équivalentes à stocker sont déterminées pour un épisode pluvieux en fonction de la valeur obtenue par différence entre la hauteur d'eau moyenne apportée sur l'intervalle d'analyse et les hauteurs d'eau équivalentes au volume écoulé à l'exutoire dans le même intervalle de temps. [32]

Deux méthodes pour le calcul du volume d'un bassin existent et qui sont la méthode dite des pluies et la méthode dite des volumes.

Dans ces deux méthodes supposent que le débit sortant est constant. Le calcul du volume d'un bassin, tient compte de certains paramètres qui ne sont pas négligés :

- La quantité d'eau de pluie tombée directement sur la surface du bassin Des apports d'eau de ruissellement recueillis en amont pendant une précipitation.
- Les sources alimentant de manière continue la retenue.

Tous ces facteurs permettent le remplissage de la retenue, parallèlement d'autres paramètres tendent à vidanger la retenue à savoir :

Le débit d'évacuation destiné à d'autres utilisations (irrigation, station d'épuration).

Les pertes d'eau par évaporation qui sont faibles et peuvent être négligées.

Les pertes d'eau par infiltration.

1.16.2 La méthode de la pluie critique :

La méthode de la « pluie critique », développée en Allemagne, repose sur la recherche d'une pluie pour laquelle les déversoirs ne doivent pas fonctionner. Cette pluie est définie d'après l'analyse détaillée de l'hydrologie du bassin versant. Mais sans toujours prendre en compte la sensibilité du milieu naturel. C'est ainsi que dans les régions de l'est de la France, pour l'intensité de la pluie critique, une valeur de 10 à 15 l/s/ha de surface active a été envisagée. Si ces chiffres ont été validés sur certains sites, on a constaté, qu'en d'autres endroits, ce dimensionnement amenait à des déversements fréquents en été et inexistant en hiver. Par ailleurs la densité d'équivalents-habitants n'étant pas prise en compte.[33]

