

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

2/85

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

16x
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE DE L'ENVIRONNEMENT

PROJET DE FIN D'ETUDES

INGENIORAT D'ETAT

SUJET

STATION DE TRAITEMENT
DES EAUX USEES DE LA VILLE
DE TIPAZA

Proposé par :

D.H.E.F. TIPAZA

Etudié par :

Mr BOUAOUDIA
Abdelatif

Dirigé par :

M EIN et
Mr NAAMANE

PROMOTION :

JUIN 1985

~~4444~~

الجمهورية العربية السورية
العلوم التطبيقية
الهندسة
الكلية
Ecole Nationale Polytechnique
BIBLIOTHEQUE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE DE L'ENVIRONNEMENT

PROJET DE FIN D'ETUDES

INGENIORAT D'ETAT

SUJET

STATION DE TRAITEMENT
DES EAUX USEES DE LA VILLE
DE TIPAZA

Proposé par :

D.H.E.F. TIPAZA

Etudié par :

Mr BOUAOUDIA
Abdelatif

Dirigé par :

M EIN et
Mr NAAMANE

PROMOTION :

JUIN 1985

Département: ... Genie de l'environnement : مصلحة
Promoteurs: M^E. EIN et M^E. NAAMANE : موجه
Des Ingénieurs: ... Bouaqudia Abdelatif : لميد مهندس

- الموضوع: دراسة مشروع محطة تصفية للمياه بلدية تيارزة
- الملخص: هذا العمل يعتمد على تصميم محطة لمعالجة المياه القذرة لبلدية تيارزة. ينقسم إلى قسمين:
(1) التنقية البيولوجية للمياه القذرة
(2) المعالجة الفيزيائية-الكيميائية للمياه الراكدة من المحطة

Sujet: Station de traitement des eaux usées de la ville de Tizaza
Résumé: Dimensionnement de la station de traitement:
1^{ère} partie: Un traitement biologique des eaux usées
2^{ème} partie: Un traitement physico-chimique de l'effluent

Subject: Waste Water treatment plant design of Tizaza
Abstract: The study is divided in two parts:
Firstly: biological treatment is carried out in order to avoid surrounding pollution
The second part of the study deals with physic and chemical treatments

DEDICACES

- A la mémoire de ma grand-mère
- A mon père et à ma mère
- A mes frères et sœurs
- A mes amis (es)

Abdelatif Bouaoudia

REMERCIEMENTS :

Au terme de cette étude, je remercie :

- mes promoteurs, M^E EIN et M^E NAAMANE, pour leurs conseils et orientations;
- tous mes professeurs qui ont été à l'origine de ma formation;
- mon ami F. Z. DAOUD qui s'est chargé de la calligraphie du texte.
- et à tous ceux qui m'ont aidé à réaliser ce mémoire, en particulier C. AISSAT.

- PLAN -

Page

Introduction	1
But	2

Chapitre I:

I.1 Présentation de la ville	3
I.2 Site d'implantation de la station de traitement	4
I.3 Données climatologiques	4
I.4 Données démographiques	5

Chapitre II:

II.1 Estimation des rejets et calcul des charges polluantes	6
II.1.1 Estimation des rejets	7
II.1.2 Calcul des charges polluantes	7
II.1.2.1 DBO ₅	7
II.1.2.2 DCO	7
II.1.2.3 Matières en suspension	7
II.2 Interpretation de l'analyse	7
II.3 Détermination des paramètres microbiologiques	9

Chapitre III: Procédés du traitement des effluents

III.1 Généralités	10
III.2 Schéma de traitement	10
III.3 Traitements préliminaires	11
III.3.1 Dégrillage	11
III.3.2 Dessablage	13
III.4 Traitement primaire	17
III.4.1 Généralités	17
III.4.2 Dimensionnement de décantation primaire	17

Chapitre IV: Traitement biologique

IV.1 Généralités	20
IV.2 Procédés d'épuration biologique	20
IV.3 Épuration par boues activées	20

... / ...

