

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE - SANITAIRE

**PROJET DE FIN D'ETUDES**



CONTRIBUTION AU PROJET DE LA  
STEP DU BASSIN VERSANT EST DE  
TIZI-OUZOU D'UNE CAPACITE DE  
120.000 Eq - HA

Proposé par : DHWT

Etudié par : M. ATEK

Dirigé par : M.  
BENAÏSSA



PROMOTION : JANVIER 1984

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

أَفَرَأَيْتُمُ الْمَاءَ الَّذِي تَشْرَبُونَ ﴿١﴾ أَأَنْتُمْ  
أَنْزَلْتُمُوهُ مِنَ الْمُزْنِ أَمْ نَحْنُ الْمُنزِلُونَ ﴿٢﴾  
لَوْ نَشَاءُ جَعَلْنَاهُ أُجَاجًا فَلَوْلَا تَشْكُرُونَ

«سورة الواقعة»

وَجَعَلْنَا مِنَ الْمَاءِ كُلَّ شَيْءٍ  
حَيٍّ أَفَلَا يُؤْمِنُونَ ﴿٣﴾

«سورة الأنبياء»

صِدْقَ اللَّهِ الْعَظِيمِ

*ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE*  
*DEPARTEMENT DE GENIE SANITAIRE*

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

En Vue de l'Obtention du Diplôme d'Ingenieur d'Etat

**THEME**

*CONTRIBUTION AU PROJET  
DE LA STEP DU FUTUR BASSIN  
VERSANT EST DE TIZI-OUZOU  
D'UNE CAPACITÉ DE 120.000 Eq.HA.*

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

*Proposé par :*

**DHW - TIZI - OUZOU**

*Etudié par :*

**Mr. ATEK. M.**

*Dirigé par :*

**Mr. BENAÏSSA M.**

D E D I C A C E S

Je dédie ce modeste travail

- A ma fiancée qui m'a beaucoup aidée par son soutien moral.
- A mes beaux parents, Beaux frères et belles Soeurs
- A mes parents qui m'ont beaucoup aidé et conseillé.
- A mes frères et soeurs ainsi qu'à leurs maris
- A tous mes frères dans l'Islam
- A tous mes Amis

A. Mohamed

## REMERCIEMENTS

- Je tiens à remercier vivement mon promoteur Mr BENAÏSSA Mohand qui m'a beaucoup aidé et guidé dans cette présente Etude.
- Je tiens à remercier Madame NEZZAL, Chef de département du Genie-Sanitaire.
- Je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.
- Tous mes respects aux membres du Jury qui feront l'honneur d'apprécier ce Travail.

	PAGES
1 - INTRODUCTION ET BUT DE L'ETUDE .....	2
1.1 INTRODUCTION .....	2
1.2 BUT DE L'ETUDE .....	2
2 DONNEES BIBLIOGRAPHIQUES .....	3
2.1 POLLUTION DES EAUX USEES .....	3
2.1.1 INTRODUCTION .....	3
2.1.2 NATURE ET VOLUME DES EAUX USEES .....	3
2.1.3 COMPOSITION DES EAUX USEES .....	3
2.2 DEFINITION DES PARAMETRES DE LA POLLUTION .....	3
2.2.1 LES MATIERES EN SUSPENSION .....	3
2.2.2 DEMANDE BIOCHIMIQUE EN OXYGENE D B O .....	3
2.2.3 DEMANDE CHMIQUE EN OXYGENE D C O .....	3
2.2.4 LE P H .....	3
2.3 TRAITABILITE DES EAUX USEES .....	4
2.3.1 PRETRAITEMENT PHYSIQUE .....	4
2.3.2 DEGRILLAGE .....	4
2.3.3 DESSABIAGE .....	4
2.3.4 DESHUIPAGE .....	4
2.3.5 TRAITEMENT PRIMAIRE .....	4
2.4 TRAITEMENT BIOLOGIQUE .....	5
2.4.1 EPURATION PAR BOUES ACTIVEES .....	5
2.4.2 INTRODUCTION .....	5
2.4.3 TRAITEMENT A FAIBLE CHARGE .....	5
2.4.4 TRAITEMENT A MOYENNE CHARGE .....	5
2.4.5 LE TRAITEMENT A FORTE CHARGE .....	5
2.5 LES DIFFERENTS PROCEDES PAR BOUES ACTIVEES .....	6
2.5.1 PROCEDES CLASSIQUES .....	6
2.5.2 PROCEDES CONTACT STABILISATION .....	6
2.5.3. PROCEDE D'AERATION ETAGEE .....	6
2.5.4 PROCEDE D'AERATION PROLONGEE .....	7
2.6 LE CLARIFICATEUR .....	7



2.7.1	LE TRAITEMENT DES BOUES .....	7
2.7.1.1	INTRODUCTION .....	7
2.7.1.2	STABILISATION DES BOUES .....	7
2.7.1.3	STABILISATION AEROBIE .....	7
2.7.1.4	STABILISATION ANAEROBIE .....	7
2.7.1.5	STABILISATION CHAUFFEE ET NON CHAUFFEE .....	8
2.7.2.	EPAISSISSEMENT .....	8
2.7.2.1	EPAISSISSEMENT STATIQUE .....	8
2.7.2.2.	EPAISSISSEMENT PAR FLOTTATION .....	8
2.7.2.3	EPAISSISSEMENT PAR ELUTRIATION .....	8
2.7.3	DESHYDRATATION .....	9
2.7.3.1	CENTRIFUGATION .....	9
2.7.3.2	FILTRATION SOUS PRESSION .....	9
2.7.3.3	FILTRATION SOUS VIDE .....	9
2.8.3.4	LITS DE SECHAGE .....	9
2.7.4	OXYDATION ET DESINFECTION .....	10
2.7.4.1	PASTEURISATION .....	10
2.7.4.2	DOSAGE DU CHLORE GAZEUX ET STOCKAGE DU CHLORE LIQUIDE .....	10
2.7.4.3	COMPOSTAGE DES BOUES .....	10
	DONNEES BIBLIOGRAPHIQUES .....	12
3.	DONNEES SUR LA VILLE DE TIZI-OUZOU .....	13
3.1	PRESENTATION DE LA VILLE .....	13
3.1.1	SITUATION GEOGRAPHIQUE .....	13
3.1.2	HYDROGRAPHIE .....	13
3.1.3	CLIMATOLOGIE .....	13
3.1.4	HYDROCLIMATOLOGIE .....	13
3.1.5	PLUVIONNETRIE .....	13
3.2	DEFINITION DU BASSIN VERSANT EST DE TIZI-OUZOU .....	14
3.3	LE RESEAU D'ASSAINISSEMENT .....	14
3.4	DONNEES DEMOGRAPHIQUES .....	15

4. METHODOLOGIE ET HYPOTHESES DE L'ETUDE .....	17
4.1 PROGRAMME D'ETUDE DES EAUX USEES .....	17
4.1.1 MESURE DE DEBIT .....	17
4.1.2 ECHANTILLONNAGE .....	18
4.1.3 PROGRAMME D'ANALYSES .....	19
4.1.3.1 DEMANDE BIOCHIMIQUE EN OXYGENE D B O 5	
4.1.3.2 DEMANDE CHIMIQUE EN OXYGENE D C O	
4.1.3.3 MATIERES EN SUSPENSION M E S A 105° C A 600 ° C	
4.1.3.4 MATIERES VOLATILES EN SUSPENSION M V S	
4.1.3.5 LE RESIDU SEC	
4.1.3.6 $\text{NH}_4^-$ , $\text{NO}_2^-$ , $\text{NO}_3^-$	
4.1.3.7 MATIERES SEDIMENTABLES CONE D'IMHOFF	
4.1.3.8 ANALYSES DES CHLORURES $\text{Cl}^-$	
4.1.3.9 ANALYSES DES PHOSPHATES $\text{PO}_4^{2-}$	
4.1.3.10 ANALYSES DES IONS $\text{K}^+$ ET $\text{Na}^+$	
4.1.3.11 MESURE DE LA CONDUCTIVITE ELECTRIQUE	
4.1.3.12 ANALYSES DES MATIERES ORGANIQUES	
4.1.3.14 EXAMEN MICROSCOPIQUE DES BOUES	
4.2 PRINCIPES DES ANALYSES	
4.2.1 D B O .....	20
4.2.2 D C O .....	20
4.2.3 M E S .....	20
4.2.4 MATIERES SEDIMENTABLES .....	20
4.2.5 $\text{NO}_3^-$ , $\text{NO}_2^-$ , $\text{NH}_4^+$ .....	20
4.2.6 LE P H .....	20
4.3 RESULTATS DES ANALYSES .....	21
4.4 I N T V I S E .....	29
4.5 JUSTIFICATION DES PARAMETRES .....	29
4.6 HYPOTHESE DE L'ETUDE .....	30
4.6.1 DEMOGRAPHIE .....	31
4.6.2 VOLUME REJETE .....	31
4.6.3 CHARGES POLLUANTES .....	31

5. CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DE LA STEP .....	32
5.1. DONNEES POUR LA CONSTRUCTION .....	32
5.1.1 ETUDE DU TERRAIN .....	32
5.1.2 INONDABILITE .....	32
5.1.3 SURFACE DISPONIBLE .....	32
5.2 OBJECTIFS DE LA QUALITE DU MILIEU RECEPTEUR ET PROTECTION DE LA NAPPE A LIVIALE DU PONT DE BOUGIE ET DE BOUKHALEA .....	32
5.3 SOLUTION ET DONNEES DE BASE .....	34
5.3.1 CALCUL DES CHARGES HYDRAULIQUES .....	36
5.3.2 CALCUL DES CHARGES POLLUANTES .....	36
5.3.3 COMPOSITION DES M E S .....	36
5.3.4 FINALITE DE TRAITEMENT .....	38
5.3.5 PRINCIPE DU SYSTEME ADOPTE .....	38
5.4. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES .....	39
5.4.1 PREDEGRILLAGE .....	39
5.4.2 POSTE DE RELEVEMENT .....	39
5.4.3 DEGRILLAGE FIN .....	41
5.4.4 DESSABLAGE - DESHUIPAGE .....	44
5.5 TRAITEMENT BIOLOGIQUE .....	49
5.5.1 CALCUL DU DECANTEUR PRIMAIRE .....	53
5.5.2 CALCUL DU REACTEUR BIOLOGIQUE .....	55
5.5.3 BESOIN EN OXYGENE .....	60
5.5.4 BILAN DES BOUES .....	60
5.5.5 POSTE DE POMPAGE .....	63
5.5.6 CALCUL DU CLARIFICATEUR .....	64
5.6 TRAITEMENT DES BOUES .....	68
5.6.1 DIMENSIONNEMENT DE L'EPAISSISSEUR .....	68
5.6.2 DIMENSIONNEMENT DU DIGESTEUR .....	69
5.6.3 DESHYDRATATION : LITS DE SECHAGE .....	70
5.7 DESINFECTION .....	73
5.8 EXTENSION .....	74
5.9 RECOMMANDATIONS .....	80

## LISTE DES ABREVIATIONS

- D B O : Demande Biochimique en Oxygène  
D C O : Demande chimique en oxygène  
M E S : Matières en suspension  
S T E P : Station d'Épuration  
Z H U N : Zone d'Habitation Urbaine Nouvelle  
P U D : Plan d'Urbanisme et Développement  
C D 124 : Chemin départemental  
N G A : Niveau géodésique Algérien  
E U : Eaux Usées  
M V S : Matières Volatiles en suspension  
M M : Matières minérales  
M E S : Matières en suspension  
C V : Charge Volumique  
C M : Charge massique  
N H  $4^+$  : Formule chimique de l'ion Ammonium  
NO $2^-$  : Formule chimique de l'ion nitrite  
NO $3^-$  : Formule chimique de l'ion nitrate  
I M : Indice de Molhnan  
V $a$  : Vitesse ascensionnelle  
t $s$  : Temps de séjour  
R : Taux de recirculation.

LISTE DES DOCUMENTS ANNEXES

- Mesure de debit à l'aide du Micro Moulinet
- Courbe d'Etalonnage du deversoir
- Echantillonnages
- Principes de Mesure des Analyses
- Hystogrammes des débits entrant à la STATION EST
- Examen Micros copiques des boues.

## RESUME

La première partie de ce mémoire est consacré uniquement à des revues Bibliographiques sur les eaux usées urbaines, et nous avons essayer de poser le problème de leurs rejets dans l'Environnement .

Le bon **fonctionnement** d'une Station d'Épuration est conditionnée par l'extraction régulière des boues, pour cela j'ai consacré un chapitre sur la structure et composition des boues.

La troisième et dernière partie de ce mémoire , ont été consacré uniquement aux méthodes d'Analyses et au dimensionnement de la STEP d'une capacité de 120.000 Ha.

## 1.1 INTRODUCTION

Avec le développement du Perimètre Urbain de Tizi-Ouzou vers d'une part le Sud, ZHUN Sud, et vers l'est lotissement Hammoutène, lotissement ferme Salhi, M'douha.

La Step Actuelle n'est pas en mesure de satisfaire aux besoins, en effet en plus des difficultés de raccordement des nouveaux collecteurs et d'extension, par manque de terrain, il faut aussi ajouter le fait qu'elle se trouve dans le nouveau perimetre Urbain tel que defini par le P.U.C. de Tizi-Ouzou avec les nuisances qui en découlent; odeurs. Pour cela un site a été choisi à 200 m en Amont du Pont de bougie entre le chemin departemental 124 et l'Oued Sebaou en rive gauche, pour l'implantation d'une Step qui aura en mesure de recevoir gravitairement le quasi-Totalité des eaux usées du nouveau bassin versant Est du perimètre Urbain de Tizi-Ouzou.

Ce site présente l'inconvénient de necessiter une surélévation par remblais d'une épaisseur de 5 à 8 m pour atteindre la côte 75.00 N.G.A. qui correspond au niveau atteint lors de l'écrue, par les eaux pendant l'année 1974.

## 1.2 BUT DE L'ETUDE :

Le but de la présente étude, c'est la determination des critères de base pour le dimensionnement de la Step du bassin versant Est du futur perimetre Urbain de Tizi-Ouzou située à Pontde Bougie.

Cette étude préliminaire doit montrer la nécessité d'une étude plus fouillée des différents paramètres de pollution qui auraient une influence sur le processus du traitement de la Step.

La capacité de la Step devra être prévue pour satisfaire aux besoins futurs jusqu'à l'horizon 2015 période de 30 ans de 1985 - 2015.

Avec les critères retenus nous proposerons le système d'Epuration à ~~foves~~ **foves** Activées le plus adéquat.

## 2. DONNEES BIBLIOGRAPHIQUES :

### 2.1 POLLUTION DES EAUX USEES :

#### 2.1.1 INTRODUCTION :

Il y a pollution d'une eau, lorsque par suite de rejet un facteur physique, chimique ou biologique aura atteint une valeur telle qu'elle risque de perturber l'équilibre biologique de cette eau et de causer tort à autrui.

#### 2.1.2 NATURE ET VOLUME DES EAUX USEES DOMESTIQUES :

La quantité moyenne d'eau usée rejetée par habitant est variable. Elle varie d'un pays à un autre suivant le niveau et le genre de vie. A l'intérieur d'un même pays on considère que l'importance de l'Agglomération détermine en premier lieu la quantité d'eau usée.

#### 2.1.3 COMPOSITION DES EAUX USEES :

Une eau usée est un mélange complexe de matières minérales et organiques sous plusieurs formes :

- des particules flottantes ou en suspension
- des particules colloïdales
- des produits en solution

Les eaux usées contiennent aussi de nombreux organismes vivants et notamment, les bactéries, les protozoaires et les virus. L'eau dégoût est donc un véritable bouillon de culture contenant plusieurs dizaines de millions de bactéries au millilitre, certaines d'entre-elles pouvant être pathogènes.

### 2.2 DEFINITION DE QUELQUES PARAMETRES DE LA POLLUTION

#### 2.2.1 LES MATIERES EN SUSPENSION MES :

Elles constituent le dépôt obtenu au bout de 2 h dans une éprouvette conique graduée d'un volume de 1 l.

Les matières en suspension sont composées de matières volatiles en suspension (MVS) et de matières minérales (MM).

#### 2.2.2 LA DEMANDE BIOCHIMIQUE EN OXYGENE DBO

Elle se définit comme étant la quantité d'oxygène nécessaire aux organismes vivants pour oxyder les matières organiques présentes dans l'eau usée.

Par convention la DBO<sub>5</sub> est la valeur obtenue après 5 jours de réaction

#### 2.2.3 LA DEMANDE CHIMIQUE EN OXYGENE DCO

C'est la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder chimiquement les matières organiques dans l'effluent, sans l'intervention des microorganismes.

#### 2.2.4 LE P.H.

Suivant la valeur du P.H. on peut conclure qu'une eau si elle est Acide basique ou neutre.

