



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M^r Ourahmoun Lyes

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Hydraulique Urbain**

INTITULE :

CONTRIBUTION AU DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'ÉPURATION DES EAUX USEES OUED FALLI COMMUNE ET DAIRA DE TIZI OUZOU

Soutenu le **29 /06/2015** devant le jury composé de :

- Président : **M^r : A Sellaoui**
- Promoteur : **M^r : A Allouache**
- Examineur : **M^r : M Yakoubi**

Dédicaces

*Je dédie ce Modeste travail à
ma mère, à mon père, A mes
frères et mes sœurs, à toute
ma grande famille. A mes
chers amis, et à tous ceux
que je connais.*

REMERCIEMENTS

Je remercie Dieu de m'avoir donné le courage et la volonté, pour accomplir ce travail, et je tiens à remercier toute ma famille, particulièrement ma mère et mon père pour leur aide morale et financier et à leur générosité, je remercie mon promoteur Mr A Allouache, je tiens à remercier Particulièrement Mr S Heddad, et Mr A Hammouche, je remercie Mr M Yakoubi et Mr A Selaoui, d'avoir accepté d'examiner mon travail, je remercie tous mes enseignants de l'université Abderrahmane Mira de Bejaia sans exception. je remercie Mr Meradji, ingénieur consultant à la DRE de tizi ousou, pour ces vifs conseils et son aide le long de mon stage pratique, sans oublier tout l'équipe de la DRE de tizi ousou, je remercie tous mes amis, dont la liste est longue, et tous ce qui m'ont aidé de près ou de loin à la réussite de mon mémoire de fin de cycle.

SOMMAIRE

Introduction général	1
I-Présentation de la zone d'étude	2
I-1-Situation géographique.....	2
I-2- La morphologie	2
- Le réseau hydrographique	2
I-3- Etude climatique	3
I-3-1- la température de l'air.....	3
I-3-2- Le Vent	4
I-3-3-L'humidité relative.....	4
I-3-4- L'ensoleillement	4
I-3-5- la gelée	4
I-3-6 la neige.....	4
I-3-7- l'orage.....	5
I-3-8- l'évaporation.....	5
I-3-9- la pluviométrie.....	5
I-4-Situation hydraulique.....	8
1-4-1-Besoins en eau de consommation.....	8
1-4-2-Alimentation en eau potable.....	8
1-4-2-1- Ressources en eau.....	8
1-4-2-2- Description de l'alimentation en eau potable.....	8
I-5-Le réseau d'assainissement actuel de la zone d'étude	8
I-5-1-Points de rejets principaux	9
Conclusion.....	10
II- Choix du site et évaluation des eaux usée	11
II-1 Choix de la zone d'implantation	11
II-2-Aspect qualitatif des eaux usées	12
II-2-1-Définition la pollution.....	12
II-2-2-Origines et nature des eaux usée	12
II-2-2-1-Eau usée domestique	12
II-2-2-2-Eau usée industrielle	12
II-2-2-3-Eau usée pluviales	12
II-2-2-Définition des paramètres	13
II-2-2-1-Paramètres physico-chimiques	13
- Matière en suspension (MES)	13
- Matière volatiles en suspension (MVS)	13
- Matières minérales	13
- Matières décantables	13
- Température	13
- Conductivité	14
- Demande Biochimique en Oxygène (DBO)	14

- Demande Chimique en Oxygène (DCO).....	14
- Carbone Organique Totale (COT)	14
- Azote	14
- Azote réduit.....	14
- Azote oxydé.....	15
- Phosphore	15
- Matière grasses	15
- Produit toxique ou dangereuse.....	15
II-2-2-2-Paramètres microbiologiques	15
- Escherichia coli	15
- Streptocoques	15
- Salmonelles	15
- Virus.....	15
- Parasites	16
II-3-Aspect quantitatif (estimation de la population aux différents horizons).....	16
II-3-1-les besoins en eau de la population aux différents horizons	17
II-3-2-Les besoins en eau des équipements.....	18
II-3-3-Estimation des débits des eaux usées	19
II-3-3-1-Débit moyen horaire (Q_{mh}).....	20
II-3-3-2-Débit de pointe (Q_p)	20
II-3-3-3-Le débit de pointe par temps de pluie « Q_{ptp} »	21
III- Analyses des données et choix de procédé.....	23
Introduction.....	23
III-1-Prélèvement et échantillonnage	23
III-1-1-Prélèvements	23
III-1-2-Echantillons	23
III-1-2-1-Interprétation des résultats d'analyses	23
- PH et Température	24
- MES	24
- DBO et DCO	24
- Le coefficient de biodégradabilité DCO/DBO_5 (k).....	24
III-2-Bases théorique pour le choix du procédé d'épuration	24
III-2-1-Différent procédés dépurations.....	25
III-2-1-1-Les procédés extensifs	25
- L'épandage	25
- Le lagunage	25
III-2-1-2-Les procédés intensifs.....	25
- Le lit bactérien	25
- Le disque biologique.....	25
- Les boues activées	26
Conclusion	27
III-3-choix de la variante de traitement	28

III-4-Calcul de base pour le dimensionnement	29
Introduction	29
III-4-1-Calcul de l'équivalent habitant [Eq/Hab]	29
III-4-2-La charge en DBO ₅	30
III-4-3-La charge en matière en suspension (MES)	30
III-4-4-Le rendement épuratoire	31
IV- Ouvrages Annexes	33
IV-1-Déversoir d'Orage	33
IV-2-Bassin de Stockage-Restitution	35
II-1-Notes sur le Dimensionnement	35
IV-3-By-pass	36
IV-4-Station de relevage.....	36
IV-4-1-Choix de pompes	36
- Description de la pompe choisit.....	38
V- Dimensionnement de la filière de Traitement	41
V-1-Prétraitement	41
V-1-1-dégrillage.....	41
V-1-1-1-Dimensionnement du Dégrilleur grossier	41
V-1-1-2-Dimensionnement du dégrilleur fin	42
V-1-1-3-Calcul des pertes de charge.....	42
V-1-1-3-1-Grille grossier	42
a- Grille grossier avec des barreaux arrondis	42
b- Grille grossier avec des barreaux rectangulaires	43
V-1-1-3-2-Grille fine.....	43
a- Grille fine avec des barreaux arrondis	43
b- Grille fine avec des barreaux rectangulaires	43
Conclusion	43
V-1-2-Dessablage déshuilage	45
V-1-2-1-Dimensionnement de l'ouvrage.....	46
- Pour une filière de 100 000 Eh	46
a- Calcul de la surface.....	46
b- Calcul du volume	46
c- La hauteur H	46
d- La largeur	46
e- La longueur	46
f- Calcul des temps de séjour par temps sec	47
V-1-2-2-Débit d'air injecter dans le dessableur déshuileur	47
V-1-2-3-Calcul des quantités des MES éliminés par le dessableur	47
V-2-Traitement biologique.....	48
Introduction.....	48
V-2-1-Principe de la boue activé	48
V-2-2-Données de base pour le dimensionnement de Bassin Biologique.....	49

V-2-3-Dimensionnement du bassin d'aération	50
V-2-3-1-Volume	50
V-2-3-2-la hauteur	50
V-2-3-3-la Surface horizontale pour chaque bassin	50
V-2-3-4-Longueur et larguer	51
V-2-3-5-la masse de boue dans les bassins (Xt)	51
V-2-3-6-Concentration en boue dans les bassins (S')	51
V-2-3-7-Les temps de séjour (TS) dans chaque bassin	52
V-2-3-8-besoins théorique en oxygène.....	52
V-2-3-9-Besoins en oxygène de pointe	53
V-2-3-10-Les besoins réels en oxygène.....	53
V-2-3-11-Calcul de l'aérateur de surface	54
V-2-3-11-1-Besoins en énergie de l'aération	55
V-2-3-11-2-Puissance nécessaire à l'aérateur	55
V-2-3-11-3-Puissance de brassage.....	55
V-2-3-11-4-Nombre d'aérateur dans le bassin	55
V-2-4-Bilan des boues	55
V-2-4-1-Quantité des boues en excès.....	55
V-2-4-2-Age moyen des bous	56
V-2-4-3-Etude de la recirculation des boues	56
V-3-Dimensionnement du clarificateur	57
V-3-1-Données de base	57
V-3-2-Calcul de la surface utile.....	57
V-3-3-la hauteur périphérique utile	58
V-3-4-Volume du bassin	58
V-3-5-Les temps de séjour	58
V-4-Traitement tertiaire	61
V-4-1-La désinfection.....	61
V-4-1-1-choix de désinfectant.....	61
V-4-1-2-Dose journalière	61
- Par temps sec	62
- Par temps de pluie	62
V-4-1-3-Quantité d'eau de javel nécessaire par jour	62
V-4-2-Dimensionnement du bassin de désinfection.....	62
V-4-2-1-Volume du bassin	62
V-4-2-2-Surface horizontale	63
V-4-2-3-La largeur du bassin	63
V-4-2-4- La longueur du bassin	63
V-4-2-5- La surface verticale.....	63
V-4-3-6-Temps de contact pour différents débits	63
V-4-2-7-Temps de séjours dans le bassin de désinfection	64
V-5-traitement des boues	64
V-5-1-Epaississement	65

V-5-1-1-Dimensionnement de l'épaississeur.....	65
V-5-1-1-1- Le volume de l'épaississeur	65
V-5-1-1-2- La surface de l'épaississeur	66
V-5-1-1-3- Le diamètre de l'épaississeur	66
V-5-1-1-4-Le rayon	66
V-5-2-Dimensionnement des lits de séchage	67
V-5-2-1- La surface	67
V-5-2-2- La profondeur H	67
V-5-2-3- La hauteur des boues.....	67
V-5-2-4- Volume des boues	68
V-5-2-5- Le nombre de lit travaillant par jour.....	68
VI-Exploitation de Station d'épuration.....	69
VI-1-Gestion et entretien de la station.....	69
VI-1-1-Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration.....	69
VI-1-2-Contrôle de fonctionnement des ouvrages de traitement	69
VI-1-2-1-Contrôle journalier.....	70
VI-1-2-2-Contrôles périodiques.....	70
VI-1-2-3Entretien des ouvrages.....	70
- Le dégrilleur.....	70
- Dessableur-déshuileur.....	71
- Bassin d'aération.....	71
- Clarification.....	71
- Désinfection des eaux épurées.....	71
- Epaisseur.....	71
- Lits de séchage	71
VI-2-Hygiène et sécurité de travail.....	72
Introduction.....	72
VI-2-1-Risques de circulation.....	72
VI-2-2-Risques de manutention.....	72
VI-2-3-Risque d'incendie et d'explosion.....	73
VI-2-4-Risque d'intoxication.....	73
VI-2-5-Risque mécanique.....	73
VI-2-6-Risque aux réactifs.....	73
VI-2-7-Risque électrique.....	74
VI-2-8-Risques infectieux.....	74
VI-3-Etude d'impact sur l'environnement.....	75
VI-3-1-Impact sur la qualité de vie de populations riveraines et la salubrité.....	75
VI-3-2-Impacts liés aux nuisances sonores.....	75
VI-3-3-Impacts sur l'air.....	75
VI-3-4-Impacts liés aux nuisances olfactives.....	75
VI-3-5-Impacts liés aux émissions d'aérosols.....	76
VI-3-6-Impacts sur la ressource hydrique	76

VI-3-7-Impacts sur la santé publique.....	76
VI-3-8-Impacts liés à l'élimination des boues.....	76
VI-3-9-Impacts liés à l'arrêt ou au mauvais fonctionnement de la station d'épuration.....	76
Conclusion Général	77
Bibliographie.....	78
Annexe.....	79

Liste des symboles

- : Taux d'accroissement de la population (-).
- α_p : Coefficient de dilution (-).
- : angle d'inclinaison de la grille ($^{\circ}$)
- : coefficient de perte de charge.
- u : Degré de colmatage de la grille(-).
- : Rendement épuratoire (%).
- μ : est un coefficient expérimental de contraction dont la valeur est fonction du type du seuil (-)
- a' : coefficient respiratoire pour la synthèse cellulaire pour une eau domestique (-).
- a_{clor} : Dose du chlore nécessaire pour la désinfection (mg/l)
- a_m : rendement cellulaire (-).
- b : fraction de la masse cellulaire éliminé par jour en réspération endogène (-).
- b' : consommation d'oxygène pour le métabolisme endogène par gramme de matière active pour une eau domestique (-).
- c : concentration de la boue au fond du clarificateur (Kg/m^3).
- C_b : la concentration de la boue dans l'épaississeur (mg/l).
- C_v : Charge volumique ($\text{KgDBO}_5 / \text{m}^3 \cdot \text{j}$).
- C_m : Charge massique ($\text{KgDBO}_5 / \text{Kg MES} \cdot \text{j}$).
- C_p : coefficient de pointe (-).
- C_r : Coefficient de rejet de l'eau consommée (-).
- C_s : Concentration d'oxygène à la saturation (mg/l).
- D : Diamètre (m).
- d : Epaisseur des barreaux (mm).
- DBO_5 : Demande biochimique en oxygène (mg/l).
- DCO : Denand chimique en oxygène (mg/l).
- E : puissance de l'aérateur (Kw).
- e : Espacement entre les barreaux (e mm).
- E_b : La consommation électrique (Kw).
- G : âge moyenne des boues (j).

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

H : hauteur (m).

H_g : hauteur géométrique (m).

HMT : hauteur manométrique total (m).

L : Longueur (m).

l : Largeur (m).

L_0 : Concentration de la DBO5 à l'entrée de la STEP (Kg/j).

L_e : Concentration de la DBO5 à éliminer (Kg/j).

L_s : Concentration de la DBO5 à la sortie de la STEP (Kg/j).

MES : Matières en suspension (Kg/j).

MMS_e : Les matières minérales en suspension éliminée (Kg/j).

MMS_r : Les matières minérales en suspension restantes (Kg/j).

MMS_t : Les matières minérales en suspension totales (Kg/j).

MVSt : Les matières volatiles en suspension totales (Kg/j).

n : Nombre d'années séparant les deux horizons (année).

P_0 : population de référence (2013).

P_c : puissance spécifique absorbé par l'aérateur de surface (Kw/m^2)

P_n : population à venir. (hab)

Q_{air} : Débit de l'air (m^3).

Q_e : c'est le volume des boues à extraire de l'épaississeur par jour (m^3/j).

Q_{mj} : Débit moyen journalier d'eau usée en (m^3/j).

Q_{Cons} : Consommation moyenne journalière (m^3/j).

$Q_{moy h}$: Débit moyenne horaire (m^3/h)

$Q_{moy j}$: débit moyen journalier (m^3/j).

qO_2 : besoins théorique en Oxygène (m^3/j).

$q'O_2$: besoins réel en oxygène (m^3/j).

Q_{pts} : débit de point par temps sec (m^3/h).

Q_{tp} : débit de point par temps de pluie (m^3/h).

R : Rayon (m).

r : taux de recirculation de boue (%)

R_{tr} : Capacité de traitement.

S : Surface (m^2).

S' : concentration de la boue dans le bassin d'aération (mg/l).

S_0 : Charge polluante (DBO_5) à l'entrée (Kg/j).

S_e : la pollution en (DBO_5) éliminé (Kg/j).

S_s : Charge polluante (DBO_5) à la sortie (Kg/j).

T° : Température en ($^\circ C$).

T_c : Coefficient correctif (-).

T_s : temps de séjour (h).

T_e : Est le rapport d'échange eaux usées – eaux épurées.

T_t : Correcteur de la vitesse de transfert en fonction de la température.

T_d : Correcteur de déficit en oxygène.

V : Volume (m^3).

v : vitesse d'écoulement (m/s).

v_a : Vitesse ascensionnelle (m/h).

V_{ep} : Volume de l'épaississeur (m^3)

X_{eff} : fuite des MES avec l'effluent (Kg/j).

X_{ext} : masse des boues à extraire (m^3/j)

X_{dur} : boue difficilement biodégradable (Kg/j).

X_{min} : boue minérale non éliminé par le prétraitement (Kg/j).

X_t : masse des boues dans le bassin d'aération (Kg/m^3)

Liste des abréviations

STEP : Station d'épuration.

DBO : Demande Biochimique en Oxygène.

DCO : Demande Chimique en oxygène.

COT : Carbone Organique Total.

MO : Matières Organique.

MN : Matière minérale.

MVS : Matières Volatile en Suspension.

ZHUN : Zone d'Habitation Urbanisé Nouvellement.

M_{ox} : Matière Oxydable

DVO : déversoir d'orage

Liste des figures

<i>Figure n° 1 : Diagramme ombrothèrmique de la zone d'étude.....</i>	<i>7</i>
<i>Figure n° 2 : Schéma des deux points de rejet.....</i>	<i>10</i>
<i>Figure n° 3 : carte représentatif du tracé des deux collecteurs principaux.....</i>	<i>10</i>
<i>Figure n° 4 : photo aérienne du site choisit pour l'implantation du projet de la station d'épuration.....</i>	<i>11</i>
<i>Figure n° 5 : Evolution de la population pour les différents lotissements.....</i>	<i>17</i>
<i>Figure n° 6 : Organigramme pour le choix du procédé d'épuration.....</i>	<i>28</i>
<i>Figure n° 7 : Déversoir d'orage à seuil frontal.</i>	<i>35</i>
<i>Figure n° 8 : Schéma représentatif du système stockage restitution.....</i>	<i>36</i>
<i>Figure n° 9 : Schéma détaillé de la pompe de relevage.....</i>	<i>39</i>
<i>Figure n° 10 : bâche d'arrivée des effluents bruts.</i>	<i>40</i>
<i>Figure n° 11 : Schéma représentatif d'un dégrilleur grossier.....</i>	<i>45</i>
<i>Figure n° 12 : Schéma représentatif d'un dégrilleur fin.....</i>	<i>45</i>
<i>Figure n° 13 : schéma d'un clarificateur à pont racleur.....</i>	<i>60</i>
<i>Figure n° 14 : bassin de désinfection chicané.....</i>	<i>64</i>

Liste des tableaux

Tableau n°1 : Températures mensuelles moyennes, maximales et minimales durant la période [1990-2006].....	3
Tableau n°2 : vitesse du vent mensuelle moyenne et maximale durant la période [1990-2006]. (ANRH).....	3
Tableau n°3 : Humidités moyennes mensuelles (%) relatives à la période [1990-2006].....	4
Tableau n°4 : Ensoleillement mensuel moyen (heures) pendant la période [1991-2006].....	4
Tableau n°5 : valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée pendant la période [1990-2006] en (%).....	4
Tableau n°6 : valeurs moyennes mensuelles de nombre de jours de neige pendant la période [1990-2006].....	4
Tableau n°7 : valeurs moyennes mensuelles de nombre de jours d'orage pendant la période [1990-2006].....	5
Tableau n° 8 : Evaporation moyenne mensuelle en (mm) pendant la période [1990-2006].....	5
Tableau n°9 : Série pluviométrique (1975 à 2005).....	6
Tableau n°10 : pluviométrie moyenne mensuelle et interannuelle (mm) pendant la période [1975-2005].....	7
Tableau n° 11 : Besoins en eau de consommation.....	8
Tableau n°12 : Population aux différents horizons.....	17
Tableau n°13 : les besoins en eau de la population à moyen terme (2023).....	18
Tableau n°14 : les besoins en eau de la population à long terme (2043).....	18
Tableau n°15 : récapitulation des besoins en eau pour chaque horizon.....	18
Tableau n°16 : Débit d'eau usée à moyenne terme (2023).....	19
Tableau n°17 : Débit moyen journalier des eaux usées à long terme.2043.....	19
Tableau n°18 : Débits de pointe à l'horizon 2023.....	21
Tableau n°19 : Débits de pointe à l'horizon 2043.....	21
Tableau n°20 : résultats d'analyses des rejets.....	23
Tableau n°21 : Normes de la pollution à l'entrée de la station d'épuration.....	24
Tableau n°22 : Tableau comparatif entre les avantages et inconvénients des différent procédé d'épuration.....	26
Tableau n° 23 : récapitulation des données de base pour le dimensionnement de la filière eau.....	32
Tableau n°24 : valeurs de en fonction de types des barreaux.....	43
Tableau n°25 : valeurs des charges massiques et volumiques pour les différentes variantes.....	49
Tableau n°26 : Valeurs des coefficients a' et b' en fonction de la charge massique.....	52
Tableau n° 27 : Tableau des quantités des boues.....	56
Tableau n° 28 : Valeurs de l'indice de MOHLMAN en fonction de la charge massique.....	57
Tableau n°29 : résumé des dimensions de clarificateur.....	59
Tableau n°30 : Dimensionnement de l'épaisseur.....	67
Tableau n° 31 : Dimensionnements des lits de séchage.....	68



Introduction générale

Introduction générale

Depuis longtemps le rejet direct des eaux usées dans le milieu naturel, s'avère possible, c'est que d'une part, ceux-ci ont une capacité énorme de dilution, et que d'autre part elles ont le pouvoir de s'auto-épurer grâce à leurs flores microbiennes.

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 le milieu naturel.

Ces rejets augmentent du fait de l'industrialisation et l'élévation de niveau de vie de la population, les capacités d'autoépurations sont jugées dépassées ce qui pousse les chercheurs à développer plusieurs techniques pour l'amélioration du rendement épuratoire.

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, le manque du personnel qualifié et de la réalité algérienne.

Notre projet qui se base sur la réalisation d'une station d'épuration au niveau de la commune d'Oued Falli Tizi Ouzou, dont les eaux usées sont issues de ; lotissement Annar Amellal, lotissement loggar, zhun Sud-ouest, boukhafa et enfin le nouveau pôle urbain Oued Falli. Le réseau de collecte de ces lotissements est réalisé mais les rejets se font directement à ciel ouvert sans aucune épuration préalable, ce qui est considéré sans aucun doute une source importante de pollution en contaminant les nappes, les réservoirs et principalement le Oued Falli où se déversent tout les effluents de la zone d'étude, sans oublier également les maladies à transmission hydriques engendrées par ces eaux.

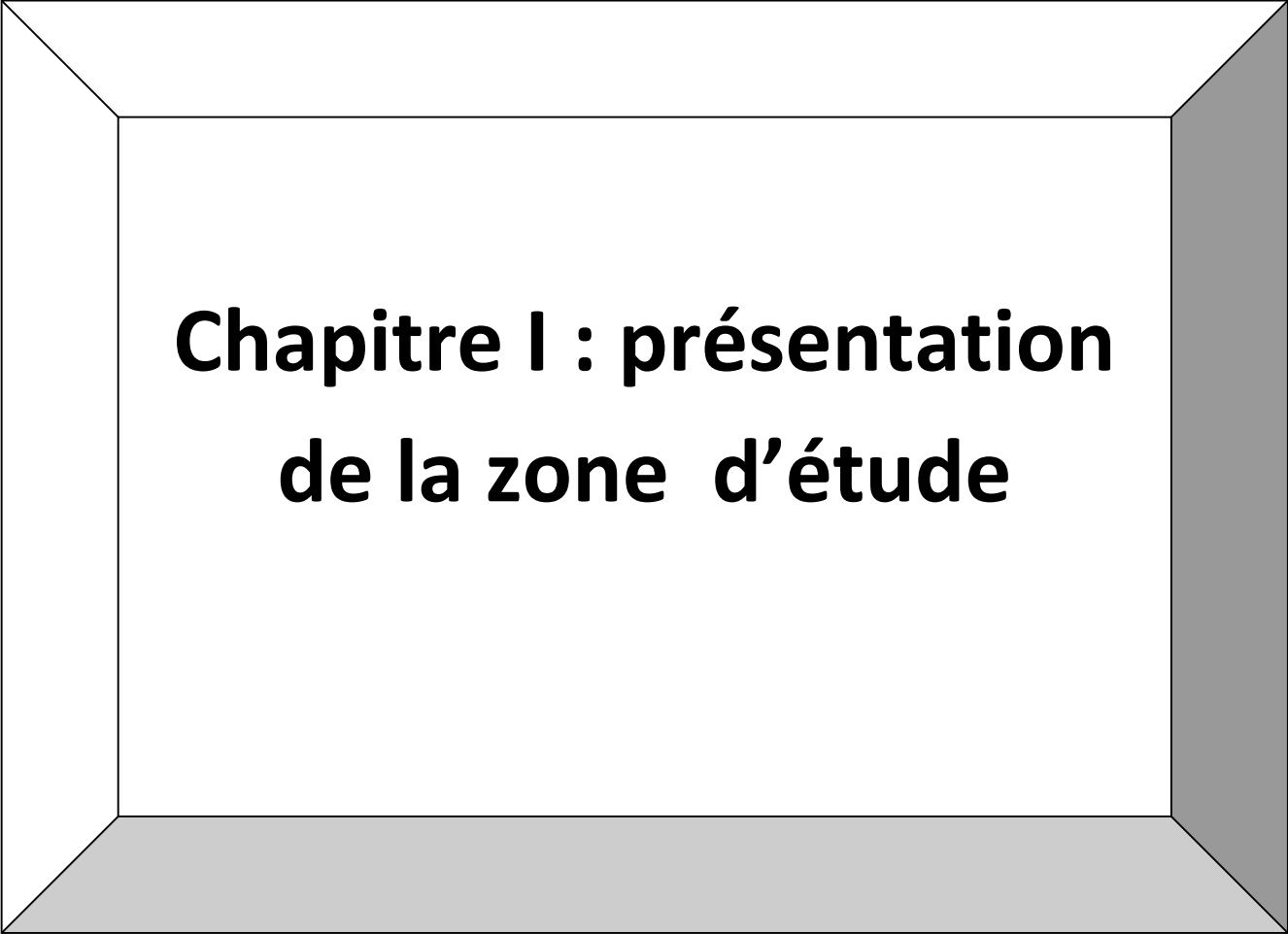
Afin de préserver notre environnement, et particulièrement nos ressources en eau, les eaux usées collectées via nos systèmes d'assainissement, qu'elles soient domestiques dont la quantité ne cessent d'augmenter, ou pluviales qui véhiculent de plus en plus de pollutions, doivent être traitées avant leur rejet dans le milieu naturel (rivière ou infiltration vers la nappe). Le choix du site d'implantation de la station d'épuration doit répondre aux différentes contraintes.

Les eaux à traiter sont dépourvues de tous rejets industriels, et compte tenu du caractère agricole de la région, les eaux épurées seront réutilisées pour l'irrigation.

Afin de mener à bien notre étude, nous avons abordé le sujet sous plusieurs aspects soit : Une partie introductive qui porte sur les généralités sur les eaux résiduaires, les différents procédés d'épuration et le choix du site d'implantation de la future station d'épuration Oued Falli.

Ensuite on a entamé la partie dimensionnement des ouvrages de traitement, et l'implantation des différents ouvrages.

Le dernier chapitre est porté sur l'exploitation et la sécurité dans la station d'épuration. Et enfin une conclusion générale nous permettra de synthétiser les résultats, répondre à la problématique et formuler les recommandations.



**Chapitre I : présentation
de la zone d'étude**

2I-1- Situation géographique

La zone d'étude est composée de la ZHUN Oued Falli qui constitue la zone d'extension Ouest du périmètre urbain existant de Tizi Ouzou.

A cette zhun s'ajoutent les lotissements suivants :

- Lotissement Sud Ouest ;
- Lotissement Louggar ;
- Lotissement Anar Amellal ;
- Zone boukhalfa.

La zhun constitue le site d'implantation de la future station d'épuration, ses limites sont définies comme suit :

Au Nord : La zone est délimitée par le chemin de wilaya 128 qui dessert Termitine et Tizi Ouzou.

Au Sud : Piste agricole.

A l'Est : Lotissement Sud Est

A l'Ouest : Le centre d'enfouissement technique (CET).

La zhun Oued falli est une zone agricole, elle est située à près de 2km au Sud Ouest, du chef lieu de la commune de Tizi Ouzou, sa superficie est de 81,70 ha, ce qui représente environ 60% de la surface potentiellement urbanisable qui est de 141.7ha. Selon le service technique de l'APC de Tizi Ouzou. .