IV.31	Introduction	21
IV.32	Processus	21
IV.33	Dimensionnement	22
IV.34	Besoins en oxygène	24
IV.35	Puissance de l'aérateur	25
IV.36	Bilan de boues	27
IV.37	Concentration des boues	28
IV.38	Taux de recirculation	29
IV.39	Age des boues	29
IV.4	Clarificateur	30
IV.4.1	Dimensionnement du clarificateur	31

Chapitre V: Traitement des boues

V.1	Généralités	33
V.2	Stabilisation des boues	33
V.3	Épaississement des boues	34
V.4	Déshydratation des boues	35
V.5	Bilan de boues	37
V.6	Dimensionnement de l'épaississeur	38
V.7	Dimensionnement du digesteur	42
V.8	Déshydratation	43

Chapitre VI: Traitement tertiaire

VI.1	Identification du procédé	49
VI.1.1	Appellation usuelle	49
VI.1.2	Chaîne de traitement	49
VI.2	Caractéristiques moyennes de l'eau usée avant affinage	51
VI.3	Premier stade de traitement	51
VI.3.1	liminaire	51
VI.3.2	Filtration	52
VI.3.3	Déphosphatation	52
VI.3.4	Élimination de l'azote	53
VI.3.5	Résultats du premier stade	54
VI.4	Second stade des traitements tertiaires	55
VI.4.1	liminaire	55
VI.4.2	Traitement au charbon actif	55
VI.4.3	Désinfection	55
VI.4.4	Osmose inverse	56
VI.5	Choix des procédés de traitement tertiaire	57

VI.5.1	elimination du phosphore	57
VI.5.2	elimination de l'azote	61
VI.5.3	Filtration	63

Chapitre VII: Procédes de réutilisation

VII.1	Réutilisation en agriculture	73
VII.2	Rejets de l'eau traitée	74

Chapitre VIII: Coût d'investissement
Estimation du cout du metre cube
d'eau traitée

VIII.1.	Coût d'investissement	75
.2	Frais d'exploitation	76
VIII.3	Taux d'inflation et d'actualisation	77

	Conclusion generale	79
	Bibliographie	80

INTRODUCTION.

des versements polluants peuvent modifier profondément les composantes physico-chimiques des milieux aquatiques récepteurs ainsi que les biocénoses peuplant ces milieux. La pollution ne se réfère pas à la "pureté" des eaux, ni même à leurs aptitudes, mais aux modifications de leurs caractéristiques dues aux actions humaines.

L'évolution de notre société s'est traduite au cours de ces dernières années par un accroissement rapide des besoins en eau et des quantités de pollution dans le milieu naturel. L'importance grandissante des coûts d'amenée d'eau pour l'alimentation des villes, jointe à celle de leur évacuation qui va de pair avec la raréfaction des ressources en eau, induit, un peu partout dans le monde et pas seulement dans les zones arides ou semi-arides à se poser la question de la réutilisation des eaux usées.

On appelle réutilisation des eaux usées, l'usage immédiat des "eaux de deuxième main" rejetées par des usages précédents grâce à des actions volontaristes accélérant ou raccourcissant le cycle naturel de l'eau.

La présente étude traite justement, un cas de réutilisation, à savoir l'approvisionnement en eau pour l'irrigation.

But de travail

Le milieu receveur des effluents de la région de Tipaza est la mer; Toutefois il est à noter que les villages de Nador, Chenoua, complexe "Matarès" ont un réseau d'égout indépendant. En effet ces eaux sont d'abord collectées au niveau de l'oued Nador, qui se jette dans la mer.

C'est ce rejet d'eaux usées non traitées qui est cause de la pollution de la plage; Et quand on sait que Tipaza est une région touristique, il est impératif d'éliminer cette pollution. Dans cette perspective, il est prévu la construction d'une station d'épuration qui comportera les opérations suivantes:

- Un traitement primaire
- Un traitement secondaire
- Un traitement tertiaire.

Après traitement, ces eaux sont évacuées vers l'oued Nador qui se jette dans la mer.