## 2.3. TRAITABILITE DES EAUX USEES

### 2.3.1 PRETRAITEMENT PHYSIQUE :

Les eaux brutes doivent subir, avant leur traitement un prétraitement qui comporte 1 certain nombres d'opérations uniquement physiques. Il est destiné à extraire de l'eau brute la plus grande quantité possible d'éléments où leurs dimensions constitueraient une gêne pour les traitements ultérieurs.

### 2.3.2 LE DEGRILLAGE :

Son rôle est de protéger la station contre l'arrivée intempestive de gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation.

C'est aussi une technique qui permet de séparer et d'évacuer facilement les matières volumineuses qui pourraient nuire à l'efficacité du traitement et en compliquer l'exécution.

L'opération peut être efficace en fonction de l'écartement entre barreaux de grille :

- Degrillage fin, a pour écartement 3 à 10 mm.
- Degrillage Moyen, a pour écartement 10 à 25 mm.
- Predégrillage, a pour écartement 50 à 100 mm.

### 2.3.3 DESSABLAGE :

A pour but d'extraire des eaux brutes les graviers, les sables et particules minérales plus ou moins fines de façon à éviter les dépôts dans les canaux et conduites à protéger les pompes et autres appareils contre l'Abrasion, à éviter de surcharger les stades de traitement suivant.

### 2.3.4 DESHUILLAGE :

A pour but de séparer les huiles libres afin d'éviter qu'elles soient entraînées dans l'eau à traiter. Le deshuillage, son rôle aussi est d'extraire les corps flottants moins dense que l'eau pour combattre les risques de colmatages.

### 2.3.5 TRAITEMENT PRIMAIRE :

A pour but de séparer de l'eau usée les matières ayant une densité supérieure à 1, c'est une décantation qui réduit en même temps la charge polluante.

## 2.4 TRAITEMENT BIOLOGIQUE

### 2.4.1 EPURATION PAR BOUES ACTIVÉES :

2.4.2 INTRODUCTION : Le processus consiste à provoquer le développement d'un floc bactérien dans le BASSIN d'aération alimenté en eau à traiter . Le mélange est brassé de façon à maintenir les boues en suspension et doivent recevoir la quantité d'Oxygène qui leur en faut.

Après le Bassin d'aération la liqueur est envoyé dans le decanteur afin de séparer l'eau traitée des boues. Une partie des boues est recirculé dans le bassin d'Activation pour la prolifération des microorganismes, une autre partie est extraite et elle est évacuée lors le traitement des boues, (boues en excès).

- Elimination des matières en suspension, colloïdales et par agglomération physique, la partie organique de ces matières est ensuite dégradée par l'action biologique.

- Elimination lente des matières Organiques solubles, grâce à la présence de microorganismes, procurant par Oxydation des produits finaux comme le  $CO_2$ ,  $NH_3$ ,  $H_2O$  et conduisant à la synthèse de nouvelles - cellules.

- Oxydation de l'Amoniaque en nitrates par les organismes nitrificateurs

On a 2 réaction ( Oxydation de l'Amoniaque en nitrite  
( Nitrite en nitrates

- Oxydation des cellules biologiques en produits minéraux. Un résidu non biodegradables subsistera même auprès de longues durées d'aération.

Pour qu'une boue Activée se forme et opère une épuration biologique il faut

- Une nourriture suffisante, surtout des élément de base, L'AZOTE et le Phosphore.

On distingue 3 types de traitement selon la charge massique  $C_m$  et la charge volumique  $C_v$ .

### 2.4.3 LE TRAITEMENT A FAIBLE CHARGE

La charge massique est comprise entre 0,07 ( $C_m$  0,2 et une charge volumique qui varie entre 0,35 ( $C_v$  0,6 le rendement d'Épuration pouvant dépasser 90 %.

### 2.4.4 LE TRAITEMENT A MOYENNE CHARGE :

Le temps de séjour est de l'ordre de 3 à 6h la charge massique fonctionnelle oscille entre 0,2 ( $C_m$  0,5 et une charge volumique 0,6 ( $C_v$  1,5 et le rendement d'Épuration peut atteindre 90 %.

### 2.4.5 LE TRAITEMENT A FORTE CHARGE :

Le rendement d'Épuration se situe environ de 80 % avec un temps de séjour faible.

$C_m$  ) 0,5 kg DM / J kg MVS

$C_v$  ) 1,5 kg DM / J m<sup>3</sup>

## 2.5 LES DIFFERENTS PROCÉDES A BOUES ACTIVÉES :

On distingue plusieurs procédés à boues Activées

- a - Le procédé classique
- b - Le procédé de contact - Stabilisation
- c - Le procédé d'aération Etagée
- d - Le procédé d'aération prolongée.

### 2.5.1 PROCEDES CLASSIQUES :

Les procédés classiques par boues Activées relèvent de 2 types principaux

- Le traitement en piston
- à mélange intégral

Dans le traitement en piston, le brassage se fait de manière qu'il y a une circulation perpendiculaire à la direction l'écoulement dans 1 section transverse le liquide est donc homogène. L'eau à traiter circule lentement, dans l'aérateur de forme allongée. Une quantité d'eau, entrant à instant donné progresse donc un bloc (piston) La diffusion longitudinale, due notamment à la turbulence est souvent faible. Les rendements dans les bassins à traitement piston peuvent être théoriquement plus élevés que dans les bassins à mélange intégral. Il est difficile d'obtenir dans toute la région du B.A. des conditions optimales pour la dégradation.

- Débits et DBO variables à l'entrée
- Aération et concentration de boues diminuant à l'Amont et à l'Aval du bassin.

### 2.5.2 PROCEDES DE CONTACT - STABILISATION :

Lorsque la plupart de la D.B.O est éliminé par biosorption.

(adsorption des matières organiques sur les floccs biologiques)

Après contact avec les boues Activées bien aérées, le procédé par contact stabilisation sera avantageusement utilisé.

Dans ce procédé le rejet est aéré avec des boues stabilisées pendant 30 - 60 mn. La liqueur uni-miste est alors séparée par decantation et les boues décantées transférées du decanteur dans un bassin de stabilisation des boues, où l'aération est poursuivie pour compléter l'oxydation et pour préparer les boues propres à éliminer la D.B.O du rejet brutalement. L'ampleur de l'élimination initiale dépend des caractéristiques des boues et des rejets le procédé convient mieux aux rejets municipaux qui renferment un fort pourcentage de la D.B.O. sous forme de matières en suspension.

### 2.5.3 PROCEDES D'AERATION ETAGES :

L'aération étagée comporte l'introduction de l'eau à traiter tout le long du bassin afin d'égaliser les charges et les demandes Oxygène à travers le bassin. Les boues recyclées sont admises à l'entrée du bassin d'aération et l'influent est introduit en plusieurs points de long du bassin.

#### 2.5.4 PROCEDE D'AERATION PROLONGEE :

Il est basé sur 1 temps d'aération suffisant pour procurer l'oxydation de la fraction biodégradable des boues synthétisées à partir des matières organiques à éliminer.

L'excès de boue dans ce cas est le résidu non dégradé restant après l'oxydation totale des boues.

- Si on place pas 1 décanteur 1er avant l'aération prolongée, les matières solides minérales dans l'eau brute doivent aussi être évacuées avec les boues en excès.

#### 2.6 CLARIFICATEUR

Les clarificateurs où D II doivent avoir une grande efficacité. Recevant une liqueur de boues Activées avec une certaine concentration en matières en suspension ils doivent restituer une eau clarifiée n'en contenant plus que 30 mg/l du maximum, soit 1 rendement de 99 %. Dans le cas d'Oxydation totale où la concentration des boues en aération peut atteindre 6 ou 8 g/l, le rendement peut être meilleur.

Les boues que l'on separe de l'eau épurée doivent être recyclées rapidement dans le bassin d'aération. Ces décanteurs doivent être calculés soigneusement en tenant compte de la charge hydraulique et de la charge des valeurs prévisibles de l'Indice de MOLEMAN des boues.

#### 2.7.1 LE TRAITEMENT DES BOUES :

##### 2.7.1.1 INTRODUCTION

Le système d'Épuration biologique des eaux s'est révélé être un processus de production des boues. Le bon fonctionnement de la station d'Épuration est conditionnée par l'extraction régulière des boues, selon, le système adopté, la boue est présentée sous forme de liquide, solide ou de pâte.

##### 2.7.1.2 STABILISATION DES BOUES :

Elle consiste à ancrer les matières organiques présentent dans des conditions ne leur permettant la reprise spontanée en fermentation pour empêcher la prolifération des microorganismes et la réduction du volume des boues.

##### 2.7.1.3 STABILISATION AEROBIE :

La stabilisation Aérobie est une oxydation prolongée des boues fraîches sans raclage de biomasse, les microorganismes passent à phage endogène durant l'aération prolongée et par conséquent l'Auto-Oxydation est réalisée.

##### 2.7.1.4 STABILISATION ANAEROBIE :

C'est une fermentation anaérobie, cette stabilisation anaérobie conduit à la production d'Acides volatiles et à une fermentation méthanique tout en produisant un gaz le méthane à partir des Acides volatiles.

### 2.7. 1.5 STABILISATION ANAEROBIE CHAUFFEE ET NON CHAUFFEE :

Dans la stabilisation Anaérobie chauffée, le chauffage du fermenteur rend la station autonome du point de vue énergétique, la stabilisation obtenue est excellente car elle se traduit par une réduction de 50 % de matières organiques et le temps de séjour varie entre 30 jours avec fermentation chauffée jusqu'à 35° à 90 jours avec fermentation non chauffée pour la stabilisation Anaérobie non chauffée, la déshydratation des boues ainsi stabilisées est terminée qu'en phase aérobie, l'inconvénient, le temps de passage est considérable.

### 2.7. 2 EPAISSISSEMENT :

La Technique de l'épaississeur sert à réduire le volume des boues, on utilise cette technique que lorsqu'on dispose des boues riches en eau, environ 95 % d'eau.

#### 2.7. 2.1 EPAISSISSEMENT STATIQUE :

L'Épaississement est un décanteur statique muni d'un mécanisme raclour tournant à une vitesse faible, il sert à améliorer la vitesse de Sedimentation et de tasser les boues, mais le temps de séjour est considérable.

#### 2.7.2.2. EPAISSISSEMENT PAR FLOTTATION :

Il est réalisé en produisant ausein des boues des micros-bulles d'air formées par dépréssunisation; se fixent sur les floes et agissent comme des flotteurs qui assurent la mise en mouvement du solide vers la surface libre, la séparation des matières solides est l'air est obtenue par **raclage**.

#### 2.7.2.3 EPAISSISSEMENT PAR ELUVRATION :

: Cette opération se fait généralement après le digesteur consiste à un lavage de boues provenant du digesteur avec de l'eau claire pour améliorer la qualité de la boue.

2.7.3 DESHYDRATATION : Cette opération a pour but de rendre sèches les boues au maximum.

#### 2.7.3.1 CENTRIFUGATION

La centrifugation, son rôle est d'accélérer et de favoriser la sédimentation des particules de manière à séparer la phase liquide la phase solide sous l'incidence des forces centrifuges.

#### 2.7.3.2 FILTRATION SOUS PRESSION

Cette opération permet d'extraire l'eau libre et l'eau intersticielle contenues dans la boue. L'opération se réalise en 4 phases.

- Remplissage des plateaux
- Filtration sous pression 15 bars.
- Debatissage, ouvrir les plateaux
- Rebatissage, refaire les mêmes opérations.

#### 2.7.3.3. FILTRATION SOUS VIDE

Cette technique déshydrate une suspension par application du vide à travers le milieu boueux qui a pour but de retenir les matières solides et laisser passer l'eau.

#### 2.7.3.4 LES LITS DE SECHAGE :

Le Séchage des boues sur des lits de sable drainés a été la technique la plus utilisée jusqu'à ces dernières années. Elle est toujours conservée dans les stations malgré la place occupé dans les stations.

Pour des raisons d'hygiène dictées par l'environnement cette deshydratation naturelle n'est à retenir que sur des boues bien stabilisées et non putrescibles.

Les aires de séchage sont en général constituées d'une couche de 10cm de sable de 0,5 à 1,5 mm, disposée sur une couche support de 20 cm de gravillons de 15 à 25 mm.

Des drains, disposés sous la couche support, sont fermés le plus souvent de tuyauteries non jointives en ciment. La densité et la pente des drains doivent être suffisantes pour assurer un drainage de toute la masse des boues. La couche de boue épandue est de l'ordre de 30 cm. Une trop grande épaisseur conduit à un colmatage rapide de la couche supérieure du sable.

#### 2.7.4 OXYDATION ET DESINFECTION :

Le chlore est le reactif le plus utilisé pour assurer la désinfection de l'eau. Il est doué d'un pouvoir oxydant rémanent très important, favorable à la destruction des matières organiques. Son action bactéricide s'explique par la destruction des enzymes indispensables à la vie des Agents pathogènes.

##### 2.7.4.1 PASTEURISATION :

La Pasteurisation n'est pas, à proprement parler, un procédé de stabilisation. Elle a pour but unique d'assurer l'aseptisation de la boue de façon à rendre sans risque son emploi à l'état liquide à des fins agricoles, même en cultures fourragères ou légumières.

Elle consiste à maintenir la boue à une température de 70 ° (pendant une vingtaine de minutes. Ce traitement est réalisé sur la boue brute liquide épaissie ou non, il semble **détruire également les virus.**

##### 2.7.4.2 DOSAGE DU CHLORE GAZEUX ET STOCKAGE :

###### DU CHLORE LIQUIDE

Le principal habituel de la distribution des gaz constitue la base des appareils classiques de dosage de chlore gazeux.

Les appareils comportent un dispositif de détente, de réglage de contrôle du débit et de mise en solution. La quasi totalité des appareils fonctionnent sous vide. Cependant le risque de fuite est toujours à **craindre même** avec les appareils sous vide puisque ceux-ci reçoivent à leur entrée le chlore sous pression.

Avant leur rejet vers l'oued, il faut étudier la possibilité de chlorer les eaux traitées, suivant l'eau à chlorer, on doit choisir la dose du chlore, ce dernier est fourni par des chloromètres. Le chlore stocké sous forme de chlore gazeux dans des TANKS.

##### 2.7.4.3 COMPOSTAGE DES BOUES :

Les boues résultant du traitement des eaux usées dans les stations d'Épuration atteignent des proportions de plus en plus importantes avec le développement croissant du réseau des stations.

Les possibilités d'Évacuation de ces boues reposent soit sur une simple élimination par dépôt ou incinération soit en une mise en valeur effective, recyclage dans l'agriculture, directement sous forme liquide ou encore sous forme de compost.

Les boues d'Épuration utilisées en agriculture sous forme liquide peut être distribuées directement sur les champs au moyen des citernes à pression.

Du point de vue de la pollution des eaux les boues liquides posent des problèmes : la qualité hygiéniques d'une part et de l'autre les métaux lourds et ces eaux contiennent des Agents pathogènes.

Afin de détruire les germes, il y a lieu de les hygiéniser par chauffage  
exemple par pasteurisation à 70 ° ( pendant 30 minutes, c'est-à-dire qu'il convient  
de pasteuriser les boues fraîches et non pas les boues digérées si l'on veut éviter  
une réinfection.

## BIBLIOGRAPHIE

- 1) La pollution des eaux continentales  
Gauthier - Villars.
- 2) La pratique de l'eau (Permo)  
Editions du moniteur
- 3) Biologie et protection des eaux
- 4) Cours d'Assainissement Urbain
- 6) Analyse de l'eau J radier page 563-640
  - Eaux naturelles
  - Eaux résiduaires
  - Eaux de mer
- 7) L'eau dans l'industrie  
pollution, traitement, recherche de la qualité  
W Wesley Eckenfelder, J page 21, page 35
- 8) Memento, Technique de l'eau degremont page 111, 119, 125, 459, 166, 465, 466,  
405, 437, page 401, 485.
- 9) Cours de traitement des eaux TOME 2, 1977 par F. RIIMAR et A. PALSTRA.  
cours poly-copies, INA, page 5.41 - 542 - 543 - 544 - 545.
- 10) Pollution et traitement des eaux Elaboré par le Secrétariat d'Etat à  
l'Hydraulique page 12.
- 11) Ordonnance sur le deversement des eaux usées  
conseil Fédéral SUISSE pages 7,8,9,10,11,12,13,14,.
- 12) Gestion des eaux Usées industrielles et domestiques ECKENFELDER.
- 13) STATION D'EPURATION THOMASEAU.
- 14) Fondements théoriques du traitement biologique des eaux
- 15) Hydraulique Urbaine TOME II DUPONT
- 16) Ecologie et production Agricole  
E BOUAY, Directeur STATION FEDERALE de recherche en chimie Agricole et sur  
l'Hygiène de l'Environnement CHAPITRE 6-1 page 34 - 35
- 17) Hydraulique générale et Appliquée (2ème partie) par I.NAOU MENKO (URSS)  
1975 - 1976.  
Chapitre 10 - 4 Deversoir à profil pratique.