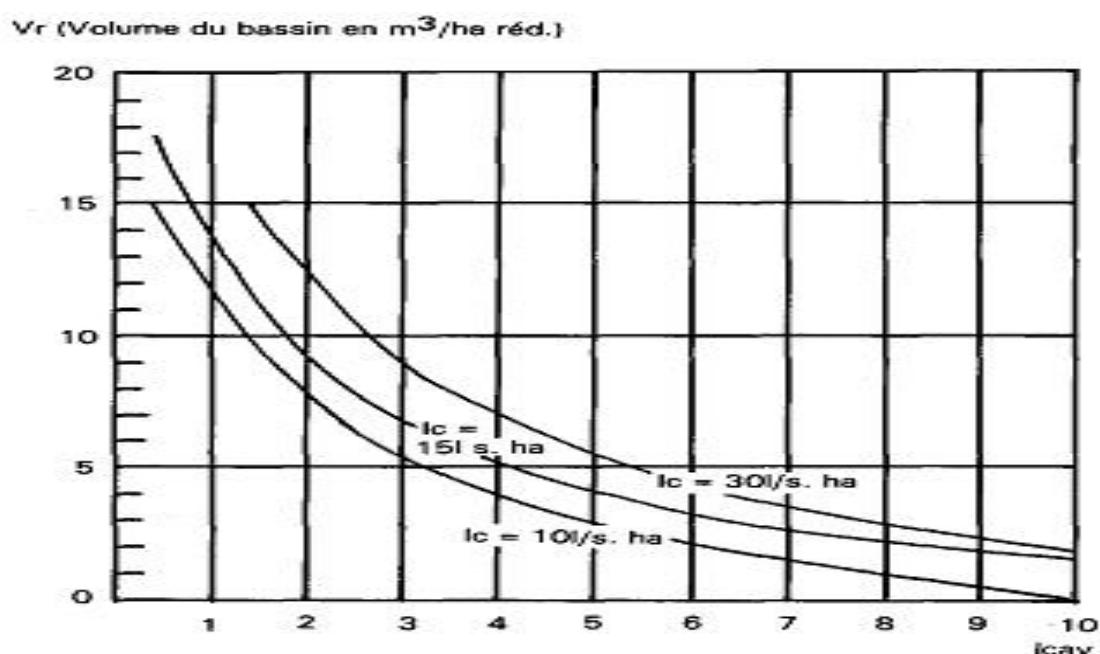


Figure IV.3 : Calcul le volume du bassin à l'aide de l'intensité critique

1.16.3 Le dimensionnement d'un bassin d'orage à AIN EL HOUTZ :

Le calcul le volume du bassin d'orage est fait par un feuille de calcul Excel élaboré par CHENAL Jean-Marc. Nous présentons par suit les différentes démarche à suivre pour calculer le volume du bassin d'orage.

1.16.3.1 Débit usées :

En général les eaux usées sont le rejet les eaux consommé par une population soit domestique ou /et industriel. Pour assurer une bonne estimation des débits usées il faut multiplier avec uncoefficientqui correspondant à les heures de pointe.[33]

En peut calculer le débit des eaux usées avec la formule suivant :

$$Q_{eu} = \left(\frac{(pop \times C_e)}{84600} \right) \times Coef.p$$

Q_{eu} : Le débit des eaux usées.

pop : La population à reprendre.

C_e :La consommation moyenne d'eau par habitant et par jour.

$Coef.p$: Le coefficient de point.

1.16.3.2 Débit en temps sec :

Au terme hydrologique, le débit en temps secse compose des eaux domestique, artisanales industrielles, ainsi que des eaux de drainage dans le cours d'eau égale les rejets des eaux usées plus la contributiondes sourcesnaturelles (nappes, sources, fonde nage...etc.).

$$Q_{ts} = Q_{eu} + Q_{dr}$$

Q_{ts} : Le débit en temps sec.

Q_{eu} : Le débit des eaux usées.

Q_{dr} : Le débit de drainage.

1.16.3.3 Débit de pluie critique :

Cette pluie est définie d'après l'analyse détaillée de l'hydrologie du bassin versant

D'après une étude, On introduire le coefficient de ruissellement plus la superficie totale à reprendre (dans eaux pluviales) avec la valeur spécifique des pluies critiques développée par

les Allemandes et Vérifiées dans l'EST de la France est égale 15l/s/ha pour calculer le débit de pluie critique.

$$Q_{pc} = 15 \times C \times S$$

Q_{pc} : Le débit de pluie critique.

C : Le coefficient de ruissellement.

S : La superficie totale à reprendre.

1.16.3.4 Le débit critique :

Pour déterminer notre calcul il faut trouver le débit critique résultant en réseaux unitaire, ce dernier est la somme des débits pluie critique et temps sec.

$$Q_{cr} = Q_{pc} + Q_{ts}$$

Q_{cr} : Le débit critique résultant.

Q_{ts} : Le débit en temps sec.

1.16.3.5 Débit aval admissible :

On appelle le débit aval admissible la quantité des eaux qui arrive sans difficulté à l'exutoire.

On peut estimer le débit aval admissible avec la formule ci-dessous :

$$Q_{av. adm} = K_s \times \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} \times I_{coll}^{1/2}$$

$Q_{av. adm}$: Le débit aval admissible de collecteur.

K_s : Coefficient de collecteur aval.

D : diamètre de collecteur.

I_{coll} : pente de pose de collecteur aval.

1.16.3.6 Le Débit pluvial en aval :

C'est la différence des débits en aval admissible et le temps sec est estimé par la formule suivante :

$$Q_{p.av} = Q_{av.adm} - Q_{ts}$$

$Q_{p.av}$: Le Débit pluvial en aval.

$Q_{av.adm}$: Le débit aval admissible de collecteur.

Q_{ts} : Le débit en temps sec.[33]

1.16.3.7 L'intensité critique de pluie en aval :

Estimé par la formule suivant :

$$I_{cav1} = \left(\frac{Q_{p.av}}{(C \times S)} \right).$$

I_{cav1} : l'intensité critique de pluie en aval.