Etant donné que l'écoulement de l'oued est sec, la stagnation des eaux épurées dans celui-ci est inadmissible, soit à cause de l'odeur, soit à cause des conditions anti-sanitaires, dans ce milieu touristique important; D'où l'utilité du traitement tertiaire. Ce traitement est justifié, par le fait qu'il est prévu éventuelle réutilisation de ces eaux à des fins agricoles.

Chapitre I

I.1 Présentation de la ville:

La ville de Tipaza, est une ville côtière située à 70 Km à l'ouest d'Alger, et reliée à cette dernière par R.N 11.

La ville est coupée en deux par cette R.N.

En ce qui concerne l'extension, plusieurs constructions sont en cours, et ceci dans le sens Nord-Sud.

Le terrain présente une pente naturelle dans le sens Sud-Nord vers la mer, ce qui facilite l'évacuation gravitaire des eaux usées et pluviales vers la mer.

Tipaza est une nouvelle Wilaya essentiellement à vocation agricole et touristique. Une autre activité qui est susceptible d'être développée est la pêche.

Quant à l'industrie, selon les informations recueillies, est une activité qui n'est pas envisageable à moyen terme, ceci parceque, il n'existe pas d'unités industrielles actuellement susceptibles de favoriser le développement de ce secteur.

La ville est dotée d'un réseau d'égout séparatif, le réseau d'eaux usées est beaucoup plus long que celui des eaux pluviales.

Actuellement, aucun traitement n'est appliqué pour ces eaux usées qui se jettent directement dans la mer.

I.2 Site d'implantation de la station de traitement.

Le site de la station a été retenu sur le côté gauche de la route nationale n° 11 à 2 km environ de la ville de Tipaza venant d'Alger vers Cherchell.

Le terrain mis à la disposition de la station de traitement est délimité au nord par R.N 11, à l'ouest par un canal d'assèchement existant, à l'est par une ligne d'arbres.

La superficie du terrain disponible est de 4,5 ha. Le terrain, propriétés d'un domaine autogéré.

I.3 Données climatiques.

La région de Tipaza a un climat méditerranéen du type littoral.

- Température moyenne annuelle de l'air est : $17,55^{\circ}\text{C}$.
- Pluie en moyenne annuelle est : 630 mm
- Evaporation en moyenne annuelle est : 937 mm
- Vent en moyenne annuelle est : 1,9 (1-2 = vent faible)
- Ces informations ont été données par TESCO (Entreprise-hangroise)

I.4 DONNEES DEMOGRAPHIQUES

L'estimation relative à l'évolution de la ville de Eipaza (Chef lieu); Complexe Matarès, du Village Chenona, Chenona plage et du Village Nador a été donné par P.U.D (Plan urbanistique directeur) et SETHYAL (Société d'étude hydraulique).

Le nombre d'habitants à l'horizon de l'année 2010 est estimé à 40.000 équivalent habitants.

CHAPITRE II

II.1 Estimation des rejets et calcul des charges polluantes

II.1.1 ESTIMATION DES REJETS.

En le rôle touristique de la ville et l'importance de la protection de l'environnement, la dotation de consommation en eau potable est estimée à 250 l/hab. Jour (Avec 80% de rejets), On aura une capacité égale à 8000 m³/J pour une population de 40000 habitants à l'horizon 2010

II.1.1.1 DEBITS

- de débit moyen horaire journalier : $Q_m = \frac{Q_j}{24}$
avec $Q_j = 8000 \text{ m}^3/\text{j}$ $\Rightarrow Q_m = \frac{8000}{24} = 333,33 \text{ m}^3/\text{h}$

Q_m = débit moyen horaire journalier.

Q_j : débit journalier.

- Le débit moyen horaire diurne : $Q_d = \frac{Q_j}{16} \Rightarrow Q_d = \frac{8000}{16}$
 $Q_d = 500 \text{ m}^3/\text{h}$. avec Q_d : débit moyen horaire diurne.