3.1 PRESENTATION DE LA VILLE :

3.1.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE :

La Ville de Tizi-Ouzou se situe à 100 Km d'Alger reliée par la route Nationale n° 12

3.1.2 HYDROGRAPHIE :

De nombreux cours d'eau sillonnent le périmètre Urbain de Tizi-Ouzou.

Ces cours d'eau se jettent suivant le bassin versant dans :

- Oued de Tizi-Ouzou
- Oued Falli
- Oued Kef EN MADJA
- Chabot Ighzer M'DOUHA

Ces derniers pendant les périodes de fortes pluies envahissent les berges et créent par là des zones impropres à la construction. Les zones traversées par les cours d'eau peuvent être récupérées à l'Urbanisation par les opérations de reboisement qui stabilisera le sol tout en créant des couloirs de verdure.

3.1.3 CLIMATOLOGIE :

Le climat de la région est tempéré, méditerranéen la région Etudiée est l'une des régions les plus humides de l'Algérie.

3.1.4 HYDROCLIMATOLOGIE :

La région Etudiée possède l'un des plus grands cours d'eau. La superficie du bassin est de 2.500 km<sup>2</sup>. Le bassin versant de l'Oued Sebaou comporte 6 sous bassins occupant les bassins de réception des Affluents. Les plus grands dont les principaux sont : Sur la rive gauche - Oued Bougdoura

- Oued Aïssi
- Oued Rabta
- Oued Sebt.

Sur la rive droite

- Oued Tanda
- Oued Dis
- Oued Stita.

3.1.5. PLUVIOMETRIE :

Dans cette région les précipitations se font uniquement sous forme de pluies Dans tout le bassin de de Sebaou la quantité Annuelle des précipitations dépassent 700 mm.

### 3.2 DEFINITION DU BASSIN VERSANT EST DE TIZI-OUZOU :

- Le nouveau bassin versant Est de Tizi-Ouzou se compose de 3 sous bassins principaux.
- L'ex Bassin Versant, centre et haute Ville, dont le réseau d'Assainissement est raccordée à la STEP Existante de capacité 28.000 habitants, il correspond à l'oued El-El-Hadj.
- Le sous Bassin de l'IGHZER M'DOUHA qui groupe le lotissement Hamoutène le lotissement ferme Salhi et une partie du quartier M'Douha et une Cité Universitaire de jeunes filles.
- ZHUN Sud et ses Equipements qui constituent la majeure partie du sous bassin de KEF EN NADJA.

### 3.3 LE RESEAU D'ASSAINISSEMENT :

Un collecteur de diamètre  $\phi = 1.000$  ou,  $\phi = 1.200$  mm acheminera les eaux Usées après un déversoir d'orage et arrivera à la STEP avec une côte radier de 75,5 S.M.N.G.A. Ce collecteur doit longer le C.D. 124 avant de virer à droite vers la STEP.

### 3.4 DONNEES DEMOGRAPHIQUES

Sur la base de l'Etude du plan d'Urbanisme Communal de Tizi-Ouzou, phase 2, l'évolution de la population à raccorder a été établie comme suit pour la Période 1977 - 2015.

HORIZON	1977	1985	1990	2000	2010	2015
POPULATION						
I	28.358	48.491	65.597	91.776	106.088	120.985
II				93.791	100.726	120.412

I Sans Extension

II Avec Extension.

Ces données ont été élaborés sur la base des critères suivants :

- La vitesse de réalisation du programme d'HABITAT nouveau 4.140 Logements - Z H U N -
- Le taux moyen d'occupation des logements qui évolue de 4 en 1979 à 7 en 2010. (jusqu'a 8 pour les lotissements. - T.O.L Taux d'occupation par logement.
- La restructuration des quartiers de l'ancienne Ville qui induit une réalisation de logements nouveaux (Période 1979 - 1995) taux de croissance 3 %, Période 1995 - 2015 taux de croissance 1,5 %.
- L'extension éventuelle sur 100 ha vers L'EST (programme de 20 Logements par hectare à partir de 1990, fin de réalisation 2000).

Ceci est résumé au T A B L E A U 1.

H O R I Z O N	1966 R.N	1977 R.N	1979 R.ECOTEC	1983	1985	1990	1995	2000	2005	1010	2015
ex BASSIN VERSANT EST = 250 ha.	22.862	27.079	29.971	34.000	35.787	41.487	41.603	45.327	48.165	50.622	53.204
Taux %		1,5 %	5,2 %			3,0%		1,0%	1, %	1,0 %	1,0 %
Programme habitant nouveau 1980 - 1995 TOL ..... 4			4	..... 4.5	5.0	5.1	6.0	6.5	7.0	7.0.8.0	
ZHUN SUD, 4444 Logts, 300 Logts à partir de 1982.		1.279	2.375		6.354	13.560	24.442	26.564	28.386	31.108	31.108
M'DOUHA 300 Logements/an					1.350	1.500	1.550	1.800	1.950	2.100	2.100
Lotissement ferme SALHI		.				1.250	1.375	1.500	1.625	1.700	2.000
TOTAL HABITATS NOUVEAUX						16.510	27.467	29.964	32.461	34.958	35.208
Equipements Importants dont : C H U : 1.200 Lits = 3000 Eqha					5.000	7.500	9.000	10.000	11.000	11.000	11.000
Université 1.200 Etudiants = 4000 Eqha						1.500	2.000	2.500	3.000	3.000	3.000
Cités Universitaires 4000 Lits = 4000 Eqha					1.000	2.000	3.000	3.500	4.000	4.000	4.000
M'DOUHA + HASMAOUA					4.000	4.000	4.000	4.000	4.000	4.000	4.000
Exention l'EST 100 ha.							4.000	8.000	9.000	10.000	11.000
Sans Extension	22.362	28.358	33.706	34.000	48.491	65.597	84.562	91.776	99.277	106.088	120.985
TOTAL Avec EXTENSION							82.070	93.791	106.626	106.580	120.412

#### 4. METHODOLOGIE ET HYPOTHESES DE LA PRESENTE ETUDE :

L'Etude Actuelle du Bassin versant Est est reliée à la STEP Existante, en déterminant Actuellement :

- La population raccordée
- Le volume rejetée par habitant
- Les debits caracteristiques
- Les charges polluants rejetées par habitants.

Au niveau de la STEP Est de Tizi-Ouzou, on a mesuré les debits qui arrivent à la STEP, on a fait des Echantillons composés 24 h, et pour ce qui est de la population, une enquête a été faite au niveau de l'A.P.C. de Tizi-Ouzou. Avec tous ces résultats on doit pouvoir emettre des hypothèses futures pour l'élaboration de la nouvelle STEP Est de 120.000 Eha du futur bassin versant Est de Tizi-Ouzou.

#### 4.1. PROGRAMME D'ETUDE DES EAUX USEES

##### 4.1.1 MESURE DE DEBIT :

Les Mesures de debits sont vraiment difficile. Différentes Méthodes sont utilisées suivant la valeur estimé du Debit : faible, moyen, fort.

Pour les faibles debits, la Méthode utilisée, une capacité Etalonnée et un chronomètre permet d'estimer valablement de 0 à 25 m<sup>3</sup>/h. Le petit deversoir peut être utile.

Pour les debits moyens de 200 à 400 m<sup>3</sup>/h, on emploie la Méthode de BAZIN avec des deversoirs en parois minces rectangulaires de différents tailles on peut asservir debit et niveau et enregistrer les variations de niveau par un limnigraphe.

Au dela de 700 m<sup>3</sup>/h, il convient de prendre des Moulinets qui mesurent la Vitesse d'écoulement du liquide dans une portion de canal calibré.

Dans notre cas, les mesures de débits on été faites à l'aide d'un micromoulinet et aussi à l'aide d'un limnigraphe, tout en mesurant la variation du niveau. Voir ANNEXE I.

#### 4.1.2 ECHANTILLONNAGE :

Pour les Analyses, il convient de prélever une quantité suffisante d'Echantillon dans un récipient convenable. On peut être conduit à des erreurs si l'on ne collecte que de petits échantillons élémentaires pour obtenir un échantillon moyen. L'échantillon est prélevé à un endroit où il existe un mélange suffisant pour que le milieu soit suffisamment homogène.

L'échantillon est toujours mélangé avant d'en prélever une partie si on néglige de procéder à cette opération le liquide prélevé ne représentera pas l'échantillon original.

Les échantillons sont du type composé durant 24 h pour chaque échantillon. est composé de 4<sup>lon.</sup> prélèvements et d'un volume unitaire de 250 ml.

Cette échantillon prélevé moyen doit refléter la composition de chacune des parties qui le composent mais il doit aussi refléter la composition moyenne pour la période pendant laquelle est effectué l'échantillonnage.

VOIR ANNEXE II et TABLEAU A et B.

4.1.3 PROGRAMME D'ANALYSES :

- 4.1.3.1 : Demande Biochimique en Oxygène D.B.O.5
- 4.1.3.2 : Demande chimique en Oxygène D.C.O.
- 4.1.3.3. : Matières en suspension M.E.S.
- 4.1.3.4 : Matières volatiles en suspension M.V.S.
- 4.1.3.5 : Le Residu Sec
- 4.1.3.6 :  $\text{NH}_4^+$ ;  $\text{NO}_2^-$ ,  $\text{NO}_3^-$
- 4.1.3.7 : Matières Sédimentables cône d'IMHOFF
- 4.1.3.8 : Analyse des chlorures  $\text{CL}_2^-$
- 4.1.3.9 : Analyse des phosphate  $\text{PO}_4$
- 4.1.3.10 : Analyses des ions sodium Na et potassium K
- 4.1.3.11 : Mesure de la Conductivité électrique
- 4.1.3.12 : Mesures de la température et du P.H.
- 4.1.3.13 : Analyses des Matières organiques
- 4.1.3.14 : Examen Microscopique des boues.

Ces échantillons sont du type composé durant 24 h.

Chaque échantillon est composé de 4 prélèvements et d'un volume de 250 ml.

## 4.2. PRINCIPES DES ANALYSES :

4.2.1 UNITE DE DETERMINATION DE LA D.B.O. : La D.B.O.5 est mesurée à l'aide d'un respiromètre, le principe de mesure est le suivant : Les bacteries contenues dans un échantillon. En produisant du gaz carbonique. Cet excès de CO<sub>2</sub> entre en réaction avec l'hydroxyde de Potassium. Il se produit dans le flacon une variation négative de pression, mesurée à l'aide d'un manomètre intégré, directement gradué en mg/l de D.B.O. Un agitateur magnétique assure l'homogénéisation constante du milieu. (voir Annexe 3).

### 4.2.2. PRINCIPE DE LA D.C.O. :

C'est l'oxydation par un excès de dichromate de potassium en milieu Acide et à ébullition, des matières oxydables dans les conditions à l'essai, contenues dans l'eau en présence de sulfate d'argent jouant un rôle de catalyseur d'oxydation et de sulfate de mercure, agent complexant des chlorures.

Determination de l'excès de dichromate à l'aide d'une solution titrée de sulfate de fer II et d'Ammanium. (Voir Annexe 3).

### 4.2.3 MESURE DES MES :

Séparation des matières en suspension <sup>où</sup> par filtration sur disque filtrant en fibres de verre, séchage à 105°C et pesée (Voir Annexe 3).

### 4.2.4 LES MATIERES SEDIMENTABLES :

L'opération se fait en 2 h de décantation dans 1 cône, pour nous permettre de déterminer la quantité de matières sédimentables.

### 4.2.5 MESURE DE NO<sub>3</sub><sup>-</sup>, NO<sub>2</sub><sup>-</sup>, NH<sub>4</sub><sup>+</sup> : (Voir Annexe 3)

### 4.2.6 MESURE DU P H : Le P H a été mesuré à l'aide d'un PH - mètre

Pour les autres méthodes d'Analyses voir dans les Annexes.

## 4.3 RESULTATS DES ANALYSES :

Ces analyses telle qu'elles sont programmées ont été faites en 2 phases, la première phase en période pluviale réalisée par l'I.N.R.H, et la seconde phase en temps en temps sec faites à la STEP EST de Tizi-Ouzou. Et à l'Ecole Polytechnique. Et on dispose pas de materiel pour en faire davantage. On a constaté que les eaux Analysées en période pluviale sont assez diluées par rapport aux Eaux analysées en période Sèche.

Tous les résultats d'Analyses sont dans les tableaux qui suivent : n°1, n°2, n°3.

T A B L E A U A.

N° des Flacons	Temps en Heure	Hauteurs Moyennes	Q Moyen M3/H.	Fraction en % du Volume à prélever pour chaque Heure % = $\frac{Q \times 1 \times 100}{Q \text{ TOTAL}}$	Volume de l'échantillon en ml pour former 1 Echantillon de 2 litres.
1	14H	7,0	115	4,56	91,2
2	15H	6,8	112	4,22	88,4
3	16H	6,2	97	3,84	76,8
4	17H	7,0	115	4,51	90,2
5	18H	7,5	123	5,27	105,4
6	19H	5,5	81	3,21	64,2
7	20H	4,5	62	2,46	49,2
8	21H	3,5	41	1,62	32,4
9	22H	3,2	36,7	1,45	29
10	23H	3,5	41	1,62	32,4
11	0H	2,0	18	0,7	14
12	01H	2,0	18	0,7	14
13	2H	2,0	18	0,7	14
14	3H	2,4	23	0,9	18
15	4H	2,2	225	0,8	16
16	5H	2,2	225	0,79	15,8
17	6H	2,2	225	0,79	15,8
18	7H	7,0	115	4,75	95
19	8H	12	265	10,48	209,6
20	9H	12	265	10,48	209,6
21	10H	12,5	280	11	220
22	11H	12,25	272	10,75	215
23	12H	10,50	212	8,38	167,60
24	13H	8,10	144	5,69	113,80

T A B L E A U B.

N° du Flacon	Heure	Heures Moyennes	Q Moyen M3/H.	Fraction en % du Volume à prélever pour chaque heure $\% = \frac{Q_1 \times 100}{Q \text{ TOTAL}}$	Volume de l'échantillon en ml pour former 1 échantillon de 2 Litres.
1	7H-8H00	11,5	242	9,31	186,4
2	8H-9H	11,5	242	9,31	186,2
3	9H-10H	13,0	292	11,24	224,8
4	10H-11H	12,5	272	10,58	211,6
5	11H-12H	12,0	268	9,93	198,6
6	12H-13H	8,5	154	5,92	118,4
7	13H-14H	8,0	140	5,39	107,8
8	14H-15H	8,0	140	5,39	107,8
9	15H-16H	8,5	134	5,92	118,4
10	16H-17H	9,5	182	7,0	140
11	17H-18H	9,5	182	7,0	140
12	18H-19H	10	196	7,54	148
13	19H-20H	8	140	5,39	107,8
			Q T= 2597		

DETERMINATION	6H30	8H30	10H30	12H30	14H30	16H30	18H30	20H30	22H30	0H30	2H30	4H30	
	8H00	10H00	12H00	14H00	16H00	18H00	20H00	22H00	0 H00	2H00	4H00	6H00	
NUMERO DE LABO	4253	4254	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	
D C O mg/l O2	240	330	280	320	310	200	300	220	170	170	150	150	
M. Organiques mg/l	35.5	74.5	13.0	43.0	73.0	5.5	56.5	41.5	45.5	16.5	10.5	10.5	
MES à 600°C mg/l	38	134	148	320	70	96	116	40	46	16	26	8	
MES à 105°C mg/l	154	420	428	676	432	376	476	280	120	88	70	70	
R.S.à 105°C mg/l	518	644	652	698	738	622	714	632	524	430	388	392	
R.S.à 600°C mg/l	362	426	444	378	482	398	446	434	330	280	264	232	
N H 4 mg/l	50.0	75.0	44.0	44.0	39.0	42.5	2.20	44.0	23.0	1.5	2.2	2.2	
P Total P4 mg/l	7.4	12.8	12.8	5.8	10.4	10.4	9.6	10.0	10.0	5.4	2.8	2.8	
Chlorures mg/l	75	140	123	145	163	108	123	105	63	50	45	40	
N a	63	93	100	88	88	80	70	70	53	38	35	35	
K	17	24	21	21	30	20	18	18	13	0,8	8	0.7	
C E	1.15	1.35	2.65	1.15	1.10	1.10	1.2	1.0	0.9	0.7	0.7	0.7	
P H	7.25	7.0	7.5	6.9	7.25	7.05	6.6	7.1	7.1	7.55	7.6	7.7	
D B O 5	100	130	110	110	130	120	130	140	80	40	60	80	
Sur 2 <sup>h</sup> H MOYENNE (Cm)	9.25	10.	11	10	9	10	11	11	10	10	11	11	
Sur 2 <sup>h</sup> MOYEN M3/h	175	208	216	204	178	204	216	231	204	204	233	234	

DESIGNATION	6H30	8H30	10H30	12H30	14H30	16H30	18H30	20H30	22H30	0H30	2H30	4H30
	8H00	10H00	12H30	14H00	16H00	18H00	20H00	22H00	0H00	2H00	4H00	6H00
Numéro de LABO	4266	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77
D C O mg/l O2	280	400	400	370	370	390	340	330	240	170	210	220
M. Organiques mg/l	94	186	80	50	56	30	60	40	36	114	18.0	30.0
MES à 600°C mg/l	28	70	74	36	22	-	22	36	130	-	-	-
MES à 105°C mg/l	244	388	466	232	180	198	240	144	702	28	78	44
R.S. à 105°C mg/l	880	818	716	626	582	606	590	546	570	510	580	672
R.S. à 600°C mg/l	402	296	304	332	290	272	296	300	298	194	510	254
N H Y mg/l	16.0	34.5	16.0	16.0	16.0	16.5	16.5	16.5	16.0	14.0	11.5	12.2
NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> mg/l	0.12	0.35	0.25	0.18	0.24	0.28	0.14	0.20	0.13	0.08	0.032	0.09
P O mg/l	0.6	0.6	11.0	16.0	28.0	16.0	16.0	17.0	12.0	13.4	10.0	5.0
Chlorures mg/l	95	135	133	120	105	38	95	105	75	53	50	43
N a	55	80	90	85	75	75	75	73	58	48	40	40
K	14	17	16	16	13	18	16	16	13	10	7	8
C E	1.1	2.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.9	0.85	0.8	0.7
P H	7.6	7.6	7.5	7.5	7.5	7.5	7.0	7.0	7.5	7.5	7.7	7.5
H MOYENNE : Cm	14.0	14.0	12.5	11	10	11	10	11	11	8.0	8.0	9.0
Q MOYEN M3/h	339	3.29	2.45	2.23	20.4	2.27	20.7	15.7	15.7	105	140	172

DATE : 9.10.83

RESULTATS DE LA D B O 5

V E = 94 ml

D B O 5 mg/l = Valeur Luc sur le Manomètre X 2

(2 Coefisicient Correctif)

9 H 00

TABLEAU N° 3.