I-2- La morphologie

La structure de la zone d'étude n'est pas mise en évidence car, la prédominance d'une lithologie tendre marneuse avec l'inclinaison des pentes et les quantités abondantes des pluies ont donné naissance à des formes non structurales; il s'agit de versants convexes (bombées vers le ciel).

Pour les formes liées à l'action des eaux de ruissèlement, on dénote les ravins en V qui sont inscrits au dépend de la formation imperméable marneuse et argileuse.

On remarque aussi la présence des vallons en berceau de direction « Nord-Ouest » qui sont dus à la concentration des eaux de ruissèlement.

- *Le réseau hydrographique*

La zone d'étude fait partie du sous bassins versant de l'Oued Sebt, limité par les coordonnées géographiques LL (3,9410°, 36,5744°) et LL (4 ,1728°, 36,8335°), ce sous bassin couvre une superficie de l'ordre de 301km² avec un périmètre de 94,8 km. Il est de forme allongée ce qui favorise la concentration des eaux ruisselées.

La zone Oued falli est située à la partie sud du sous bassin versant, elle est marquée sur sa marge Ouest par le passage de l'oued sebt, d'où la nomination de sous bassin versant.

Le réseau hydrographique qui caractérise la zone est de type hiérarchique comme l'ensemble de l'Algérie du nord, ce type de réseau est favorisé par la présence d'une lithologie tendre de relief plus ou moins accidenté, ajoutant les quantités importantes de pluie.

I-3- Etude climatique

Sur le plan climatique, la zone d'étude s'inscrit dans l'étage bioclimatique humide qui reçoit une hauteur d'eau atteignant 1000 mm, cette quantité abondante est justifiée par la présence d'une chaîne montagneuse de Djurdjura constituant une barrière qui freine les perturbations venant du Nord et du Nord Ouest, ce climat est de type méditerranéen caractérisé par deux périodes; L'une humide avec un hiver doux, dont la moyenne des températures est de l'ordre de

12°C et l'humidité relative de 80%. L'autre est relativement sèche avec une moyenne des températures enregistrée au mois d'Août est de l'ordre de 27°C est une humidité de 54%.

Pour donner un aperçu général sur le climat de la zone d'étude nous avons utilisé les données recueillies au niveau de l'agence nationale des ressources hydriques (ANRH) de Tizi Ouzou et qui proviennent des mesures effectuées par la station de DBK vue qu'elle est proche et qu'elle présente le même relief que le site d'étude.

I-3-1- la température de l'air

La température est un élément primordial dans les phénomènes d'évaporation et d'évapotranspiration, elle constitue un paramètre clé dans la définition du déficit d'écoulement et de l'état hydrique des sols.

Les données récupérées auprès des services météorologiques sont celle de la période allant de 1990-2006, elles sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau n°1 : Températures mensuelles moyennes, maximales et minimales durant la période [1990-2006].

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Tmoy c°	10,5	11,3	14,4	16,2	20,7	26	29,3	29,7	25	21,4	15,4	11,7	19,3
Tmax c°	15,8	17,5	21	22,8	28	33,8	37,7	38	33,4	28,4	21,2	16,9	26,21
Tmin c°	6,3	6,9	9	10,6	14,9	19,4	22,3	23,2	18,9	16,3	11,2	7,8	13,9

Ces données montrent que le minimum est en Janvier (10,5°C), le maximum en Août (29,7°C) et que la température moyenne annuelle est de 19,3°C.

L'écart de température entre l'été (Août) et l'hiver (Janvier) est environ 19,2°C en moyenne.

I-3-2- Le Vent

Le vent est un facteur important dans l'élaboration d'un système de protection de l'environnement de la station d'épuration. Il est caractérisé par sa fréquence, sa vitesse et sa direction, il intervient dans la dispersion de divers éléments en suspension, tel que les particules fines, les fumées l'odeur...etc.

Les vitesses mensuelles moyennes et maximales, et les directions du vent sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau n°2 : vitesse du vent mensuelle moyenne et maximale durant la période [1990-2008]. (A. SABARGOUD, 2009)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Vmoy (m/s)	1,4	1,4	1,7	1,9	2,1	2,5	2,3	2,1	1,8	1,5	1,5	1,6	1,8
Vmax (m/s)	22,8	21,9	22,1	23,5	20,3	20,3	21,3	23,8	22	21,3	23,6	23,7	23,8
Direction	SW	W	W	SSW	W	NW	NNE	SSE	WNW	WNW	SSW	W	W

L'analyse de ce tableau nous montre que les vitesses moyennes du vent sont comprises entre 1,4m/s et 2,5m/s. Et les vents dominants sont venus de l'Ouest.

Les vitesses sont faibles durant le mois de Janvier et février et fortes durant la période de Juin et Juillet.

I-3-3-L'humidité relative

L'humidité relative est un élément important du cycle hydrologique ; elle exprime le degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

Les données de l'humidité relative mensuelle moyenne sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau n°3 : Humidités moyennes mensuelles (%) relatives à la période [1990-2006].

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Hmoy (%)	84,6	81,4	77	74,9	73,3	61,9	55,5	53,6	64	73,4	80,6	84,5	72,1

Les valeurs maximales de l'humidité relative sont atteintes en Novembre, Décembre, Janvier et Février. Elles sont minimales en Juillet et Août.

I-3-4- L'enneigement

Les valeurs moyennes mensuelles observées sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau n°4: Enneigement mensuel moyen (heures) pendant la période [1991-2006].

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Heurs	160	185	221	256	283	323	357	330	263	240	181,6	147	2946,7

L'analyse de ce tableau montre l'importance de l'insolation dans cette zone ; elle est de 2946,7 h/an.

I-3-5- la gelée

Tableau n°5: valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée pendant la période [1990-2006] en (%).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Nombre de jour de gelée	3	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	2	8

Ce phénomène est fréquent en hiver (Décembre à Février) avec un maximum de 3 jours au mois de Janvier.

I-4-6 la neige

Tableau n°6 : valeurs moyennes mensuelles de nombre de jours de neige pendant la période [1990-2006].

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Nombre de jour de neige	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

D'après ce tableau, la neige est un événement rare, voire exceptionnel au niveau de la ville de Tizi Ouzou.

Seul le mois de Février a enregistré un jour de neige durant cette période (1990-2006).

I-3-7- l'orage

Tableau n°7: valeurs moyennes mensuelles de nombre de jours d'orage pendant la période [1990-2006].

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Nombre de jour d'orage	2	2	1	2	2	2	1	2	3	2	2	2	23

I-3-8- l'évaporation

Tableau n° 8 : Evaporation moyenne mensuelle en (mm) pendant la période [1990-2006].

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Evaporation (mm)	44,7	50,4	76,6	83,5	108	165	213	208	142	99,4	65,2	46,5	1302,1

Nous remarquons que l'évaporation est importante aux mois de Juin, Juillet et Août ; elle est faible aux mois de Décembre, Janvier et Février.

I-3-9- la pluviométrie

L'étude des précipitations constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau.

La connaissance des pluies journalières et des intensités maximales est primordiale pour les aménagistes afin de pouvoir dimensionner certains ouvrages hydrauliques. On peut citer : les réseaux d'égouts, les drains urbains, les caniveaux d'évacuation des eaux pluviales ainsi que l'estimation des coûts pour la réalisation des réseaux de drainage.

La série des pluies observées à la station de DBK peut être considérée comme représentative de la zone d'étude étant donné sa taille (30ans).

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau n°9 : Série pluviométrique (1975 à 2005).

2	S	O	N	D	J	f	m	A	m	j	jt	a	Total
1975	30,4	20,2	314,5	64,5	69,9	210,6	64,0	74,5	96,1	8,2	37,8	0,0	990,7
1976	7,5	103,4	103,7	138,3	101,3	39,3	12,0	76,2	25,7	4,6	1,3	7,5	620,8
1977	1,5	17,9	94,4	13,9	114,6	36,3	97,3	128,6	89,4	0,3	0,0	0,4	594,6
1978	3,8	70,7	77,6	39,1	47,9	161,5	98,0	59,9	11,4	6,3	7,0	2,1	585,3
1979	94,5	80,3	150,1	37,3	137,2	32,3	143,0	121,7	21,0	0,0	0,0	2,5	819,9
1980	2,0	57,7	82,3	267,2	35,6	65,7	97,3	73,5	31,2	0,0	0,0	44,3	756,8
1981	2,3	52,2	25,3	116,0	224,9	152,2	29,5	20,0	43,0	7,6	0,0	2,6	675,6
1982	135,0	96,0	201,2	161,5	2,0	62,9	44,9	12,4	11,5	0,0	0,0	32,7	760,1
1983	0,5	38,4	77,6	56,0	123,5	138,1	78,0	31,7	?	0,0	0,0	?	?
1984	48,5	108,8	26,7	180,6	118,5	33,5	241,4	11,3	70,4	0,0	3,0	0,0	842,7
1985	37,2	76,0	70,5	63,5	80,4	110,3	210,2	49,7	2,0	18,6	4,6	3,1	726,1
1986	11,8	41,0	101,5	254,7	179,5	213,2	68,1	3,2	17,9	5,5	0,0	3,6	900,0
1987	31,0	19,8	113,6	47,0	46,8	56,1	72,9	60,1	10,1	29,3	25,0	0,0	511,7
1988	54,4	8,6	74,4	261,8	46,7	37,9	15,7	107,6	2,6	13,8	5,2	9,2	637,9
1989	21,7	20,0	74,2	33,7	66,7	0,0	33,3	55,3	68,7	21,8	26,8	0,0	422,2
1990	6,2	55,0	43,3	167,6	103,9	130,5	67,3	38,8	20,0	2,7	0,0	1,5	636,8
1991	4,8	131,7	36,7	13,7	143,8	51,4	86,5	137,4	53,1	22,7	2,9	0,0	684,7
1992	2,8	58,0	111,3	160,0	37,9	53,8	20,2	103,6	47,6	0,0	0,2	5,8	601,2
1993	57,3	35,6	63,2	93,3	99,5	70,2	3,8	46,9	7,3	0,6	0,0	20,1	497,8
1994	71,3	77,2	29,4	121,1	251,2	56,2	98,2	33,4	1,2	16,5	0,2	25,4	781,3
1995	10,5	27,1	36,3	63,2	174,1	200,7	62,4	139,9	46,3	19,2	6,4	9,9	796,0
1996	34,4	97,0	54,4	51,4	38,1	14,2	26,0	79,9	20,8	4,6	0,0	10,7	431,5
1997	45,6	79,7	215,8	127,8	43,3	129,5	64,1	103,7	243,8	0,3	0,0	3,6	1057,2
1998	22,7	76,5	113,1	88,5	116,6	102,8	75,1	16,7	24,0	0,1	0,0	1,5	637,6
1999	22,7	21,2	141,1	235,5	18,3	7,1	5,4	29,5	32,3	7,0	0,6	0,0	520,7
2000	5,9	71,7	83,5	56,6	252,4	74,8	2,5	31,7	30,0	0,0	0,0	1,7	610,8
2001	16,3	1,6	25,1	57,7	76,9	26,8	42,0	54,0	35,3	1,2	0,0	19,2	356,1
2002	13,0	33,4	192,3	259,7	271,7	90,2	55,4	120,8	32,4	0,0	0,0	0,0	1068,9
2003	18,7	46,5	72,3	181,0	115,3	48,9	115,8	74,0	134,7	6,7	1,3	7,3	822,5
2004	35,1	30,8	86,9	167,0	140,1	115,8	23,6	54,8	1,8	0,0	0,6	0,5	657,0
2005	16,8	52,9	71,1	94,3	121,0	168,8	31,1	20,0	61,7	2,7	1,5	2,7	644,6

Tableau n°10 : pluviométrie moyenne mensuelle et interannuelle (mm) pendant la période [1975-2005].

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Pmoy (mm)	27,9	55,1	95,6	119	110	86,8	67,3	63,6	43,1	8,3	5,7	7,8	689,4
Tmoy (°C)	25	21,4	15,4	11,7	10,5	11,3	14,4	16,2	20,7	26	29,3	29,7	19,3

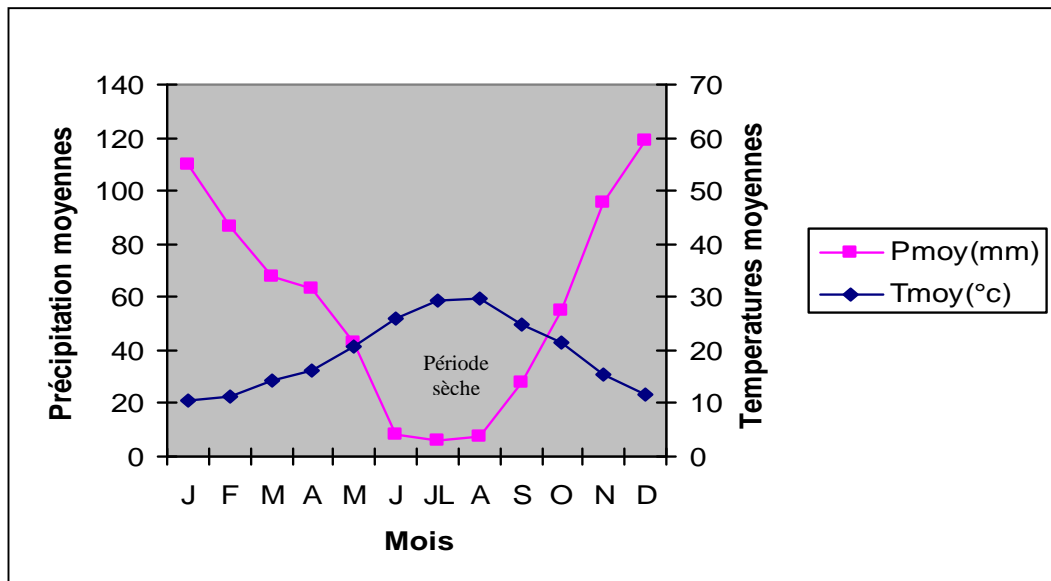


Figure n°1 : Diagramme ombrothermique de la zone d'étude.

De l'analyse du tableau on révèle que la pluviométrie moyenne déterminée par la méthode de la moyenne arithmétique est de 689,4 mm avec des minima autour de 356,1mm (2000-2001) et des maxima autour de 1068,9mm (2001-2002) et que l'essentiel des précipitations sont observées pendant les mois de Novembre à Mai, la répartition interannuelle est régulière.

Pour caractériser les deux périodes sèche et humide on s'est appuyé sur une période d'observation de 30 ans allant de 1975-2005, les données sont représentées sous forme d'un diagramme ombrothermique.

De l'analyse du diagramme, il s'avère que la zone comprend deux périodes ; l'une humide qui s'étale sur 8 mois (Octobre à Mai) et l'autre sèche qui s'étale sur 4 mois (de Juin à Septembre). La période sèche est représentée par l'intersection des deux courbes.

L'analyse de ces données est nécessaire pour mieux maîtriser les phénomènes climatiques de l'ensemble de la zone du projet à la fonction de la disponibilité des données recueillies au niveau des services spécialisés.

I-4-Situation hydraulique

1-4-1-Besoins en eau de consommation

L'estimation des besoins se réalisera au moyen de normes (dotations) affectées aux deux types de besoins pris en considération ;

- Besoins de la population.
- Besoins des équipements.

Nous considérons la dotation en AEP de la population de 200 l /hab/j ; norme recommandée par l'administration en zone urbaine du fait que Tizi Ouzou est un chef lieu de la wilaya.

Par manque de données, les besoins des équipements sont estimés en utilisant un taux de majoration de 10% des besoins de la population. Selon la DHW de Tizi Ouzou.

Les besoins sont représentés dans le tableau ci- dessous :

Tableau n° 11 : Besoins en eau de consommation

Année	Population	Besoins population (m³/j)	Besoins équipement (m³/j)
2013	11254	2251	225

1-4-2-Alimentation en eau potable

1-4-2-1- Ressources en eau

Les principales ressources souterraines connues de la commune de Tizi Ouzou dont fait partie la zone d'étude sont assurées par la nappe alluviale de l'Oued Sebaou, le captage de l'eau se fait par des forages et des puits.

1-4-2-2- Description de l'alimentation en eau potable

Selon les renseignements pris auprès de la DHW de la wilaya de Tizi Ouzou, il ressort que l'adduction principale en eau se fait en gravitaire à partir de deux réservoirs d'une capacité de 1500m³ situés au niveau du lotissement Azib Ahmed qui domine la ville de Tizi Ouzou. Ces derniers alimentent une grande partie de la ville dont fait partie les lotissements de la zone d'étude.

Le raccordement des deux lotissements Louggar et Anar Amellal est réalisé en diamètre 250 en fonte ductile, qui empreinte la route de Maatkas; le regard de branchement se situe à 200ml environ du carrefour et de la polyclinique.

La même conduite de 250mm continue et longe la rue des frères Mékhoulf mitoyenne au marché de gros de Tizi Ouzou et c'est à ce niveau que se situe le regard de branchement du lotissement Sud Ouest et des quelques habitations qui se trouvent dans la zhun.

I-5-Le réseau d'assainissement actuel de la zone d'étude

Selon la direction de l'hydraulique de la wilaya de Tizi Ozou, le réseau d'assainissement de la zone d'étude est décrit comme suit :

a- Lotissement sud ouest

Le réseau d'assainissement de ce lotissement est de type unitaire, avec des canalisations projetées sur l'axe de la chaussée et équipé d'avaloirs de part et d'autre.

Le réseau est constitué de conduites de 300à 500 mm de diamètre.

Il existe un seul rejet du lotissement, celui-ci est canalisé sur une distance de 400m environ le long du chemin de willaya 128 avec un collecteur de diamètre de 1000 mm. Le rejet se verse dans la nature à ciel ouvert.

b- Lotissement Louggar

Partagé en deux parties : à savoir : lotissement chabane et lotissement communal.

b-1- Lotissement Louggar Chabane

Le réseau d'assainissement existant est de type unitaire, l'ensemble des conduites du réseau est de diamètre 300mm y compris le collecteur de rejet qui se jette dans le talweg en contre bas.

b-2- Lotissement Louggar Communal

Le réseau du lotissement est situé en amont et limité par la rue des frères makhlof qui est dans le prolongement de la route de Maatkas.

Les rejets du réseau forment un confluent qui se verse directement dans le talweg principal en contre bas.

c- Lotissement Anar Amellal

d- Zhun Oued Falli

Le réseau d'assainissement est de type unitaire, de diamètre 300, les rejets se font directement vers les cours d'eau à ciel ouvert sans aucune épuration préalable.

Un collecteur principal de type ovoïde (4000×2000), avec une cunette centrale est équivalent à 300 ; et s'étend sur une distance de 523 m environ. Il est situé sur le chemin de willaya 128 au nord de la Zhun collecte les eaux usées, néanmoins le relief du terrain permet le drainage des eaux pluviales naturellement vers les cours d'eaux existants. (**Service technique de l'APC de Tizi Ouzou**)

e- Boukhalfa

Les eaux usées de boukhalfa sont collectées vers l'ancienne station d'épuration 25000 Eh, puis ils seront acheminés par un ovoïde projeté, vers la station d'épuration Oued Falli.

I-5-1-Points de rejets principaux

Suivant la description présentée des réseaux de la zone d'étude, on dira que celle-ci est composée de deux rejets principaux, et c'est à partir de ces points que nous allons prévoir et dimensionner des collecteurs de rejets.

Les deux rejets existants peuvent être présentés et décrits comme suit :

- Rejet n°1

Issu du lotissement Louggar et Anar Amellal situés sur le flanc Sud-Est de la zone d'étude. Les réseaux d'assainissements sont réalisés mais ne sont pas raccordés à l'aide de collecteurs, et leurs rejets se déversent dans le milieu naturel et rejoignent l'oued falli à 2 km environ à l'aval.

- Rejet n°2

Le rejet 2, est celui que l'on voit au niveau du CW128, issu du lotissement Sud Ouest. Le collecteur de rejet longe la route de Dra El Mizan (CW128) sur une distance de 400 m environ, et déverse les eaux usées des habitations amonts directement dans le milieu naturel en bordure de la route et à ciel ouvert.

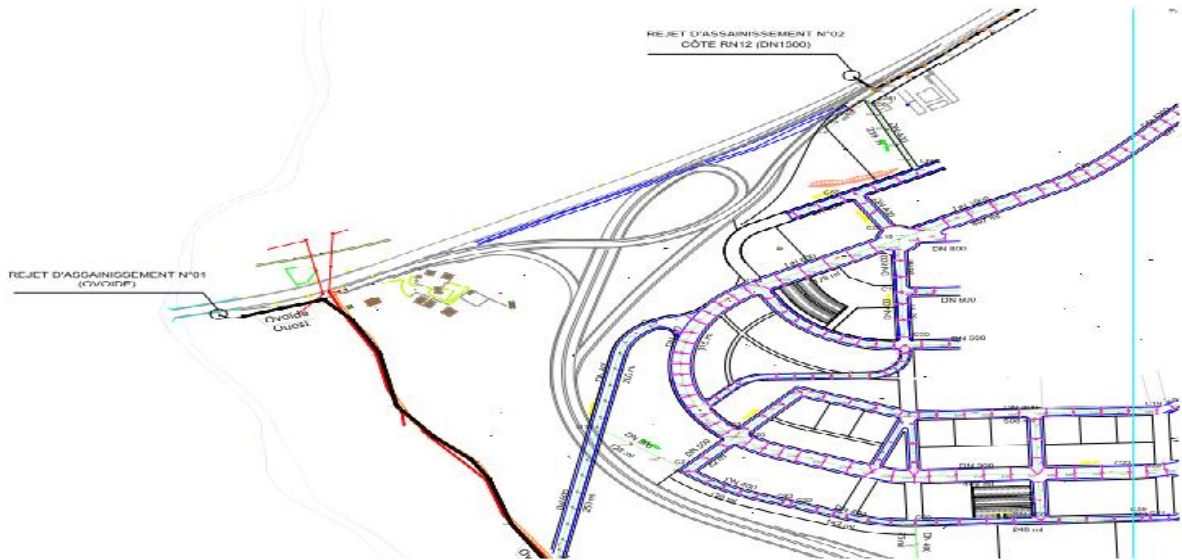


Figure n° 2 : Schéma des deux points de rejet

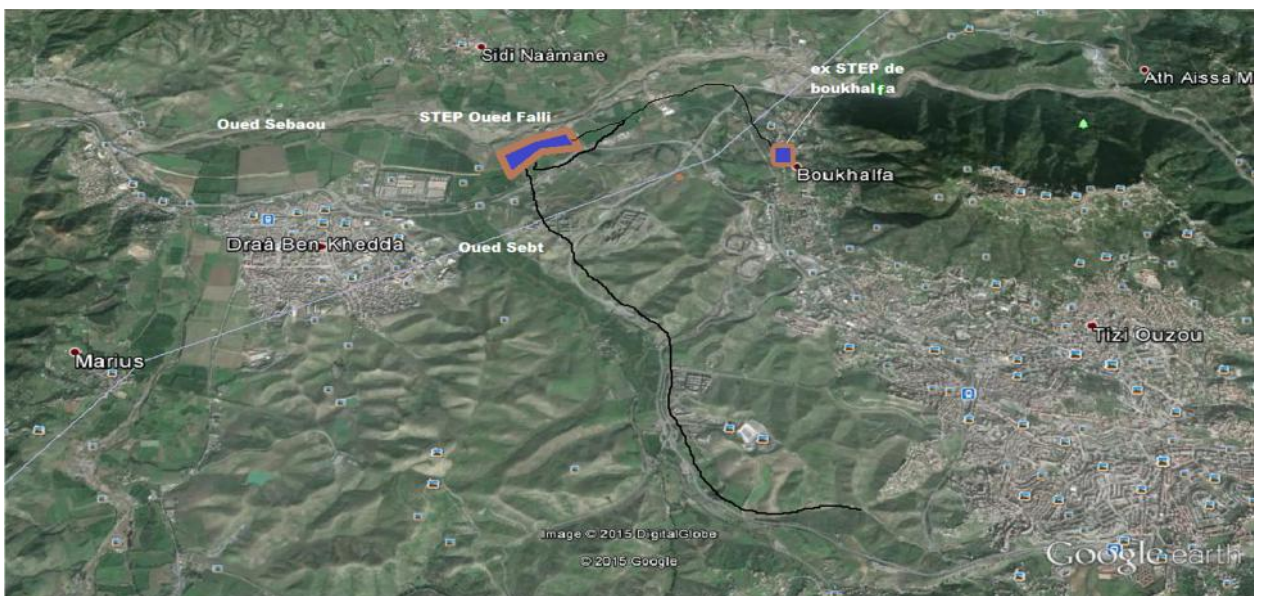
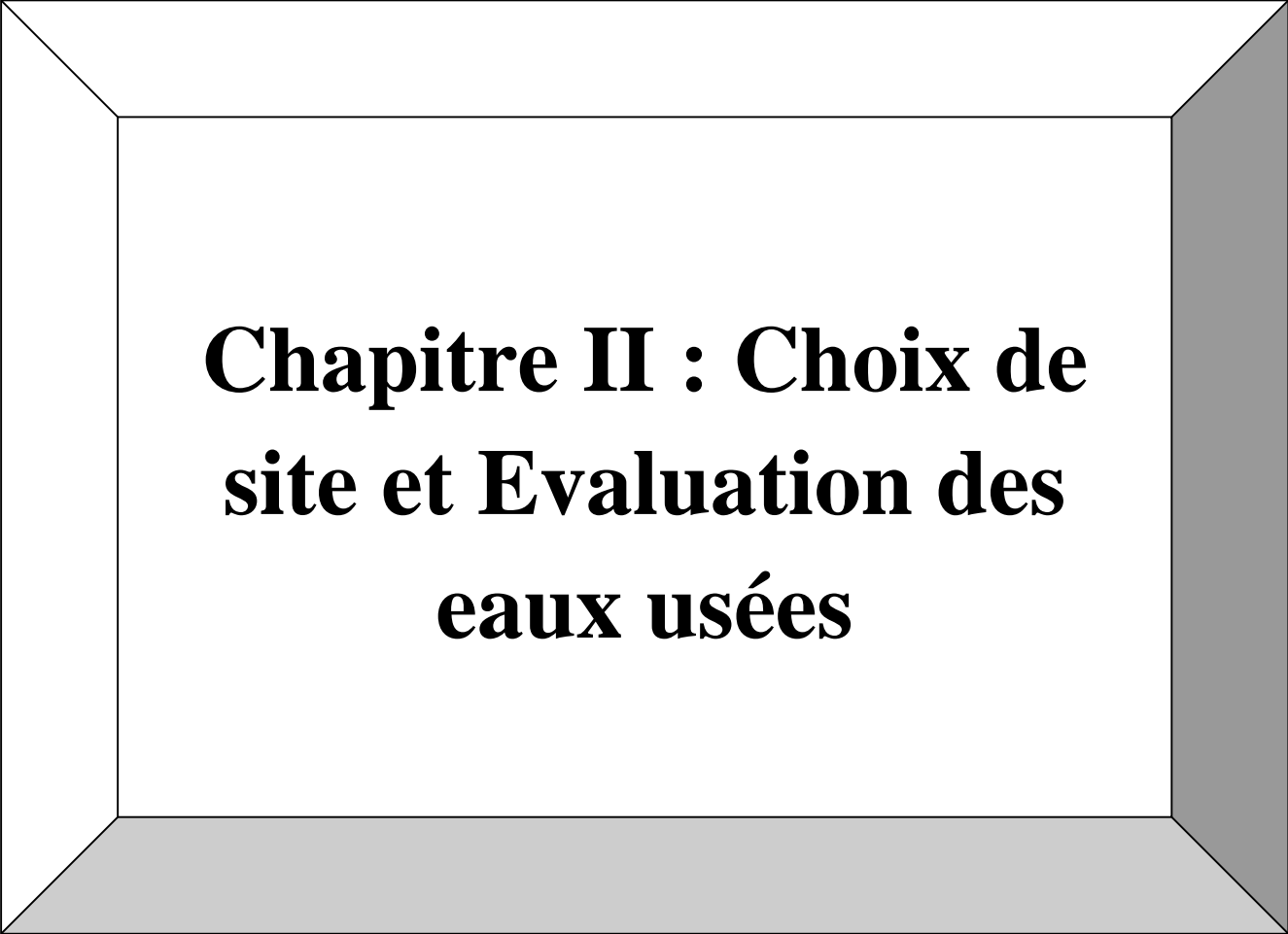


Figure n°3 : carte représentatif du tracé des deux collecteurs principaux.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires telles ; la topographie, la climatologie, la démographie et la situation hydraulique qui nous sont nécessaire pour la suite du projet qui est l'étude du site et l'évaluation des quantités d'eau à évacué vers la STEP, (c'est l'objet du Chapitre III).