- Le débit de pointe à temps sec :

$$Q_p = C_p \cdot Q_m$$

C_p : Coefficient de pointe

Q_p : débit de pointe

$$\text{pour } Q_m) 2,8 \text{ l/s} \Rightarrow C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}}$$

Application numérique : $Q_m = 333,33 \text{ l/s} \Rightarrow C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{333,33}} = 1,76$

$$Q_p = 1,76 \times 333,33 = 586,66 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.2 CALCUL DES CHARGES POLLUANTES.

II.2.1 La demande biochimique en oxygène (DBO₅)

La DBO₅ est évaluée à 200,7 mg/l soit:

- une quantité journalière de: $200,7 \times 8000 \times 10^{-3} = 1606 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$

- une concentration de: $\frac{1606}{8000} = 0,201 \text{ Kg/m}^3$ soit 201 mg DBO₅/l

II.2.2 La demande chimique en oxygène (DCO)

La DCO est évaluée à 60g/hab.j soit:

- $60 \times 40.000 \times 10^{-3} = 2400 \text{ Kg/j}$: quantité journalière.

- une concentration de: $\frac{2400}{8000} = 0,360 \text{ Kg/m}^3$ soit 360 mg/l

II.2.3 Matières en suspension (M.E.S)

Les matières en suspension (M.E.S) sont évaluées à:

84g/hab.j soit:

- une quantité journalière: $84 \times 40.000 \times 10^{-3} = 3360 \text{ Kg MES/j}$

- une concentration de: $\frac{3360}{8000} = 0,420 \text{ Kg/m}^3$ soit 420 mg MES/l

REMARQUE:

Le rapport $\frac{DCO}{DBO_5}$, nous permet de savoir l'origine des eaux usées:

$\frac{DCO}{DBO_5} = \frac{60}{40,14} = \frac{300}{201} = 1,5$ inférieur à 2,5 ce qui confirme le caractère d'une eau usée domestique.

II.2 INTERPRÉTATION DE L'ANALYSE

Le prélèvement des échantillons a été fait dans le part au 2^{ème} regard en amont du rejet. Les résultats ont été les suivants:

pH en 1/10	9,2	Matières organiques en milieu acide	98 mg/l
Conductivité en μmhos à 25°	2,6	Phosphate (PO_4)	32 "
Résidu sec à 110°C en mg/l	1666	Chrome (Cr)	Trace
Azote organique en mg/l	9,858	Zinc (Zn)	1,03 "
Nitrates (NO_3) mg/l	7,11	Fer (Fe)	1,14 "
Nitrites (NO_2) mg/l	1,35	Magnésium (Mg)	0,20 "
Ammonium (NH_4) mg/l	25,5	SiO_2	27 "
Minéralisation en mg/l	1593		

Remarque: Les paramètres indiqués dans le tableau, ci-dessous dépassent les normes posées par l'O.M.S (Organisation mondiale de la santé)

Paramètres	Concentration	Normes de l'O.M.S mg/l
Ammonium (NH_4)	25,5 mg/l	3 ÷ 5
Phosphates (PO_4)	32 mg/l	1,5 ÷ 3
Coliformes	10^8 Coli/l	10^3 Coliformes/l

D'où il est nécessaire d'éliminer les phosphates, nitrites et nitrates en procédant à un traitement tertiaire.

II.3 DETERMINATION DES PARAMETRES MICROBIOLOGIQUES

Les eaux usées domestiques contiennent une multitude d'organismes vivants apportés par les excréments d'origine humaine ou animale. La nature de la population bactérienne est très variée. Cette fois la présence importante de staphylocoques, Escherica-Coli, Salmonella et streptocoques, est considérée comme témoin de pollution.

Les eaux usées domestiques contiennent en moyenne 10^8 germes/litre; d'où il est impossible de les éliminer avant rejet, car ils provoquent un certain nombre de maladies hydriques telque: Cholera, typhoïde etc...