Jours	0	0	0	0	0	D B O MOYENNE
1	50	55	52	58	60	55
2	125	126.4	125	139	140	131
3	257.8	275	264	282	286	273
4	374	396	375	398	384	385
5	442.4	450	452	454	464	452

DATE :

11 H 00

V = 94 ml

DATE DU  
16.10.1983

D B O = 452 mg/l

Jours	0	0	0	0	0	D B O MOYENNE
1	56	53.5	64	55	48	55.3
2	111	127	134	138	109	155
3	248	258.9	260.8	244.5	239.8	250
4	375	338,2	375	369,9	378,5	367,2
5	428.5	450.3	449,8	443.5	445.6	444

D B O = 444 mg/l.

T A B L E A U R E C A P I T U L A T I F D E S R E S U L T A T S

ANALYSE DES EAUX USEES B V EST T.O.

	DATE	Composé Période	DCO mg/l de O <sub>2</sub>	DBO <sub>5</sub> mg/l de O <sub>2</sub>	MEST 105°C mg/l	MEST 600°C mg/l (Cendres)	MESV mg/l.	TESTS INHOFF 2 H. ml/l.	$\frac{DCO}{DBO_5}$
Période humide	30.05.83	24 H 30.05.83 au 31.05.83 1	235	93	296	87	209 71 % MEST	-	2,5
	31.05.83	24 H 31.05.83 2	256	111	242	35	- 207 86 %	-	2,3
Période sèche	25.09.83	24 H 25.01.83 au 26.09.83 3	500	236	-	-	-	5,5 ml/l	2,1
	9.10.83	24 H 9.10.83 au 10.10.83 4	900	452	508	173	335 66 %	5 ml/l	2,0
	16.10.83	13 H de 7 H à 20 H.	E.B. 783 Sur 2H E D	444	512	185	327	5,0 ml/l	1,8
			439 (56 %)				64 %		
20.10.83	Ponctuel	860	589	-	-	-	5,5 ml/l	1,5	

E.B. Eau brute

E.D. Eau décantée

Ce qui correspond à une réduction de 44 % par décantation 1ère.

## L'OBSERVATION MICROSCOPIQUE DES BOUES ET L'EPURATION BIOLOGIQUE

### L'EPURATION BIOLOGIQUE :

- Lors de l'épuration biologique aérobie les microorganismes dégradent matières minérales et organiques par oxydations successives. L'énergie produite leur sert à vivre et croître. Une partie des éléments du milieu est reprise pour construire leur propre matière vivante.

- Dans le système à "boues activées" l'épuration se situe à deux niveaux :

- . oxydation des substances minérales et organiques par les microorganismes (essentiellement les bactéries).
- . séparation du "floc" de l'effluent de sortie par décantation avec élimination par adsorption de différentes particules minérales, bactéries, cadavres et déchets non dégradés.

- La qualité de l'épuration dépend donc :

- . de la présence de microorganismes,
- . de la qualité du "floc".

### L'OBSERVATION MICROSCOPIQUE :

Seules les bactéries filamenteuses sont observables lors d'une visite de station, ceci grâce à la présence d'une gaine qui accroît leur volume et à leur agglomération en faisceaux, parfois de très grande taille.

Par contre, protozoaires et métazoaires sont d'un examen facile dans les boues.

#### Leur rôle :

- Ils interviennent comme prédateurs de bactéries isolées et de cadavres de bactéries d'où une clarification de l'effluent.

- Ils participent à l'équilibre du milieu : leur absence accroît notablement le nombre des bactéries.

- Ils peuvent sécréter des substances inhibitrices ou activatrices du développement d'autres espèces.

- Ils semblent avoir un rôle dans la formation de la zooglé.

#### Importance de la présence des protozoaires et métazoaires pour le diagnostic sur une station.

Ce sont des aérobies strict sensibles au manque d'oxygène et à la présence de toxiques.

Leur présence en nombre suffisant témoigne de l'absence de substances toxiques et d'une teneur normale en oxygène du milieu.

Nous avons dressé une liste des microorganismes facilement décelables au microscope en essayant de donner quelques caractéristiques du milieu dans lequel on rencontre ces microorganismes. Cette liste est établie par ordre chronologique d'apparition de la microfaune, ce qui s'explique assez souvent par son écologie ; par exemple :

- Les petits Ciliés nageurs se nourrissent aux dépens des bactéries en suspension donc peuvent apparaître avant la formation du floc. De plus, ils dépensent presque toute leur énergie pour se déplacer et sont ainsi de "petits mangeurs" et par là de "petits épurateurs".

- Les Ciliés fixés, les Suctoridés et les Ciliés "brouteurs" vivent directement aux dépens du floc et de son voisinage immédiat et ainsi ne peuvent se développer que lorsque celui-ci est bien formé.

- Les Nématodes et les Rotifères, animaux plus complexes que les protozoaires n'apparaissent que dans des boues déjà âgées (boues d'oxydation prolongées).

L'observation systématique d'une boue au microscope permet d'obtenir des renseignements immédiats sur la marche de la station (voir fiches d'observations macroscopique et microscopique d'une boue).

Il importe ainsi de vérifier :

- L'aspect du floc (cohésion, présence de bactéries filamenteuses);
- L'encombrement du milieu interstitiel : (bactéries libres);
- Le nombre de protozoaires;
- La diversification de la population;
- La ou les espèces prédominantes ...

#### 4.4 BUT VISE :

C'est l'estimation de certains paramètres de base, charges polluantes par habitant et effectuer quelques tests appropriés afin de proposer, un système d'Epuración le plus approprié adopté au niveau de la Technicité dans notre pays qui répond aussi à un souci d'Economie au niveau globale de l'Investissement et de l'Exploitation.

#### 4.5 JUSTIFICATION DES PARAMETRES :

De la Bibliographie Consulté et des premiers résultats de l'Enquête à la S T E P existante, nous avons émis des hypothèses concernant la qualité des Eaux rejetées.

4.6. HYPOTHESE DE L'ETUDE : TABLEAU NOUS PERMETTANT D'EVALUER  
 Les Charges polluantes Connaissant  
 les Volumes.

Periode	Volume M3/j	D B O 5 en mg/l.	D B O 5 kg/j.	M E S T mg/l.	M E S kg/j
1	5182	93	481,26	296	1533,87
	(4711 + 10%)				
2	6160	111	683,76	242	1490,72
	(5600 + 10%)				
3	3000	236	708	-	-
	(2726 + 10%)				
4	2773	452	1253,40	508	1409
	(2521 + 10%)				
5	Sur 13 H 2856	444		512	
	(2597 + 10%) Sur 13 H 3800 Sur 24 H.	395	1501	463	1759

- Volume M3/j C'est le volume entrant dans la S T E P pendant 24 H, on a ajouté 10 %, car on fait des erreurs environ de 10 %.

- D B O 5  
mg/l. {  
- M E S  
mg/l. { Pollution entrante dans la Station pendant 24 H.

- D B O 5 kg/j {  
- M E S kg/j. { Pollution en M E S et D B O en kg/j avec les Volumes qui les correspondent.

- Periode : C'est la periode des échantillonnages

Les periodes 1,2,3,4 Sont des Periodes de 24 H, seule la 5e periode c'est un échantillon diurne 13 H auquel on a ajouté un pourcentage Moyen pour atteindre 24 H.

Connaissant les débits journaliers (24 H) entrant, et les charges polluantes entrantes dans la S T E P Existante nous avons pu emettre des hypothèses suivantes.

- Population estimée à 30.000 E q h c - 35.000 E q h c.

- Débit rejetée = 112 l/Hab/j.

- D B O 5 = 40 - 50 g/hab/j.

- M E S = 50 - 56 g/hab/j.

5. CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DE LA STEP  
D'UNE CAPACITE DE 120.000 Eq. Ha

5.1 DONNEES POUR LA CONSTRUCTION :

5.1.1. ETUDE DU TERRAIN :

Le terrain assise de la STEP, est constitué par des Alluvions de l'Oued Sebaou d'une épaisseur de 11 m à 16 m constitués par des sables et graviers avec des niveaux de dépôts de vase ces Alluvions aquifères reposent sur des masses bleues compactés, le niveau de la nappe est situé entre 3 et 6 m environ du terrain naturel.

L'Altitude varie de 67,5 m à 70 m N.G.A., avec une moyenne se situant à 68,0 m N.G.A.

Le niveau moyen du lit mineur de l'Oued Sebaou est de 65,5 m N.G.A.

5.1.2 INNONDABILITE :

Le terrain actuel a été inondé lors des crues, 1957, 1973.

Le niveau atteint par les hautes eaux correspond à celui du Pont de Bougie soit 75,0 m N.G.A.

Le côté constitué par les berges de l'Oued Sebaou, doit être protégé contre les affouillements. Donc un remblai est nécessaire pour soulever le terrain jusqu'à la cote 75,00 N.G.A.

5.1.3. SURFACE DISPONIBLE :

La surface disponible est de 30.000 m<sup>2</sup> environ, le système d'Épuration des eaux et de traitement des boues à choisir doit être celui qui utilise une surface minimale par habitant Equivalent.

5.2. OBJECTIFS DE LA QUALITE DU MILIEU RECEPTEUR ET PROTECTION DE LA NAPPE ALLUVIALE DU PONT DE BOUGIE :

La Station d'Épuration pour rôle non pas de rendre potable une eau d'égout mais de diminuer de façon importante la pollution du rejet de telle façon que le cours d'eau puisse réagir dans de bonnes conditions à cet apport.

Afin de sauvegarder la qualité du milieu recepneur et de protéger la nappe Alluviale du Pont de Bougie et celle de Boukhalfa. Il serait souhaitable d'imposer une norme fixant la qualité minimale de l'eau à la sortie de la STEP.

- 1- Le déversement des eaux usées et des eaux de refroidissement ne devra pas provoquer un réchauffement totale inférieur à 3° C
- 2- La Temperature des eaux courantes et des retenues ne devra pas dépasser 25° C
- 3- Transparence d'après Sessler : Le déversement des eaux usées ne doit provoquer aucune turbidité couleur.
- 4- Le déversement des eaux usées ne doit provoquer aucune coloration.
- 5- Odeur et goût : Le déversement des eaux usées ne doit pas provoquer une altération du goût et de l'odeur par rapport à l'état naturel.
- 6- Toxicité : Aucune.
- 7- Matières insolubles totales : Aucune formation de boues

20 mg/l en moyenne au cours de 24 h

Matières décentables : Aucune formation de boues

0,3 ml en 2 h

- 8- Le B.A. Le déversement des eaux usées ne doit pas provoquer une altération défavorable du PH naturel.

Lorsque les eaux ont un débit suffisamment élevé, on peut admettre en PH allant jusqu'à 9.

- 9- Oxygène : Après déversement des eaux usées et mélange complet, la teneur en oxygène ne doit pas être inférieure à 6 mg O<sub>2</sub>/l

- 10- Nitrites : aucune Toxicité

- 11- D.B.O. 5 : Le déversement des eaux usées ne doit pas provoquer une D.B.O. 5 )  
4 mgO<sub>2</sub>/l.

- 12- Subsistance organiques : amones aromatiques : Ex le Dichloramiline 0,005 mg/l

- 13- Grasses et huiles : 20 mg/l

- 14- Les phenols : entraînable à la vapeur 0,005 mg/l  
: non entraînable à la vapeur 0,005 mg/l

### 5.3. SOLUTION ET DONNEES DE BASE :

Ce présent exposé technique concerne l'Etude du projet de construction d'une station d'Epuration des eaux usées provenant du bassin versant est de la Ville de Tizi-Ouzou.

La solution que nous proposons avait l'avantage d'une part, d'utiliser une superficie minimale de terrain de construire des ouvrages simples et d'autre part de demander une exploitation facile de l'Installation.

#### ... DONNEES DE BASES :

La construction de cette station peut être envisagée en deux phases, celes-ci étant dimensionnées en fonction des données.

La première phase devra satisfaire les besoins de l'année 2.000, la deuxième phase sera une extension de la première phase, qui fera face aux besoins de l'an 2.015.

DONNEES DE BASE ET HYPOTHESES FUTURES :

DONNEES ACTUELLES : EX BV EST TIZI-OUZOU

! DONNEES	! C A R A C T E R I S T I Q U E S	! S I T U A T I O N	! A C T U E L L E
! ANNEE	! 1 9 8 3	!	!
! POPULATION RACCORDEE	! 34.000 Eq.HA.	!	!
! VOLUME REJETEE EN TEMPS SEC	! 3.800 M3/J	!	!
! D.B.O.5 MESUREE	! 450 MG/L	!	!
! MES MESUREES	! 510 MG/L	!	!
! POLLUTION JOURNALIERE D.B.O.5	! 1.700 Kg/J SOIT 50 G/HAB.J	!	!
! POLLUTION JOURNALIERE MES	! 1.940 KG/J SOIT 57 G/HA.J	!	!
! VOLUME REJETEE ! - PERIODE DE COUPURES D'EAU	! 112 L/HAB.J	!	!

HYPOTHESES FUTURES : NOUVEAU BASSIN VERSANT EST.TIZI-OUZOU.

! DONNEES	! C A R A C T E R I S T I Q U E S	! S I T U A T I O N	
!	!	! MOYEN TERME	! LONG TERME
! ANNEES	!	! 2.000	! 2.015
! POPULATION	!	! 90.000 Eq ha	! 120.000 Eq ha
! VOLUME REJETEE PAR HABITANT	!	! 150 L/HAB.J	! 180 L/HAB.J
! D.B.O.5	!	! 54 G/HAB.J.	! 60 G/HAB.J
! MES	!	! 62 G/HA.J	! 70 G/HA.J.
! POLLUTION JOURNALIERE EN D.B.O.5	!	! 4 860 KG/J	! 7.200 KG/J
! POLLUTION JOURNALIERE EN MES	!	! 5.580 KG/J	! 8.400 KG/J
! VOLUME M3/J	!	! 13.500 M3/J	! 21.600 M3/J.