1.16.3.8 Le temps de concentration :

À partir de certaine considération, la formule a été maintenue dans l'instruction de 1977 qui exprime Le temps de concentration :

$$T_c = (\mu \times I_{bv}^{-d} \times S^e \times Q_{cr}^{-f})$$

$$\mu = 0.50$$

I_{bv} : La pente moyenne de bassin versant, avec comme exposant : $d = 0.41$.

S : superficie totale à reprendre, avec comme exposant : $e = 0.507$.

Q_{cr} : débit critique résultant.

1.16.3.9 Le volume du bassin d'orage :

Le volume du bassin est déterminé à l'aide du diagramme de la figure suivante en fonction de L'intensité critique retenue.

La formule de calcul est de la forme suivante :

$$V = Vr \times C \times S \times aT$$

- **V** : est le volume du bassin d'orage que l'on dimensionne, il est exprimé en m³.
- **Vr** : est le volume relatif du bassin, exprimé en m³/ha, il est tiré d'un abaque en fonction du débit dérivé vers la station d'épuration pour différentes intensités critiques de la pluie. Cet abaque est déterminé à partir des observations menées dans des réseaux types, le plus souvent en Allemagne. Le volume relatif peut être aussi déterminé à partir des observations menées dans des réseaux types, le plus souvent en Allemagne.
- **C** : est le coefficient de ruissellement moyen
- **S** : est la surface, en ha
- **aT** : est un facteur, sans dimension, lié au temps de concentration T.

aT est donnée par la table qui suit.

Temps de concentration (en minutes)	Facteur aT
10	1,25
15	1,48
20	1,63
25	1,74
30	1,82
35	1,88
40	1,93
50	2,02
60	2,06
80	2,12
100	2,17
120	2,20
180	2,25

1.16.3.10 La durée de stockage débit critique :

C'est le rapport entre le volume d'orage et le débit critique résultant, est estimé par la formule suivant :

$$D_{stock} = v / Q_{cr}$$

D_{stock}: la durée de stockage débit critique.

Q_{cr} : Le débit critique résultant.

Données de l'étude			
Population à reprendre		Pop =	170191 Hab
Consommation moyenne d'eau par habitant et par jour		Ce =	190 l / j / hb
Débit de drainage permanent		Qdr =	2,00 l / s
Superficie totale à reprendre (eaux pluviales)		S' =	40110000 m ²
		S =	4011,00 ha
Coefficient de ruissellement	Selon caractéristiques du terrain	C =	0,60
Pente moyenne du bassin versant		I.bv =	10,00 mm / m
Diamètre du collecteur aval		D =	1250 mm
Pente de pose du collecteur aval		I.coll =	3,00 mm / m
Coefficient KS du collecteur aval	Dépend du type de collecteur	Ks =	77

Résultats de l'étude			
Débit eaux usées	$((Pop \times Ce) / 86400) \times \text{coef. pointe } (p)$	Qeu =	609,76 l / s
Débit de temps sec	$(Q.EU + Qdr)$	QTS =	611,76 l / s
Débit de pluie critique	$(15 \times C \times S)$	Qpc =	36099,00 l / s
Débit critique résultant	$(Qpc + QTS)$	Qcr =	36710,76 l / s
Débit aval admissible du collecteur	$((D \times (Ks \times I.coll^{(1/2)} \times \pi)^{(3/8)}) / 4^{(5/8)})^{(8/3)}$	Qav.adm =	2383,39 l / s
Débit pluvial en aval	$(Qav.adm - QTS)$	Qpav =	1771,63 l
Intensité critique de pluie en aval	$(Qp.av / (C \times S))$	Icav1 =	0,74 l / s / ha

Intensité critique de pluie retenue	Si $I_{cav1} > 10$, prendre $I_{cav} = 10$	$I_{cav} =$	0,74	l / s / ha
Temps de concentration	$(0.50 \times (I_{bv} \wedge -0.41) \times (S \wedge 0.507) \times (Q_{cr} \wedge -0.287))$	$T_c =$	79	min
Facteur αT	Fonction du T_c	$\alpha T =$	2,12	
Volume relatif du bassin	Fonction de I_{cav}	$V_r =$	14,21	m ³ / ha.r