**Chapitre II : Choix de
site et Evaluation des
eaux usées**

II-1 Choix de la zone d'implantation

Le choix doit se faire selon différents critères dont les principaux :

- La surface disponible ;
- La morphologie du terrain ;
- La pédologie du terrain (terrain meuble ou rocheux) ;
- Le contexte hydrologique (inondabilité de la zone d'implantation) ;
- Situation géographique et altimétriques (distance minimale par rapport aux agglomérations) ;
- La maîtrise foncière (fondation des terrains) ;
- L'occupation des sols.

On a choisi un terrain de superficie de 56962 m², qui est un domaine étatique, il est situé à proximité de l'oued SEBAOU, avant l'embouchure de l'oued Sebt, La superficie réservée pour la réalisation de la STEP 100000 Eh est de 21000 m², le reste du terrain est réservé pour l'extension prévue.

Le site choisi est situé à l'aval des agglomérations à assainir, situé à une altitude entre 47 et 41 m au dessus de la mer, afin d'avoir un écoulement gravitaire dans les ovoïdes de collecte, et d'éviter les points de relevage.

La direction des vents dominants est de l'ouest (Chapitre I), alors on choisit le site de façon qu'il n'y ait pas d'habitants sur le côté Est de la STEP, (photo ci-dessous),

La distance minimale de l'agglomération la plus proche à la STEP est d'environ 500 m,

La dénivellation entre le lit de l'oued SEBAOU et le point le plus bas de la STEP est de deux mètres, ce qui implique la nécessité d'aménagement d'une digue de protection contre les inondations.

La seule contrainte qu'on a sur notre terrain est le passage d'une ligne Haut Tension au milieu de la parcelle, pour remédier à ça on a proposé de changer le passage de la ligne électrique.

Ce site est le meilleur car le profil topographique est bien déterminé, pour que les effluents bruts arrivent gravitairement, sans contre-pente, les effluents traités se rejettent directement dans le Oued.

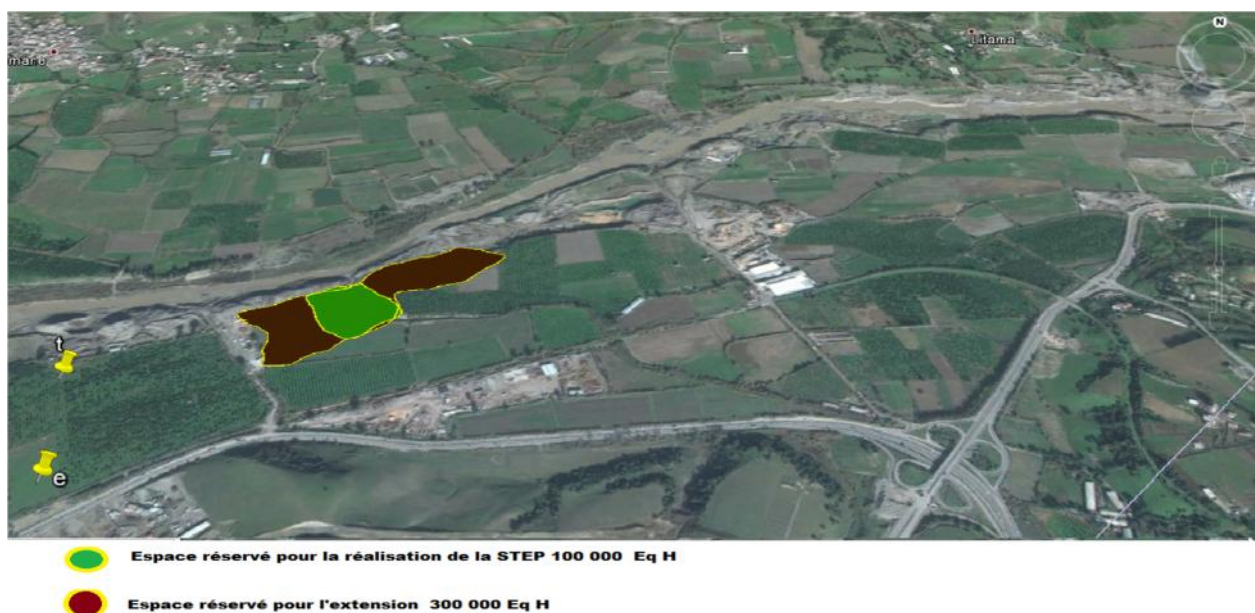


Figure n°4 : photo aérienne du site choisi pour l'implantation du projet de la station d'épuration.

II-2-Aspect qualitatif des eaux usées

II-2-1-Définition la pollution

C'est toute substance physique, chimique ou biologique rejetée dans une eau naturelle qui perturbe l'équilibre biologique de cette eau, et induit d'importantes nuisances : mauvaises odeurs, des fermentations, des risques sanitaires ...etc.

Une eau usée est un mélange complexe entre matière organique et minérales sous plusieurs formes :

- Matière en suspension : sables, déchet végétales, et autre particule décantable.
- Matières colloïdales : argiles et limons dont les diamètres des particules sont inférieur à 10^{-6} m.
- Les produits en solution : les ions métalliques, les sels dissouts. (F Bahloul, 2004).

II-2-2-Origines et nature des eaux usée

Suivant l'origine et la qualité des substances polluantes on distingue trois catégories d'eau usée.

II-2-2-1-Eau usée domestique

Proviennent des différentes usages domestiques de l'eau, elles sont constitué essentiellement des excréments humain, (eaux vanne) et des eaux ménagères de vaisselle chargés de détergent et des graisse, appelé eaux grise et de toilette chargé en matières organiques azoté, et des germes fécaux appelé eaux noires, chargé en matières phosphoré.

II-2-2-2-Eau usée industrielle

Elles sont différent des eaux usées domestiques, leurs caractéristique varie d'une industrie à une autre. En plus des pollutions azoté et phosphoré, elles peuvent également contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds ...

Avant leurs rejet dans le réseau unitaire ou le milieu naturel, ces eaux doivent subir un traitement, car elles peuvent nuire au réseau d'assainissement, et créant des perturbations au niveau de la station d'épuration.

II-2-2-3-Eau usée pluviales

Avant les gens considère que les eaux pluviales sont propres, et consommable ; mais la réalité c'est le contraire, en effet il arrive même qu'elle soit par moment, plus pollué que les eaux usée domestiques. Leurs concentration en pollution est variable contrairement à ces dernier. La goutte de pluie traversant une atmosphère pas toujours pure, elle est chargée de poussière et de produits divers.

Cette pollution atmosphérique provienne notamment de la combustion des hydrocarbures destinés aux ; chauffage, à l'industrie, et au transport.

Les émissions de l'oxyde de carbone, d'azote et du soufre, se transforment dans l'atmosphère en acides sulfurique ou nitrique qui abaissait le PH de la vapeur d'eau, Donc des gouttes de pluie acidifiée.

Ces goutte d'eau se dissolvent aussi les gaz polluants, elles peuvent enfin entrainer certain solides polluants (poussières) jusqu'au sol. Ensuite quand ces eaux atteignent le sol, sur les surfaces imperméabilisé les eaux en ruissellent, vont arracher puis transporter les matières qui se trouvent sur les chaussées, parkings, toitures... etc.

Les pollutions essentiellement contenue dans les eaux de ruissèlement par temps de pluie s'agit de :

- Rejets des échappements et des fuites des moteurs (suie, hydrocarbures).
- Particule de dégradation des pneus.

- Terre, boue, perte des métaux transportés ou provenant des chantiers.
- Déjection des animaux et déchets divers (mégots, papier ...etc.)
- Produits d'usure et dégradation des chaussées (bitume).
- Enfin les eaux de ruissèlement, capté par le réseau pluvial, vont remettre en suspension les dépôts du collecteur datant de la pluie précédente.

Leur rejet dans le milieu naturel constitue un apport polluant important.

II-2-2-Définition des paramètres

Habituellement le potentiel de pollution d'une eau est apprécié par une série d'analyses physico-chimiques dont certaines tentent de reproduire les modifications que cette eau sera susceptible d'apporter dans le milieu ou elle sera rejetée.

Ces mesures sont complétées par analyses plus spécifiques concernant les composés toujours présents et à l'origine de nuisances majeures, tel que le phosphore ou l'azote. Dans certains cas particuliers, des produits toxiques peuvent être recherchés. (R Bourie, 2010)

II-2-2-1-Paramètres physico-chimiques

- Matière en suspension (MES)

Elle représente les matières insolubles et pas à l'état colloïdal, donc retenues par un filtre ou une grille. Les MES, qui comportent des matières organiques et minérales, constituent un paramètre important qui marque bien le degré de pollution d'un effluent urbain ou même industriel.

Les techniques d'analyses font appel à une séparation directe par filtration ou centrifugation, le résidu étant séché à 105° C et ensuite pesé. Les résultats étant exprimés en (mg/l)

Parfois, sur certains échantillons, surtout par temps de pluie, une analyse granulométrique est réalisée, qui fournit une répartition, par diamètre, de l'ensemble des particules présentes. Si un traitement par décantation est souhaité, par exemple, il est possible d'associer un classement complémentaire par densité des particules.

- Matière volatiles en suspension (MVS)

Elle représente la fraction organique des MES et est obtenue par calcination de ces MES à 525° C pendant 2 heures. La différence de poids entre MES à 105° C et MES à 525° C donne la perte au feu et correspond à la teneur en MVS (en mg/l) d'une eau. (Généralement pour une eau usée domestique MVS= 70 % des MES.

- Matières minérales

Elles représentent le résultat d'une évaporation totale de l'eau, c'est-à-dire son extrait sec, constitué à la fois par les matières minérales en suspension et les matières solubles (chlorure, phosphate, etc.).

- Matières décantables

Elles sont composées des matières en suspension qui se déposent en deux heures dans une éprouvette. Cette analyse est surtout réalisée sur les effluents de sortie des unités d'épuration les plus sommaires, pour juger de leur rendement d'élimination de la pollution.

- Température

C'est un paramètre souvent négligé dans les collecteurs urbains, mais qui devrait être plus souvent mesuré, surtout dans le cas de rejets industriels dans le réseau. Le fonctionnement de certains ouvrages d'épuration, notamment les dégraisseurs, est sensible à des températures trop élevées. Ainsi, tout rejet doit être inférieur à 30° C.

- **Conductivité**

C'est une mesure simple, qui se pratique avec une électrode et fournit une indication précise sur la concentration totale en sels dissous. Par comparaison avec la conductivité de l'eau potable, il est ainsi possible de juger rapidement si des apports importants, en particulier industriels, ont lieu dans le réseau d'assainissement, le résultat est donc exprimé par micro-siemens par centimètre ($\mu\text{S}/\text{cm}$)

- **Demande Biochimique en Oxygène (DBO)**

Elle représente la quantité d'oxygène dépensée par les phénomènes d'oxydation chimique, d'une part, la dégradation des matières organiques par voie aérobie, nécessaire à la destruction des composés organiques, d'autre part. En effet, dans un effluent complexe, ces deux types d'oxydation se superposent, d'où l'emploi du terme biochimique.

- **Demande Chimique en Oxygène (DCO)**

Elle représente la teneur totale de l'eau en matières organiques, qu'elle soit ou non biodégradables. Le principe se repose globalement aussi sur la recherche d'un besoins d'oxygène de l'échantillon pour dégrader la matière organique. Mais dans ce cas, l'oxygène est fourni par un oxydant puissant (bichromate de potassium).

- **Carbone Organique Totale (COT)**

C'est une méthode mise au point pour tenter de palier les difficultés d'analyse liées aux DCO et DBO.

Le principe consiste à la combustion des matières organiques de l'effluent, dans un four à 950°C , sous un courant d'oxygène. Le gaz carbonique libéré est dosé par infrarouge, après condensation de la vapeur d'eau. Le carbone minéral, contenu dans les carbonates, est éliminé par les manipulations particulières. L'intérêt majeur de cette technique est, outre sa productibilité et sa précision, la courte durée d'obtention du résultat (15 minutes environ, contre deux heures à la DCO et 5 jours à la DBO). Dans une eau usée « classique », le rapport $\text{DBO}_5 / \text{COT}$ est de l'ordre de 1,7 à 1,9

En revanche le COT est peu adapté aux eaux très chargées en MES, en raison des petits volumes engagés dans le four de combustion ; des décantations préalables sont alors nécessaires. Dans ce cas, la charge organique des MES n'est pas connue directement.

Dans le cas des analyses d'eaux de rivières peu polluées, le COT semble de plus en plus conseillé.

- **Azote**

L'azote est mesuré sous différentes formes, les types d'analyses dépendent des formes chimiques recherchées. Il se divise en deux grandes familles (pour ce qui concerne l'épuration) : l'azote réduit et l'azote oxydé

- **Azote réduit**

Il correspond à l'azote organique que l'on trouve dans les eaux usées, provenant notamment des déchets métaboliques (protéines, urée) d'origine humaine. Cette forme de l'azote totale Kjeldahl. On parle de l'azote total Kjeldahl (NTK) et les résultats sont exprimés en milligrammes de N par litre. Dans NTK, il y a une forte quantité de sels ammoniacaux (NH_4^+).

Dans les réseaux d'assainissement, l'hydrolyse de l'urée la transforme en carbonate d'ammonium. Il est donc possible de rechercher spécifiquement cet ion ammonium. Les résultats sont exprimés de plusieurs façons. Une concentration en $\text{mg N-NH}_4^+/\text{l}$ vaut 0,78 fois une concentration en $\text{mg NH}_4/\text{l}$

- ***Azote oxydé***

Il se trouve d'une façon marginale dans les eaux usées. Il s'agit des Nitrites (NO_2^-) et des Nitrates (NO_3^-), produits de la transformation chimiques (oxydations) de l'azote réduits. Les nitrites, est surtout les nitrates sont présentes dans les eaux épurés, en sortie des stations d'épuration n'assurant que la nitrification. Pour les Nitrites, les résultats sont exprimé en (mg) NO_2^-/l ou mg N- NO_2^-/l , et pour les nitrates en mg NO_3^-/l ou mg N- NO_3^-/l .

- ***Phosphore***

Il est mesuré soit sous forme de phosphore totale ou sous forme de phosphates. La recherche des fractions minérales (produites de lessive) et organiques (d'origine humaine et industrielle) permet de juger des conditions de traitement biologique des effluents et des risques liés à l'eutrophisation des eaux calmes. Le résultat est exprimé selon les analyses pratique en mg P- $\text{PO}_4^{3-}/\text{l}$, mg $\text{PO}_4^{3-}/\text{l}$ ou même mg $\text{P}_2\text{O}_5/\text{l}$, ce qui rend malaisées les comparaison rapide entre différents effluents.

- ***Matière grasses***

Elles sont parfois recherché dans certains effluents, mais elle n'existe pas de méthode normalisé, en raison des différents solvants d'extraction utilisable : chloroforme, hexane, trichloréthylène.

- ***Produit toxique ou dangereuse***

Ils sont plus rarement recherchées ; ils sont constitués par de grand famille de composés telles que : les pesticides, les métaux lourds (plomb, cadmium, chrome, nickel, etc.), les hydrocarbures. Le rejet de tous ces produits est, en principe, interdit ou fortement réglementé dans les réseaux et les eaux superficielles, ce qui n'empêche pas de les y trouver parfois.

II-2-2-2-Paramètres microbiologiques

- ***Escherichia coli***

Est une bactérie peu ou pas pathogène, hôte normal de l'intestin et des voies excrétrices de l'homme, des animaux à sang chaud et peut être même à sang froid. E.coli représente la majeure partie des coliformes fécaux ou thermotolérants, avec lesquels on les confond habituellement, mais abusivement il est un bon indicateur de contamination fécale d'origine récente liée à la présence humain.

- ***Streptocoques***

Ils forment un groupe hétérogène de bactéries pathogène dont les caractéristiques morphologique et métaboliques sont identiques. En revanche leurs caractéristiques génétiques, écologique et pathogénique différent.

- ***Salmonelles***

Ce sont des micro-organismes pathogènes, issue des matières fécale d'individu déjà contaminé (être humain ou animale). La pathogénicité peut s'exprimer soit de fièvres typhoïdes, soit des toxi-infections alimentaires. Ces derniers sont causés en très grand majorité par les salmonelles.

- ***Virus***

Les virus sont présents eux aussi en quantité dans les effluents urbains (poliovirus, adénovirus, hépatit A, etc.) mais y sont rarement recherchés. En revanche, ses analyses sont un peu plus fréquentes dans les eaux superficielles.

- *Parasites*

Les parasites tels que les formes enkystées des amibes, des œufs de ténia sont très rarement recherchés. L'ensemble des analyses réalisées dans le cadre de la recherche d'une contamination bactériologique doit toujours s'interpréter avec précaution, car le travail sur du matériel biologique est extrêmement complexe et soumis aux variations inhérentes aux micro-organismes.

II-3-Aspect quantitatif (estimation de la population aux différents horizons)

Dans notre cas ce sont les rejets des lotissements (Sud Ouest, Louggar, Anar Amellal, boukhalfa) et la ZHUN Oued Falli qui vont être acheminés vers la station d'épuration, ce qui nécessite l'évaluation de leurs populations ainsi que leurs diverses consommations en eau. Le choix de l'horizon se fait conformément à la durée de vie d'un réseau de collecteurs et de la station d'épuration à projeter, dont elle-même est fonction des matériaux du réseau et son entretien.

En général, cette durée dépasse les 25ans, nous optons ainsi pour deux horizons ; 2023 (moyen terme) et l'horizon 2043 (long terme) sur une durée de 30 ans.

Pour évaluer la population future des différents lotissements, nous nous sommes basés sur la loi dite des intérêts dont l'équation est :

$$P_n = P_o \left[1 + \left(\frac{r}{100} \right) \right]^n \quad (\text{F G. Bourier, 2000})$$

Avec :

P_n : population à l'horizon considéré.

P_o : population de référence (2013).

r : Taux d'accroissement.

n : Nombre d'années séparant les deux horizons.

D'après les renseignements fournis par l'APC de Tizi Ouzou, le taux d'accroissement de la population de la commune est de 2,18%.

Pour la Zhun Oued Falli, L'évaluation de la population est basée sur le nombre de logements prévus pour l'horizon 2043, qui est d'environ 28000 logements en présumant que la zone sera totalement aménagée. (Selon les hypothèses des dossiers d'étude d'aménagement recueillie au niveau de la (DHW) de Tizi ouzou).

On opte pour un taux d'occupation moyen par habitation de sept (07) habitants, nous faisons ressortir le nombre d'habitants prévus dans cette zone.

La zone d'habitat sera aménagée graduellement dans le temps, à ce titre nous observons deux (02) échéances de calcul de la population avec un taux de réalisation graduelle d'aménagement et d'habitat répartie comme suit :

27% en 2023 et 100% en 2037.

Le tableau suivant définit la population concernée pour chaque horizon :

Tableau n°12: Population aux différents horizons

Désignation	Année de référence 2013	Horizon 2023	Horizon 2043
Lotissement Sud Ouest	6554	8131	10088
Lotissement Louggar	1696	2104	2611
Lotissement Anar Amellal	3004	3727	4624
Zone boukhalfa	26181	32482	50000
Nouveau pôle Urbain de Tizi Ouzou (Oued Falli)	/	52500	196000
Total	37435	98944	263323

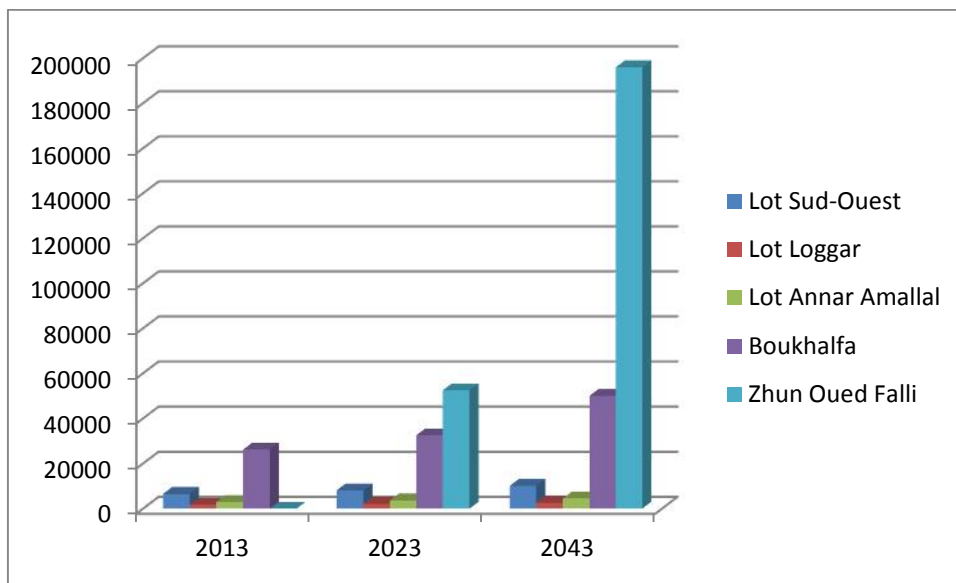


Figure n°5 : Evolution de la population pour les différents horizons

Pour notre estimation de la population on a utilisé la formule des intérêts composés pour les différents lotissements, avec un même taux d'accroissement (2,18%), sauf pour le cas du nouveau pôle urbain de l'oued falli on a estimé le nombre de population par rapport aux nombre de logement prévus pour chaque horizon. Soit 7500 logements à court terme, et 28000 logements à long terme en présument que la zone sera totalement aménagée. On opte pour un taux d'occupation moyen par habitation de sept habitants.

II-3-1-les besoins en eau de la population aux différents horizons

Les besoins journaliers en eau de consommation de la zone d'étude à moyen et à long terme sont représentés ci-dessous :

Tableau n°13 : les besoins en eau de la population à moyen terme (2023)

Désignation	Population	Dotation (l/j/hab)	Débit moyen journalier (m3/j)
Sud-Ouest	8131	200	1626,2
Louggar	2104	200	420,8
Anar- Amellal.	3727	200	745,4
Boukhalfa	32482	200	6496,4
Oued- Falli	52500	200	10500
Total	98944	200	19788,8

Tableau n°14 : les besoins en eau de la population à long terme (2043)

Désignation	Population	Dotation (l/j/hab)	Débit moyen journalier (m3/j)
Sud Ouest	10088	200	2017,6
Louggar	2611	200	522,2
Anar Amellal	4624	200	924,8
Boukhalfa	50000	200	10000
Zhun Oued Falli	196000	200	39200
Total	263323	200	52664,6

A partir des résultats obtenus, on déduit que la consommation moyenne journalière évolue en fonction de la population.

II-3-2-Les besoins en eau des équipements

-Moyen terme (2023)

Sachant que nos besoins des équipements est de 10 % de la consommation de la population
 Besoin équipements = $19788,8 \times 0.1 = 1978,88 \text{ m}^3/\text{j}$.

-Long terme (2043)

Besoin équipement = $52664,6 \times 0.1 = 5266,46 \text{ m}^3/\text{j}$.

Récapitulation des besoins :

La récapitulation des besoins moyens en eau consommation de la zone d'étude pour chaque horizon est représentée dans le tableau suivant :

Tableau n°15 : récapitulation des besoins en eau pour chaque horizon.

Horizon	Population	Qeu population	Qeu équipements	Débit total	
				M ³ /j	l/s
2023	98944	19788,8	1978,88	21767,68	252
2043	263323	52664,6	5266,46	57931	670

II-3-3-Estimation des débits des eaux usées

Les eaux usées dans notre zone d'étude sont constituées en grande partie des eaux domestiques (eaux ménagères, eaux vannes), et des eaux industrielles (équipements et activités).

Le débit des eaux usées est calculé à partir du débit moyen journalier écoulé dans les robinets (débit moyen consommé) multiplié par un coefficient de rejet.

On estime une perte de 20% des eaux dans les divers réseaux.

Le débit moyen journalier rejeté est déterminé par la formule suivante :

$$Q_{mj} = C_r \hat{I} Q_{Cons} \quad (\text{J.P.Bechac ; et al, 1984})$$

Avec :

Q_{mj} : Débit moyen journalier d'eau usée en l/s.

C_r : Coefficient de rejet pris égal à 80% de l'eau consommée.

Q_{Cons} : Consommation moyenne journalière.

Tableau n°16 : Débit d'eau usée à moyenne terme (2023), avec un taux d'équipement de 10% pris en charge.

Désignation	Consommation totale journalière(m3/j)	Cr	Debit de rejet (m3/j)	Débit de rejet (l/s)	Débit Cumulé	Nom du collecteur
Anar- Amellal.	819,94	0,8	655,952	7,59203704	11,8	A
Louggar	462,88	0,8	370,304	4,28592593		
Sud ouest	1788,82	0,8	1431,056	16,5631481	173	B
Boukhalfa	7146,04	0,8	5716,832	66,167037		
Oued- Falli	11550	0,8	9240	106,9444444		
Total	21767,68	0,8	17414,144	201,552593	185	

Tableau n°17: Débit moyen journalier des eaux usées à long terme, 2043.

Désignation	Consommation totale (m3/j)	Cr	Debit de rejet (m3/j)	Débit de rejet (l/s)	Débit Cumulé	Nom du collecteur
Anar- Amellal.	1017,28	0,8	813,824	9,41925926	14,7	A
Louggar	574,42	0,8	459,536	5,3187037		
Sud ouest	2219,36	0,8	1775,488	20,5496296	521,6	B
Boukhalfa	11000	0,8	8800	101,851852		
Oued- Falli	43120	0,8	34496	399,259259		
Total	57931,06	0,8	46344,848	536,398704	536,34	

II-3-3-1-Débit moyen horaire (Q_{mh})

-moyenne terme (2023)

Ce débit est donné par la relation :

$$Q_{mh} = \frac{Q_{mj}}{24}$$

On aura donc :

$$Q_{mh} = \frac{17414}{24} = 725,6 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\mathbf{Q_{mh} = 725,6 \text{ m}^3/\text{h}}$$

-long terme 2043

$$Q_{mh} = \frac{Q_{mj}}{24}$$

On aura donc :

$$Q_{mh} = \frac{46344,848}{24} = 1931 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\mathbf{Q_{mh} = 1931 \text{ m}^3/\text{h}}$$

II-3-3-2-Débit de pointe par temps sec (Q_p)

Le débit de pointe est calculé à partir de la formule suivante :

$$Q_p = C_p \times Q_{moyj} \text{ (J.P.Bechac ; et al, 1984)}$$

Avec :

C_p : coefficient de pointe

Q_{moyj} : débit moyen journalier

Le coefficient de pointe est calculé à partir du débit moyen journalier :

$$\begin{cases} C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moyh}}} & \text{Si } Q_{moyj} < 2,8 \text{ l/s.} \\ C_p = 3 & \text{Si } Q_{moyj} \geq 2,8 \text{ l/s.} \end{cases} \text{ (A.Gaid, 1984)}$$

Le calcul des débits de pointe de rejets est représenté dans les tableaux suivants

Tableau n°18 : Débits de pointe à l'horizon 2023.