TABLEAU RECAPITULANT DES DONNEES :

DESIGNATIONS	PREMIERE PHASE L'AN 2.000
Nombre d'Habitants $\pm$ Equivalent	90.000
Debit Journalier d'Eaux usées m <sup>3</sup> /j	13.500
Debit moyen d'eaux usées m <sup>3</sup> /h	562
Dotation par l/Ha/J	150
Debit diurne m <sup>3</sup> /H	750
Le Coefficient de pointe	1,70
Debit de pointe	955
Debit maximal de temps Sec	<b>1.955</b>
Debit admis dans le décanteur primaire en temps de pluie Q <sub>tp</sub> = 3 Q <sub>ts</sub> 18	2.250
Debit admis dans le bassin d'aération Q <sub>tp</sub> = 2 Q <sub>ts</sub> 18	1.500
DBO 5 $\delta$ /Hab. $\cdot$ j	54
DBO 5 Kg/j	4.860
DBO 5 mg/l	360
MES g/Hab. $\cdot$ j	62
MES KG/J	5 580
MES mg/l	413

### 5.3.1 CALCUL DES CHARGES HYDRAULIQUES :

- Debit Journalier

$$QJ = 150 \times 90.000 = 135.000 \text{ 00 L/J}$$

$$QJ = 13.500 \text{ M}^3/\text{J}$$

- Debit Moyen

$$Qm = \frac{QJ}{24} = \frac{13.500}{24} = 562 \text{ M}^3/\text{H}$$

$$Qm = 562 \text{ M}^3/\text{H}$$

- Debit diurne

$$Qd = \frac{QJ}{16 + 24} =$$

Le debit diurne Qd est calculé suivant l'importance de la ville

$$Qd = \frac{13.500}{18} = 750 \text{ M}^3/\text{H}$$

- Debit de pointe par temps Sec :

$Qp = Qm \cdot Cp$  ou  $Cp$  est le coefficient de pointe donné par la formule :

$$Cp = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Qm}} \text{ L/S}$$

$$Qm = 156 \text{ L/S}$$

$$Cp = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{156}} = 1,70$$

$$Qp = 1,70 \times 562 = 955 \text{ M}^3/\text{H}$$

$$Qp = 955 \text{ M}^3/\text{H}$$

### 5.3.2 CALCUL DES CHARGES POLLUANTES :

Les eaux usées arrivant à la station d'Épuration sont en générale des rejets domestiques. Sachant qu'en l'ean 2.000 la population de Tizi-Ouzou sera =

$$P2000 = 90.000 \text{ Eq HAB. avec une dotation de } 150 \text{ L/HAB.J}$$

Pollution de D.B.O.5 :

$$\text{D.B.O.5 (KG/J)} = 54 \times 90.000 = 4.860 \text{ KG/J}$$

$$\text{D.B.O.5 (MG/L)} = \frac{4.860 \times 1.000}{13.500} = 360 \text{ MG/L}$$

POLLUTION EN MES :

$$\text{MES en KG/J} = 62 \times 90.000 = 5.580 \text{ KG/J}$$

$$\text{MES en MG/L} = \frac{5.580 \times 1000}{13500} = 413 \text{ MG/L}$$

Sur la base d'une pollution en D.B.O.5 par habitant et par jour fixée à 54 nous aurons en première Etape une pollution journalière en D.B.O.5 de 4860 KG/J  
La concentration moyenne en DBO5 = 360 mg/l.

Compte tenu de la pollution spécifique par habitant de 54G/Hab.J, on peut estimer que l'apport en matières en suspension serait environ de 62 G/HAB.J soit une concentration de 413 MG/L.

C'est à partir de ces chiffres que nous calculerons la quantité de boues produites.

### 5.3.3 COMPOSITION DES MES :

Les matières en suspension renferment les matières organiques qui sont des matières volatiles en suspension et les matières solides (matières minérales).

MES ( 80 % de Matières Volatiles en suspension MVS  
( 20 % de Matières Minérales MM.

Donc à l'Entrée les MES = 5.580 KG/J se décomposent :

$$5.580 \text{ KG/J MES ( } 4.464 \text{ KG/J MVS} = 0,8 \text{ MES}$$
$$( 1.116 \text{ KG/J MM} = 0,2 \text{ MM.}$$

Donc nous aurons à l'entrée des premiers ouvrages de rétention ces quantités suivantes :

- Matières en suspension total MES = 5.580 KG/J
- Matières Volatiles en suspension MVS = 4.464 KG/J
- Matières minérales en suspension MI = 1.116 KG/J.

#### 5.3.4 FINALITE DE TRAITEMENT :

Les eaux résiduaires traitées doivent répondre aux normes de qualité suivantes :

- DBO 5 : 30 mg/l en moyenne sur 24 H
- M E S : 30 mg/l en moyenne sur 24 H
- D C O : 90 mg/l en moyenne sur 24 H
- Azote Organique Djeldahl : 10 mg/l en moyenne sur 24 H

#### 5.3.5 PRINCIPE DU SYSTEME ADOPTE :

En fonction des caractéristiques des eaux brutes rappelées ci-dessus et de la finalité du traitement, nous proposons une épuration directe des eaux après prétraitement par boues Activées à moyenne charge.

Le Procédé d'Épuration directe par boues activées à moyenne charge maintenant très répandu dans le monde entier consiste en une élimination biologique de la pollution dans laquelle la DBO 5 est utilisée pour la synthèse des matières cellulaires vivantes.

Pour des stations d'une telle importance, le principe de traitement le plus économique tout au point de vue investissement que du point de vue exploitation est le traitement biologique par boues Activées avec une digestion anaérobie : la Station sera munie d'un poste de relevage des eaux brutes.

- Nécessaire en tête de station
- Prétraitement : Degrillage grossier  
: Degrillage automatique fin  
: Dessablage - deshuilage
- Traitement physique : Decanteurs primaires
- Traitement biologique : Bassin d'aération  
: Decanteurs secondaires
- Traitement des boues : Epaissement  
: Digestion anaérobie  
: Deshydratation naturelle des boues

## 5.4 DIMENSIONNEMENT :

### 5.4.1 PREDEGRILLAGE :

Les eaux brutes seront prédégrillées dès leur arrivée dans la bache de pompage à l'aide d'une grille grossière à nettoyage manuel, cette grille comportant des espacements de 50 mm protégera les pompes contre les corps volumineux susceptibles d'être amenés par le collecteur.

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

$$S = \frac{H_{\max} l (1 - B)}{\sin \alpha}$$

Sin  $\alpha$

S = La Section minérale de contact

H maxi : hauteur d'eau maximale dans le canal

$\alpha$  = Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontale

B = Fraction de surface occupée par les barreaux

L = largeur de la grille

$$S = \frac{Q_p}{V_e}$$

On se fixe une vitesse d'écoulement

$$V_e = 0,09 \text{ m/s}$$

Qp est le débit de pointe

$$S = \frac{255}{0,09 \times 3.600} = 0,30 \text{ m}^2$$

Calcul de la largeur l de la grille

$$L = \frac{S \sin \alpha}{H_{\max} (1 - B)}$$

$\alpha$  Angle d'inclinaison = 60 °

H maxi : Hauteur d'eau maximale dans le canal = 0,50 m

B Fraction de surface occupée par les barreaux égal à  $B = \frac{e}{e + e'}$

l'épaisseur des barreaux = 10 mm

l = espacement entre les barreaux = 50 mm

$$B = \frac{e}{e + e'} = \frac{10}{10 + 50} = \frac{10}{60} = 0,17$$

(1 - B) : Coefficient de vide égal (1 - 0,17) = 0,83

$$l = \frac{0,30 \times 0,86}{0,50 (1 - 0,17)} = 0,62 \text{ m}$$

Caractéristique du pré de grillage :

- Largeur = 0,62 m
  - Hauteur d'eau Maximale = 0,50 m
  - Surface = 0,30 m<sup>2</sup>
  - Largeur des barreaux : 10 mm
  - Espacement entre les barreaux : 50 mm
  - Vitesse d'écoulement 0,09 m/s
- ) Prede grillage.

### 5.4.2 POSTE DE RELEVEMENT DES EAUX BRUTES :

Les eaux brutes arriveraient gravitairement au poste de pompage et seraient débarrassées des corps étrangers les plus volumineux par l'intermédiaire d'un panier de dégrillage, installé directement dans le puit de pompage à l'extrémité du collecteur d'amenée, celui-ci n'assurant que le dégrillage grossier des eaux - espacement entre barreaux 50 mm environ. Il sera du type relevable, permettant ainsi l'extraction facile des débris.

Il sera prévu au niveau du poste de relevage des pompes assurant le relèvement des eaux brutes arrivant à la station. Pour des raisons de sécurité et risque de colmatage. Le relevage va être assuré par des vis d'Archimède.

$$\text{Le Debit moyen } Q_m = \frac{562 \times 1.000}{3.600} = 156 \text{ l/s}$$

$$\text{Le debit de pointe } Q_p = \frac{955 \times 1.000}{3.600} = 265 \text{ l/s}$$

On prévoit donc 4 groupes d'électro-pompes dont l'une sera placée en Secours.

Ayant chacune un debit de 562 m<sup>3</sup>/h soit 156 l/s. L'un de ces appareils est prévu en secours, les trois autres pourront assurer le relevage du debit de pointe 955 m<sup>3</sup>/h soit 265 l/s.

### 5.4.3. DEGRILLAGE FIN :

Après relèvement, l'effluent aboutira à l'extrémité d'un canal de dégrillage équipé d'une grille courbe automatique.

Cette grille à espacements entre les barreaux de 15 mm, permet d'arrêter les matières en suspension de dimension supérieure qui seraient passées à travers la grille grossière. Ces matières en effet, risquent de perturber la suite du traitement.

La vitesse d'entraînement = 0,7 m/s et ne doit pas dépasser 1,20 m/s pour le débit maximum.

$$\text{La Surface } S = \frac{Q_p}{V_e} = \frac{955}{0,9 \times 3600} = 0,30 \text{ m}^2$$

On choisira  $e'$  : épaisseur des barreaux = 10 mm

$e$  : espacement entre les barreaux = 15 mm

D'où la fraction occupée par les barreaux sera égale

$$B = \frac{10}{10 + 15} = \frac{10}{25} = 0,40$$

Le coefficient du vide (1 - B) sera égal

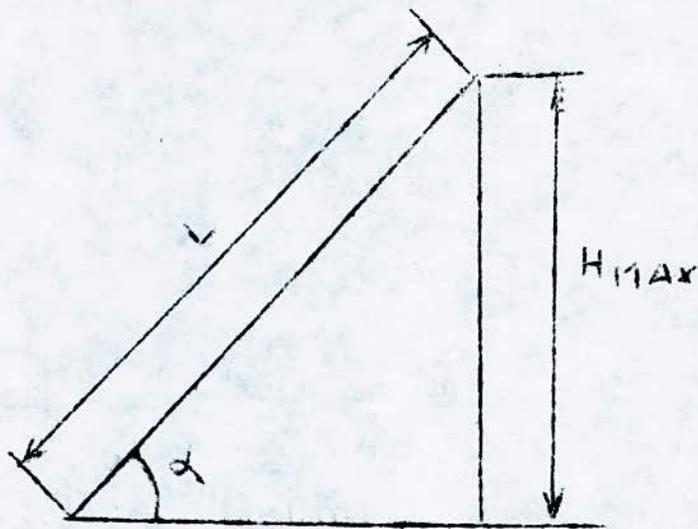
$$(1 - B) = (1 - 0,40) = 0,60$$

La largeur de la grille avec leur hauteur d'eau maximale

$$H_m = 0,60 \text{ m}$$

$$l = \frac{S \times \sin 60^\circ}{H (1-B)} = \frac{0,30 \times 0,87}{0,60 \times 0,60} = 0,75 \text{ m}$$

Longueur mouillée de la grille est la longueur oblique baignée par la lame d'eau.



La longueur mouillée  $L$  est le rapport entre la hauteur d'eau maximale dans le canal  $H_{max}$  et le sinus de l'angle d'inclinaison  $\alpha$  de la grille par rapport à l'horizontale  $L = \frac{H_{max}}{\sin \alpha}$

$\sin \alpha$

$$H_{max} = 0,60$$

$$\sin \alpha = 0,87 \quad L = \frac{0,60}{0,87} = 0,70 \text{ m}$$

LE REFUS DU DEGRILLAGE :

Le volume de refus retenu par le degrillage exprimé en l/habitant et par an, est donné par la relation :

$$V = \frac{12 + 15}{e} \quad (\text{Degremont}) - (1) - 2$$

Où e est l'espacement entre les barreaux : e = 15 mm

en prenant une valeur moyenne, le volume sera égal :

$$V = \frac{12 + 15}{e} = V \frac{13}{1,5} = 8,66 \text{ T/ha}$$

$$\text{Soit un refus journalier : } \frac{8,86}{365} \times 90.000 = 2.135 \text{ l/j}$$

CARACTERISTIQUES DE LA GRILLE :

- Largeur : 0,96 m
- Hauteur d'eau Maximal : 0,60 m
- Espacement entre les barreaux : 15 mm
- Largeur des barreaux 10 mm
- Vitesse d'écoulement 0,9 m/s
- Refus journalier = 2.135 l/j

#### 5.4.4 DESSABLAGE - DESHUIPAGE :

L'ouvrage, de forme parallèle pédiéique, sera aéré par une insufflation d'air qui permettra, d'une part, la pré-aération de l'effluent avant le traitement biologique d'autre part, la flottation des graisses qui pourraient être transitées afin de les éliminer, enfin et surtout, le maintien en suspension des matières organiques quel que soit le débit traversé.

Les corps lourds seront collectés au fond. Quand aux sables éventuels, ils seront relevés par un ou lift monté sur un pont type va-et-vient. Ils se deverseront dans un caniveau bordant l'ouvrage. L'air nécessaire au brassage sera fourni par un surpresseur installé à proximité de l'ouvrage (L'installation comprendra deux surpresseurs un en marche, l'autre en secours.

DESSABLAGE - DESHUIIAGE :

L'opération dessablage a pour but d'eliminer 80 % des matières minerales :

- Sachant qu'en general les MES se decomposant comme suit :

M.E.S.  $\begin{cases} \nearrow 80 \% \text{ M.V.S.} \\ \searrow 20 \% \text{ H. M.} \end{cases}$

M.E.S. Total = 5.580 KG/J

5.580  $\begin{cases} \nearrow 4.464 \text{ KG/J} \\ \searrow 1.116 \text{ KG/J} \end{cases}$

La retenue dans les dessableurs :

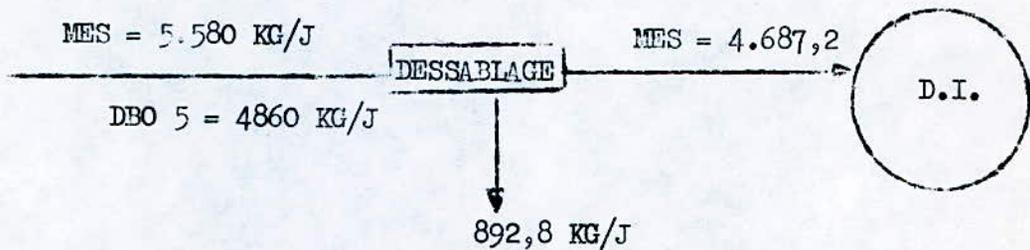
R : = 1.116 X 0,8 = 892,8 KG/J

Quantité de MES echappée au dessablage :

1.116 - 892,8 = 223,2 KG/J.

Donc la quantité de MES entrante dans la decantation

MES = 4.464 + 223,2 = 4.687,2 KG/J



On se fixe une charge hydraulique maximale :

$$Ch = 60 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

Une vitesse d'entraînement

$$Ve = 0,3 \text{ m/s}$$

et un temps de séjour :  $3 \leq ts \leq 5 \text{ mm}$

Donc vu l'importance de la STEP qui nous oblige

à fixer  $ts = 4 \text{ mm}$

Alors le volume du dessablage sera :

$$V = Qp \times ts = 955 \times \frac{4}{60} = 64 \text{ m}^3$$

La surface verticale ( ou section de passage de l'effluent)

$$Sv = \frac{Qp}{Ve}$$

$$Sv = \frac{955}{0,3 \times 3600} = 0,90 \text{ m}^2$$

La surface horizontale est donnée par :

$$Sh = \frac{Qp}{Ch}, \text{ soit un } CH_{\text{moy}} = 30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

$$\Rightarrow Sh = \frac{955}{30} = 32 \text{ m}^2$$

HAUTEUR DU BASSIN :

$$H = \frac{V}{Sh} = \frac{64}{32} = 2 \text{ m}$$

LARGEUR DU BASSIN :

La hauteur d'eau maximale dans le canal est  $h_{\text{maxi}} = 0,75 \text{ m}$

$$b = \frac{Sv}{h_{\text{max}}} = \frac{0,9}{0,75} = 1,2 \text{ m}$$

$$b = 1,2 \text{ m}$$

LONGUEUR DU BASSIN :

$$L = \frac{Sh}{b} = \frac{32}{1,2} = 26 \text{ m}$$

Vu l'importance de la longueur du dessableur, alors :

Je propose 02 dessableurs du même type et identiques

Ayant une longueur unitaire de  $L_1 = L_2 = 13 \text{ m}$

VERIFICATEUR DES PARAMETRES FONCTIONNELS :

$$Ch = \frac{Qp}{Sh} = \frac{955}{32} = 29,85 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

30 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/h

CH sur Qm

$$CH = \frac{Qm}{SH} = \frac{562}{32} = 17,56 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

ts sur Qm

$$ts = \frac{V1}{Qm} = \frac{32 \times 60}{562} = 3,4 \text{ mm}$$

$$ts = \frac{V1}{Qp} = \frac{32 \times 60}{955} = 2 \text{ mm}$$

Puisque la totalité des éléments constituant la station d'épuration est dimensionnée sur le débit de pointe

Donc le temps de séjour moyen dans les dessableurs est de  $ts = 2 \text{ mm}$

L'opération dessablage s'effectuera dans 02 bassins à profil rectangulaires de type aéré.