Caractéristiques du bassin d'orage				
Volume du bassin d'orage	$(V_r \times C \times S \times \alpha T)$	$V =$	72602	m ³
Durée de stockage débit critique	(V / Q_{cr})	$D_{stock} =$	33	min

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

L'eau collectée par les égouts est conduite à une usine de traitement appelée couramment station d'épuration il est d'abord filtrée par des grilles de plus en plus fines, qui retiennent tous les déchets solides. Les déchets en suspension ou solubles doivent être séparés par d'autres méthodes : décantation, floculation, traitement par des bactéries. A la suite de plusieurs filtrages et décantation, l'eau peut être rejetée dans un cours d'eau. Elle n'est plus dangereuse pour l'environnement, mais elle n'est pas pour autant potable.

La population actuelle de la ville de Tlemcen est environ de : 145000 habitants sans oublier que le coefficient de croisement pour l'agglomération égal 0,8%, on peut remarquer avec un petit calcul que le nombre de population sera 170191habitants à l'horizon de 2033.Cette croissance influe sur l'augmentation dans le volume de rejet, donc il est indispensable aujourd'hui de redimensionner et de reconcevoir cette station d'épuration de Ain El Houtz .

L'extension de la station d'épuration à l'horizon 2033, conduit à construire un seconde dégraisseur de largeur 0,8 m, d'ajouter un nouvel déssableur dégraisseur de diamètre 4 m. Dans la phase de traitement biologique, il faut ajouter deux bassins d'aération de diamètre 46 m et dans le traitement des boues il faut ajouter aussi 13 lits de séchage.

Pour augmenter la capacité de la station on a proposé d'implanter un bassin d'orage, le but de ce dernier est de stocker une bonne partie des eaux usées quand la station recevra leur débit max soit dans les heures de point ou les moments pluvieuses.

Cette étude doit être complétée par une étude du coté génie civil pour la construction des ouvrages et l'estimation de cout général de projet.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Bibliographie

- [1] **BERRADA GOUZI M., 2007**, « ASSAINISSEMENT NON COLLECTIF DANS LA PROVINCE DE KENITRA », Mastère spécialisé en Management et Ingénierie des Services d'Eau et d'Assainissement, École Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg.
- [2] **BEDIA S M., 2012**, « Étude technico-économique de l'extension de la station d'épuration de la ville de Hassi R'mel par rapport à la conception d'une nouvelle station en tenant compte du taux démographique de la zone », Mémoire de Master en Hydraulique, Université Abou-Bakr Belkaid de Tlemcen.
- [3] **TANDIA C., 2007**, « Contrôle Et suivi De La Qualité Des Eaux Usées Protocole de Détermination Des Paramètres Physico-chimiques Et Bactériologiques », Centre Régional Pour L'eau Potable Et L'assainissement A Faible Coût, Centre collaborant de l'OMS, Ouagadougou, Burkina Faso.
- [4] **SILMAN S Y. & PAPA SIDY T., 2003**, « étude de réhabilitation de la station d'épuration de saly portudal », projet de fin d'études d'ingénieur de conception, École Supérieure Polytechnique Centre de THIES, Université Cheikh Anta Diop de Dakar Senegal.
- [5] **SAADI H., 2013**, « Étude des performances d'un lit bactérien classique à garnissage empouzzolane de Beni Saf », Mémoire Master en Hydraulique, Université Abou-Bakr Belkaid de Tlemcen
- [6] **Gaid A. 1984**, « Épuration biologique des eaux usées urbaines tome I », édition OPU, Alger.Paris, France.
- [7] **DJEDDI H., 2007**, « utilisation des eaux d'une station d'épuration pour irrigation des essences forestières urbaines », Magistère en Écologie et Environnement, Université Mentouri Constantine.
- [8] **HADJOU BELAID Z., 2013**, « Contribution à l'étude des dysfonctionnements relevés dans une station d'épuration, étude du cas : STEP d'Ain El Houtz », Mémoire de master en hydraulique, Université Abou-Bakr Belkaid de Tlemcen.
- [9] **AKPO Y., 2006**, « évaluation de la pollution des eaux usées domestiques collectées et traitées a la station d'épuration décampèrent (Dakar) », Mémoire de diplôme d'études

approfondies de productions animales, École Inter-états des Sciences et Médecine Vétérinaires de Dakar.