Désignation	Q eaux usées (l/s)	Coefficient de pointe	Q de pointe (l/s)	Q de pointe (m ³ /h)	Q de rejet (m ³ /h)	Nom du collecteur
Anar Amellal	7,59203704	2,40732076	18,2764684	65,7952863	107,5	A
Louggar	4,28592593	2,70758491	11,6045084	41,7762302		
Sud Ouest	16,5631481	2,1142831	35,0191841	126,069063	1226	B
Boukhalfa	66,167037	1,80734006	119,586336	430,510811		
Zhun Oued Falli	106,944444	1,74174689	186,270153	670,57255		
Total	201,552593	/	370,75665	1334,72394	1333,5	

Tableau n°19 : Débits de pointe à l'horizon 2043.

Désignation	Q eaux usées (l/s)	Coefficient de pointe	Q de pointe (l/s)	Q de pointe (m ³ /h)	Q de rejet (m ³ /h)	Nom du collecteur
Anar Amellal	9,41925926	2,31457604	21,8015918	78,4857306	128	A
Louggar	5,3187037	2,58401954	13,7436343	49,4770834		
Sud Ouest	20,5496296	2,05149047	42,1573692	151,766529	3128	B
Boukhalfa	101,851852	1,74771685	178,008198	640,829511		
Zhun Oued Falli	399,259259	1,6251159	648,842571	2335,83325		
Total	536,398704	/	904,553364	3256,39211	3256	

Le débit de point par temps sec, à l'horizon 2043 est de 3256,39211 (m³/h)

II-3-3-3-Le débit de pointe par temps de pluie « Q_{ptp} »

Afin d'éviter une surcharge hydraulique dans la station d'épuration lors des précipitations, la station est dimensionnée pour un débit maximal correspondant à un débit de pointe par temps de pluie. « Q_{ptp} ».

Ce débit sera limité grâce à un déversoir d'orage. .

Le débit des eaux usées allant vers la station en temps de pluie, se calcule par la relation suivante :

$$Q_{ptp} = \alpha_p Q_p. \quad (\text{F.Bahloul, 2004})$$

Avec :

α_p : Coefficient de dilution pris en général entre 2 et 6.

Dans notre cas on va prendre $\alpha_p=2$

$$Q_{ptp} = 2 Q_p$$

$$Q_{ptp} = 2Q_p$$

- *Moyenne terme*

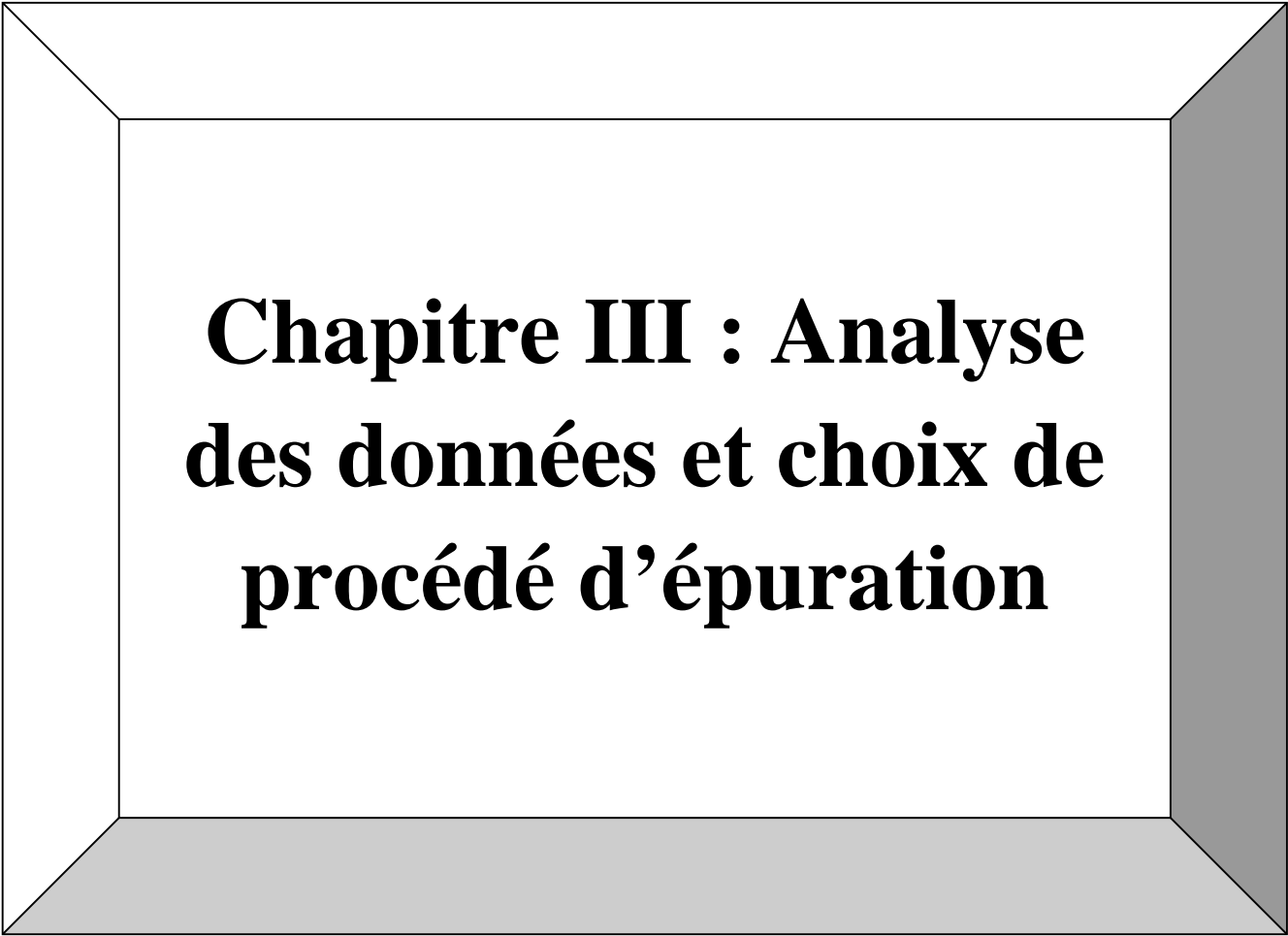
$$Q_{ptp} = 2 * 1333,5 = 2667$$

$$Q_{ptp} = 2667 \text{ m}^3/\text{h}$$

- *Long terme*

$$Q_{ptp} = 2 * 3256 = 6512$$

- $Q_{ptp} = 6512 \text{ m}^3/\text{h}$



**Chapitre III : Analyse
des données et choix de
procédé d'épuration**

Introduction

Pour déterminer la composition des effluents qui arrivent en tête de la station d'épuration, nous devons disposer des paramètres et des indices de pollution qui nous permettront une approche du problème de l'épuration et de préconiser un type d'épuration approprié en fonction des paramètres de pollution mesurés.

III-1-Prélèvement et échantillonnage

Les principales mesures à effectuer sur chaque échantillon de rejet sont : pH – T °C – conductivité – DBO₅ – DCO – MES à 105°C et à 600°C – Azote Kjeldjhal – Azote ammoniacal (NH₃) – Azote nitreux (NO₂) – Azote nitrique (NO₃) – Phosphore et métaux.

Après enquête sur le terrain, nous constatons que la zone est constituée principalement d'habitations, et de quelques activités artisanales et des petits commerces. Nous déduisons alors que les eaux de rejets seront sans nul doute de nature domestique.

Ceux-ci nous autorisent à utiliser les résultats d'analyse de 2000 effectués au niveau du laboratoire d'analyse des eaux de l'ADE vue qu'ils présentent les mêmes caractéristiques.

Ces données ont été confiées par la DHW de (Tizi-ouzou).

III-1-1-Prélèvements

Deux prélèvements ont été effectués ; le premier, est au niveau du point de rejet N° 1, issu du lotissement Anar Amellal est Louggar et le deuxième au niveau du point de rejet N°2.

III-1-2-Echantillons

L'échantillonnage a été effectué au mois d'août et au mois de septembre 2000 à intervalles de temps différents.

Le nombre total d'échantillons est de quatre (4) : Deux échantillons pour chaque point de prélèvement.

Les résultats d'analyses des paramètres physico- chimiques sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau n°20 : résultats d'analyses des deux rejets

Rejet n°1								
Désignation	Date D'analyse	PH	T°C	Couleur	DCO (Mg/l)	DBO5 (Mg/l)	DCO/DBO ₅	MES à105 (Mg/l)
Prélevement1	20/08/00	7.8	27	noirâtre	805	425	1.89	350
Prelevement2	06/09/00	7.5	28	noirâtre	760	440	1.7	332
Rejet n°2								
Prélevement1	20/08/00	7.7	26	noirâtre	1018	440	2.31	885
Prelevement2	06/09/00	7.6	27	noirâtre	980	445	2.2	830

III-1-2-1-Interprétation des résultats d'analyses

Les valeurs des paramètres de pollution des eaux usées brutes à caractère domestique sont :

Tableau n°21 : Normes de la pollution à l'entrée de la station d'épuration.

Paramètres	Normes
DBO5	200-400 mg/l
DCO	< 800 mg/l
MES	< 800 mg/l
PH	6-8
Température	< 30°C

- **PH et Température**

Les valeurs du PH et de la température demeurent dans les limites admises pour le bon fonctionnement des activités biologiques, et assurent un rendement épuratoire optimal.

- **MES**

Les résultats analytiques montrent que les teneurs en MES sont conformes à la norme de rejet vers la station pour l'ensemble des deux rejets.

- **DBO et DCO**

Les valeurs de la DBO₅ et de la DCO se rapprochent de la norme moyenne des eaux usées urbaines (pour le rejet n°1).

Pour le rejet n° 2 : les valeurs de la DCO sont importantes, cela indique que les eaux du rejet n° 2 sont très concentrées en pollution.

- **Le coefficient de biodégradabilité DCO/DBO₅ (k)**

Il nous renseigne sur la biodégradabilité des matières organiques. C'est un paramètre révélateur du mode de traitement.

$1 < \text{DCO/DBO}_5 < 2,5$: l'épuration biologique s'effectue normalement.

$2,5 < \text{DCO/DBO}_5 < 3$: l'épuration biologique s'effectue à partir de souche bactériennes.

$\text{DCO/DBO}_5 > 3$: un traitement physico-chimique est envisagé (décantation primaire) (degrémont).

III-2-Bases théorique pour le choix du procédé d'épuration

Le choix du procédé d'épuration se base sur différent critère soient :

- Capacité d'épuration ;
- Nature du réseau d'assainissement (séparatif ou unitaire) ;
- Nature des effluents traités ;
- Nature des sous produits d'épuration ;

- Caractéristique du site d'épuration (surface disponible, direction des vents, éloignement des habitats, ...etc.) ;
- Infrastructures (électricité eau potable, liaison télécom) ;
- Contraintes d'exploitations (Accès des véhicules a l'intérieur) ;
- Coûts (investissement et exploitation).

Avant de porter un choix sur la filière de traitement à adopter, il y a lieu de décrire brièvement chaque 'un de ces procédé

IV-2-1-Différent procédés dépuraton

III-2-1-1-Les procédés extensifs

- L'épandage

C'est le procédé le plus ancien, il consiste à déverser directement sur le sol perméable des eaux usées, où les granulats constituant le sol sont alors un matériau de support de micro-organismes, ces derniers servent à dégrader la matière organique. Ce procédé peut être dangereux dans la mesure où les eaux qui s'infiltrent à travers le sol peuvent contaminer la nappe.

- Le lagunage

On distingue principalement deux types de lagunage :

Le lagunage naturel ;

Le lagunage aéré.

Le lagunage naturel est un procédé de traitement des eaux usées fondé sur un écosystème constitué principalement d'algues et des bactéries aérobies et anaérobies. Le rayonnement solaire est utilisé comme source énergétique pour la production de l'oxygène par photosynthèse par les algues microscopiques.

Ce type de lagunage se caractérise essentiellement par un temps de séjour très élevé des effluents, plusieurs dizaines de jours et par des mécanismes de fonctionnement biologique fortement liés à la température et aux saisons.

Dans le lagunage aéré, un apport supplémentaire de l'oxygène nécessaire à l'assimilation des matières organiques par les bactéries est fourni par brassage de surface grâce à des aérateurs mécaniques.

III-2-1-2-Les procédés intensifs

- Le lit bactérien

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

Les eaux à traiter ruissellent à la surface de la pellicule biologique qui fécond sur le support, celles-ci renferment une forte concentration de bactéries et de champignons.

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

- Le disque biologique

Dans le procédé à biodisque, le support est constitué par des disques parallèles régulièrement espacés sur un axe horizontal, tournant à faible vitesse et immergés sur la moitié de leur hauteur. Ce mouvement induit une oxygénation de la culture pendant la période d'immersion.

Les performances de ce procédé sont liées à :

La profondeur d'immersion des disques (généralement deux mètres) ;

La vitesse de rotation de l'arbre qui doit être optimale pour permettre une aération et une fixation des bactéries convenable ;

La température qui doit être comprise entre 15 et 29°C.

- Les boues activées

C'est le procédé le plus répandu actuellement pour l'épuration des eaux résiduaires urbaines des petites, moyennes et grandes collectivités.

Le procédé à boues activées est un système en continu dans lequel des micro-organismes sont mis en contact avec des eaux usées renfermant des matières biodégradables pendant un temps suffisant.

Ces amas biologiques sont maintenus en agitation au sein de l'eau de façon à assurer un contact avec toute la partie de l'effluent. L'oxygénation est fournie en quantités suffisantes par des aérateurs.

Ainsi, dans le bassin d'aération, en présence d'oxygène, les micro-organismes vont se développer et se reproduire aux dépens des matières biodégradables formant ainsi des flocons décantables, orientés par la suite vers un clarificateur. A la sortie une eau traitée et des boues seront produites, une partie de ces boues sera expédiée vers les organes de traitement de boues et l'autre partie réintroduite dans l'aérateur. (Maman T, 2001).

Une comparaison entre les différents procédés par rapport à leurs avantages et inconvénients est nécessaire, soit le tableau ci-dessous :

Tableau n°22 : Tableau comparatif entre les avantages et inconvénients des différent procédé d'épuration.

Procédé d'épuration	Avantages	Inconvénients	Conclusion
Lagunage	<ul style="list-style-type: none"> - Contrôle et entretien réduit. - supporte les brusques variations de charge. - aucune source. d'énergie mécanique. - bonne qualité d'effluent à la sortie au moindre coût. 	<ul style="list-style-type: none"> - occupe de très vaste terrain. - épuration lente et sensible aux variations de la température. - risque de la contamination de la nappe phréatique. - mauvaises odeurs. - prolifération des insectes. 	Ce procédé nécessite de vaste surface.
Epandage	Utilisé pour la revalorisation du sol et pour la recharge des nappes.	<ul style="list-style-type: none"> - Risque du colmatage du sol. - intoxication et contamination du sol. - mauvaise odeurs. - nécessite de grande surface de terrain. 	Ce procédé est réservé aux petites collectivités

Lit bactérien	<ul style="list-style-type: none"> - Peu d'entretien et de contrôle. - Faible dépense d'énergie. - résistance aux grandes variations de charge. 	<ul style="list-style-type: none"> - Sensibilité au colmatage. - Développement des mouches et insectes. - Sensibilité au gel. 	Ce procédé est utilisé pour certaines eaux industrielle et à des agglomérations à faible importance <5000 habitants.
Disque biologique	<ul style="list-style-type: none"> - Aération naturelles - faible demande énergétique. - peu d'entretien. 	<ul style="list-style-type: none"> - sensible aux huiles et graisses. 	Conçus pour les petites agglomérations
Boues activées	<ul style="list-style-type: none"> - Bon rendement atteignant les 90 % - Possibilité de traitement avec ou sans décanteur primaire. - Appliqué pour les petites et grandes agglomérations. - s'applique pour les eaux résiduaires urbaines aussi qu'aux eaux industrielles. 	<ul style="list-style-type: none"> - nécessite une aération et un brassage - consommation importante d'énergie. - Efficacité réduite en présence d'ions toxiques. - nécessité de la recirculation des boues. 	C'est le procédé le plus répandu pour l'épuration des eaux usée urbaines, surtout pour les grandes agglomérations, et le plus utilisé actuellement.

L'organigramme suivant montre une clé d'aide au choix du procédé convenable, par rapport à la contrainte surface.

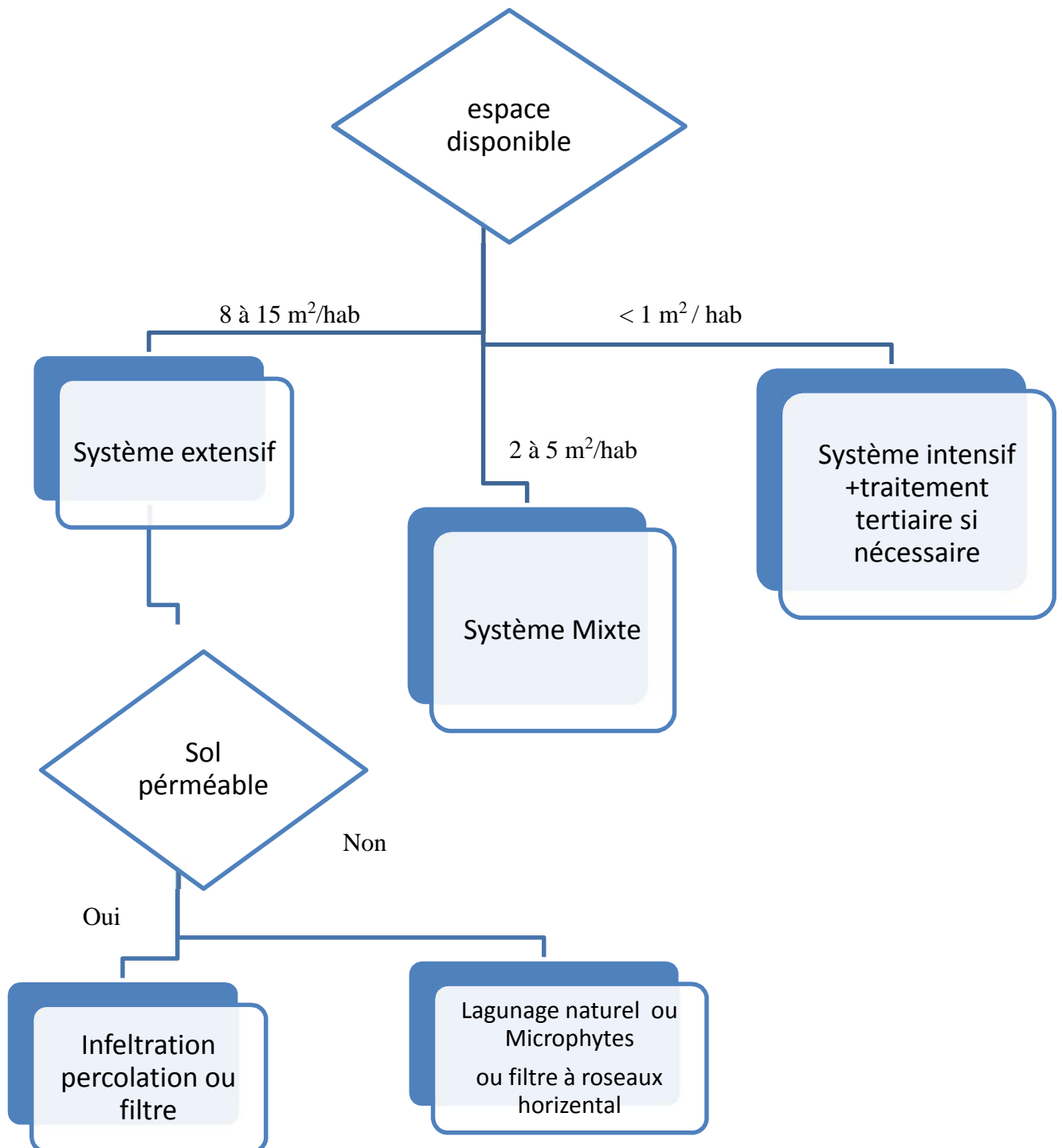


Figure n° 6 : Organigramme pour le choix du procédé d'épuration

Pour notre cas la surface circonscrite pour la réalisation du projet de la station d'épuration est d'environ 21000 m². Rapportée au nombre d'EH (100000), elle nous donne une valeur inférieure à 1 ce qui nous amène à choisir un procédé intensif.

Par rapport à la contrainte surface on ne peut pas choisir un procédé autre que le procédé intensif ; et sachant que pour un nombre d'équivalent habitant important. Il n'y a que le procédé à boue activée qui convient.

Conclusion

D'après l'analyse du tableau précédent, et le rapport DCO/DBO₅ (coefficient de biodégradabilité) reste dans la norme de l'épuration biologique, il est compris entre 1,7 et 2,31 pour les deux rejets ; ce rapport est un indicateur qui montre bien que les eaux de rejet sont conformes à un traitement biologique et qu'elles sont composées d'éléments biodégradables. Et par rapport à la contrainte surface ; on a décidé de choisir le procédé à Boues Activées.

III-3-choix de la variante de traitement

Pour le choix de la variante de traitement (faible, moyenne ou à forte charge), on doit tenir compte des caractéristiques des eaux brutes et celles des eaux traitées, et de la biodégradabilité de nos eaux usées.

Puisque on a une eau résiduaire qui contient des fortes concentrations en matières organiques biodégradables, on a opté pour une variante à faible charge.

Pour un système à Faible charge, la DBO rejetée doit être inférieure ou égale à 30 mg/l.

Ce procédé se caractérise par :

- L'admission des eaux prétraitées sans décantation primaire.
- Les boues obtenues sont en faible quantité, non fermentescibles, donc, on pourra ne pas se passer du digesteur.
- Grande surface des bassins d'aération.
- Un taux d'épuration très élevé.

Le schéma de traitement proposé est le suivant :

1-Un prétraitement qui comporte :

Un dégrillage grossier à nettoyage mécanique ;

Un dégrillage fin mécanisé ;

Un dessablage-déshuilage, combiné aéré.

2- Un traitement biologique par boues activées à faible charge, comportant :

Un bassin d'aération équipé d'un système d'aération ;

Une décantation secondaire.

3- Un traitement tertiaire comportant une désinfection des eaux par le chlore dans le cas d'utilisation des eaux épurées pour l'irrigation.

4- Un traitement des boues comportant :

Un épaisseur ;

Une déshydratation des boues sur lit de sable.

Remarque

La présence d'un décanteur primaire nous amène à réduire la surface des bassins d'aération.

III-4-Calcul de base pour le dimensionnement

Introduction

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés, conçus, construits et exploités de manière qu'ils puissent recevoir et traiter les flux de matières polluantes correspondantes à leurs charges de référence.

III-4-1-Calcul de l'équivalent habitant [Eq/Hab]

L'équivalent habitant correspond à, 70g des MES, 60 g de la DBO, 135g de la DCO, 15g de NTK, et 4 gramme de phosphore totale, dans une quantité quotidienne d'environ 150 l d'eau usée. (F.Valiron, 1989).

Le calcul de l'équivalent habitant est donné par la formule suivante :

- *à moyen terme 2023*

$$Eq / Hab = \frac{\text{Débit total des eaux usées} \times 1000}{Cr \times \text{Dotation en eau potable}}$$

$$Eq / Hab = \frac{17414 \times 1000}{200 \times 0,8} = 108837$$

Donc la capacité de la station à l'horizon 2023 est de **108837** Equivalent habitant

- *à long terme (2043)*

$$Eq / Hab = \frac{46345 \times 1000}{200 \times 0,8} = 289656$$

A l'horizon 2043 La capacité de la STEP est de **289656** Eq/h

III-4-2-La charge en DBO₅

Pour un réseau unitaire, la charge polluante rejetée par habitant et par jour est de 60 g O₂/hab.

D'où : la charge totale journalière est de :

- *à moyen terme 2023*

$$DBO_5 \text{ (Kg/j)} : \frac{60 \times 108837}{1000} = 6530 \text{ Kg / j}$$

Soit une concentration de :

$$DBO_5 \text{ (mg/l)} = \frac{\text{charge totale (mg / j)}}{Q_j \text{ (l / j)}}$$

$$DBO_5 \text{ (mg / l)} = \frac{6530.10^6}{17414.10^3} = 375 \text{ mg / l}$$

- à long terme 2043

$$DBO_5(Kg / j) = \frac{60 * 289656}{1000} = 17379 Kg / j$$

Soit une concentration de :

$$DBO_5(mg / l) = \frac{17379 \cdot 10^6}{46345 * 10^3} = 375 mg / l$$

III-4-3-La charge en matière en suspension (MES)

Les eaux usées rejetées par un individu contiennent environ 90 g de matières en suspension par jour. . (R Bourier et al, 2010)

D'où

- à moyen terme 2043

$$MES (Kg/j) = \frac{108837 \times 90}{1000} = 9795,33 Kg / j$$

Soit une concentration de :

$$Mes(mg / l) = \frac{9795,33 \cdot 10^6}{17414 \cdot 10^3} = 562,5 mg / l$$

- à long terme 2043

$$MES(Kg / j) = \frac{90 \cdot 289656}{1000} = 26069 Kg / j$$

Soit une concentration de

$$MES(mg / l) = \frac{26069 \cdot 1000}{46345} = 566 mg / l$$

III-4-4-Le rendement épuratoire

- à moyen terme 2023

$$y = \frac{L_0 - L_s}{L_0} \cdot 100 \quad (\text{Degrémont, 1989})$$

$$\longrightarrow y = \frac{375 - 30}{375} \cdot 100 = 92 \%$$

- à long terme 2043

$$y = \frac{L_0 - L_s}{L_0} \cdot 100$$

$$\longrightarrow y = \frac{375 - 30}{375} \cdot 100 = 92 \%$$

L_0 : concentration en DBO_5 à l'entrée de la station d'épuration.

L_e : concentration en DBO_5 à la sortie de la station d'épuration (norme exigé par le milieu récepteur) = 30 mg/l. (R Bourir et al, 2010)

Nota

La capacité de la station à l'horizon 2043 est de 289656 Equivalent habitant.

Cette valeur est très importante par rapport à l'horizon moyen terme, et pour éviter un surdimensionnement à l'horizon moyen terme qui peut perturber le bon fonctionnement de la station, soit biologique ou hydraulique, nous concevons trois filières, d'égale capacité ; (289656/3), soit : 96552 ~ 100 000 Eh ; en dimensionnant chaque filière sur une base de 100 000 Eh (horizon 2023). Puis la station sera extensible en réalisant les deux autres filières à l'horizon 2043.

Le tableau suivant abrège les données de bases pour le dimensionnement de notre filière de traitement.

Tableau n° 23 : récapitulation des données de base pour le dimensionnement de la Filière eau.

Données de base	Unités	Horizons		
		2023	2043 (capacité totale)	2043 (pour chaque filière)
Capacité de la STEP	Eq-hab	108837	289656	96552
DBO_5	g/hab/j	60	60	60
MES	g/hab/j	90	90	90
Débit moyen journalier	m^3/j	17414	46345	15448
Débit moyen horaire	m^3/h	725,6	1931	644
Débit de pointe par temps sec	m^3/h	1333,5	3256	1085
Débit de pointe par temps de pluie	m^3/h	2667	6512	2170
Charge journalière en DBO_5	Kg/j	6530	17379	5793
Concentration en DBO_5	mg/l	375	375	375
Charge journalière en MES	Kg/j	9795	26069	8690
Concentration en MES	mg/l	562,5	566	566
Rendement épuratoire	%	92	92	92
Population	Hab	73656	287504	87774
Type de réseau	/	Unitaire	Unitaire	Unitaire



**Chapitre IV : Ouvrages
annexes**

IV-1-Déversoir d'Orage

Un déversoir d'orage est un dispositif, dont la fonction essentielle est d'évacuer les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur.

C'est donc un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eau pluviale, de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduisant les dimensions de l'émissaire et des ouvrages de la Station d'épuration. Ce principe étant posé, ces déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel, notamment dans notre cas (Réseau Unitaire).