Les rendements d'élimination des germes durant le processus de traitement sont les suivants:

Traitement	Élimination ou inactivation (%)
Traitement primaire:	
1) DEGRILLAGE - - - - -	0 - 50
2) DECANTATION - - - - -	0 - ?
Traitement secondaire:	
1) Bacs activés - - - - -	75 - 99
2) Lits bactériens - - - - -	0 - 85
3) Bassin de stabilisation - - - - -	0 - 96
4) Flocculation - - - - -	20 - 60
Traitement tertiaire:	
1) Flocculation - - - - -	90 - 99
2) Précipitation des phosphates - - - - -	90 - 98
3) Adsorption sur Charbon actif - - - - -	10 - 99

Chapitre II

Procédés du traitement des effluents

1. Généralités:

Pour épurer l'eau, il faut généralement combiner plusieurs traitements élémentaires dont les bases peuvent être physiques, chimiques ou biologiques, et dont l'effet est diminuer et d'éliminer tout d'abord les matières en suspension, ensuite les substances colloïdales, puis les substances dissoutes (minérales ou organiques). Il faut enfin corriger certaines caractéristiques. Plusieurs principes peuvent être mis en oeuvre pour chaque étape selon les buts recherchés.

1.2 Schéma de traitement:

Prétraitement : - dégrillage grossier
- désablage

Traitement physique:

- décantation primaire

Traitement biologique:

- bassin d'aération
- décantation secondaire

Traitement des boues:

- épaissement
- digesteur
- séchage sur lit

Traitement tertiaire:

- déphosphatation
- élimination de l'azote
- filtration
- désinfection

III.3 Traitements préliminaires

III.3.1 Dégrillage:

Il s'agit de séparer des eaux brutes, les matières les plus volumineuses, en faisant passer l'effluent d'entrée, à travers des barreaux dont l'espacement est déterminé en fonction de la nature de l'effluent.

On distingue :

- un pré-dégrillage : espacement 30 à 100 mm
- un dégrillage moyen espacement 10 à 25 mm
- un dégrillage fin 3 à 10 mm

Il existe différents types de grilles selon la conception des fabricants et la nature de l'effluent à traiter.

III.3.1.1 Dimensionnement.

Pré-dégrillage : Le choix des grilles s'est porté sur les grilles mécaniques, qui sont conçues pour les stations, traitant l'équivalent de 2000 habitants ou plus.

Parmi ces grilles, on a opté pour les grilles droites, qui sont conçues pour les stations de moyenne importance.

- Calcul: Les grilles créent des pertes de charge comprises entre 0,10 et 0,40 m, pour les eaux résiduaires.

La vitesse de passage de l'eau à travers les grilles doit être comprise entre 0,6 et 1 m/s

D'après la formule de THOMASEAN, la surface mouillée de la grille est calculée comme suit:

$$S = \frac{Q}{V \times a \times c}$$

S: surface (m²)

Q: débit (m³/s)

V: vitesse de passage (m/s)

a: espace libre entre les barreaux
largeur totale de la grille.

C: coefficient de colmatage

Quant à la largeur, elle est calculée par la formule de

Consortium - Kutler / erger:

$$L = \frac{d+e}{e} \cdot \frac{1}{1-M} \cdot \frac{Q_p}{V \cdot h}$$

L: largeur totale de la grille.

d: largeur des barreaux

e: épaisseur des barreaux

M: degré d'encrassement

Q_p: débit de pointe

h: profondeur d'eau

V: vitesse de passage

Application, numérique: Q_p = 0,163 m³/s; V = 0,8 m/s; e = 50 mm;

$$C = 0,55; a = 0,77$$

$$S = \frac{0,163}{0,8 \times 0,77 \times 0,55} = 0,48 \text{ m}^2$$

$$L = \frac{15+50}{50} \cdot \frac{1}{1-0,4} \cdot \frac{0,163}{0,8 \cdot 1} = 0,45 \text{ m}$$

Nous adoptons donc, une grille grossière automatique de type droit (fig 1)

Résidu du dégrillage: Le volume de refus des dégrilleurs grossiers exprimés en l/hab/an est donné par la relation:

$$V = \frac{12 \text{ à } 15}{e}$$

e: espacement des barreaux en cm.