[10] **GAÏD A., 1993**, « Traitement des eaux usées urbaines », doc. C 5220, Omnium de Traitement et de Valorisation (OTV), France.

[11] **www.fndae.fr**, consulté le 15-04-2014.

[12] **DEGREMONT., 2007**, « Mémento technique de l'eau » ; deuxième édition, édition technique et document, Paris.

[13] **HAOUATI E., 2005**, « étude de réhabilitation et d'extension de la station d'épuration de la ville de Djelfa », Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, École Nationale Supérieure de l'hydraulique Abdallah Arbaoui, Blida.

[14] **http://www.oieau.org**. Consulté le 11-03-2014.

[15] **http:// www.tlemcen2011.org**, Consulté le 11-03-2014.

[16] **ALINEHARI A., 2013**, « étude de l'alimentation en eau potable du groupement urbaine de Tlemcen », Mémoire de Master en hydraulique. Université Abou-Bakr Belkaid de Tlemcen

[17] **DPAT** (direction de planification et de l'aménagement de territoire de la wilaya), 2013, Rapport d'étude d'accroissement de la wilaya de Tlemcen.

[18] **ANRH.**, Agence National de Ressource Hydraulique.

[19] **JEAN R T & ALIAIN V., 2006**, « traite d'irrigation » deuxième édition TEC & DOC, paris.

[20] **Kaid Slimane b., 2004**, « schéma directeur d'assainissement du groupement urbaine de Tlemcen (GUT) a l'horizon 2020 », Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique Université Abou-Bakr Belkaid de Tlemcen.

[21] **Zarouali M., 2005**, « création d'un base des données du réseau d'assainissement de chetouane et réalisation de cartes numérisées a l'aide d'un S.I.G », Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique Université Abou-Bakr Belkaid de Tlemcen.

[22] **ONA.**, fiche technique de la station d'épuration des eaux usées de la ville de Tlemcen « AIN EL HOUTZ ».

[23] **DHW.**, direction hydraulique de willaya Tlemcen, 2014.

[24] **ADE.**, Algérienne Des Eaux, 2014, Rapport interne.

[25] **BOUASSBA F., 2013**, « étude et dimensionnement d'une station d'épuration des eaux Usées de l'agglomération urbaine de sfisef (willaya de sidi bel abbasse », Mém. Master en hydraulique, Université Abou-Bakr Belkaid de Tlemcen.

[26] **SADOWSK A G., 2002**, « méthode de calcul d'une filière de traitement 'boues activées très faible charge -nitrification et dénitrification traitement déphosphore », laboratoire SHU-ENGEES.

[27] **CLAUDE G., 2010**, « le traitement de l'eau pour l'ingénieur », nouvelle édition ellipse, FRANCE.

[28] **BRAHAMI B., 2000**, « étude de schéma directeur d'assainissement et système d'épuration de la commune de béni mester » mémoire ingénieure en hydraulique urbaine. Univ. Abou Bakr Belkaid – Tlemcen.

[29] **JEAN MICHEL B., 1994**, « guide technique des bassins de retenue d'eaux pluviales »TEC&DOC-Lavoisier, PARIS.

[30] **JESTIN E., 2006**, « Maîtrise des rejets urbains de temps de pluie en Basse-Normandie : Bilan des travaux réalisés, enquête sur le fonctionnement des ouvrages, évaluation des équipements d'auto surveillance en place et perspectives », rapport de stage professionnelle, agence de l'eau seine-normande

[31] **THOMACHOT M., 1983**, « Les bassins de retenue d'eaux pluviales », Laboratoire régional de l'Ouest parisien, FRANCE.

[32] **Coordonnateur B C., 1997**, « encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement », 4édition PARIS.

[33] **SATIN M & SELMI B.,1995**, « Guide Technique de L'assainissement », édition LE MONITEUR, PARIS.