Son étude en réseau unitaire, doit, en conséquence être menée sur deux plans :

- D'abord sur le plan qualitatif, en recherchant la valeur de dilution de l'effluent que le milieu récepteur est susceptible d'accepter sans conséquences graves, pour son équilibre ; le degré de dilution sera donc établi en fonction du pouvoir auto-épurateur du milieu récepteur, et aussi dépend de présence ou pas d'un bassin d'orage.
- Ensuite sur le plan quantitatif, en recherchant les valeurs de débits compatibles avec l'économie générale du projet ce qui suppose de rechercher le facteur de probabilité de déversement, de façon à limiter la fréquence de lâchures d'effluents dans le milieu récepteur.

D'une manière générale, la fréquence et l'intensité des déversements admissibles relèvent de cas d'espèce. Cependant, il est certain que l'analyse hydrologique, la simulation hydraulique et, a posteriori, la gestion automatisée permettent de déterminer les conditions et les données d'un fonctionnement satisfaisant, sans oublier que les espaces urbains sont eux-mêmes, ainsi que la réglementation, susceptibles d'évolution. A cet égard, on a intérêt à ménager une certaine marge de sécurité dans l'évaluation des dimensions des ouvrages de génie civil.

En amont d'une station d'épuration qui traite les effluents unitaires, il convient, notamment, de ménager au moins un déversoir d'orage pour éviter les surcharges. Il s'avère intéressant, surtout si le milieu récepteur est sensible, de réserver des espaces où l'on peut construire un ou plusieurs bassins de pollution capables de stocker temporairement les excédents instantanément incompatibles avec la capacité épuratoire de la station, les eaux polluées stockées étant traitées en diffère.

S'agissant de traiter des problèmes liés à la pluie et à la charge polluante transportée (dilution), il convient d'évaluer d'abord le débit unitaire critique, en faisant la somme du débit de temps sec, du débit de pluie critique et, éventuellement, du débit unitaire restant dans le réseau et les bassins en amont, en considérant que :

-le débit de temps sec se détermine sur la base des valeurs moyennes prédéterminées, auxquelles on affecte des coefficients de pointe ;

-le débit de pluie critique se détermine comme étant le débit pour une fréquence donnée (mensuelle, etc.), calculé par la formule rationnelle ou superficielle, ou autre méthode conceptuelle.

On évalue ensuite les caractéristiques proprement dites de l'ouvrage déversoir en procédant comme suit :

- tout d'abord, on estime la valeur du débit maximal conservé à l'aval en direction de la station d'épuration, en fonction de la dilution admissible sur la station ;
- puis on détermine la valeur du seuil de fonctionnement, ainsi que la hauteur du remplissage de la canalisation d'amenée et d'évacuation ;
- enfin on calcule la longueur du déversoir L par application de la formule fondamentale suivante s'il s'agit d'un déversoir disposé perpendiculairement au sens du courant (déversoir frontal), soit:

$$L = \frac{Q}{\mu * H^{1.5} * \sqrt{2 * g}}$$

Le calcul du débit déversé se fait par la formule suivante :

$$Q = \mu L H \sqrt{2gH}$$

Où :

μ : est un coefficient expérimental dont la valeur est fonction du type du seuil

Pratiquement $\mu=0,38$ pour un seuil à crête épaisse ;

$\mu= 0,4$ pour un seuil à poutrelle à contraction latérale ;

$\mu= 0,45$ pour un seuil mince avec faible contraction latérale ;

$\mu= 0,5$ pour un seuil mince sans contraction latérale ;

L : c'est la longueur de la lame déversant en (m) ;

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

H : hauteur de charge au-dessus du seuil-déversoir.

On a choisi un déversoir à seuil frontal, où le déversement se fait en face du collecteur d'amenée, ou dans un changement de direction, le débit admis en STEP est un débit par temps sec augmenté par un coefficient de dilution.

Afin d'éviter le surdimensionnement des ouvrages aval, on a choisi un faible coefficient de dilution, mais avec projection d'un bassin de Stockage-Restitution. (R Bourier, 2010)

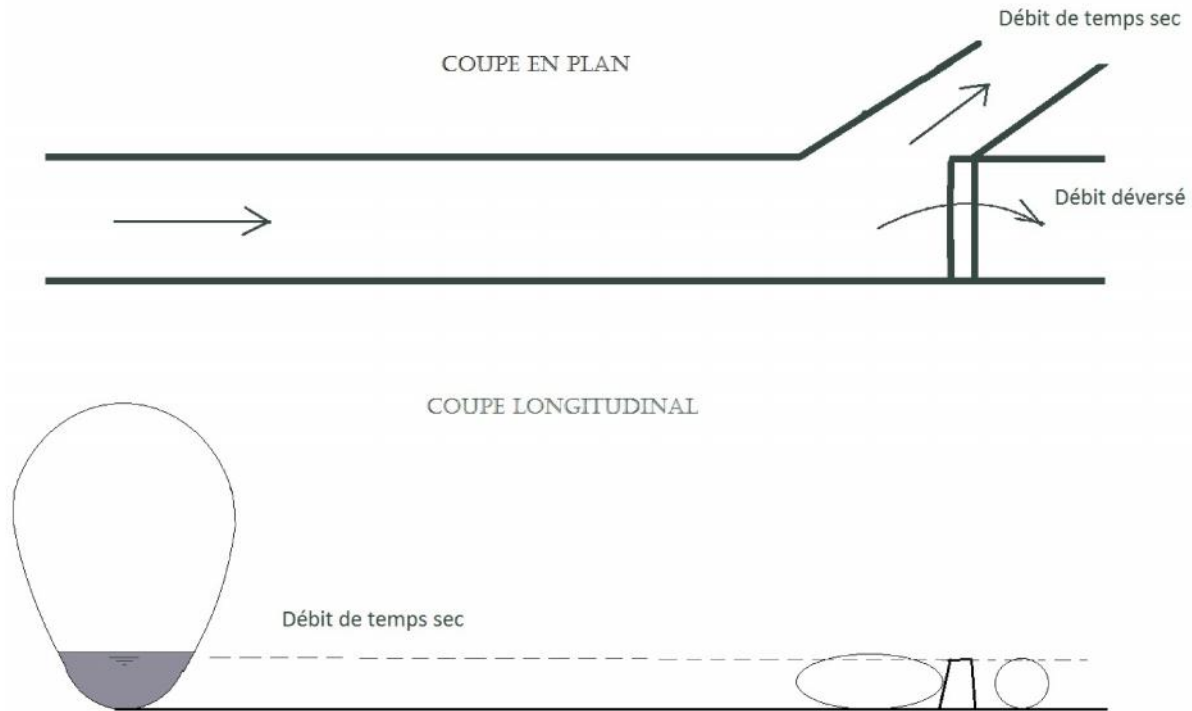


Figure n° 7 : Déversoir d'orage à seuil frontal.

IV-2-Bassin de Stockage-Restitution

Vu que le milieu récepteur est sensible aux pollutions, provoqués par les débits déviés par le déversoir d'orage, par temps de pluie ; nous avons pensé de concevoir un bassin de stockage-restitution, afin d'accueillir les eaux de servers, rappelant que notre coefficient de dilution est faible ($=2$).

En effet, même lorsque le DVO est correctement dimensionnée, est bien entretenu, les déversements lors des évènements hydrologiques rares, induisent un choc pour le milieu naturel. Surtout dans notre cas, en aval du déversoir on a des terrains agricoles qui ne tolèrent pas ces pollutions, aussi la nappe de SEBAOU qui est constituée des alluvions. Toute pollution rejetée à l'oued risque d'infiltrer à travers les alluvions, et atteindra la nappe, qui était considérée comme source d'approvisionnement en eaux potable. Alors il est nécessaire de mettre en place un bassin de rétention, avec les fonctions suivants :

- Ecrêtement des débits de temps de pluie ;
- Stockage des eaux avant déversement ;
- Restitution des eaux stockées vers le traitement après la pluie.

II-1-Notes sur le Dimensionnement

Il fonction d'une parte : des caractéristiques du bassin versant (Topographie, Perméabilité, hydrologie, ...etc.), et du réseau lui-même.

D'autre part : des capacités des ouvrages aval, la sensibilité du milieu naturelle. Dans ce cadre, la difficulté provient donc souvent de la pluie à retenir.

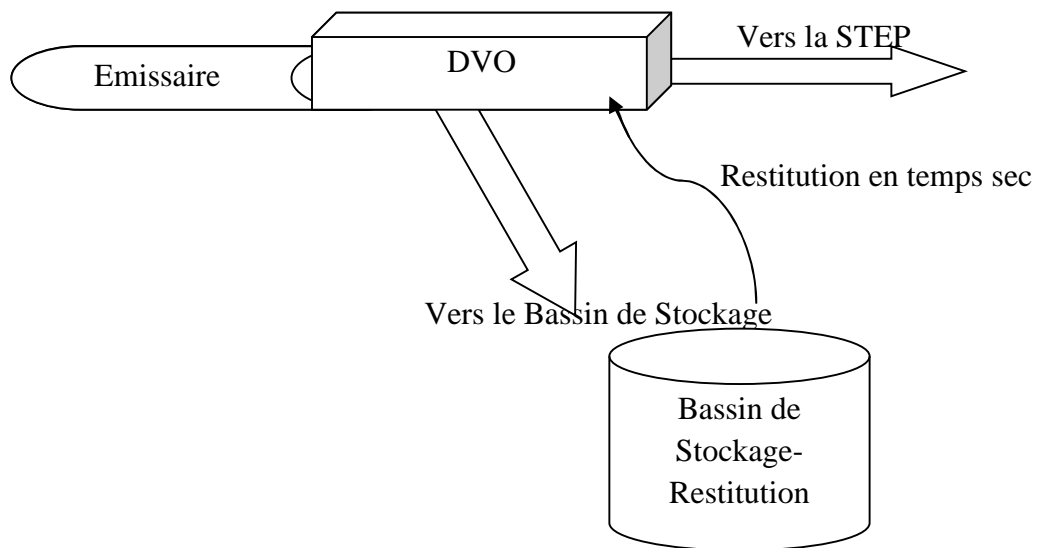


Figure n°8 : Schéma représentatif du système stockage-restitution

IV-3-By-pass

En amont du dégrillage l'ouvrage d'entrée comprend un déversoir qui donne sur un puits de départ du by-pass général. Le by-pass est opérationnel quand le niveau en amont des dégrilleurs dépasse un seuil haut, ou en cas d'introduction d'une pollution fortuite, que notre station n'est pas apte à traiter.

IV-4-Station de relevage

IV-4-1-Choix de pompes

Le débit de pointe par temps sec est $1085 \text{ m}^3/\text{h}$

Le débit de pointe par temps de pluie est $2170 \text{ m}^3/\text{h}$

On doit choisir une pompe ou des pompes qui puissent relever un débit supérieur au débit de point par temps de pluie.

On doit choisir un temps de marche des pompes, par exemple 20 h/ j, alors il faut dimensionner la bache d'arriver afin qu'elle puisse retenir le volume par temps d'arrêt.

Le débit à relever par la pompe, doit être supérieur au débit de pointe par temps de pluie
Supposent que la pompe marche 20h/24h

$$Q_{\text{pompe}} = Q_{\text{ptp}} \cdot \frac{24}{20} \rightarrow Q_{\text{pompe}} = 2604 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (ce débit nous permet de pomper un volume de}$$

2170 m³/h pendant 20h)

$$Q_{\text{pompe}} = 2604 \text{ m}^3/\text{h}$$

On va projeter trois pompes en parallèle soit $Q_1=Q_2=Q_3= 868 \text{ m}^3/\text{h} = 0,24 \text{ m}^3/\text{s}$

Le diamètre de la conduite :

$$\left\{ \begin{array}{l} = \sqrt{Q}i = 0,49 \text{ m} \\ = 1,5 \cdot \sqrt{Q}i = 0,73 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot (\emptyset)^2} = \frac{4 \cdot 0,24}{3,14 \cdot (0,49)^2} = 1,26 \text{ m/s} \\ v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot (\emptyset)^2} = \frac{4 \cdot 0,24}{3,14 \cdot (0,73)^2} = 0,56 \text{ m/s} \end{array} \right.$$

La vitesse du liquide dans la conduite doit être comprise entre 1,23 et 0,56 m/s,

On fixera la vitesse à 1 m/s,

$$= \frac{Q}{v} = \frac{0,24}{1} = 0,24 = 240 \text{ mm}$$

On prend un diamètre commercialisé égal à 250 mm.

$$\text{HMT} = \text{Hg} + h$$

$$\text{Hg} = h_r - h_a$$

$$h_r = 54 - 42$$

et : $h_a = 2 \text{ m}$ (Niveau min de l'eau en dessus de la pompe)

$$h = \lambda \cdot L \cdot \frac{v^2}{D \cdot 2 \cdot g}$$

: coefficient de perte de charge.

$K_s = (0,025 \text{ mm pour la fonte})$

L : longueur de la conduite de relevage, $L=16 \text{ m}$

$$h = 0,025 * 16 * \frac{1(2)}{2 * 0,4 * 9,81} \rightarrow \Delta h = 0,051 \text{ m}$$

$$\text{HMT} = (12 - 2) + 0,51$$

On à retranché "h_a" par ce que le niveau d'aspiration est en dessus de la pompe (mise en charge)

$$\text{HMT} = 10 + 0,051$$

$$\text{HMT} = 10,51 \text{ m}$$

On a choisit des pompes qui répond aux conditions suivantes les :

$$Q = 2064 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{HMT} = 10,051$$

Nature du fluide à pomper : (eaux usés domestiques)

A partir du catalogue du choix des pompes, on a choisi trois pompes couplées en parallèle, qui possèdent les caractéristiques suivantes :

Nom : KSM250Z 30082NA-E

Q : 868 m³/h

H : 10,1 m

Roue type : Monocanal

Passage libre : 163 mm

n. poles : 8

Fréquence : 60 Hz

Monophasé / Triphasé : 3~

Puissance moteur P2 : 39,1 kW

Tension : 460 V

Diamètre refoulement: DN250

Installation : Accouplement automatique immergé

-Description de la pompe choisie

ELECTROPOMPE submersible composée de :

-corps de pompe, chambre à huile et carcasse moteur en fonte.

-roue monocanal en fonte, bloquée sur l'arbre par clavette.

-roue équilibrée dynamiquement.

-système autonettoyant sur le disque de la roue.

-roue à deux canaux en fonte, bloquée sur l'arbre par clavette.

-Bague d'étanchéité autonettoyante en caoutchouc.

-arbre, visserie et bouchons d'huile en acier inoxydable.

- orifice de refoulement, avec joint d'étanchéité sur le pied d'accouplement.
- orifice d'aspiration avec bride de raccord.
- double garniture mécanique sur l'arbre, lubrifiée par immersion dans la chambre à huile:
 - *garniture mécanique côté pompe en carbure de silicium/carbure de silicium;
 - *garniture mécanique côté moteur en graphite/acier inoxydable.
- moteur asynchrone, triphasé, isolement classe F, protection IP68, rotor guidé par roulements à bille lubrifiés à la graisse.
- protections :
 - *sondes thermiques de protection couplées en série et incorporées dans l'enroulement moteur.
 - *sonde de conductivité incorporée dans la chambre à huile pour détecter la présence d'eau.
- peinture époxy, homologuée pour eau potable.
- câble d'alimentation à gaine en caoutchouc.

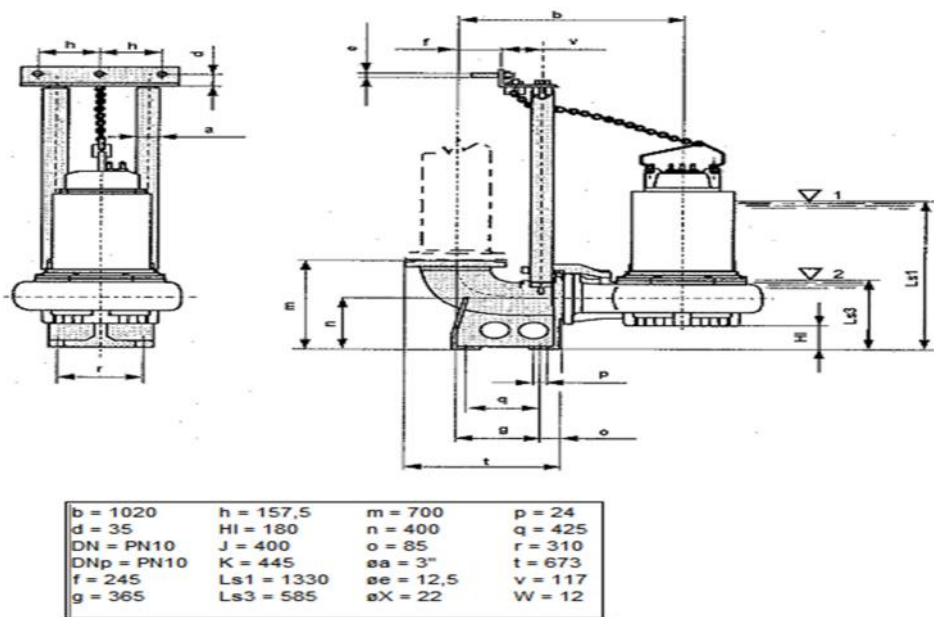


Figure n°9 : Schéma détaillé de la pompe de relevage.

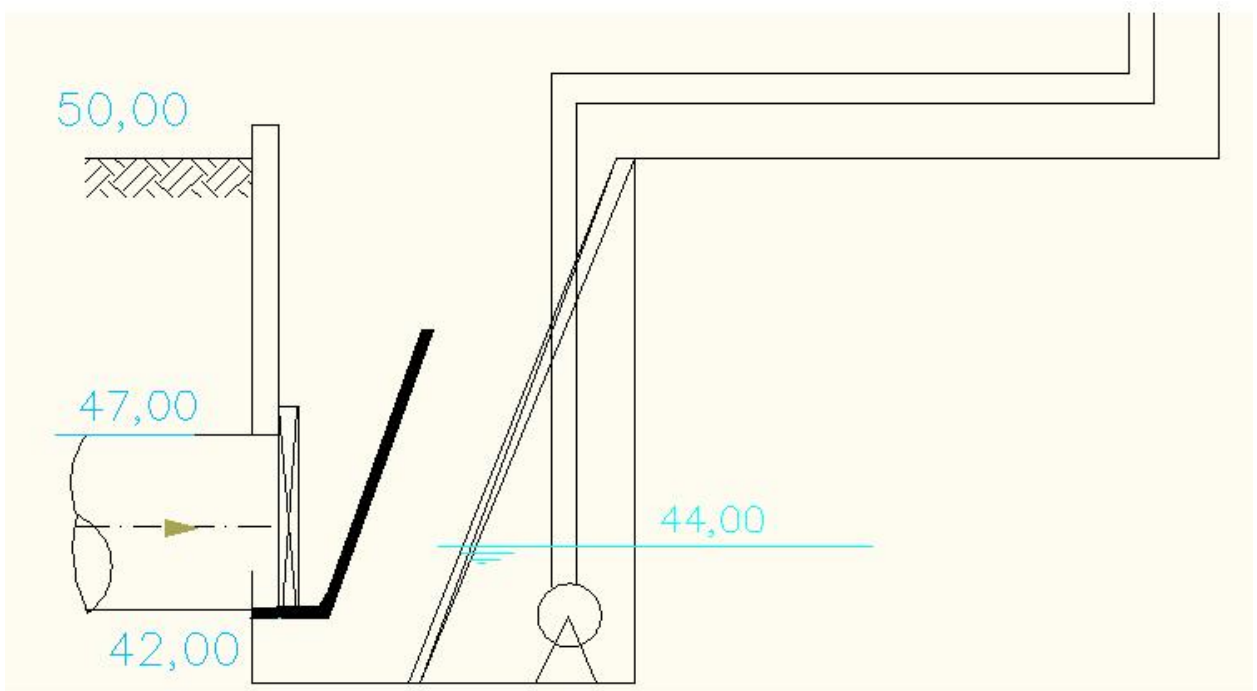
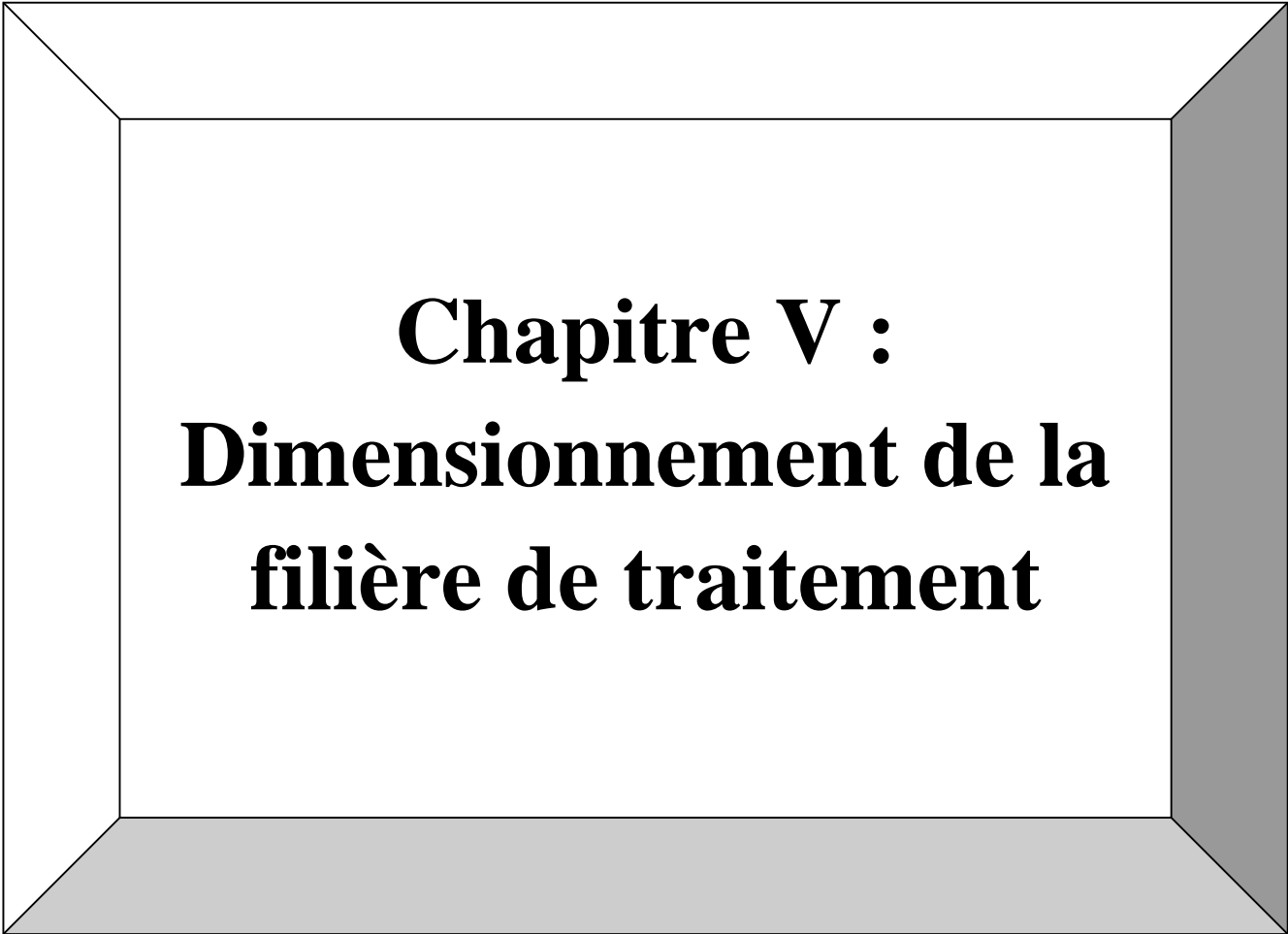


Figure n° 10 : bête d'arrivée des effluents bruts.



Chapitre V :
Dimensionnement de la
filière de traitement

V-1-Prétraitement

Les eaux brutes doivent subir avant leur traitement un prétraitement qui comporte un certains nombres d'opérations uniquement physiques. Il est destiné à extraire de l'eau brute la plus grande quantité possible d'éléments où leurs dimensions constituaient un gêne pour les traitements ultérieurs.

V-1-1-dégrillage

V-1-1-1-Dimensionnement du Dégrilleur grossier

Les eaux brutes seront prédégrillées dès leurs suivie dans la bêche de pompage à l'aide d'une grille grossière à nettoyage manuel. Cette grille comporte des espacements de 50 mm et protégera les pompes contre les corps volumineux susceptible d'être amenés par le collecteur. Les refus de la grille sont remontés par un système de raclage mécanique.

Pour le calcul de la largeur de la grille on applique la formule de KIRSCHMER suivante :

$$L = \frac{S \times \sin \gamma}{h_{\max} \times u (1 - s)} \quad (\text{A Gaid, 1984})$$

L : largeur de la grille (m)

γ : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal

h_{\max} : la hauteur d'eau maximum admissible ($h = 0,75\text{m}$).

s : Fraction de surface occupée par les barreaux.

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

Avec :

d : Epaisseur des barreaux ($d = 10\text{mm}$).

e : Espacement entre les barreaux ($e = 50 \text{ mm}$).

$$= \frac{10}{10 + 50} = 0,17$$

u : Degré de colmatage de la grille généralement compris entre 0,3 et 0,8

S : la surface de passage de l'effluent (m^2)

Avec :

$$S = \frac{Q_{ptp}}{v}$$

Q_{ptp} : débit de pointe par temps de pluie (m^3/s)

v : vitesse d'écoulement de l'effluent (m/s)

L'expression devient alors :

$$L = \frac{Q_{ptp} \times \sin \gamma}{V \times h_{\max}(1 - s)u} (m)$$

Remarque

La vitesse d'écoulement (de passage) de l'effluent, doit être suffisante pour obtenir l'application des matières sur la grille, sans provoquer une perte de charge trop importante, ni entrainer un colmatage en profondeurs des barreaux ou un départ des matières avec le flot. Elles sont comprises entre (0,5-1,2) m/s.

$$\begin{aligned} r = 80^\circ \quad Q_{ptp} &= 2170 \text{ m}^3/\text{h} = 0,6 \text{ m}^3/\text{s} \\ V = 1\text{m/s} \quad h_{\max} &= 0,75 \text{ m} \quad = 0,17 \quad u = 0,5 \end{aligned}$$

$$L = \frac{Q_{ptp} \times \sin \gamma}{V \times h_{\max}(1 - s)u} (m)$$

Application numérique

$$L = \frac{0,6 \times \sin 80}{1 \times 0,75(1 - 0,17) \cdot 0,5} = \frac{0,6 \times 0,98}{1 \times 0,75(1 - 0,17) \times 0,5} = 1,8 \text{ m}$$

$$\boxed{L = 1,8 \text{ m}}$$

V-1-1-2-Dimensionnement du dégrilleur fin

Après relèvement « opération facultatif selon le terrain » l'effluent aboutira à l'extrémité d'un canal de dégrillage équipé d'une grille fine automatique. Cette grille d'espacement entre les barreaux de 15mm, permet d'arrêter les matières en suspension de dimensions supérieures échappées à la grille grossière. Les matières en effet risquent de perturber la suite du traitement.

Pour le calcul de la largeur de la grille fine, on applique la formule de KIRSCHMER.

$$L = \frac{S \times \sin \gamma}{h_{\max} \times u(1 - s)}$$

Données

$$\begin{aligned} Q_{ptp} = 2170 \text{ m}^3/\text{h} = 0,6 \text{ m}^3/\text{s} \quad r = 80^\circ \quad u = 0,5 \quad e = 15\text{mm} \\ V = 1\text{m/s} \quad h_{\max} = 0,75 \text{ m} \quad d = 10\text{mm} \quad s = \frac{10}{10+15} = 0,4 \end{aligned}$$

A.N

$$L = \frac{0,6 \times 0,98}{1 \times 0,75 \times (1 - 0,4) \times 0,5} = 2,6 \text{ m}$$

$$\boxed{L = 2,6\text{m}}$$

V-1-1-3-Calcul des pertes de charge

Selon KIRSCHMER les pertes de charge au niveau de la grille, sont fonction de la forme des barreaux, l'espacement entre les barreaux, la largeur des barreaux, la vitesse d'approche et l'inclinaison de la grille.