Application numérique: $V = \frac{14}{5} = 2,8 \text{ l/hab/an}$

Le refus journalier sera:

$$\frac{V}{365} \times \text{la population équivalente.}$$

$$\frac{2,8}{365} \times 40000 = 306,85 \text{ l/j}$$

Pour toute grille, il est impératif d'évacuer chaque jour les matières des grilles qui peuvent contenir jusqu'à 80% de matières organiques rapidement surtout en temps de chaleur.

On peut se débarrasser des déchets de grilles par:

- enfouissement dans le terrain avoisinant.
- enlèvement aux ordures ménagères.

III.3.2. DESSABLAGE : (à écoulement horizontal)

L'élimination des sables présents dans l'effluent est indispensable, si on veut protéger les conduites et pompes contre la corrosion et aussi éviter le colmatage des canalisations par une sédimentation au cours du traitement.

L'installation de dégrillage est suivie d'un répartiteur circulaire distribuant les eaux sur deux chambres de désablage disposées en parallèle (solution souvent adoptée dans le cas où les variations peuvent être importantes et les rapports sableux considérables). fig 2

Pour maintenir une vitesse constante, les chambres de désablage sont munies d'un étranglement VENTURI à leur sortie. Une vitesse de l'écoulement de 0,30 m/s permet le dépôt de la moyenne partie des sables dans un temps de séjour de 1 à 2 minutes et une charge hydraulique maximale d'environ $70 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

3.2.1 Dimensionnement des désableurs :

En adoptant :

- vitesse d'écoulement : $V_e = 0,30 \text{ m/s}$
- Vitesse de sédimentation : $V_s = 0,046 \text{ m/s}$
- débit de pointe : $Q_p = 0,163 \text{ m}^3/\text{s}$

En considérant deux chambres de désablage :

$$Q = \frac{Q_p}{2} = 0,081 \text{ m}^3/\text{s}$$

Volume pour chaque désableur sera avec un temps de séjour 2 mn :

$$V = Q \times t_s = 0,081 \times 2 \times 60 = 10 \text{ m}^3$$

Section horizontale (en fixant une hauteur de 0,85 m)

$$S = \frac{V}{h} = \frac{10}{0,85} = 12 \text{ m}^2$$

On adopte pour chaque bassin :

- Section horizontale : 12 m^2
- Hauteur : $0,85 \text{ m}$
- largeur : $1,5 \text{ m}$
- Longueur : 8 m

Donc : Charge hydraulique : $C_h = \frac{Q}{S_h} = \frac{0,081}{12} \times 3600 = 24,3 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

On a prévu un étranglement Venturi à la sortie des chambres de désablage en vue de maintenir une vitesse constante d'écoulement.

La largeur de l'étranglement est donnée par la relation :

$$l_1 = \frac{Q}{K \cdot h^{3/2}}$$

Q: débit traversant la chambre de désablage

K: Caractéristique de l'étranglement. (1,93 en unités m et sec)

l_1 : Largeur de l'étranglement en m

h: La hauteur d'eau maximale en amont de l'étranglement en m (0,85m)

d'où
$$l_1 = \frac{0,081}{1,93 \cdot (0,85)^{3/2}} = 0,053 \text{ m}$$

La largeur pour chaque sortie de chambre = 6cm

Quantités de matières éliminées

La quantité des M.E.S (matières en suspension) totale à l'entrée du désableur est constituée de 70% de M.V.S (matières volatiles en suspension) et de 30% de M.M (matières minérales).