CARACTERISTIQUES DES DESSABEURS :

02 bassins parallépipédiques de type aéré :

- Longueur unitaire :  $L_1 = L_2 = 13 \text{ m}$
- Largeur unitaire :  $l_1 = b_2 = 1,2 \text{ m}$
- Surface verticale :  $S_v = 0,9 \text{ m}^2$
- Surface horizontale total :  $S_h = 32 \text{ m}^2$
- Volume totale :  $V_t = 64 \text{ m}^3$

CHARGES HYDRAULIQUES :

$$\text{CH sur } Q_p = 30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

$$\text{CH sur } Q_m : 17,56 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

TEMPS DE SEJOURS :

$$t_s \text{ sur } Q_p = 2' \text{ mn}$$

$$t_s \text{ sur } Q_m = 3,4 \text{ mn}$$

$$\text{Vitesse de passage : } V_e = 0,3 \text{ m/s}$$

## 5.5 TRAITEMENT BIOLOGIQUE:

### 5.5.1 DECANTEUR PRIMAIRE :

La décantation primaire garde toujours l'avantage de réduire un certain pourcentage de pollution. Sur les analyses qu'on avait faites, sur les eaux brutes, sur 2 h de décantation la pollution en DCO est réduite à 40 % dans un cône d'IMHOFF.

sur une eau usée urbaine, la décantation primaire permet d'éliminer

- 90 % des matières décantables.
- 50 à 65 % des matières en suspension
- 25 à 40 % de la DBO 5 et de la DCO.

DECANTATION PRIMAIRE :

A l'entré des decanteurs les charges polluantes sont :

DBO 5 : 4860 KG/J

MES : 5580 KG/J

En considérant un abattement par la decantation primaire :

de 30 % sur DBO 5

60 % sur M.E.S.

A l'entrée des decanteurs :

DBO 5 : 4860 KG/J

M E S : 4687,2 KG/J

DBO5 : 4860 KG/J

DBO 5 : 3402 KG/J

M E S : 4687,2 KG/J

M E S : 1875 KG/J

DBO 5 = 1458 KG/J

M E S = 2812,32 KG/J

Quantités retenues dans les decanteurs :

DBO 5 :  $4860 \times 0,3 = 1458$  KG/J

M E S :  $4687 \times 0,6 = 2812$  KG/J

A la sortie des decanteurs :

M E S = 1875 KG/J

DBO 5 = 3402 KG/J

Ce qui nous donne en concentration

DBO 5 :  $\frac{3402}{13500} = 252$  mg/l

M E S :  $\frac{1875}{13500} = 139$  mg/l

A la sortie des decanteurs : les charges seront :

M E S : 139 mg/l

DBO 5 : 252 mg/l

Dimensionnement des decanteurs :

On se fixe un temps - de séjour  $t_s = 1,10$  h sur  $Q_p$

Alors le volume est calculé par :

$V = Q_p \times t_s$

$V = 955 \times 1,1 = 1050$  m<sup>3</sup>

Verification du ts sur  $Q_m$  :

$$V = Q_m \times t_s = t_s \frac{V}{Q_m} = \frac{1050}{562} = 1,86 \text{ h}$$

Et la hauteur pour une bonne decantation est :

$$2 \text{ m} < H < 6 \text{ m}$$

et suivant les variations des  $V$  as dans les bassins de decantation dues à l'alimentation par debit  $Q_m$  vu  $Q_p$ . On accorde un intervalle de l'ordre : 1,5 Va 3 (m/h) soit alors :  $V_a = 1,70 \text{ m/h}$  quand la station est alimentée par  $Q_m$  et  $V_a = 2,70 \text{ m/h}$  quand. " " " par  $Q_p$ .

- Alors la hauteur des decanteurs sera :

$$H = V_a \times t_s = 1,70 \times 1,8 = 3 \text{ m sur } Q_m$$

$$H = V'_a \times t_s = 1,1 \times 2,7 = 3 \text{ m sur } Q_p$$

donc notre hauteur est :  $H = 3 \text{ m}$  -

- Surface utile à la decantation :

$$S = \frac{V}{H} = \frac{1050}{3} = 350 \text{ m}^2$$

soit 2 decanteurs circulaires de  $V_1 = 525 \text{ m}^3$

$$S_1 = \frac{V_1}{3} = 175 \text{ m}^2$$

$$\text{Alors } D_1 = \sqrt{\frac{4 S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 175}{\pi}} = 15 \text{ m}$$

L'OPERATION DECANTATION AURA POUR CARACTERISTIQUES :

Deux (02) Décanteurs identiques circulaires ayant chacun

- Diamètre : 15 m
- Hauteur : 3 m
- Surface : 175 m<sup>2</sup>
- Volume : 525 m<sup>3</sup>

PARAMETRE FONCTIONNELS DE BASE :

- Vitesse ascensionnelle ( $V_a$ ) sur  $Q_p$  : 2,70 m/h
- $Q_m$  : 1,70 m/h

Temps de séjour ( $t_s$ )

$Q_p$  : 1,10 h

$Q_m$  : 1,86 h

### 5.5.2 CALCUL DU REACTEUR BIOLOGIQUE :

Il s'agit là de la première phase du traitement biologique,

Les eaux usées du decanteur primaire seront acheminées vers l'entrée du bassin d'aération.

- Les eaux auront les caractéristiques suivantes à leur entrée dans le bassin d'aération.

DESIGNATION	D.B.O. 5	M. E. S.
Charges des eaux brutes (KG/J)	4.860	5.580
Concentration (mg/l)	360	413
Charge retenue dans la decantation primaire	1.458	2.812
Charge à l'entrée du reacteur biologique (KG/J)	3.402	1.875
Concentration (mg/l)	252	139

### LE RENDEMENT DE DEPOLLUTION :

$$n = \frac{L_0 - L_g}{L_0}$$

$L_0$  : DBO 5 à l'entrée du bassin

$L_g$  : DBO 5 de rejet

$$n = \frac{252 - 30}{252} = 88 \%$$

On opte pour le procédé conventionnel

Alors les paramètres fonctionnels sont :

- Charge volumique :  $0,6 < C_v < 1,5$  KG DBO5 /m3.j
- " " " " :  $0,2 < C_m < 0,5$  KG DBO5/KG MVS.J

On admet alors les charges suivantes :

$$C_v = 1,1 \text{ KG DBO 5 /m3.J}$$

$$C_m = 0,4 \text{ KG DBO 5 /KG MVS.J}$$

Soit une concentration moyenne en matières sèches :  $X_a = 3 \text{ g/l}$

CALCUL DU REACTEUR :

Volumé du bassin

$$C_v = \frac{L_0}{V} = V = \frac{L_0}{C_v} = \frac{3402}{1,1} = 3093 \text{ m}^3$$

$$V = 3093 \text{ m}^3$$

Le temps de séjour sur  $Q_m$  :

$$T_s = \frac{V}{Q_m} = \frac{3093}{562} = 5,5 \text{ h}$$

Le temps de séjour sur  $Q_p$

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{3093}{955} = 3,23 \text{ h}$$

### 5.5.3 BESOINS EN OXYGÈNE :

La formule de calcul des besoins en oxygène est donnée :

$$q_{O_2/t} = a' Le + b' X_t$$

$a', b'$  : Coefficients respiratoires

$Le$  : DBO 5 à éliminer

$X_t$  : Matière de boues activées

CALCUL :

$$Le = Lo - Lg$$

$Lo$  : DBO 5 à l'entrée

$Lg$  : Norme de rejet

$$Le = 3402 - (0,03 \times 13500) = 2997 \text{ KG DBO 5 /J}$$

$$X_t = X_a V$$

$X_a$  : Concentration moyenne en matières sèches dans le bassin

$V$  : Volume du bassin

$$X_t = 3093 \times 3 = 9279 \text{ KG de M.S/J}$$

La hauteur du bassin d'aération

On se fixe une hauteur comprise :  $H \approx 4 \text{ m}$

Alors la surface du bassin sera :

$$S = \frac{V}{H} = \frac{3093}{4} = 773 \text{ m}^2$$

$$S = L \times l$$

Soit un rapport  $\frac{L}{l} = 2,5 + 5$  pour une bonne homogénéisation :

La longueur du bassin : sera donnée par :

$$S = L \times l$$

$$\frac{L}{l} = 4 \Rightarrow L = 4 l$$

$$S = 4 l \cdot l = S = 4 l^2 \Rightarrow l = \sqrt{\frac{S}{4}}$$

$$l = 14 \text{ m}$$

$$\Rightarrow l = 14 \text{ m} \quad l^2 = 56 \text{ m}$$

$$a' = 0,55$$

$$b' = 0,10 \text{ J}^{-1}$$

La quantité d'Oxygène théorique par jour est :

$$q_{O_2}/t = a' l e + b' X_t :$$

$$q_{P_2}/t = 0,55 \cdot 2997 + 0,1 \cdot 9279$$

$$q_{O_2}/t = 2576 \text{ KG O}_2/\text{J}$$

soit une quantité horaire :

$$q_{O_2}/t \approx \mathbf{107} \text{ KG O}_2/\text{h}$$

Par mesure de sécurité et de bon fonctionnement de l'appareil biologique : Il est nécessaire de calculer la quantité d'oxygène à fournir pendant la période de débit  $Q_p$

$$\begin{aligned} q_{O_2}'_{\text{pointe}} &= a' \frac{Ie}{18} + b' \frac{X_t}{24} \\ &= 0,55 \frac{2997}{18} + 0,1 \cdot \frac{9279}{24} = \\ &= 92 + 39 = 130 \text{ KG O}_2/\text{h} \end{aligned}$$

$$q_{O_2}'_{\text{pointe}} = 130 \text{ KG O}_2/\text{h}$$

Les différents facteurs correctifs à appliquer pour passer des conditions nominales. (Eau pure à 10°C et 760 mm de Hg) aux conditions particulières sont :

- Coefficient de transfert :  $\alpha$   
- Coefficient exprimant le rapport de saturation entre l'eau pure nominale :  $\beta$

- Coefficient qui tient compte de l'accélération de l'échange gaz - liquide  $T_c$   
dans ces conditions on applique un coefficient correctif global (T) à la valeur théorique de la quantité d'oxygène.  $T = 0,7$

Les besoins d'oxygène réels sont :

$$q \text{ O}_2/\text{J} = 2576 = 3680 \text{ kg O}_2/\text{J}$$

$$\text{Soit : } q \text{ O}_2/\text{h} = 153 \text{ kg O}_2/\text{h}$$

en période de pointe :

$$\frac{130}{0,7} = 186 \text{ KG O}_2/\text{H}$$

Il sera adopté des aérateurs de surface. L'oxygénation par turbines est la plus économique en investissement, secours d'avarie, facilité de contrôle et entretien aisé.

EN POINTE :

$$87 + 93 = 180 \text{ KMH}$$

Pour satisfaire les besoins en oxygène, il sera insufflé de l'air dans le liquide soumis à une agitation mécanique

soit 1,29 KG d'air occupe un volume 1 m<sup>3</sup>.

le debit d'air sera déterminé

En considérant un rendement d'oxygénation de l'ordre de 5 %

c'est à dire. 95 % du volume d'air traverse simplement la couche liquide.

DEBIT D'AIR A FOURNIR :

$$\text{En moyenne : } 107 \times \frac{100}{5} \times \frac{1}{1,29} = 1660 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$$

$$\text{En pointe : } 130 \times \frac{100}{5} \times \frac{1}{1,29} = 2520 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$$

PAR UNITE DE VOLUME :

$$\text{En moyenne : } \frac{1660}{3093} = 0,53 \text{ m}^3 \text{ d'air / m}^3 \text{ h}$$

$$\text{En pointe : } \frac{2520}{3093} = 0,81 \text{ m}^3 \text{ d'air / m}^3 \text{ h}$$

conforment aux resultats de calcul du réacteur biologique, très importants,

je propose, deux (02) bassins rectangulaires identiques ayant pour caracteristiques :

$$V1 = V2 = 1547 \text{ m}^3$$

$$L1 = L2 = 28 \text{ m}$$

$$l1 = l2 = 7 \text{ m}$$

$$S1 = S2 = 387 \text{ m}^2$$

CARACTERISTIQUES DU REACTEUR BIOLOGIQUE :

02 bassins rectangulaires assurant l'aération de l'effluent, chaque bassin ayant les caractéristiques suivantes :

$$\text{Volume total : } V = 3093 \text{ m}^3$$

$$\text{Surface totale : } S = 773 \text{ m}^2$$

$$\text{Longueur unitaire : } L1 = L2 = 28 \text{ m}$$

$$\text{Largeur unitaire : } l1 = l2 = 7 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur necessaire : } H = 4 \text{ m}$$

L'apport spécifique nominal des Turbines varie entre 1,5 et 1,8 kg d' $O_2$ /K.W.H. suivant des Catalogues de constructions peu variés.

La puissance minimale nécessaire est le  $\frac{q_{O_2/t}}{A_{sn}}$

$A_{sn}$  : Apport spécifique nominal des Turbines  $q_{O_2/t}$  : quantité théorique :

$$\underline{P} = \frac{q_{O_2/t}}{R_e}$$

En période moyenne, la puissance minimale :

$$\underline{P} = \frac{107}{1,5} = 72 \text{ K.W.H.}$$

En période de pointe :

$$\underline{P} = \frac{130}{1,5} = 87 \text{ K.W.H.}$$

Pour éviter les dépôts et assurer une bonne homogénéisation, on doit ajouter une puissance de brassage qui varie selon les systèmes de 25 à 30 W par M<sup>3</sup>.

Notre Cas :  $0,03 \times 3093 = 93 \text{ K.W.H.}$

Puissance en moyenne :  $72 + 93 = 165 \text{ K.W.H.}$

Temps de séjour : sur  $Q_m$  : 2,25 H  
 : sur  $Q_D$  : 1,60 H

Charge volumique  $C_v = 1,1$  KG DBO 5/ $m^3$ /j  
 Charge massique  $C_m = 0,4$  KG DBO 5/KG MS/J

Quantité d'oxygène théorique totale : 2576 KG d' $O_2$ /J  
 " " réelle totale : 3680 KG d' $O_2$ /J  
 " " réelle totale (pointe) : 186 KG d' $O_2$ /J

Puissance totale en pointe : 87 kWh  
 Débit d'air à fournir en pointe : 2520  $m^3$  d'air/h  
 Débit d'air à fournir par unité de volume : 0,81  $m^3$  d'air/ $m^3$ .h.

#### 5.5.4 BILAN DES BOUES :

$$\Delta X = X_{\min} + X_{\text{dure}} + d_m L_e - b X'_t - X_{\text{eff}}$$

$X_{\min}$  : Boues minérales échappées à la decantation (KG/J)

$X_{\text{dure}}$  : Fraction de boues difficilement biodégradables, évaluée

a ' 30 % de M.V.S. (KG/J)

$d_m L_e$  : Boues synthétiques (KG/J)

$X'_t$  : Masse de matières en suspension dans le bassin (KG)

$b X'_t$  : Boues détruites par Auto-Oxydation (KG/J)

$d_m$  : Coefficient lié au rendement cellulaire

$b$  : Coefficient de respiration endogène ( $J^{-1}$ )

$X_{\text{eff}}$  : boues perdues par l'effluent (KG/J).