Elles peuvent être calculées par la formule suivante :

$$DH = \frac{S \times (d)^{\frac{4}{3}}}{e^{\frac{4}{3}}} \times \frac{v^2}{2g} \times \text{Sin}\alpha \quad (m) \quad (\text{A.Gaid}).$$

Avec :

- H : perte de charge en mètre d'eau
- d : épaisseur des barreaux d'une grille (m)
- e : espacement entre les barreaux (m)
- v : vitesse d'approche ou vitesse de l'eau devant la grille (m/s)
- α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal ($\alpha = 80^\circ$)
- g : accélération de la pesanteur ($g=9,81 \text{ m/s}^2$)
- β : Coefficient de forme des barreaux, les valeurs de β sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau n°24 : valeurs de β en fonction de types des barreaux. (A.Gaid, 1984)

Type de barreau	
Section rectangulaire	2,42
Section rectangulaire en semi-circulaire à l'amont	1,83
Section rectangulaire avec arrondi semi-circulaire à l'amont et à l'aval	1,67
Section circulaire	1,79
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0,76

V-1-1-3-1-Grille grossier

a- Grille grossier avec des barreaux arrondis

- $\beta = 1,67$ $\alpha = 80^\circ$
- d = 10mm v = 1m/s
- e = 50mm g = 9,81m/s²

$$DH = \frac{1,67 \times (10)^{\frac{4}{3}}}{(50)^{\frac{4}{3}}} \times \frac{1}{19,62} \times 0,98 = 0,0096 \text{ m.c.e}$$

DH = 0,0096 m.c.e = 0,96 cm

b- Grille grossier avec des barreaux rectangulaires

Pour ce cas le coefficient de forme égal à 2,42.

D'où :

$$\mathbf{DH = 0,014 \text{ m.c.e} = 1,4 \text{ cm}}$$

V-1-1-3-2-Grille fine

a- Grille fine avec des barreaux arrondis

$$= 1,67 \quad \alpha = 80^\circ$$

$$d = 10\text{mm} \quad v = 1\text{m/s}$$

$$e = 15\text{mm} \quad g = 9,81\text{m/s}^2$$

$$DH = \frac{1,67 \times (10)^{\frac{4}{3}}}{(15)^{\frac{4}{3}}} \times \frac{1}{19,62} \times 0,98 = 0,048 \text{ m.c.e}$$

$$\mathbf{DH = 0,048 \text{ m.c.e} = 4,8 \text{ cm}}$$

b- Grille fine avec des barreaux rectangulaires

Pour ce cas le coefficient de forme égal à 2,42

D'où :

$$DH = \frac{2,42 \times (10)^{\frac{4}{3}}}{(15)^{\frac{4}{3}}} \times \frac{1}{19,62} \times 0,98 = 0,07 \text{ m.c.e}$$

$$\mathbf{DH = 0,07 \text{ m.c.e} = 7 \text{ cm}}$$

Remarques

Après le calcul des pertes de charge pour les différentes formes des barreaux qu'on dispose sur le marché, on a constaté que, pour la forme arrondie, les pertes de charge seront minimales, (0,96 cm).

On choisit pour les dégrilleurs, fines et grossiers des grilles à barreaux arrondis. Soit les deux schémas suivants.

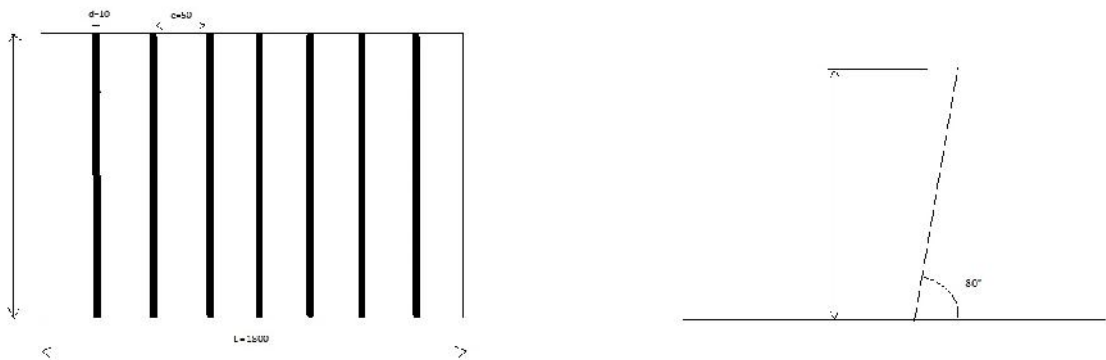


Figure n° 11 : Schéma représentatif d'un dégrilleur grossier

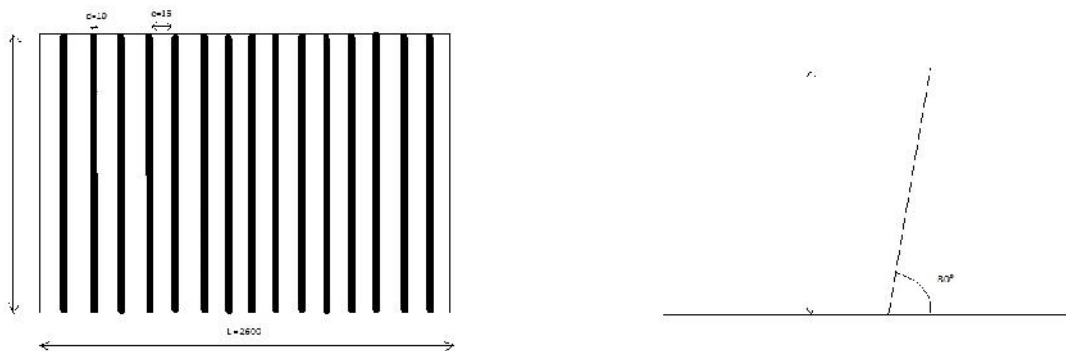


Figure n° 12 : Schéma représentatif d'un dégrilleur fin

V-1-2-Dessablage déshuilage

Il est toujours à craindre une présence importante de sable, matières minérales en suspension et d'huiles.

Cette phase de prétraitement est réalisée dans un dessableur-déshuileur aéré de forme rectangulaire à fond incliné.

- les dessableurs sont calculés pour une vitesse du courant qui ne permet de se déposer que les polluants minéraux lourds tandis que, les particules organiques resteraient en suspension. Avec un courant d'eau horizontal dans le dessableur, la vitesse ne doit pas dépasser 0,30m/s et en même temps, elle ne doit pas être inférieure à 0,10m/s

Si $V > 0.30\text{m/s}$: le sable ne se dépose pas au fond

Si $V < 0,10\text{m/s}$: les impuretés organique se déposent ce qui est indésirable.

L'eau usée est aérée par insufflation permettant la séparation aisée du sable et de l'eau et favorisent l'accumulation des graisses et des huiles en surface.

Le sable déposé est relevé jusqu'à une trémie au moyen d'un air lift ou pompe à sable. Les huiles sont récupérées en surface dans une zone de tranquillisation et sont déversés dans un puisard à graisse pour être acheminées par camion vers une décharge.

Le dessableur est calculé pour un temps de séjour de 10 min.

-La charge hydraulique appliquée est de l'ordre de 40m/h à 70m/h. (R Bourier, 2010)
(Pour le calcul du dessableur).

La vitesse de chute est de 15 m/h (appliqué pour le calcul du dégraisseur) (R Bourier, 2010)

V-1-2-1-Dimensionnement de l'ouvrage

- Pour une filière de 100 000 Eh

a-Calcul de la surface

$$S = \frac{Q_{ptp}}{V_a}$$

Avec

Q_{ptp} : débit de pointe par temps de pluie (m³/h)

v_a : Vitesse de chute (m/h), v_a= 15m/h (C. Cardot, 2001)

$$S = \frac{2170}{15} = 145m^2 \qquad \qquad \qquad \mathbf{S=145m^2}$$

b- Calcul du volume

$$V = Q_{ptp} * T_s = \frac{2170 \times 10}{60} = 360m^3 \qquad \qquad \mathbf{V=360 m^3}$$

c- La hauteur H

$$H = \frac{360}{145} = 2,5m$$

$$\mathbf{H=2,5 m}$$

d- La largeur

On prend une surface horizontale rectangulaire telle que L=2 l (la longueur égale deux fois la largeur).

$$S_H = L * l \qquad S_H = 2l * l = 2 * l^2$$

$$j \quad l = \sqrt{\frac{S_H}{2}} = \sqrt{\frac{145}{2}} = 8,5 m$$

$$\mathbf{l = 8,5 m}$$

e- La longueur

$$L = 2.1 \times 8,5 = 17 \quad \mathbf{L = 17 \text{ m}}$$

f- Calcul des temps de séjour par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{360}{1085} = 0,33 \text{ h} \quad \mathbf{T_s = 20 \text{ min}}$$

V-1-2-2-Débit d'air injecter dans le dessableur déshuileur

Le débit d'air injecter varie de 1 à 1,5 m³ d'air par 1m³ d'eau à traiter. (R.Bourier, 2010)

$$Q_{air} = Q_{ptp} \times V_{air}$$

$$Q_{air} = 2170 \times 1,5 = 3255 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\mathbf{Q_{air} = 3255 \text{ m}^3/\text{h}}$$

V-1-2-3-Calcul des quantités des MES éliminés par le dessableur

Les matières en suspension (MES) contiennent 30% de matières minérales en suspensions et 70% de matières volatiles en suspension (MVS) (J P Bechac, 1984)

Le dessableur élimine 70% des matières en suspension.

Les matières minérales en suspension totales (MMSt)

$$\text{MMSt} : 8690 \times 0,30 = 2607 \text{ Kg/j}$$

$$\mathbf{MMSt = 2607 \text{ Kg/j}}$$

Les matières volatiles en suspension totales (MVSt).

$$\text{MVSt} = 8690 \times 0,70 = 6083 \text{ Kg/j}$$

$$\mathbf{MVSt = 6083 \text{ Kg/j}}$$

Les matières minérales en suspension éliminée (MMSe) :

$$\text{MMSe} = \text{MMSt} \times 0,7$$

$$\text{MMSe} = 2607 \times 0,7 = 1825 \text{ Kg/j}$$

$$\mathbf{MMSe = 1825 \text{ Kg/j}}$$

Les matières minérales en suspension restantes (MMSr)

$$\text{MMSr} = \text{MMSt} - \text{MMSe}$$

$$\text{MMSr} = 2607 - 1825 = 782 \text{ Kg/j}$$

$$\mathbf{MMSr = 782 \text{ Kg/j}}$$

Les matières en suspensions restantes (MESr)

$$\text{MESr} = \text{MMSr} + \text{MVSt}$$

$$\text{MESr} = 782 + 6083 = 6865 \text{ Kg/j}$$

$$\mathbf{MESr = 6865 \text{ Kg/j}}$$

V-2-Traitement biologique

Introduction

Le procédé à boue activé est un système fonctionnant en continu dans lequel, des micro-organismes sont mises en contact avec les eaux usées contenant des matières organiques. De l'oxygène est injecté dans le mélange, permettre de fournir aux bactéries cet élément vitale à leurs besoins respiratoire.

En effet, on peut considérée que le système à boues activées est une extension artificielle des phénomènes d'épuration naturels. Dans un cours d'eau ou une rivière, les phénomènes entrant en jeu sont identiques à ceux présents dans les systèmes à boue activé, seule varie la concentration en micro-organismes dans le milieu et, fortiori, la vitesse de la réaction de dégradation.

V-2-1Principe de la boue activé

Les boues activées sont des systèmes qui fonctionnent biologiquement, avec une aération artificielle, comme les lagunes aérés. La différence réside dans la recirculation des organismes actifs (les boues activées) du décanteur secondaire vers le bassin d'aération. Cette recirculation a deux conséquences :

- Les concentrations des boues activées dans le bassin d'aération peuvent être augmentées par rapport à une situation sans recirculation. Une même quantité d'organisme actif peut être donc contenue dans un plus petit volume (économie d'espace). Les temps de séjours de l'eau dans les systèmes à boue activés sont relativement courtes (inférieur a ceux des procédé extensifs).
- Le temps de séjours des organismes actifs dans le système est plus élevé que le temps de séjours de l'eau. Le contrôle du temps de séjour des boues activés permet de maîtriser la capacité nitrifiante des boues, et de degré d'oxydation des matières organique solides

Cette technologie occupe une place très importante dans l'épuration des eaux usée urbain. C'est un mode opératoire très répandue. Il s'agit donc d'une technique qui n'est autre qu'une accélération artificielle des processus d'autoépuration dans les milieux naturels. Au sein d'un courant continu d'eaux usées, les bactéries aérobies sont soumise à l'action prolongé d'une forte oxygénation obtenue par une introduction d'air régulièrement répartie dans l'effluent. Ces bactérie absorbent les matières organique et forment des gros flocons qui décante, lesquelles a leurs tours, constitue des boues ou des masses floconneuse dites boues activées (*une boue activé de bonne qualité à une couleur blonde légèrement rougeâtre*).

Ces flocons constamment renouvelés par une circulation continue, assurant la dégradation des matières putrescibles dans un délai beaucoup plus court que dans le milieu naturel. Cette population bactérienne tres varié en quantité et en qualité est sensible à de nombreux facteurs, à savoir :

- Le rapport entre la nourriture et la population bactérienne.
- La nature de l'alimentation fournie par les polluants (biomasse).
- La teneur en oxygène des eaux brutes contenue dans le bassin.
- La température et le PH des eaux.
- Les interactions entre les variétés des bactéries.

L'élimination des pollutions est maximale pendant les première minutes de contacte entre les boues et les rejets, correspondant à l'apparition des phénomènes d'adsorption et de floculation des matières organiques, la quantité des boues activés permettant d'assurer la dénitrification efficace des eaux brutes représentant un pourcentage de 30% à 45% de la biomasse totale

La qualité des polluants qui servent de nourriture aux microorganismes joue un rôle important, car si l'on constat une faible concentration d'azote et du phosphore, les boues ont tendance à foisonner. Ce symptôme de gonflement c'est la conséquence d'une certaine maladie des boues que l'on appelle bulking (foisonnement indiquant la présence de boue filamenteuse). Le procédé par boue activée, consiste à mélanger les effluents d'eaux usées brutes avec des boues activées liquides, bactériologiquement très actives, avec un pourcentage de 15% de boue activées, et à agiter le mélange obtenu.

Les STEP sont souvent classées selon leurs charges volumiques et leurs charges massiques. La charge volumique caractérise le fonctionnement d'une installation par boues activées. Elle correspond à la masse de la DBO₅, exprimé en kilogrammes, éliminée par mètre cube de bassin et par jour.

La charge massique est également un élément qui caractérise le fonctionnement d'une épuration par boue activée. (R Bourier et al, 2009).

V-2-2-Données de base pour le dimensionnement de Bassin Biologique

1. D'une manière générale la quantité des matières cellulaires, est exprimée par le poids des MVS, noté Xt.
2. charge massique, et charge volumique.
3. Le tableau ci-dessous montre les valeurs de Cv et Cm pour les différents systèmes d'épuration.

Tableau n°25 : valeurs des charges massiques et volumiques pour les différentes variantes.

Système d'épuration	Cm	Cv
Aération prolongée	<0,1	<0,3
Faible charge	0,1 à 0,2	0,3 à 0,8
Moyenne charge	0,2 à 0,5	0,8 à 1,8
Forte charge	0,5	1,8

-charge du système : Faible charge.

Puisque notre système est à faible charge on prend Cm= 0,15 (Kg DBO₅ /Kg MES) ; et Cv=0,4(Kg DBO₅/m³.j)

La connaissance de la charge volumique est indispensable pour le dimensionnement du bassin ; car si Cv est faible (comme notre cas), on aura un volume du bassin grand, et des temps de séjours et de contacte important. En conséquence le phénomène de dégradation de la pollution est très développé.

-Débit moyen horaire : Q_{mh} = 644 m³/h.

- débit de pointe par temps de pluie : Q_{ptp}= 2170 m³/h.

- Charge polluante en DBO₅ à l'entrée : S₀ = 5793 Kg/j.

- concentration de l'effluent en DBO₅ à l'entrée : L_o =375 mg/l.

- Concentration de l'effluent à la sortie : $Le=30\text{mg/l}$.

-Charge polluante à la sortie S_s .

$$S_s = 30 \times Q_{mj}$$
$$= 30 \times 10^{-3} \times 14172 = 425,16 \text{ Kg/j}$$

$$\boxed{S_s = 425,16 \text{ Kg/j}}$$

La charge organique à éliminer :

$$S_e = S_0 - S_f \quad S_e = 5793 - 425 = 5368 \text{ Kg/j}$$

L'efficacité du traitement :

$$R_{tr} = \frac{S_f}{S_0} * 100 = \frac{5368}{5793} * 100 = 93 \%$$

Pour sortir avec une norme de 30 mg/l, on doit éliminer 5368 Kg de pollution par jour.

V-2-3-Dimensionnement du bassin d'aération

V-2-3-1-Volume

$$V = \frac{S_0}{C_v} (\text{m}^3)$$

Avec

V : Volume totale du bassin (m^3) ;

S_0 : Charge polluante à l'entrée (Kg/j) ;

C_v : Charge volumique ($\text{KgDBO}_5 / \text{m}^3 \cdot \text{j}$).

A.N :

$$V = \frac{5793}{0,4} = 14482,5 \text{ m}^3$$

Vu que le volume est très important, et pour une exploitation normale, et un dimensionnement du bassin d'aération dans les normes, on projette 4 bassin d'égale volume pour notre filière.

Soit $V_{b1} = V_{b2} = V_{b3} = V_{b4} = 14482,5/4 = \mathbf{3620,625 \text{ m}^3}$

V-2-3-2-la hauteur

Elle varie entre 3,6 et 4,9 (Degrémont).

On fixe $H = 4 \text{ m}$

V-2-3-3-la Surface horizontale pour chaque bassin

$$S_h = \frac{3620,625}{4} = 905 \text{ m}^2$$

$$S_h = 905 \text{ m}^2$$

V-2-3-4-Longueur et larguer

On dispose d'un bassin rectangulaire d'une longueur égale deux fois la largeur,
Soit $L = 2l$

$$l = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = \sqrt{\frac{905}{2}} = 21,27 \text{ m} \quad L = 42,5 \text{ m}$$

Les dimensions du bassin sont :

Hauteur $H = 4 \text{ m}$

Largeur $l = 22 \text{ m}$

Longueur $L = 42 \text{ m}$

V-2-3-5-la masse de boue dans les bassins (X_t)

$$C_m = \frac{Q[DBO5]}{V b a * [MVS]} \quad (\text{C. Cardot, 1999}).$$

Avec :

$X_t = [MVS] * V_{BA}$:

$[MVS]$: concentration de la boue dans le bassin d'aération ;

V_{BA} : Volume du bassin d'aération.

Et ; $S_o = Qe * [DBO5]$

$$C_m = \frac{S_o}{X_t}$$

$$X_t = \frac{S_o}{C_m} = \frac{5793}{0,15} = 38620 \text{ Kg}$$

$$X_t = 38620 \text{ Kg}$$

V-2-3-6-Concentration en boue dans les bassins (S')

$$S' = \frac{X_t}{V} \quad S' = \frac{38620}{14482,5} = 2,67 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

$$S' = 2,67 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

$$S' = 2,67 \text{ g} / \text{l}$$

Vérification

La concentration en boues dans l'aérateur peut être déterminée par le rapport :

$$S_1 = \frac{C_v}{C_m} = \frac{0,4}{0,15} = 2,67 \text{ g} / \text{l}.$$

$$S_1 = S'$$

V-2-3-7-Les temps de séjour (T_s) dans chaque bassin

Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{mh}} = \frac{14482,5}{644} = 22,48 \text{ h} \quad \mathbf{T_s = 22 \text{ h et } 29 \text{ min.}}$$

Pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{14482,5}{1085} = 13,34 \text{ h} \quad \mathbf{T_s = 13 \text{ h et } 21 \text{ min.}}$$

Pour le débit de pointe par temps de pluie:

$$T_s = \frac{V}{Q_{ptp}} = \frac{14482,5}{2170} = 6,67 \text{ h} \quad \mathbf{T_s = 6 \text{ h et } 40 \text{ min.}}$$

V-2-3-8-besoins théorique en oxygène

Les besoins théoriques en oxygène sont données par :

$$qO_2 = a' \cdot Se + b' \cdot X_t \quad (\text{A. Gaid, 1984}).$$

Avec :

a' : coefficient respiratoire pour la synthèse cellulaire pour une eau domestique.

b' : consommation d'oxygène pour le métabolisme endogène par gramme de matière active pour une eau domestique.

Se : La pollution éliminée (Kg DBO₅)

X_t : Masse totale de boues (Biomasse) dans le bassin d'activation (Kg).

Tableau n°26 : Valeurs des coefficients a' et b' en fonction de la charge massique.
(C.Cardot, 1999)

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

Pour une charge massique $C_m=0,15$ on a : $a'=0,62$ et $b'=0,075$.

A-N

$$qO_2 = 0,62 * 5368 + 0,075 * 38620$$

$$qO_2 = 6546,74 \text{ Kg/j}$$

La quantité horaire d'oxygène :

$$qO_2 = \frac{qO_2}{24} = 272,78 \text{ Kg / h}$$

$$qO_{2\text{horaire}} = 272,78 \text{ Kg/h}$$

La quantité par m³ du bassin

$$q_{O_2} = \frac{q_{O_2}}{V} = \frac{6546,74}{14482,5} = 0,45 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

$$q_{O_2} = 0,45 \text{ Kg/m}^3$$

V-2-3-9-Besoins en oxygène de pointe

La capacité de pointe d'oxygénation sera celle correspondante à la pollution du débit desservi.

Cette quantité maximale horaire se calcule par la formule :

$$q_{O_2}(\text{Kg} / \text{h}) = a' \frac{Se}{16} + b' \frac{Xt}{24} \quad (\text{Degrémont})$$

AN :

$$q_{O_2}(\text{Kg} / \text{h}) = 0,62 \times \frac{5368}{16} + 0,075 \times \frac{38620}{24} = 348,82 \text{ Kg} / \text{h}$$

$$q_{O_2} = 348,82 \text{ Kg/h}$$

Remarque

En réalité, le transfert d'air atmosphérique vers l'eau à épurer se trouve gêné par la présence dans les eaux usées des MES et d'agents tensio-actifs : on parle des besoins réels en oxygènes. (Dégremont, 1989)

V-2-3-10-Les besoins réels en oxygène

Pour passer des besoins théoriques aux besoins réels, il y'a lieu d'appliquer un coefficient correctif (Tc).

La capacité d'oxygénation réelle sera calculée par la formule suivante

$$q'_{O_2} = \frac{q_{O_2}}{Tc}$$

Avec :

Tc : Coefficient correctif déterminé par un produit des facteurs de correction suivants :

$$Tc = Te \times Tt \times Td$$

Avec :

Te: Est le rapport d'échange eaux usées – eaux épurées

$$Te = \frac{Cs(\text{eau usée})}{Cs(\text{eau épurée})} = 0,95 \text{ pour une eau urbaine}$$

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

$$Tt = (1,02)^{t-10}$$

Pour une température de 22°C on a :

$$Tt = (1,02)^{22-10} = 1,27$$

Td: Correcteur de déficit en oxygène

$$Td = \frac{Cs_{20^{\circ}C} - CL}{Cs_{10^{\circ}C}}$$

Avec :

Cs 20°C : Concentration d'oxygène à la saturation pour T en °C.

$$Cs = \frac{468,41}{31,64 + T^{\circ}C} \quad (\text{site } \text{http://www.aqualog-international.com})$$

$$\text{à } T = 20^{\circ}C, \quad Cs = \frac{468,41}{51,64} = 9,07 \text{ mg/l}$$

$$Cs_{20^{\circ}C} = 9,07 \text{ mg/l}$$

Cs 10°C: Concentration d'oxygène dissous pour t = 10°C

$$Cs_{10^{\circ}C} = 11,25 \text{ mg/l}$$

CL: Concentration d'oxygène dissous dans la masse liquide à la température de 30°C comprise entre 1 et 2 mg/l.

D'où :

$$Td = \frac{9,07 - 1,5}{11,25} = 0,67$$

Donc :

$$Tc = 0,95 \times 1,27 \times 0,67 = 0,81$$

$$Tc = 0,81$$

Enfin la capacité d'oxygénation réelle est de :

$$q'O_2 = \frac{6546,74}{0,81} = 8082,4 \text{ kg/j}$$

$$q'O_2 = 8082,4 \text{ kg/j}$$

$$\boxed{q'O_2 \text{ horaire} = 336,76 \text{ Kg/h}}$$

V-2-3-11-Calcul de l'aérateur de surface

Outre la puissance d'oxygénation, les moyens mis en œuvre doivent être tels qu'ils assurent un brassage et un balayage suffisant du fond du bassin quel que soit la concentration des MES dans ce dernier.

V-2-3-11-1-Besoins en énergie de l'aération

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 Kg (O₂)/Kwh et on peut considérer qu'un bon aérateur de surface (faible vitesse) apportera de 1,5 à 2 Kg O₂/Kwh, on prend E_a = 2 Kg O₂ /Kwh (F.Valiron,1989).

V-2-3-11-2-Puissance nécessaire à l'aérateur

$$E = \frac{q' O_2}{E_a} = \frac{336,76}{2} = 168,38 Kw$$

$$E = 168,38 Kw.$$

V-2-3-11-3-Puissance de brassage

La puissance spécifique absorbée (P) pour les aérateurs de surface est P_c = 80W/m². (C.Cardot, 1999)

- La consommation électrique du bassin (E_b) :

$$E_b = Sh * P_c.$$

$$Sh = \frac{\text{Surface horizontale total}}{\text{Nombre des bassin}} = \frac{3620,625}{4} = 905,15 m^2$$

$$E_b = 905,15 \times 80 \times 10^{-3} = 72,4 Kw$$

$$E_b = 72,4 Kw$$

V-2-3-11-4-Nombre d'aérateur dans le bassin (N)

$$N = \frac{E}{E_b} = \frac{168,38}{72,4} \approx 3$$

Donc 3 aérateurs de surface / bassin. D'où le nombre total d'aérateur de surface est de 12 aérateurs.

V-2-4-Bilan des boues

V-2-4-1-Quantité des boues en excès

Les boues en excès sont proportionnelles à la quantité de la DBO₅ éliminée (S_e), et dépendent de la charge massique dans le bassin d'aération.

Elle est déterminée par la fonction suivante :

$$X = X_{\min} + X_{\text{dur}} + a_m \cdot S_e - b \cdot X_t - X_{\text{eff}}. \quad (\text{A. Gaid, 1984}).$$

Avec :

X : quantité des boues en excès en (Kg/j).

X_{min} : boue minérale non éliminé par le prétraitement (Kg/j).

X_{dur} : boue difficilement biodégradable (Kg/j).

X_t : masse totale des boues dans le bassin. (Kg/j).

X_{eff} : fuite des MES avec l'effluent (Kg/j).

S_e : quantité de la DBO₅ éliminé (Kg/j).

a_m : rendement cellulaire.

b : fraction de la masse cellulaire éliminé par jour en respiration endogène

$$X_{\min} = 30\% \text{ des MES} \quad X_{\min} = 0,3 * 8690 = 2607 \text{ Kg/j}$$

$$X_{\text{dur}} = 30\% \text{ des MVS} \quad X_{\text{dur}} = 0,3 * 6083 = 1825 \text{ Kg/j}$$

$$a_m = 0,5 * C_m^{-0,05} = 0,55$$

b = 0,05 Pour un système à faible charge

X_{eff} : généralement négligeable $X_{\text{eff}} = 0$.

$$X_t = 14482,6 \text{ Kg/j}$$

$$S_e = 5368 \text{ Kg/j}$$

AN :

$$X = 2607 + 1825 + 0,55(5368) - 0,05(14482,6) - 0 = 6660 \text{ Kg/j.}$$

$$X = 6660 \text{ Kg/j}$$

Tableau n° 27 : Tableau des quantités des boues.