Le rendement du désableur est de 80%, en ce qui concerne les matières minérales :

Données : Quantité des M.E.S totale : 3360 Kg/j
— " — M.V.S : $0,7 \times 3360 = 2352 \text{ Kg/j}$
— " — M.M : $0,3 \times 3360 = 1008 \text{ Kg/j}$

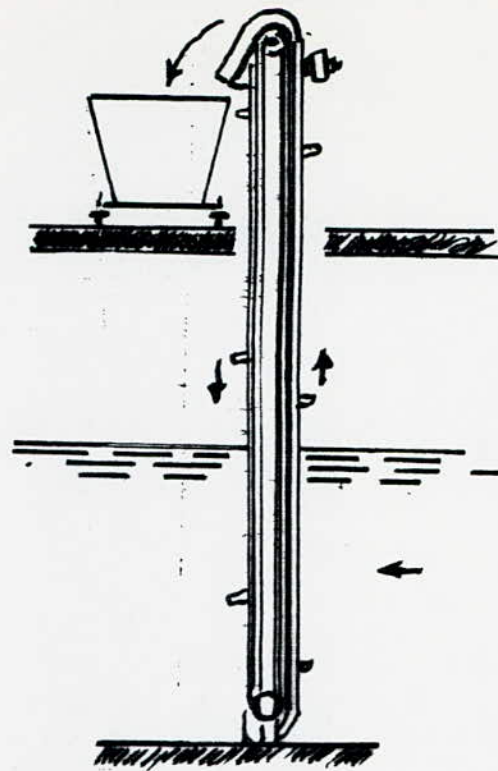
La quantité des matières éliminées par le désableur sera :

$$3360 \times 0,30 \times 0,80 = 806,4 \text{ Kg/j}$$

La quantité totale des M.E.S non éliminée est :

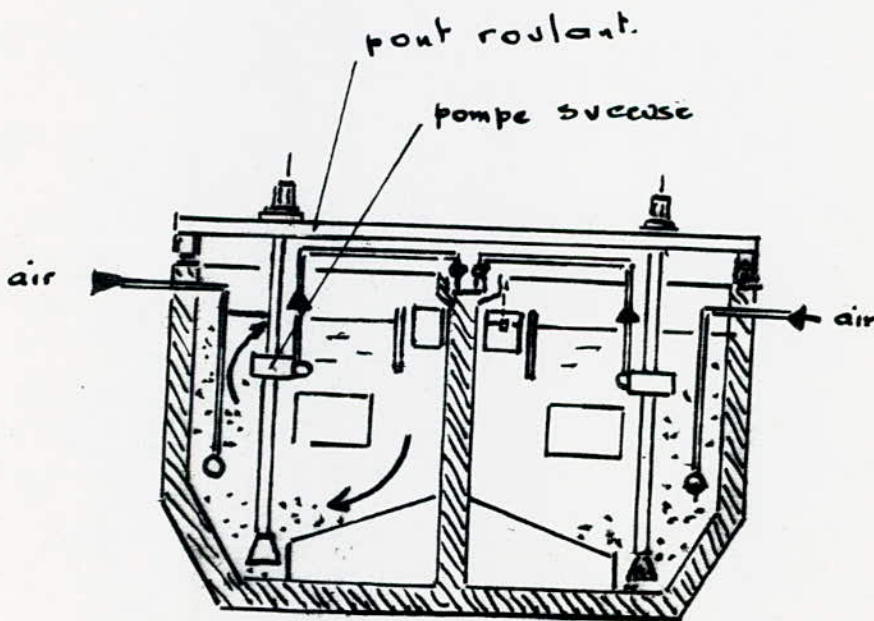
$$3360 - 806,4 = 2553,6 \text{ Kg/j}$$

Les sables et les matières lourdes sont recueillis à la partie inférieure du bassin.



Degrilleur Fixe.

fig 1



Désoableur rectangulaire
aéré

fig 2.

III.4 TRAITEMENT PRIMAIRE ou DECANTATION PRIMAIRE

III.4.1 GENERALITES :

L'élimination des matières en suspension présentes dans le milieu liquide est réalisée par sédimentation, en utilisant uniquement les forces de gravité. La forme des ouvrages de décantation est commandée par le choix du dispositif d'évacuation, des boues déposées et la capacité de traitement.

Il est recommandé d'utiliser des decanteurs circulaires, le racleur étant fixé sur une charpente tournant autour de l'axe du bassin.