A l'entrée du bassin d'aération :

MES = 1875 KG/J  $\begin{cases} \rightarrow 80 \% \text{ MVS} \\ \rightarrow 20 \% \text{ MM.} \end{cases}$

Quantité du MVS :  $1875 \times 0,8 = 1500$  KG/J

Quantité de MM. :  $1875 \times 0,2 = 375$  KG/J

$X_{\min} = 375$  KG/J

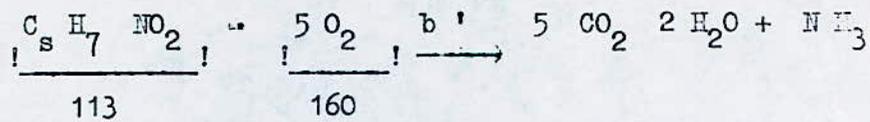
$X_{\text{dure}} = 0,3 \text{ MVS} = 0,3 \times 1500 = 450$  KG/J

$d_m L_e = 0,7 \cdot 2997 = 2098$  KG/J

$$X_t = 0,8 \quad X'_t = X'_t = \frac{X_t}{0,8} = \frac{9279}{0,8}$$

$X'_t = 11599$  KG

Sachant qu'il faut 1,42 g d'O<sub>2</sub> pour réaliser la synthèse de 1g de matière cellulaire.



$$b' = \frac{160}{113} b = \boxed{b' = 1,42 b}$$

b' étant pris égal à : b' = 0,10 j<sup>-1</sup> et on détermine (b)

$$b = \frac{0,10}{1,42} = 0,07 \quad b = 0,07 j^{-1}$$

Quantités de boues détruites pour auto-oxydation

$$b X' t = 0,07 \cdot 11599 = 812 \text{ KG/J}$$

Quantités de boues sortant avec l'effluent

$$X_{\text{eff}} = 0,03 \cdot 13500 = 405 \text{ KG/J}$$

BILAN DES BOUES ΔX

$$\Delta X = 375 + 450 + 2098 - 812 - 405$$

$$\Delta X = 1706 \text{ KG/J}$$

Les boues sont extraites du décanneur secondaire avec une certaine concentration ( $X_r$ ).

$$X_r = \frac{1200}{I M}$$

Où IM est l'indice de Molhman, compris entre 100 I m 150 pour une très bonne décantation on fixe I M = 150.

$$X_r = \frac{1200}{150} = 8 \text{ g/l}$$

Le volume des boues en excès produites par l'épuration peut être évolué à 1706 KG/J avec une concentration de ces boues de 8 g/l c'est donc 213 m<sup>3</sup>/j de boues en excès qu'il faudra extraire et refouler vers le traitement des boues.

$$\text{Volume des boues : } \frac{1706}{8} = 213 \text{ m}^3/\text{J}$$

#### RECIRCULATION :

Pour maintenir une certaine quantité de boues Activées et une concentration en micrograniques dans le réacteur biologique, on doit recirculer les boues.

$$r = \frac{100 X'a}{\frac{1200}{I m} - X'a} = 88 \%$$

X'a concentration en M S dans le bassin

I m : c'est l'Indice de Molhman

$$X_a = 0,8 X'a$$

$$X_a = 3 \text{ g/l} = X'a = \frac{X_a}{0,8}$$

$$\text{Concentration en Ms dans le bassin } X'a = \frac{3}{0,8} = 3,75 \text{ g/l}$$

#### AGE DES BOUES :

L'age des boues est le rapport entre la masse des boues présentés dans le réacteur et la masse de boues en excès.

$$G = \frac{X't}{\Delta X} = \frac{11592}{1706} = 6,79 \text{ J} \approx 7 \text{ j}$$

BOUES PRIMAIRES : Les boues primaires sont issues du décanteur primaire. Les boues primaires sont extraites avec une concentration variant entre 30 à 40 g/l.

La Quantité de boues primaires est égale à 2812 kg

Volume des boues primaires

$$X = \frac{2812}{30} = 94 \text{ M}^3/\text{J}$$

BOUES SECONDAIRES : Ces boues sont extraites des décanteurs secondaires à une concentration de 8 g/l. La quantité de boues étant de 1706 kg/J

Le volume des boues journalier sera :

$$V \text{ B II} = \frac{1706}{8} = 213 \text{ M}^3/\text{J}$$

#### 5.5.5 POSTES DE POMPAGES :

Sachant que le pourcentage des boues en retour est de

$r = 80 \%$  Le débit à recirculer est de  $r \cdot Q_m$

$$r \cdot Q_m = 0,80 \times 562 = 495 \text{ m}^3/\text{h}$$

Pour assurer ce débit de recirculation on doit prévoir 1 groupe d'électro-pompes de capacité utile :

$$P = 0,80 \times \frac{562}{3600} \times 1000 = 137 \text{ l/s} = 140 \text{ l/s}$$

BOUES PRIMAIRES : Les boues primaires seront collectées dans une fosse au centre du bassin, puis seront dirigées vers la bache de reprise des boues.

BOUES DE RECIRCULATION :

Les boues reprises du décanteur secondaires sont relevées à l'aide d'un groupe d'électro-pompe, à débit ramné en tête du bassin d'aération. Les boues sédimentées dans les décanteurs secondaires sont reprises, par des dispositifs de succion. Les boues seront ensuite dirigées gravitairement par l'intermédiaire de tuyauteries vers deux postes de pompage sera équipé cette fois-ci par 3 pompes immergées l'une prévue au secours.

- Débit moyen = 562 m<sup>3</sup>/h

- débit de recirculation = 495 m<sup>3</sup>/h

Les pompes doivent assurer le débit de recirculation, donc chaque pompe aura une capacité de 300 m<sup>3</sup>/h. Suivant le catalogue constructeur.

Le débit de recirculation doit être assuré par

	DEBIT M <sup>3</sup> /H	% DE RECIRCULATION
Nombre de pompe en service	1	/
1ere ligne de traitement	300	50 %
2e ligne de traitement	300	50 %
T O T A L :	600	100 %

Le refoulement de chaque groupe se fera directement en tête de chaque bassin d'aération.

#### 5.5.6 CALCUL DU CLARIFICATEUR :

Après aération, les eaux seront introduites dans un clarificateur de type circulaire à suscion. La liqueur venant du bassin d'aération est introduite dans le décanteur et constituée par le floc biologique en suspension dans l'eau épurée. Le rôle de la décantation est de séparer le floc des eaux traitées. Le pont suceur permet de ramener les boues decantées en permanence dans la Tremie centrale d'où elles sont recyclées en tête du bassin d'Aération.

Le Débit à traiter est de  $Q' = Q_m + r Q_m$ .

En considérons un temps de séjour = 2h, Le volume, du clarificateur sera le produit du débit à traiter  $Q$  par le Temps de séjour.

$$Q' = 562 + 0,88 \times 562 = 1057 \text{ m}^3/\text{h}$$

D'où le volume sera :

$$V = 1057 \times 2 = 2114 \text{ m}^3$$

La hauteur du clarificateur sera le produit du Temps de retention par la vitesse ascensionnelle.

On se fixent une Vitesse ascensionnelle de 1,5 M/h

$$\text{La hauteur sera } H = 1,5 \times 2 = 3 \text{ m.}$$

Surface du clarificateur

$$S_c = \frac{V_c}{H_c} = \frac{2114}{3} = 705 \text{ m}^2$$

$$\text{Le diamètre : } S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} =$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = 30 \text{ m}$$

Volume = 2114 m<sup>3</sup>

La charge hydraulique a une valeur maximale de 2,5 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>

On calculera la charge sur le débit à traiter Q' et sur le débit de pointe Q<sub>p</sub>

$$C_H \text{ sur } Q' : C_H = \frac{Q'}{S} = \frac{1057}{675} = 1,56 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$$

$$C_H \text{ sur } Q_M : C_H = \frac{Q_M}{S} = \frac{562}{675} = 0,83 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$$

$$C_H \text{ sur } Q_p : C_H = \frac{Q_p}{S} = \frac{955}{675} = 1,41 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$$

Calcul du temps de séjour pour différents débits

$$t_s \text{ sur } Q_p : t_s = \frac{V_c}{Q_p} = \frac{2114}{955} = 2,21 \text{ h}$$

$$t_s \text{ sur } Q_M : t_s = \frac{V_c}{Q_M} = \frac{2114}{562} = 3,76 \text{ h}$$

$$t_s \text{ sur } Q' : t_s = \frac{V_c}{Q'} = \frac{2114}{1012} = 2,08 \text{ h}$$

#### CARACTERISTIQUES DE CLARIFICATION :

La clarification va se faire dans 02 bassins Cylindro-coniques munis en leurs centre et la goulotte de dispositifs de succion pour l'extraction des boues :

Volume total de clarification : 2114 m<sup>3</sup>

Surface total " " : 705 m<sup>2</sup>

Hauteur : 3 m

Les 02 bassins auront pour caractéristiques :

Diamètre unitaire : D1 = D2 = 15 m

Hauteur : H1 = H2 = 3 m

LES CHARGES HYDRAULIQUES SUR :

CH sur  $Q'$  : 1,56 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/h

CH sur  $Q_n$  : 0,83 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/h

CH sur  $Q_p$  : 1,41 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/h

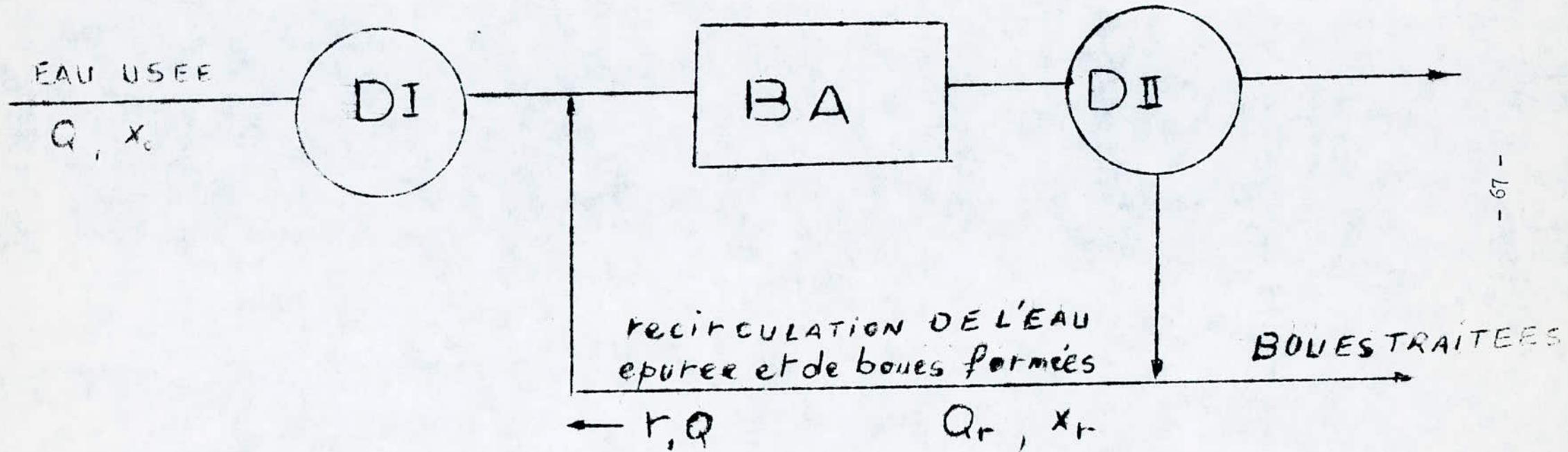
CALCUL DE TEMPS DE SEJOUR :

ts sur  $Q_p$  : 2,21 h

ts sur  $Q_n$  : 3,70 h

ts sur  $Q'$  : 2,08 h

# BILAN DE RECIRCULATION



$x_r$  : Concentration du mélange

$r$  : taux de recirculation

$Q_r = rQ$  Débit recirculé

$x_0$  : Concentration à L'ENTRÉE.

## BACHE DE REPRISE DES BOULES :

La bache de reprise des boues doit être conçue suivant les volumes de boues primaires et secondaires reçues quotidiennement.

Volume des boues primaires  $V_I = 94 \text{ M}^3/\text{J}$ .

Volume des boues secondaires  $V_{II} = 213 \text{ M}^3/\text{J}$ .

Soit un Volume totale des boues  $V_T = 213+94 = 307 \text{ Kg}/\text{J}$ .

Donc le Volume  $V = 320 \text{ m}^3$ , la bache pourra recevoir quotidiennement les boues issues des deconteurs, primaires et secondaires.

### 5.6 TRAITEMENT DES BOULES :

Les boues à traiter sont issues des deconteurs, primaire et secondaire. La production journalière de ces boues est :

- boues primaires :  $2.812 \text{ kg}/\text{j}$  soit  $94 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- boues secondaires :  $1.706 \text{ kg}/\text{j}$  soit  $213 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Soit un volume journalier de  $94 \text{ m}^3/\text{j}$  à évacuer, il serait nécessaire d'extraire ces boues avec un débit de  $4 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Le volume des boues secondaires est de  $213 \text{ m}^3/\text{h}$ , le débit avec lequel on doit extraire ces boues est de l'ordre de  $9 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Le mélange des boues primaire et des boues biologiques sera réalisé dans la bache de reprise des boues primaires après extraction des boues primaires, afin de ne pas perturber la concentration de ces dernières. L'ensemble de ces boues fraîches sera refoulé vers le premier ouvrage de traitement. Par l'intermédiaire des pompes à boues fraîches.

Le traitement de boues sera composé d'éléments suivants :

- Un épaissement
- Une digestion anaérobie
- Une déslydation naturelle : Lits de échange.

#### 5.6.1 DIMENSIONNEMENT DE L'ÉPAISSISSEUR

Quantité de boues fraîches refoulées dans l'épaisseur  $2812 + 1706 = 4518 \text{ kg}/\text{j}$ .

Soit un volume journalier :  $94 + 213 = 307 \text{ m}^3/\text{j}$ .

La concentration des boues fraîches dans l'ouvrage :  $\frac{4518}{307} = 15 \text{ g}/\text{l}$ .

L'épaisseur améliore le tassement des boues grâce à l'épaisseur la boue est raffinée à une concentration de  $50 \text{ g}/\text{l}$ .

Le volume qui sera refoulé dans le digesteur est de l'ordre de  $\frac{4518}{50} = 90 \text{ M}^3/\text{J}$ .

Pour assurer le refoulement de cette quantité de boue, on doit prévoir 2 pompes d'un débit unitaire de  $4 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Les boues épaissies seront reprises à l'aide des pompes et refoulées vers de digesteur.  
Le volume de l'épaisseur.

On le fixe un temps de séjour,  $t_s = 0,5$  à 2 Jours.

$V_{ep} = 307 \times 1,5 = 460 \text{ m}^3$ .

Avec une Hauteur  $H_{ep} = 4 \text{ m}$ .

Surface de l'épaisseur.  $S_{ep} = \frac{V_{ep}}{H_{ep}} = \frac{460}{4} = 115 \text{ m}^2$

Soit un diamètre  $D_{ep} = \sqrt{\frac{4 \times 115}{3,14}} = 12 \text{ m}$ .

Change massique =  $\frac{4518}{115} = 39 \text{ kg}/\text{m}^3/\text{j}$ .

Caractéristiques de l'épaisseur :

- Volume =  $460 \text{ m}^3$ .
- Surface =  $115 \text{ m}^2$ .
- Hauteur =  $4 \text{ m}$ .
- Diamètre =  $12 \text{ m}$ .
- Change massique :  $43,29 \text{ kg}/\text{m}^2/\text{j}$ .
- Poids de matières sèches :  $4518 \text{ kg}/\text{j}$ .
- Volume journalier des boues fraîches :  $307 \text{ kg}/\text{j}$ .
- Temps de séjour :  $36 \text{ h}$  soit  $1,5 \text{ j}$ .

## 5.6.2 DIMENSIONNEMENT DU DIGESTEUR :

Pour obtenir une bonne digestion de ces boues, il est recommandé de maintenir les boues à une température constante de 35 ° et de les épaissir à une concentration maximale.

La quantité de boues refoulée dans le digesteur est de 4518 KG/J soit un volume journalier de  $V = \frac{4518}{50} = 90 \text{ m}^3$

Les boues épaisies arrivent dans le digesteur avec une concentration de 50 mg/l et cela dans le but de diminuer le volume des boues et augmenter leur qualité pour la digestion.

Dans les eaux résiduaires urbaines la proportion de matières volatiles se situe à 80 %.

M.V.S. contenues dans la boue fraîche.

$$4518 \times 0,8 = 3654 \text{ kg/J}$$

Dans les eaux résiduaires urbaines la proportion de matières volatiles se situe à 80.

Poids de MVS contenues dans les boues fraîches

$$4518 \times 0,8 = 3654 \text{ KG/J}$$

Poids de MM contenues dans les boues fraîches

$$4518 \times 0,2 = 904 \text{ KG/J}$$

La digestion anaérobie assurera une réduction de 45 % de MVS, d'où une quantité de matières sèches de boues digérées

$$(3654 \times 0,55) + 904 = 2645 \text{ KG/J}$$

On prévoit une digestion dans les digesteurs chauffés et brassés au gaz. Le temps de séjour est d'environ de 20 à 25 jours pour assurer une bonne digestion.

Volume du digesteur = Volume journalier de boues X temps de residence

$$V_{\text{dig}} = 90 \times 25 = 2250 \text{ m}^3$$

En se fixant une hauteur  $H = 10 \text{ m}$

la surface du digesteur sera

$$S_d = \frac{V_d}{H_d} = \frac{2250}{10} = 225 \text{ m}^2$$

Les boues sont extraite, à une concentration de l'ordre de 50 g/l le volume journalier des boues sera  $\frac{2645}{50} = 53 \text{ m}^3$

50

Le processus de digestion réduit les matières volatiles et c'est la partie détruite de ces matières qui produit du gaz.