X_{\min} (Kg/j)	X_{dur} (Kg/j)	X_t (Kg/j)	X_{eff} (Kg/j)	X (Kg/j)
2607	1825	14482,6	0	6660

V-2-4-2-Age moyen des bous

$$G = \frac{V_b * [\text{MES}]}{\Delta S}$$

$$[\text{MES}] = \frac{S}{\alpha}$$

$$= \left[\frac{MVS}{MEST} \right] = \left[1 - \frac{X_{\min}}{S} \right] = \left[1 - \frac{2600}{6660} \right] \rightarrow \alpha = 0,61$$

$$[\text{MES}] = 4,37$$

$$G = \frac{3620 * 4,37}{6660} = 2,38 \text{ j}$$

$$G = 2,38 \text{ jours}$$

V-2-4-3-Etude de la recirculation des boues

En vue de maintenir une concentration en boues activées dans le bassin d'aération, on est amené à procéder à un recyclage des boues ainsi nous obtenons un rendement d'épuration élevé.

Il est nécessaire dès ce stade pour calculer le débit traversier de l'ouvrage et le dimensionnement du clarificateur. Le taux de recirculation est donné par la formule suivante :

$$r = \frac{s}{c-s} \quad (\text{F.Valiron})$$

s : concentration en MES total

c : concentration de la boue au fond du clarificateur.

$$c = 1000/Im$$

Im est fonction de la charge massique, soit le tableau suivante qui donne les valeurs de l'indice de MOHLMAN (Im) en fonction de la charge massique

Tableau n° 28 : Valeurs de l'indice de MOHLMAN en fonction de la charge massique (O Maouache, 2005)

Cm	0,035	0,065	0,09	0,15	0,3	0,6	0,9
Im	150	150	150	170	200	250	300

Pour Cm=0,15 On a un indice de MOHLMAN qui correspond à 170
Ce qui donne

$$c = \frac{1000}{170} = 5,88$$

$$r = \frac{2,67}{5,88-2,67} = 0,83$$

Le taux de recirculation est de $r=83\%$.

V-3-Dimensionnement du clarificateur

Le dimensionnement de clarificateur dépend des paramètres de base, suivantes.

- La charge superficielle, 1 à 1,5 m/h en extrême rigueur atteindra 2,5 m/h par temps de pluie (R.Bourier et al, 1999).
- Du temps de séjours Ts=1,5 à 2h, Ts ne doit pas dépasser 3h. afin d'éviter tout passage de la boue à l'anaérobie.
- Diamètre d'un clarificateur ne doit pas dépasser 50 m.

V-3-1-Données de base

$$Q_{ptp} = 2170 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{mh} = 644 \text{ m}^3/\text{h}.$$

- la charge superficielle (vitesse ascensionnelle) V= (1 à 1,5) m³/m²/h.
- le diamètre du clarificateur peut atteindre 50 m. (C.Gomella et H.Guerrée, 1981)

V-3-2-Calcul de la surface utile

$$S_h = \frac{Q_{max}}{U_{max}} = \frac{2170}{1,5} = 1446,67$$

$$S_h = 1446,67 \text{ m}^2$$

On va projeter deux clarificateurs, afin d'assurer un fonctionnement en parallèle de la STEP.

$$S_1 = S_2 = S_h/2 = 723,33 \text{ m}^2$$

$$D = 2 * \sqrt{\frac{723,33}{3,14}} \rightarrow D = 30,35 \text{ m (condition vérifié).}$$

D1=D2 : diamètre du clarificateur

V-3-3-la hauteur périphérique utile

$$h_{pr} = 1,8 + 0,03Dt \quad h_{pr} = 1,8 + 0,03*30,34$$

$$h_{pr} = 2,7$$

$$\boxed{h_{pr} = 3 \text{ m}}$$

V-3-4-Volume du bassin

$$V = S_h * H$$

V : Volume du clarificateur (m³)

S_H : Surface horizontale du clarificateur (m²)

H : hauteur périphérique = 3 m

$$V = 723,33 \times 3 = 2170 \text{ m}^3$$

$$\boxed{V1=V2=2170 \text{ m}^3}$$

- Diamètre de la buse est généralement pris égal à 1,2 m

Le diamètre du Clifford ; En se basent sur le débit entrant qui est égale au débit maximale admissible majoré par la recirculation, la vitesse maximale dans la jupe est de 90 m/h, et cela pour assurer une séparation liquide-boue. (O, Maouache, 2005)

$$S_{clif} = (1+r) * \left(\frac{Q_{max}}{90}\right)$$

$$S_{clif} = (1,83) * \left(\frac{2170}{90}\right) = 44,12 \text{ m}^2$$

Diamètre du Clifford :

$$D_{clif} = 2 * \sqrt{\frac{44,12}{3,14}} = 7,5 \text{ m}$$

$$\boxed{D_{clif} = 7,5 \text{ m}}$$

V-3-5-Les temps de séjour

Pour le débit de pointe par temps de pluie

$$T_s = \frac{V}{Q_{ptp}} = \frac{2 * V1}{Q_{ptp}} = \frac{4340}{2170} = 2 \text{ h}$$

$$\mathbf{T_s = 2h \text{ (Vérifié)}}$$

Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{mh}} = \frac{4340}{644} = 6,73h$$

Ts = 6h et 45 min (C N V)

Pour de débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{4340}{1085} = 4h$$

Ts = 4 h

Tableau n°29 : Résumé des dimensions du clarificateur

Caractéristiques du bassin	Unités	Horizons
		2043
Forme	/	circulaire
Nombre de bassins	U	2
Surface horizontale	m ²	723,33
Diamètre	M	30,35
Volume	m ³	2170
Surface du Clifford	m ²	44,12
Hauteur	M	3
Temps de séjour pour le débit de pointe par temps de pluie	H	2
Temps de séjour pour le débit moyen horaire	h	6,75
Temps de séjour pour le débit de pointe par temps sec	h	4
Concentration de matières sèches dans les boues en excès (Xe)	g/l	5,88
Débit de boues recyclées	m ³ /j	1801
Les boues produites (X)	Kg/j	6660
Age des boues	J	2,38

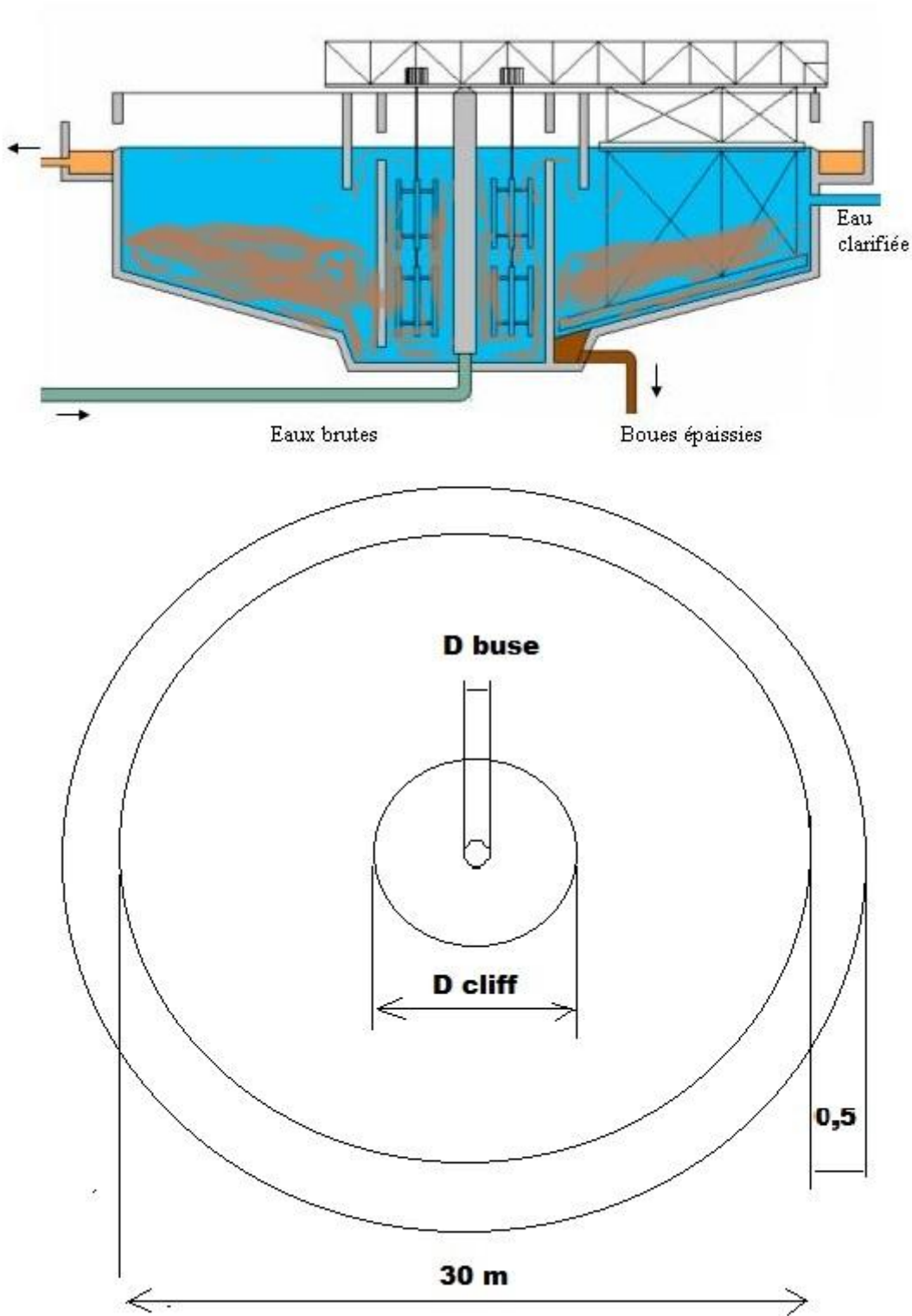


Figure n° 13 : schéma d'un clarificateur à pont racleur.

V-4-Traitement tertiaire

V-4-1-La désinfection

Pour achever complètement l'opération de dépollution, une désinfection par des agents chimiques est indispensable, par laquelle on détruit les agents pathogènes. Dans notre cas ce procédé est indispensable vu que nos eaux seront resserrées pour l'irrigation.

La désinfection idéale doit être germicide puissante et à action rapide, mais présentant une faible toxicité

La désinfection est généralement réalisée par:

- Le chlore ou ces dérivés (chloramine, dioxyde de chlore, hypochlorite de sodium.) ;
- Electrochloration ;
- L'ozone.

Les principaux facteurs influents sur la désinfection sont :

- Natures des micro-organismes ;
- Concentration de l'agent chimique ;
- Temps de contact ;
- Température.

V-4-1-1-choix de désinfectant

- ❖ L'ozone est un excellent désinfectant, mais il revient quatre fois plus le prix du chlore, donc pas économique.
- ❖ L'action du chloramine est moins rapide que celle du chlore, mais il subsiste plus longtemps dans l'eau. Les composés du chlore sont peu utilisés actuellement.
- ❖ Le dioxyde de chlore est de réaction lente et n'est complète qu'en présence d'un excès d'acide.
- ❖ L'électrochloration est un procédé de fabrication in situ d'hypochlorite de sodium. Sa mise en oeuvre est particulièrement intéressante lorsque la solution de sel est disponible sous forme d'eau.

Le chlore est le réactif le plus utilisé pour assurer la désinfection de l'eau, il est doué d'un pouvoir oxydant très important favorable à la destruction des matières organique.

Son action bactéricide s'explique par la destruction des enzymes indispensable à la vie des agents pathogènes.

La quantité de chlore nécessaire pour la désinfection des eaux usées est calculée par la formule suivante :

$$V_{\max} = a \cdot Q_{\max} \quad (\text{g/l})$$

Où : Q_{\max} : débit maximum horaire des eaux usées (m^3/h)

a_{clor} : Dose du chlore nécessaire

On prend « $a = 5 \text{mg/l}$ » après 15mn de contact. (R. Bourier et al, 2010)

V-4-1-2-Dose journalière

$$d_j = 5 Q_j \quad (\text{Kg/j}).$$

A.N

$$dj = 5 \times 10^{-6} * 15448 * 10^3 = 77,24 \text{ Kg} / j$$

$$dj = 77,24 \text{ Kg/j}$$

- *Par temps sec*

$$d_h = 5x \text{ Qpts}$$

$$d_h = 5 * 1085 * 10^{-3} = 5,42 \text{ Kg/h}$$

$$d_h = 5,42 \text{ Kg/h}$$

- *Par temps de pluie*

$$d_h = 5x \text{ Qptp}$$

$$d_h = 5 * 2170 * 10^{-3} = 10,85 \text{ Kg/h}$$

$$d_h = 10,85 \text{ Kg/h}$$

On exprime la dose du chlore en quantité d'hypochlorite de sodium à 12° par ailleurs, on sait que 1° chlorométrie égal à 3,17 de Cl₂/l. (C. Cardot, 1999)

Pour une solution à 12° chlorométrie on aura :

$$12 \times 3,17 = 38,04 \text{ gde Cl}_2 / l = 38,04 \text{ Kg Cl}_2 / m^3 .$$

V-4-1-3-Quantité d'eau de javel nécessaire par jour

$$\text{En moyenne } Qj = \frac{dj}{38,04} = \frac{77,24}{38,04} = 2 m^3 / j$$

$$Qj = 2 m^3/j$$

V-4-2-Dimensionnement du bassin de désinfection

Le bassin de désinfection sera du type rectangulaire chicané.

V-4-2-1-Volume du bassin

$$VV = Q_{ptp} * T_c(m3). = Q_{ptp} * T_c(m3).$$

Avec :

Tc : temps de contact

$$V = 2170 \times \frac{15}{60} = 542,5 m^3$$

$$V = 542,5 m^3$$

V-4-2-2-Surface horizontale

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

Avec :

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

$$S_H = \frac{542,5}{3} = 181 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{S_H = 181 \text{ m}^2}$$

V-4-2-3-La largeur du bassin

On fixe la largeur $l = 10\text{m}$

V-4-2-4- La longueur du bassin

$$L = \frac{S_H}{l} = \frac{181}{10} = 18 \text{ m}$$

$$\mathbf{L = 18 \text{ m}}$$

V-4-2-5- La surface verticale

$$S_v = l \times H = 10 \times 3 = 30 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{S_v = 30 \text{ m}^2}$$

V-4-3-6-Temps de contact pour différents débits

Par temps de pluie $T_c = 15\text{min.}$ (valeur choisie)

$$\text{En temps sec } T_c = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{296,25}{395} = 0,75 \text{ h}$$

$$\mathbf{T_c = 45 \text{ min}}$$

$$\text{Moyen horaire } T_c = \frac{V}{Q_{mh}} = \frac{542,5}{1085} = 0,5 \text{ h}$$

$$\mathbf{T_c = 30 \text{ min}}$$

Afin de permettre un meilleur contact des eaux avec la solution désinfectante, un certain nombre de chicanes seront construites à l'intérieur du bassin.

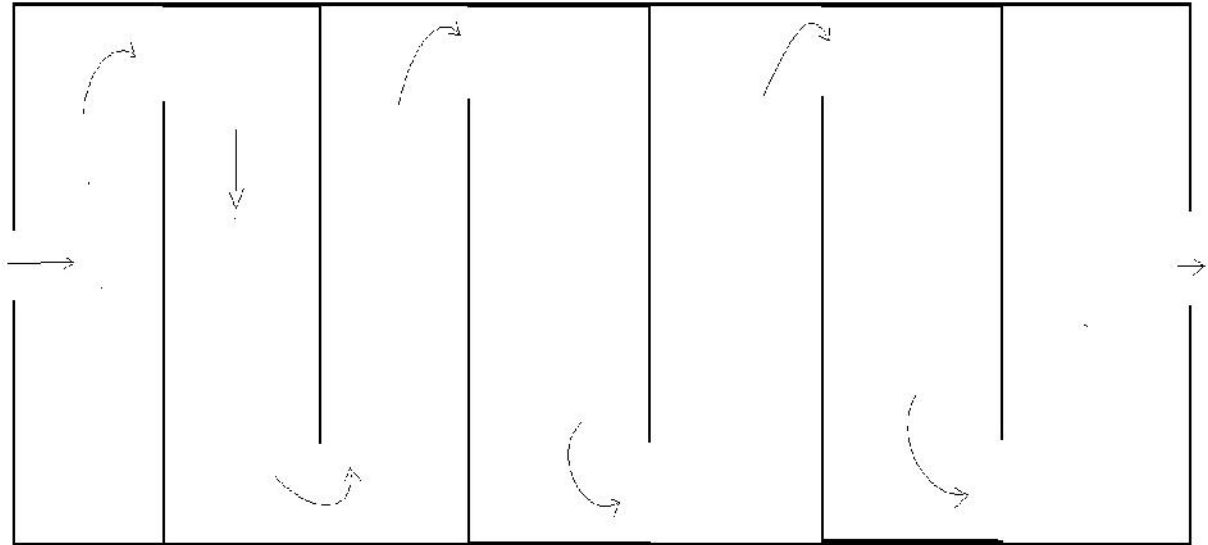


Figure n° 14 : bassin de désinfection chicané.

V-4-2-7-Temps de séjours dans le bassin de désinfection

$$t = \frac{60 \cdot V}{Q}$$

- temps de séjours pour temps moyen journalier :

$$ts = \frac{V}{Q_m} \rightarrow ts = \frac{60 \cdot 542,5}{644} \rightarrow ts = 51 \text{ min}$$

- par débit de point horaire en temps sec :

$$ts = \frac{V}{Q_{pts}} \rightarrow ts = \frac{60 \cdot 542,5}{1085} \rightarrow ts = 30 \text{ min}$$

- par débit de point horaire en temps de pluie :

$$ts = \frac{V}{Q_{ptp}} \rightarrow ts = \frac{60 \cdot 542,5}{2170} \rightarrow ts = 15 \text{ min (vérifié).}$$

C'est le temps pour lequel on dimensionne notre bassin.

V-5-traitement des boues

Les problèmes que posent les boues sont essentiellement :

- Leurs fermenticibilité
- Leurs volumes à évacuée.
- Problèmes posé par des nuisances qui résultant de leurs natures.

En premier lieu, le traitement des boues consistera essentiellement à une stabilisation de ces boues sous produites, afin de réduire une partie de la matière organique.

Cet objectif sera atteint suivant deux procédés :

- La stabilisation aérobie ; qui consiste à oxyder la matière organique aérobie.
- La digestion anaérobie ; qui permet d'éliminer une fraction de la matière oxydable, sous l'action des micro-organismes anaérobies.

Le deuxième objectif à atteindre c'est la réduction du volume de ces sous produits, par élimination de l'eau interstitielle, entourant les particules solides (déshydratation).

Les principaux moyens de séparation solide-liquide sont par ordre d'efficacité croissant.

- La décantation simple ; Les centrifugeuses (continue ou non) ; Les filtres sous vide ; Les filtres presse. Procédés auxquels il faut ajouter le séchage naturel sur lit.

L'élimination finale des boues peut suivre plusieurs voies. Considérées comme des déchets dont il faut débarrasser le plus rapidement, la voie classique sera la décharge contrôlée, ou pour le cas de grosses installations, l'incinération.

La solution la plus élégante consiste à considéré ces déchets comme des produits valorisable, sous certaines conditions on pourra alors songer à les utiliser comme engrais en agriculture, soit directement par épandage liquide, ou semi-pâteux, ou bien sous forme de compost après mélange éventuel avec d'autre supports carbonés.

Pour notre cas ce n'est pas nécessaire de passer par tous ces procédés de traitement, car pour une installation à faible charge, on n'est pas besoins de passer par une stabilisation.

V-5-1-Epaississement

Les bous sont caractérisées par leurs fluidité et leurs plasticité qui varie avec l'humidité et la nature des particules solides. Lorsque la teneur en eau est réduite jusqu'à moins de 85% on peut parler des boues convenablement épaissies.

La masse des boues à extraire :

$$X_{\text{ext}} = X^*(1-r)$$

$$X_{\text{ext}} = 6660 * \left(1 - \frac{83}{100}\right)$$

$$\boxed{X_{\text{ext}} = 1132,2 \text{ Kg/j}}$$

La masse de la boue à extraire journallement est de **1132,2 Kg**.

La masse hebdomadaire de boue à extraire est de **7925,4 Kg**.

V-5-1-1-Dimensionnement de l'épaississeur

V-5-1-1-1- Le volume de l'épaississeur

Le temps de séjour dans l'épaississeur est de l'ordre de (10 à 15) h (A.GAID, 1984)

On adopte un temps de séjour de 15 h.

D'où : $V_{ep} = Q_e \times T_s$

Q_e : c'est le volume des boues à extraire par jour.

$$Q_e = \frac{X_{ext}}{C_b}$$

C_b : la concentration de la boue dans l'épaisseur ; on prend $C_b = 10 \text{ mg/l}$.

$$Q_e = \frac{1132,2}{10} = 113,22$$

$$\mathbf{Q_e = 113,22 \text{ m}^3/\text{j}}$$

$$V_{ep} = \frac{113,22 \times 15}{24} = 70,76 \text{ m}^3$$

On va majorer ce volume afin de compenser le volume occupé par les organes submersibles.

On prend $\mathbf{V_{ep} = 72 \text{ m}^3}$

V-5-1-1-2- La surface de l'épaisseur

En général, on admet une hauteur totale de (3 à 6) m

On adopte à une hauteur $H = 4 \text{ m}$

$$D'où : S_{ep} = \frac{V_{ep}}{H} = \frac{72}{4} = 18 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{S_{ep} = 18 \text{ m}^2}$$

V-5-1-1-3- Le diamètre de l'épaisseur

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S_{ep}}{f}} = \sqrt{\frac{4 \times 18}{3,14}} = 4,78 \text{ m}$$

$$\mathbf{D = 4,8 \text{ m}}$$

V-5-1-1-4- Le rayon

$$R = \frac{D}{2} = \frac{4,8}{2} = 2,4 \text{ m}$$

$$\mathbf{R = 2,4 \text{ m}}$$

Le tableau suivant résume les résultats de dimensionnement de l'épaisseur

Tableau n°30 : Dimensionnement de l'épaississeur.

Caractéristique de l'ouvrage	Unité	Valeurs
Forme	/	Circulaire
Volume	m ³	72
Hauteur	M	4
Surface	m ²	18
Diamètre	M	4,8
Rayon	M	2,4
Temps de séjour	H	15

V-5-2-Dimensionnement des lits de séchage

Les boues épaissies sont épandues sur les lits de séchage pour y être déshydratés naturellement, les lits en forme d'aires délimitées par des murettes, sont constituées d'une couche de sable (10 à 20 cm) disposée sur une couche support de gravier (15 à 25 cm). (A. Gaid, 1984)

Les conduites de drainage disposées sous la couche support, recueillant les eaux d'égouttage pour les ramener gravitairement vers le poste de relevage des eaux usées. L'équipement des lits de séchage est muni d'une vanne d'isolement et d'une pièce de distribution orientale.

L'enlèvement des boues séchées des lits et le remplissage des bennes d'évacuation se feront par chargeur.

L'épaisseur maximale (H) à admettre sur les lits de séchage est de 40 cm

Une grande épaisseur conduit à un colmatage rapide de la couche supérieur du sable.

La surface des lits de séchage dépend de la nature de la boue et des conditions climatiques, on admet pour les boues fraîches la surface minimale rapportée à l'équivalent habitant est de 15 hab/m². (A.Gaid, 1984)

Pour un lit alimenté à partir d'un seul point, la largeur optimale est de 8m et une longueur de 20 à 30m est conseillée.

V-5-2-1- La surface

Pour une boue fraîche, l'équivalent habitant est de 15 hab/m²

Donc :

$$S = \frac{N}{Eq.hab} = \frac{100000}{15} = 6666,67m^2.$$

$$\boxed{S = 6666,67m^2}$$

On fixera un lit de 8 m de largeur et de 30 m de longueur, soit une surface d'un seul lit est :

$$Su = l * L = 8 * 30$$

$$\boxed{Su = 240 m^2}$$

Donc le nombre de lits nécessaire est de :

$$N_L = \frac{St}{Su} = \frac{6666,67}{240} = 28Lits$$

$$\boxed{N_L = 28 Lits}$$

V-5-2-2- La profondeur H

La profondeur adoptée pour un lit de séchage est de 1m

$$H=1m$$

V-5-2-3- La hauteur des boues

$$H_b= 0,4m$$

V-5-2-4- Volume des boues

$$V_b=0,4*240= 96 m^3$$

$$V_b = 96m^3$$

V-5-2-5- Le nombre de lit travaillant par jour

$$N = \frac{\text{Volume de boues fraîches journalières}}{\text{Volumés de boues dans un lit}}$$

$$n = \frac{70,76}{96} = 0,73$$

N = 1 Lits/ jour.

Le tableau suivant résume les résultats de dimensionnement du lit de séchage

Tableau n° 31 : Dimensionnements des lits de séchage.

Caractéristiques	Unités	
Surface totale	m ²	6666,67
Nombre de lits	N	28
Surface d'un seul lit	m ²	240
Largeur	M	8
Longueur d'un lit	M	30
La profondeur	M	1
Hauteur des boues	M	0.4
Volume des boues	M	96
Nombre de lits travaillant par jour	N	1

Remarque

Notre région est caractérisée par une période sèche et une période humide. Les lits de séchage fonctionnent mieux dans la période sèche allant de Avril jusqu'à Septembre, (Chapitre 1), leurs efficacité diminue dans la période relativement humide (à partir de Septembre jusqu'à Mars. Alors on doit

Proposer un procédé alternatif concernant cette période, soit par :

- Réserveation de quelque lit serré, avec apport de l'aire par ventilation ;
- Ou par le compostage.



Chapitre VI
Exploitation de la station
d'épuration

VI-1-Gestion et entretien de la station

Le bon fonctionnement et la durée de vie d'une station d'épuration dépendent fortement de l'entretien de ses ouvrages. Il faut veiller donc au maintien au parfait état de propreté de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveaux, murs, etc....

VI-1-1-Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration

L'exploitant doit effectuer un certain nombre de mesures et contrôles entrant dans le cadre de l'exploitation et la gestion de la station, dont les principaux sont :

- Mesure de débit ;
- Mesure de pH ;
- Mesure de la température.

La mesure de pH doit être faite à l'entrée de la station, afin de prendre toutes les dispositions nécessaires pour le déroulement des traitements sensibles à ce paramètre. Pour maintenir la température optimale du bon fonctionnement de certains ouvrages de traitement (dégraisseur, bassin d'aération), la mesure de la température est très recommandée.

- Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO) ;
 - Mesure de la demande biologique en oxygène (DBO5) ;
 - Mesure de la quantité d'oxygène dissous ;
 - Recherche des substances toxiques.
- Mesure concernant les boues :

Pour obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration, on doit jouer essentiellement sur :

- Le taux de recirculation des boues ;
- Le taux d'aération ;
- Le taux des boues en excès.

Pour régler ces paramètres on aura besoin de savoir :

- La teneur en oxygène dans le bassin d'aération ;
- Le pourcentage de boues dans le bassin d'aération ;
- La teneur des MVS dans le bassin d'aération.

En fonction des résultats de ces mesures, on fait varier le débit de recirculation, la durée d'aération et le débit de boues en excès jusqu'à savoir une valeur optimale de Concentration des boues.

Chaque contrôle journalier, doit être fait à la même heure pour être représentatif.

VI-1-2-Contrôle de fonctionnement des ouvrages de traitement

Le bon fonctionnement et la durée de vie d'une station d'épuration dépendent fortement de l'entretien de ses ouvrages. Il faut veiller donc au maintien en parfait état de propreté de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveaux, murs....etc.

Les ouvrages métalliques doivent être repeints en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion. Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspectés. Les vérifications doivent porter sur l'étanchéité, la détection des fissures, les ruptures des joints de dilatation. Il faut lubrifier et graisser régulièrement tous les équipements mécaniques et électromécaniques et veiller à leur fonctionnement.

Pour les équipements immergés, une vidange une fois par ans des ouvrages où ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien. Les équipements d'aération doivent être également inspectés régulièrement en nettoyant les orifices de diffusion de l'air. Ce qui nous mène à exiger une attention distinctive afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents. Tous ces contrôles s'exercent à plusieurs niveaux :

VI-1-2-1-Contrôle journalier

Ces contrôles peuvent être effectués par l'exploitant, différentes épreuves ou observations permettent d'apprécier la rationalisation de la conduite de la station d'épuration, on trouve :

- Le test de décantation et de turbidité ;
- Les odeurs ;
- Les couleurs des boues ;
- Le manque d'oxygène, se fait sentir par une odeur désagréable, et une couleur de boue grise noire.

Afin de permettre des contrôles périodiques plus précis, il est important que l'exploitant tienne un journal de bord sur lequel il consignera les résultats des tests et les observations faites.

VI-1-2-2-Contrôles périodiques

Le but essentiel de ces contrôles est d'attribuer aux résultats détenus préalablement des solutions fiables et d'apporter au maître de l'ouvrage les conseils nécessaires à une bonne exploitation en proposant toutes les améliorations ou rectifications qui s'imposent. Les investigations complémentaires qu'il est souhaitable de mener dans le cadre de ces visites sont:

- Une mesure de l'oxygène dans le bassin d'aération ;
- Une analyse des boues prélevées dans le bassin d'aération après un fonctionnement de 15 à 20 mn des aérateurs, ayant pour objet de déterminer (la décantabilité, la teneur en MES, la teneur en MVS) ;
- Une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané, considérant que la quantité de l'effluent épuré varie généralement très peu dans une journée sur une station d'épuration ;
- Une visite bilan au moins une fois par an qui consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, en effectuant notamment, des analyses sur l'effluent reçu par la station en 24h à partir de prélèvements, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit.

VI-1-3-Entretien des ouvrages

- ***Le dégrilleur***
- Les déchets seront évacués quotidiennement, le nettoyage des parois des grilles se fait par un jet d'eau et l'enlèvement des matières adhérentes putrescibles par les râtaux ;
- Noter les quantités de refus journalier ;

- Vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement ;
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique des râteaux automatisés.

- **Déssableur-déshuileur**
- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté ;
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation ;
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage, suivi du déroulement complet d'un cycle de fonctionnement ;
- faire fonctionner 24/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

- **Bassin d'aération**
- Chaque jour contrôler et intervenir pour tous les équipements d'aération fonctionnent convenablement ;
- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs ;
- Noter les paramètres de fonctionnement (débit et oxygène) ;
- Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, et la concentration des boues dans le bassin.

- **Clarification**
- Maintenir le clarificateur en état de propreté ;
- Vérifier tous les six mois le bon fonctionnement des dispositifs de pompes des écumes ;
- Analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES) ;
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôle et entretien des structures immergées.

- **Désinfection des eaux épurées**
- Maintenir le poste en état de propreté ;
- Respecter les procédures de mise en marche et d'arrêt des installations fournies par les constructeurs ;
- Faire fonctionner régulièrement le circuit de secours de chloration ;
- Ne jamais utiliser l'eau dans les circuits véhiculant du chlore ;
- Au cours de toute intervention dans les locaux de stockage et dosage, respecter les consignes de sécurité.

- **Épaisseur**
- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté ;
- Mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2m ;
- Contrôler et noter chaque jour le PH des eaux surversées et des boues épaissies ;
- Relever les volumes des boues soutirées des épaisseurs ;
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

- **Lits de séchage**
- Préalablement à l'épandage des boues liquides, les lits de sable devront être soigneusement désherbé et ratissé afin de détasser la masse filtrante et la régulariser ;
- Les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40cm ;
- Après deux à trois utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre ;

- Tous les deux ans, il faut changer les lits de séchages (les lits seront refaits complètement, les drains seront colmatés ou brisés) ;
- Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations. (Kadadouche. D, 2013)

VI-2-Hygiène et sécurité de travail

Introduction

La station d'épuration, organe de protection du milieu récepteur, peut également constituer une source de danger et de nuisance, pour le personnel qui est amené à y travailler comme pour le voisinage. Des précautions sont donc à prendre.

Dans ce domaine, la spécificité de l'épuration est à rechercher dans la juxtaposition et parfois la conjugaison de risque de nature très diversifiée.

VI-2-1-Risques de circulation

Les chutes comptent parmi les accidents les plus fréquents. Elles sont dues à l'absence de balustrades, à l'étroitesse des abords des bassins, des dégagements et des cheminements, à la présence de boue ou de d'eau ou de chaussures à semelles glissantes, trop souvent aussi à la négligence et au mauvais entretien.

Les chutes de hauteur sont prévenues par la mise en place de garde-corps, dès que la différence de niveau dépasse 0,5m. On préfère systématiquement les escaliers aux échelles pour l'accès à des organes visité fréquemment. Les échelles seront munies de crinolines partant à 2,5m du sol dès que leur hauteur dépasse 3m ; l'accès et la sortie des crinolines devront être aisés, même pour un personnel. Les chutes dans les bassins (bassins d'aération, bassins à boues, décanteurs) sont toujours des incidents graves, surtout pour les deux premières catégories d'ouvrages. Des accès commodes munis de garde-corps devront être étudiés pour faciliter les opérations de visite et d'entretien. Fréquemment le personnel en est réduit à emprunter les opérations parfois jugées inutiles par le projecteur, mais à laquelle les responsables de stations sensibles à la bonne présentation des ouvrages, attachent quelque importance.

Des filins seront tendus autour ou en travers des bassins, à 10cm au-dessus de l'eau et des échelons de sortie seront scellés dans la paroi des cuves. Des bouées sont disposées en bordure. Des dispositifs de coupe-circuit installés à proximité des bassins doivent permettre d'arrêter les aérateurs mécaniques. Le port de gilets de sauvetage est recommandé, malgré la gêne qu'il entraîne. Les glissades seront évitées par la mise en place de sols antidérapants, Le nettoyage des sols, l'élimination des flaques d'eau ou de boue et des taches de lubrifiants, l'évacuation des eaux, le port de chaussures antidérapantes.

VI-2-2-Risques de manutention

La manutention est à l'origine de nombreux incidents, notamment le levage et la remise en place des trappes de fermeture des regards. On préférera aux plaques en béton les plaques métalliques pleines, plus légères et mieux équipées, ou. Les plaques rondes ne risquent pas de se mettre en travers de l'orifice et d'échapper pour tomber au fond du regard, comme les plaques carrées dépourvues d'un dispositif de charnière.

VI-2-3-Risque d'incendie et d'explosion

Le risque d'incendie est très réduit sur les stations où il n'existe pas de stockage des gaz de digestion. Seule la défaillance simultanée de l'ensemble des dispositifs de protection électrique pourrait entraîner d'un feu de ce type. Si les gaz de digestion sont accumulés en vue d'une réutilisation, le risque d'explosion l'emporte sur celui d'incendie : le digesteur et ses annexes relèvent alors de la réglementation des installations classées. Ils comporteront un limiteur de pression, un système antivide avec un signal d'alarme, une sécurité anti-retour de flamme, une torchère, un équipement électrique anti-déflagrant. Les locaux seront ventilés et contrôlés à l'aide d'un explosimètre. Les canalisations de gaz seront repérées, les lieux de leur passage ventilés, artificiellement pour ceux qui seraient situés en souterrain.

Lors de la vidange d'un digesteur pour réparation intérieure, on pratiquera une ventilation forcée suffisante, après avoir éliminé autant que possible toutes les matières organiques assez constantes pour subsister après la vidange et susceptibles de poursuivre leur fermentation en produisant des gaz qui risquent de s'accumuler dans l'ouvrage. Mais des fermentations peuvent survenir également partout là où il y a accumulation de matières organiques.

Il faut aussi prendre garde au danger résultant de l'introduction dans le réseau de liquides volatils (solvants organiques, essence, etc...). Les incidents seront prévenus par une ventilation efficace et l'exploration à l'explosimètre avant la mise en marche de tout appareil susceptible de provoquer une déflagration (poste de soudure par exemple).

VI-2-4-Risque d'intoxication

Un risque d'intoxication peut apparaître à la suite du déversement de substances toxiques ; mais les incidents les plus fréquents tiennent à l'hydrogène sulfuré (H₂S), produit en abondance par les digesteurs, et qui se dégage plus facilement en phase acide. Il possède la propriété de sidérer l'odorat, ce qui limite les possibilités de détection par l'odeur. Son action est brutale. Sa présence peut être détectée simplement, par exposition d'un papier imbibé d'une solution d'acétate de plomb, qui noircit immédiatement. Des précautions spéciales seront à prendre pour pénétrer dans les zones suspectes. Toute odeur anormale, toute sensation inhabituelle entraînera la remontée immédiate et sera aussitôt signalée au responsable de la station.

VI-2-5-Risque mécanique

Les risques mécaniques (entraînement, choc, cisaillement, coupure) résultant d'organes en mouvement seront prévenus par la mise en place d'écrans ou de grilles, fixes ou mobiles selon les cas. Les protections mobiles ne devront pas pouvoir être ouvertes sans provoquer de ce fait l'arrêt de l'organe qu'elles isolent. On portera une attention particulière aux chaînes des dégrilleurs, aux courroies de transmission, aux entraînements des systèmes de raclage, etc... le danger des coupures est accru par le caractère septique des produits manipulés : d'où la nécessité de procéder immédiatement à un lavage et à une désinfection soigneuse et de faire examiner par un médecin.

Le port de gants limite considérablement les occasions de coupure ou de brûlure.

VI-2-6-Risque aux réactifs

Un certain nombre des réactifs utilisés pour le conditionnement des boues ou les traitements physicochimiques des effluents ou encore pour la décontamination avant rejet sont fortement corrosifs. On ne citera ici que la chaux, le chlore et ses dérivés. Les poussières de chaux sont

susceptibles d'atteindre le système respiratoire et les yeux ; la chaux fortement caustique peut aussi attaquer la peau ; Tous les produits pulvérulents, la chaux en particulier, devaient dans la mesure du possible être manipulée en atmosphère calme ou mieux en circuit clos. La protection des yeux et de la bouche sera assurée par des lunettes et un masque, celle du corps et des mains par des vêtements adaptés et des gants.

Les dangers du chlore sont beaucoup plus redoutables : quelques inhalations d'un mélange d'air du chlore peuvent entraîner un mort presque immédiate par suffocation. Le danger est d'autant plus important que les quantités mises en jeu pour la désinfection des effluents, soient beaucoup plus élevées que celles qu'on utilise pour les eaux d'alimentation, ce qui implique la manipulation fréquente de bouteilles ou de cylindres et multiplie les risques de fuite.

La réglementation des établissements classés impose de nombreuses contraintes pour les dépôts de chlore (limitation des quantités stockées, emplacement, matériaux, aménagement du local de stockage ; interdiction de toutes activités dans le local de stockage, possibilité d'évacuation rapide ; masques à gaz, réserves de solution alcalines neutralisantes ou réductrice, etc...).

VI-2-7-Risque électrique

Il est accru par l'ambiance humide des stations. La réglementation est à ce sujet très précis, (décret n° 62 1454 du 14 novembre 1962, normes NFC 15-100 et 20-010). Les principales mesures de prévention sur l'installation comprennent :

- l'utilisation de très basse tension de sécurité ;
- l'isolation des parties actives ;
- la protection par des enveloppes ou des barrières ;
- la pose de disjoncteurs différentiels ;
- l'interconnexion des masses.

Elles sont à compléter par l'utilisation d'outils à manche isolant, de plateformes et d'échelles isolantes, le port de gants et de chaussures à semelles isolantes ; si la sécurité électrique est en pratique presque toujours satisfaisante en début d'exploitation, elle a tendance à se dégrader progressivement du fait de la manipulation des branchements annexes, de l'élimination des dispositifs de sécurité et surtout des bricolages et des branchements, permanents ou temporaires.

VI-2-8-Risques infectieux

Reste à examiner le risque sur les stations d'épuration, c'est-à-dire le risque infectieux, résultant soit d'un contact direct avec les eaux et les boues, soit de l'inhalation des aérosols émis chaque fois qu'il y a agitation de l'eau, surtout au niveau des bassins d'aération.

L'expérience acquise sur les stations comme les enquêtes épidémiologiques réalisées depuis quelques années semblent montrer que le risque, s'il n'est pas inexistant, est certainement réduit, probablement limité à quelques manifestations gastro-entérique assez bénignes, plus fréquents chez les personnels récemment recrutés. Quoiqu'il en soit des mesures préventives sont indispensables.

VI-3-Etude d'impact sur l'environnement

Le présent chapitre consiste à décrire et à évaluer l'impact sur l'environnement du traitement des eaux usées et l'élimination des boues fraîches.

Les impacts à identifier ne se limitent pas seulement aux effets négatifs, mais il s'agira aussi d'identifier les impacts positifs directs ou indirects que pourraient induire la réalisation et l'exploitation de la future station d'épuration d'Oued Falli.

VI-3-1-Impact sur la qualité de vie de populations riveraines et la salubrité

Les effets néfastes engendrés par le fonctionnement d'une STEP sont les suivantes :

- effets sonores ;
- les émissions olfactives ;
- les émissions polluantes.

VI-3-2-Impacts liés aux nuisances sonores

Les nuisances sonores peuvent porter atteinte à l'équilibre social, psychique et physiologique de l'individu. Les effets de la pollution sonores se caractérisent par :

- une diminution de l'acuité auditive ;
- des difficultés au niveau de la communication ;
- une diminution de l'efficacité des individus sur leur lieu de travail et un allongement du temps de réaction ;
- des troubles de sommeil ;
- une réaction des sensations subjectives de bien être.

VI-3-3-Impacts sur l'air

Compte tenu de la nature du site d'exploitation de la future station d'épuration qui est un terrain alluvionnaire, les émissions de poussières qui seront engendrées par les travaux. Les déblaiements et terrassement seront minimes. Elles n'auront aucun effet sur la sante des ouvriers du chantier.

VI-3-4-Impacts liés aux nuisances olfactives

Généralement, les odeurs qui s'échappent d'une installation de traitement des eaux usées sont des matières volatiles qui sont soit des composants de l'eau, soit des produits de décomposition gazeux. Toutes les émissions olfactives ayant lieu au cours des diverses phases de l'épuration des eaux usées et de traitement des boues dépendent largement de la composition de l'eau brute et de processus de traitement appliqué.

Cependant, le procédé retenu pour le traitement des eaux résiduaires à faible charge ne génère pas a priori des odeurs désagréables fortes.

VI-3-5-Impacts liés aux émissions d'aérosols

Dans une installation de traitement des eaux usées, la formation de l'aérosol concerne surtout les niveaux suivants :

- ouvrages de chute à ciel ouvert ;
- Secteurs d'admission et d'écoulement à fortes turbulences ;
- ensemble des bassins aérés (bassin de dessablement, de traitement biologique, etc.)

Dans les conditions normales d'exploitation et selon les connaissances actuelles dont nous disposons dans ce domaine, les aérosols ne possèdent aucun risque sanitaire à proximité des stations d'épuration.

VI-3-6-Impacts sur la ressource hydrique

Le traitement des eaux usées urbaines par le projet permettra d'assurer la sauvegarde de la qualité des milieux récepteurs et protéger les eaux souterraines pour la consommation et l'irrigation.

VI-3-7-Impacts sur la santé publique

La collecte des eaux usées permettra d'éviter les maladies à transmission hydrique susceptibles d'apparaître.

La station d'épuration des eaux usées écarte les risques sur la santé provenant de la population bactérienne des eaux usées et met à la disposition des agriculteurs un volume d'eau épurée affecté à l'irrigation sans risque majeur sur la santé.

VI-3-8-Impacts liés à l'élimination des boues

Les boues de la station d'épuration sont le résultat du traitement des eaux lors de l'élimination de la charge organique et minérale qu'elles contiennent. Elles sont représentées sous forme d'une suspension dans l'eau de matières minérales.

La qualité et les caractéristiques des boues produites dépendent non seulement des caractéristiques de l'effluent à traiter mais du procédé de traitement choisi.

Tout rejet occasionnel ou accidentel des boues au milieu récepteur est plus préjudiciable qu'un rejet d'effluent brut en raison des risques accrus de sédimentation de MES.

L'évacuation et le transport des boues d'épuration dans des camions, vu que le site d'implantation est à proximité de la route.

VI-3-9-Impacts liés à l'arrêt ou au mauvais fonctionnement de la station d'épuration

Les facteurs pouvant engendré un arrêt ou un mauvais fonctionnement de la station d'épuration seront due :

- Au mauvais fonctionnement du procédé ou à des pannes de l'appareillage ;
- à une pollution accidentelle : rejet industriel sans aucun traitement préalable ;
- à des erreurs humaines dans le control de la station ;
- à une faute de maintenance du système d'assainissement.

Tous ces facteurs contribuent à un rejet d'eau usée pareillement ou non traitée chargée en polluants divers et dont la qualité sera évidemment non conforme aux normes prescrites.



Conclusion générale

Conclusion générale

Dans ce travail, où j'ai contribué même de façon modeste, je me suis intéressé à la filière eau, et à la filière boue. Les calculs sont faits par rapport à un débit de pointe par temps de pluie, car le réseau de collecte principale est un réseau unitaire ; ce qui explique que notre Station d'épuration traite les eaux usées urbaines ainsi que les eaux pluviales.

Le choix du site d'implantation de la STEP est aussi l'objet de notre étude, il a été choisi de façon que les eaux arrivent gravitairement, et dans un endroit éloigné aux habitations.

L'étude de la qualité des eaux au deux points principaux de rejet est effectuée par l'ADE de Tizi Ouzou, les résultats obtenus montrent un caractère biodégradable des eaux usées prépondérant.

Notre choix du procédé de traitement convenable est basé sur ces analyses, ce qui est, un traitement à boues activées à faible charge.

Oued Falli est une zone agricole, la source d'approvisionnement la plus proche pour l'irrigation est le Oued SEBAOU, ce qui nous impose un traitement poussé afin de réutilisé les eaux épurées dans l'irrigation.

Notre projet permettra un gain en ressource naturelle, une protection de l'environnement, et de l'équilibre écologique, ainsi qu'une prévention des maladies à transmission hydrique.

L'étude d'extension de la station d'épuration 100000 Eq/hab est prise en considération, à l'horizon 2043 (long terme), sa capacité est estimée à 300 000 Eq/hab,

Voir que le volume de la station est très important la quantité de boue produite par jour pose un problème, afin de remédier à ça on a traité et valorisé des boues pour leurs utilisation comme amendement en agriculture.



Bibliographie

Bibliographie

- Abdellah Sbargoud.,** Diagnostic environnemental de la gare routière (Pollution atmosphérique par TSP et métaux lourds), Mémoire Ingénieur d'état en Ecologie et Environnement, 2009.
- Bahloul, F.,** conception et dimensionnement d'un collecteur principale d'eau (usée et pluviales) et d'une station d'épuration à Akbou, mémoire de fin d'étude Université Abderrahmane Mira Bejaia, Algérie, 2004.
- Bechac, J, P., Boutin,P., Mercier,B. et Nuer,P.,** "traitement des eaux usée", Edition Eyrolles, Paris,281 Pages, 1984.
- Bourier, R., Selmi,B. et Satin,M.,** Guide technique d'assainissement, Collecte –Epuraton – Conception –Exploitation, Edition LE MONITEUR 4^{em} Edition, 775 Pages, 2010.
- Brière, F G.,** Distribution et collecte des eaux, Presses International Polytechnique, de Montréal, 399 Pages, 2000.
- Cardot, C.,** Les traitement de l'eau, procédés physico-chimique et biologiques cours et problèmes résolus, Edition Ellipses, paris, 247 Pages, 1999.
- Cyril.Gomella. et Henri Guerrée.,** les eaux dans les agglomérations urbaines ou rurales, Edition Eyrolles, Paris, 260 Pages, 1982.
- Degrémont.,** Mémento technique de l'eau, (volume 1) 9^{eme} édition. Paris 1989.
- Degrémont.,** Mémento technique de l'eau, (volume 2) 9^{eme} édition. Paris 1989.
- Gaid, A.,** traitement biologique des eaux usées, édition OPU, 1984.
- Hatem Duadi.,** Traitement des eaux usée urbain, université de tunis, Tunis, 30 Pages, 2008.
- Kadadouche, D. et Tamriout, S.,** Mémoire de fin d'étude, pour l'obtention du diplôme Master II, Etude de la station d'épuration d'Akbou, Université Abderrahmane -Mira Bejaia, Algérie, 97p, 2013.
- Maman, T.,** Memoir de fin d'études, pour l'obtention du diplôme ingénieur d'état, génie rural, épuration des eaux usée de l'ENSH par lagunage naturelle, université de Blida, 2001.
- Maouache,O.,** Etude de la station d'épuration de la ville de Sidi-Aiche (wilaya de Bejaia) et valorisation des eaux épurées, Mémoire de fin d'étude, Ingénieur d'état, université Abderrahmane Mira, Bejaia, Algérie, 113 p, 2005
- Roudier, J. Legube, B. Merlet, N et coll.,** l'analyse de l'eau, 9^{émé} Édition DUNOD, Parie,1526 p, 2009.
- Valiron,F.,** GESTION DES EAUX alimentation en eau. Assainissement, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris, 1989.

Site <http://www.aqualog-international.com>



Annexes



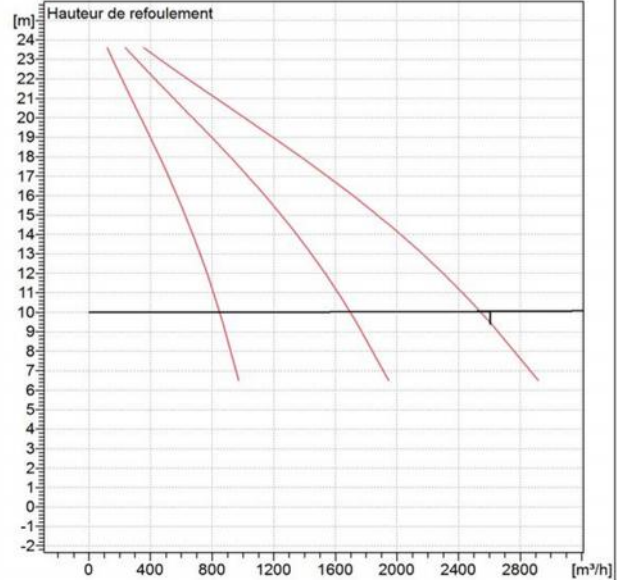
Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

Les caractéristiques de fonctionnement des électropompes standard sont obtenues avec l'alimentation des moteurs à 460V et 440V / 60Hz.
Pour alimentation à 380V, 230V et 220V / 60Hz : - au même débit multiplier l'hauteur manométrique par 0,95; - au même débit le rendement reste pratiquement constant; - la puissance absorbée par la pompe doit être calculée de nouveau

KSM250Z 30082NA-E	
Caractéristiques requises	
Débit	2600 m ³ /h
Hauteur de refoulement	10,1 m
Fluide	Eaux usées
Température	20 °C
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3
Caractéristiques de la pompe	
Débit	868 m ³ /h
Hauteur de refoulement	10,1 m
Puissance absorbée	33,8 kW
Rendement	68%
Hauteur manométrique H(Q=0)	25,8 m
Orif. de refoulement	250 mm
Installation	Accouplement automatique immergé
Roue	Monocanal
Passage libre	163 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	60 Hz
Tension nominale	460 V
Vitesse nominale	950 1/min
Nombre de pôles	8
Puissance nominale P2	39,1 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	40 °C
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	0,998 kg/dm ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	873 kg

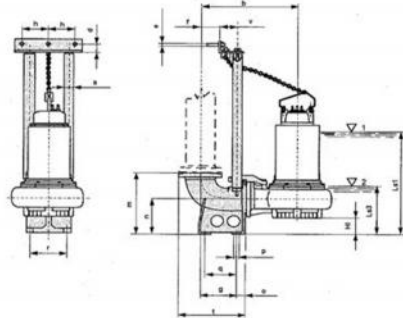
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Acier-caoutchouc
Arbre	Acier inox
Garniture méca. côté pompe	Carb. silicium/Carb. Silicium
Chambre à huile	Fonte
Enveloppe du moteur	Fonte
Chemise (version R)	Fonte grise
Sondes thermiques	Oui
Sonde de conductivité	Oui
Garniture méca. côté moteur	Graphite/Acier inox
Vis et écrous	Acier inox
Câble d'alimentation	10m



Caractéristiques de fonctionnement				UNI/ISO 2548/C
Q [m ³ /h]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
2380	11,4	101	73,9	4,62

Dimensions mm

- b = 1020
- d = 35
- DN = PN10
- DNp = PN10
- f = 245
- g = 365
- h = 157,5
- HI = 180
- J = 400
- K = 445
- Ls1 = 1330
- Ls3 = 585
- m = 700
- n = 400
- o = 85
- øa = 3"
- øe = 12,5
- øX = 22
- p = 24
- q = 425
- r = 310
- t = 673
- v = 117
- W = 12



Notes:

Date 12.06.2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Résumé

L'objectif de notre étude est la protection sanitaire de l'oued et la nappe SEBAOU. Les eaux acheminées par un réseau unitaire de la zone Ouest de Tizi Ouzou, déversent directement dans l'Oued sans aucun traitement préalable. La croissance de la population et la projection d'une zone nouvellement urbanisée, augmentent de plus en plus la quantité de pollution rejetée journalièrement. A long terme, 2043, l'équivalent habitant de l'ensemble de la zone d'étude est estimé de 300 000 Eq/hab. Après l'étude du site et de la nature des effluents, on a opté pour une station d'épuration à boues activées, à faible charge, pour le traitement de la pollution Carboné, notre STEP sera conçue en trois filières d'égale capacité 100 000 Eq/hab, notre objectif à court terme est la réalisation d'une seule filière de 100 000 Eq/hab, qui sera extensible à long terme.

Mots clé

Station d'épuration, croissance de la population, équivalent habitant, réseau unitaire, boue activé, faible charge, pollution Carboné.

Abstract

The aim of our study is the protection of the Sebaou Oued and this groundwater. The waters routed through a combined network of the western zone of Tizi Ouzou, flow directly into the Oued without any treatment. The population growth and the projection of a newly urbanized area, generate an increasing more and more the amount discharged daily. In the long term, in 2043, a population equivalent of the whole of the study area is estimated to 300000 Eq / hab. After the site survey and the nature of effluents, we opted for a treatment at activated sludge, at low load. For the treatment of carbon pollution, our sewage treatment plant, will be designed in three streams of equal capacity 100 000 Eq / hab. our short-term objective is the realization of unit of 100,000 Eq / hab, which will be expandable in the long term.

Keyword

waste water treatment station, population growth, population equivalent, unit colecteur , activat sludj, low load, carbon pollution.

الهدف من دراستنا هو حماية واد سيباو ومياهه الجوفية من تدفق المياه القارة المستعملة. المياه المنقولة عبر قنوة للمنطقة الغربية لمدينة يزي وزو تدفق مباشرة في الواد دون أي تنقية مسبقة. النمو الديموغرافي لنطقة حضرية جديدة يتسبب في زيادة حجم المياه القارة المصروفة يوميا.

على المدى البعيد أي في حدود 2043 حددت قيمة المكافئ السكاني للمنطقة المدروسة ب 300000

قع و طبيعة المياه المتدفقة , قية المياه القارة من نوعية الأ لتنقية التلوث الكربون سوف يتم تصميم المحطة من ثلاث منشآت متساوية الـ 100000 مكافئ سكاني هدفنا على المدى القريب هو إنشاء محطة واحدة بسعة 100000 مكافئ سكاني قابلة للتوسيع على الـ دي البعيد.

كلمات مفاتيح

محطة تنقية المياه الق , النمو الديموغرافي,