On évalue la production de gaz à  $0,9 \text{ m}^3/\text{KG}$  de MV détruites les matières volatiles détruites sont évaluées à

$$3165 \times 0,45 = 1424 \text{ KG/J}$$

Soit une production de gaz

$$1424 \times 0,9 = 1281 \text{ m}^3/\text{J} \text{ de gaz que nous produisons.}$$

#### CARACTERISTIQUE DE LA DIGESTION :

- Surface  $S_d = 225 \text{ m}^2$
- Volume  $V_d = 2250 \text{ m}^3$
- Diamètre  $D_d = 8,5 \text{ m}$
- Hauteur  $= 10 \text{ m}$

#### 5.6.3. DESHYDRATATION : LITS DE SECHAGE :

Les boues dégérées seront extraites du digesteur périodiquement. Les boues digérées vont être extraites avec une concentration d'environ de  $50 \text{ g/l}$ . Donc on doit extraire un volume  $V = 2645 = 53 \text{ m}^3$ , ce volume journalier sera dirigé vers les lits de séchage afin de subir une deshydratation naturelle.

Le volume annuel à deshydrater est :  $365 \times 53 = 19345 \text{ m}^3$ .

Dans notre cas, traitement à boue activé, on estime que la surface du lit est de 20 Habitants par mètre-carré.

Soit la surface nécessaire à la deshydratation  $S = \frac{90000}{20} = 4.500 \text{ m}^2$

- Longueur  $= 20 \text{ m}$
- Largeur  $= 10 \text{ m}$

Soit une surface unitaire de  $200 \text{ m}^2$ . Le nombre de lits sera

$$N = \frac{4500}{200} = 23 \text{ Lits}$$

On propose une deshydratation des boues par voie naturelle sur des lits de séchage. Ces lits seront d'aires déterminées par des bords, comportent une granulométrie, recouvrent une série de drains collectant les eaux d'égoutage. Celles-ci seraient dirigées vers le réseau de drainage tournant en Tête de Station. Ces boues vont être utilisées à des fins agricoles.

Caractéristiques de la deshydratation.

Surface Totale  $S = 4500 \text{ m}^2$ .

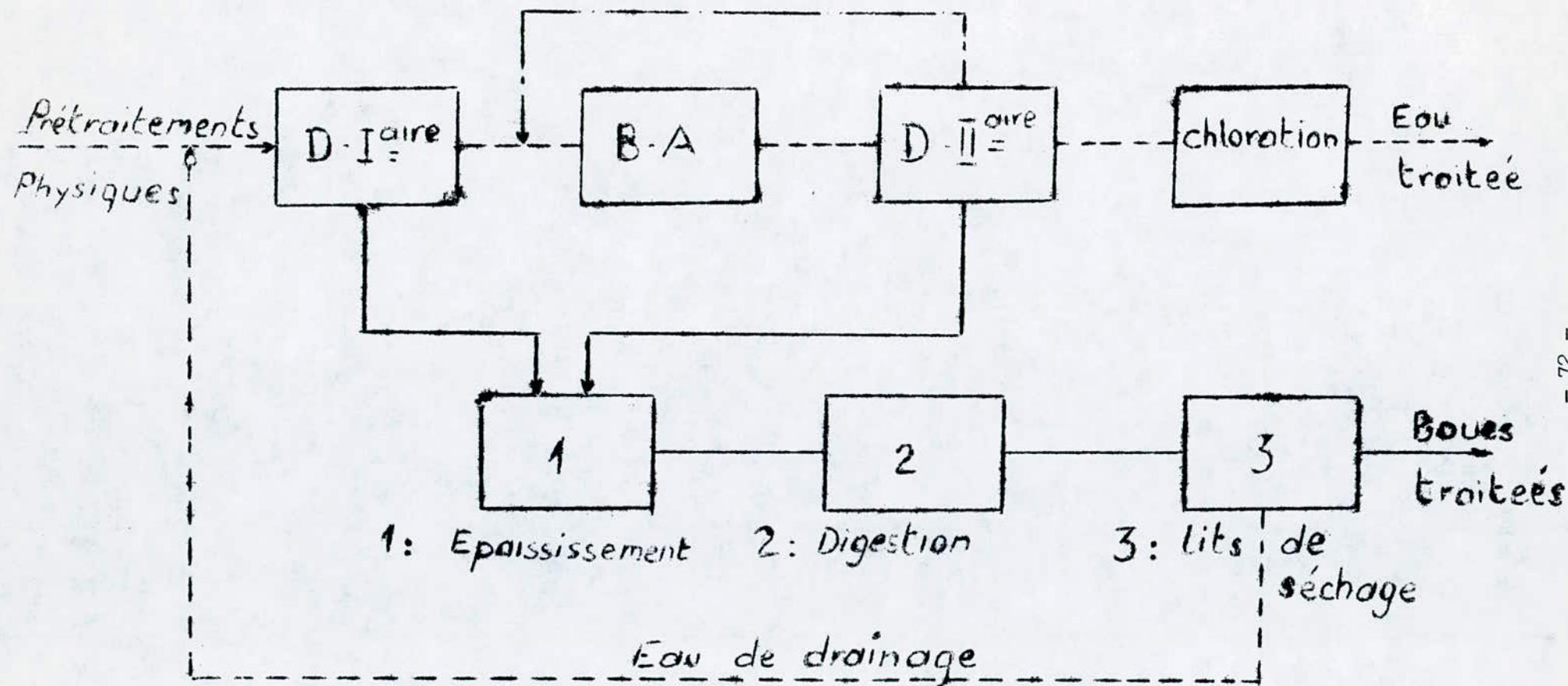
Longueur d'un lit = 20 m.

Largeur d'un lit = 10 m.

Volume annuel à deshydrater = 19.345 m<sup>3</sup>.

Nombre de lits = 23 Lits.

# TRAITEMENT A MOYENNE CHARGE



## 5.7 DESINFECTATION :

Le dosage du chlore est calculé sur la base de 8 à 10 g de chlore par m<sup>3</sup> (10 g /m<sup>3</sup>)

Debit de pointe :  $Q_p = 955 \text{ m}^3/\text{h}$

Debit journalier :  $Q_j = 13500 \text{ m}^3/\text{j}$

Debit moyen :  $Q_m = 562 \text{ m}^3/\text{h}$

La quantité journalière de chlore à prévoir

$$\begin{aligned} 13500 \times 10 &= 135000 \text{ g/j} \\ &= 135 \text{ KG/J} \end{aligned}$$

$$\text{Quantité horaire : } \frac{135}{24} = 5,62 \text{ KG/h}$$

En utilisant l'hypochlorite de soude comme désinfectant à un taux de concentration de 48 %.

1 degré chlorométrique correspond à 3,17 gr de  $\text{Cl}^-$  par KG d'hypochlorite d'où 1 l d'hypochlorite à 48 ° renferme  $3,17 \times 48 = 152 \text{ g}$  de chlore actif

$$\text{Quantité d'NaClO à prévoir : } \frac{135}{0,152} = 888,20 \text{ l/j}$$

par an :  $324,177,63 \text{ l/an}$

$$Q_{\text{HC}} = 324,18 \text{ m}^3/\text{an}$$

Calcul du volume du bassin de contact :

soit  $t_c = 30 \text{ '}$

$$V_e = 955 \times \frac{30}{60} = 477,5 \text{ m}^3$$

En prévoyant un temps de stockage périodique de 10 J .

capacité de la citerne

$$C = 888,20 \times 10 = 8882 \text{ l}$$

Volume de la citerne

$$V_{\text{Cit}} = 9 \text{ m}^3 = 9000 \text{ l}$$

DESIGNATIONS	LONG TERME
POPULATION	120.000
DOTATION (1/J HAB)	180
D B O 5 g/HA J	60 G/ HAB J
M E S /ha J	70 G/Hab J
CHARGE JOURNALIERE EN D B O 5 KG/J	7 200
CHARGE JOURNALIERE EN M E S EN KG/J	8 400
DEBIT JOURNALIER M3/J	21 600
DEBIT MOYEN M3/H	900
DEBIT DIURNE M3/H	1 200
DEBIT DE POINTE M3/H	1 350

EXTENSION : DE LA STATION D'EPURATION  
L'AN 2015

Comme nous l'avons indiqué au début de cet exposé, les ouvrages que nous venons de décrire sont dimensionnés que pour faire face aux besoins de la première phase.

Nous avons prévu la construction des travaux du génie-Civil du poste de relevement de telle façon que cet ouvrage puisse recevoir sans modification, les pompes supplémentaires nécessaires au débit de la seconde Etape.

POSTE DE RELEVAGE :

de 0 à 156 l/s I groupe en marche

de 156 à 265 l/s II Groupe en marche

Un troisième groupe de même caractéristique sera à prévoir pour assurer la sécurité et faire face à la 2e Etape de fonctionnement de 0 à 156 l/s 3e groupe en marche.

DEGRILLAGE :

Une deuxième grille sera prévue et fera face à l'an 2015.

qui aura pour caractéristiques :

Surface :  $S = 0,41 \text{ m}^2$

Largeur :  $l = 0,64 \text{ m}$

Espacement :  $l = 25 \text{ mm}$

Epaisseur :  $e = 10 \text{ mm}$

DESSABLAGE - DESHUIPAGE :

A l'an 2015 le volume de dessablage sera doublé, évalué à  $V = 124 \text{ m}^3$  avec un temps de résidence

$t_s = 5 \text{ mm}$  sur le débit de pointe.

CARACTERISTIQUES DU DESSABLAGE :

$V = 124 \text{ m}^3$

$S_v = 1,40 \text{ m}^2$

$S_h = 42 \text{ m}^2$

Hauteur du canal :  $2,90 \text{ m}$

longueur :  $24 \text{ m}$

largeur :  $1,75 \text{ m}$

CH sur  $Q_p$  :  $35 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

CH sur  $Q_m$  :  $21,42 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

Ts sur  $Q_p$  :  $5 \text{ mm}$

Ts sur  $Q_m$  :  $8,2 \text{ mm}$

Vitesse d'écoulement  $V_e = 0,3 \text{ m/s}$

### DECANTATION PRIMAIRE :

Temps de séjours : 1,1 h sur  $Q_p$

Volume total :  $V = 1485 \text{ m}^3$

Diamètre unitaire : 15 m

Hauteur de décantation :  $H = 4 \text{ m}$

(eau)

Hauteur de l'ouvrage :  $l_{20} = 5 \text{ m}$

Surface de décantation :  $S = 371,25 \text{ m}^2$

Les 02 décanteurs prévus dans la première phase en joiant sur la hauteur de décantation; l'opération décantation fera face à la 2<sup>e</sup> phase.

### REACTEUR BIOLOGIQUE :

Pour la 2<sup>e</sup> phase il sera procédé à la construction d'un troisième bassin de mêmes caractéristiques que ceux de la première phase.

- Longueur  $L = 28 \text{ m}$

- largeur  $l = 7 \text{ m}$

- Hauteur  $H = 4 \text{ m}$

- Volume  $V = 1547 \text{ m}^3$

- Surface  $S = 387 \text{ m}^2$

$t_s$  sur  $Q_m = 2,55 \text{ h}$

$t_s$  sur  $Q_p = 1,7 \text{ h}$

### PUISSANCE DES AERATEURS :

Puissance de broyage : 137 KW H  
en Moyenne

puissance minimale : 197 KW H

puissance totale : 334 KW H

En pointe

puissance minimale : 245 KW H

Puissance totale : 382 KW H

### DEBIT D'AIR :

En moyenne

4589  $\text{m}^3$  d'air /h

1,00  $\text{m}^3$  d'air / $\text{m}^3$  du bassin

En pointe

5690  $\text{m}^3$  d'air /h

1,24  $\text{m}^3$  d'air / $\text{m}^3$  du bassin.

BILAN DES BOUES :

BOUES PRIMAIRES :

Quantité journalière extraites 5040 kg/j

4032 KG/J MVS

1008 KG/J M M

Volume des boues 168 m<sup>3</sup>/j

BOUES SECONDAIRES :

Quantité journalière extraite 3155 KG/J

Volume journalier des boues II e 394 M<sup>2</sup>/J

Concentration Xv = 8 g/l

Age des boues = 5,44 J

BESOINS EN OXYGENE :

Les besoins sont donnés par  $Q_{O_2/t} = a \cdot l_e + b \cdot X_t$

$l_e = 7200 - 648 = 6552$  KG/J

$X_t = 4582 \times 3 = 13746$  KG

Quantité d'O <sub>2</sub> théorique par jour	4978 KG O <sub>2</sub>
Quantité d'O <sub>2</sub> théorique en Moyenne	207 KG O <sub>2</sub>
Quantité d'O <sub>2</sub> théorique en pointe	257 KG d'O <sub>2</sub>
Quantité d'O <sub>2</sub> réelle journalière	7112 KG d'O <sub>2</sub>
Quantité d'O <sub>2</sub> réelle en Moyenne	296 KG d'O <sub>2</sub>
Quantité d'O <sub>2</sub> réelle en pointe	367 KG d'O <sub>2</sub>

### CLARIFICATION :

En plus des clarificateurs déjà en place en 1er phase.

Il sera procédé à la construction d'un troisième clarificateur :

Le volume total de clarification en 2e phase sera égal à 7190 m<sup>3</sup>

Les caractéristiques du 3e clarificateur

$$V = 5076 \text{ m}^3$$

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

$$S = 1692 \text{ m}^2$$

$$D = 46 \text{ m}$$

Les caractéristiques de chacun des deux clarificateurs

Volume total : 2114 m<sup>3</sup>

surface totale : 705 m<sup>2</sup>

Hauteur : 3 m

Les 02 bassins auront pour caractéristiques

Diamètre unitaire  $D1 = D2 = 15 \text{ m}$

Hauteur  $/H1 = H2 = 3 \text{ m}$

soit un volume total de clarification en seconde phase égale à  $V = 7190 \text{ m}^3$ .

### TRAITEMENT DES BOUES :

#### EPAISSISSEMENT :

Le volume Total de l'Epaississement est de 246 m<sup>3</sup>

la quantité des boues fraîches 8195 KG/J

Volume = VI + VII

$$= 168 + 394 = 562 \text{ M}^3/\text{J}$$

Volume des boues refoulées vers le digesteur : 164 m<sup>3</sup>/J

avec un temps de séjour : 1,5 j

avec une hauteur de 4 m, la surface  $S = \frac{843}{4} = 211 \text{ m}^2$

$$V_{ep} = 562 \times 1,5 = 843 \text{ m}^3$$

en se basant aux calculs de la 1ere phase 2000 est celle de l'an 2015 et dans le souci de préserver les paramètres fonctionnels à leurs volumes optimaux, il est recommandé de construire un épaisseur de même type que le précédent ayant les caractéristiques suivantes :

$$V = 460 \text{ m}^3$$

$$S = 115 \text{ m}^2$$

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

$$D = 12 \text{ m}$$

DIGESTION :

Poids des MVS contenues dans les boues fraîches : 6656 KG/J

Poids de MM contenues dans les boues fraîches : 1639 KG/J

la digestion anaérobie assurera une réduction de 45 % du MVS d'où une quantité de matières sèches de boues digérées de

$$6656 \times 0,55 + 1639 = 5300 \text{ KG/J}$$

Volume des boues rentrant dans la digestion 165,9 m<sup>3</sup>/J

Volume du digesteur avec ts = 25 j V = 2650 m<sup>3</sup>

Concentration des boues 50 g/l

Volume extrait quotidiennement est de 106 m<sup>3</sup>/J

Pour satisfaire les bonnes conditions de fonctionnement de la station, il sera nécessaire de prévoir un digesteur autres que celui de la première phase qui aura les caractéristiques suivantes :

Volume = 2650 m<sup>3</sup>

Surface = 265 m<sup>2</sup>

Diamètre = 265 m<sup>2</sup>

Hauteur = 10 m

DESHYDRATATION NATURELLE : LITS DE SECHAGE :

Volume des boues à digérer : 165 m<sup>3</sup>/J

Concentration des boues digérés : 50 g/l.

Volume annuel à deshydrater : 225 m<sup>3</sup>

Surface des lits estimée en boues Activées : 15 hab/m<sup>2</sup>

## 5.2 RECOMMANDATIONS GENERALES :

- Minimiser dans la mesure du possible la surface à ménager
- Le dégrillage devra se faire obligatoirement avant le relevage des eaux brutes et dans le but de protéger les pompes.
- Eviter autant que possible les sources de mauvaises odeurs (préaération dans le dessableur).
- Le bâtiment d'exploitation devra inclure un laboratoire d'Analyses et de contrôles des eaux pour répondre aux besoins de l'ensemble de la Wilaya de Tizi-Ouzou.
- 1 exploitant de la Station.