Il peut comporter une seule lame en forme de spirale ou une série de raclettes en galva. Il comprend un fût central creux d'où elle est répartie généralement par une cloison siphonnée annulaire.

Le dispositif de râclage permet d'amener les boues vers une fosse centrale d'où partent les tuyauteries d'extraction.

De plus, un racleur de surface pousse les corps flottants vers un d'où ils peuvent être envoyés soit vers le puits à boues, soit vers un pote séparé.

III.4.2 DIMENSIONNEMENT DE DECANTATION PRIMAIRE

Le temps de séjour adopté est de l'ordre de 1h à 2h. Le radier doit avoir une légère pente de l'ordre de 4 à 10% pour aider le transfert des boues vers le centre.

La vitesse axentielle de l'eau est de l'ordre de 2 à 2,5 m/h.

La décantation primaire permet d'éliminer environ :

- 90% des matières décantables.
- 50 à 60% des M.É.S
- 25 à 40% de la D.B.O₅ et D.C.O

Application numérique :

Pour un temps de séjour de 1,1 heure sur Q_p , le volume du décanteur

$$V_t = Q_p \times t_s = 586,66 \times 1,1 = 646 \text{ m}^3$$

Vérifions le temps de séjour relatif au débit moyen horaire Q_m

$$t_s = \frac{V_t}{Q_m} = \frac{646}{333,33} = 1,93 \text{ h}$$

Suivant les variations des vitesses ascensionnelles dans le bassin de décantation dues à l'alimentation par le débit Q_m et Q_p .

On accorde alors : $v_a = 2 \text{ m/h}$ quand la station est alimentée par Q_m .

$v_a = 2,5 \text{ m/h}$ quand la station est alimentée par Q_p .

On adopte 2 décanteurs primaires à alimentation centrale (facilitant la répartition de l'effluent)

- Volume de chaque décanteur $V = \frac{V_t}{2} = \frac{646}{2} = 323 \text{ m}^3$

- $V = 323 \text{ m}^3$; $S = \frac{V}{H} = \frac{323}{2,5} = 129,5 \text{ m}^2$ avec $H = 2,5 \text{ m}$

- Le diamètre correspondant est :

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 129,5}{\pi}} = 13 \text{ m}$$

On adoptera donc, pour le décanteur primaire :

- Hauteur (H) : 2,5 m

- diamètre (D) : 13 m

- surface (S) : 129,5 m²

Vérifions la charge superficielle : $C_s = \frac{Q_p}{S_t} = \frac{586,66}{129,5 \times 2} = 2,26 \text{ m}^3/\text{h}$

S_t : surface totale de décanteurs en m² ; (C_s : vitesse à 2,5 m/h)

BOLLIES PRIMAIRES

La quantité de M.E.S et D.B.O₅ entrant dans les decanteurs est de :

$$\text{M.E.S.} : 2553,6 \text{ Kg/j}$$

$$\text{D.B.O}_5 : 1606 \text{ Kg/j}$$

En admettant que le decanteur elimine 60% de M.E.S et 30% de D.B.O₅,

On aura alors :

$$\text{M.E.S.} = 2553,6 \times 0,60 = 1532,16 \text{ Kg/j}$$

$$\text{D.B.O}_5 = 1606 \times 0,30 = 481,8 \text{ Kg/j}$$

A la sortie du decanteur, on aura :

$$\text{M.E.S.} = 2553,6 - 1532,16 = 1021,44 \text{ Kg/j}$$

$$\text{D.B.O}_5 = 1606 - 481,8 = 1124,2 \text{ Kg/j}$$

Ce qui nous donne une concentration :

$$\text{M.E.S.} : \frac{1021,44}{8000} = 127,68 \text{ mg/l.}$$

$$\text{D.B.O}_5 : \frac{1124,2}{8000} = 140,52 \text{ mg/l}$$

La quantité totale des boues destinées au traitement

est de : 2043,96 Kg/j

CHAPITRE : IV

TRAITEMENT BIOLOGIQUE

IV.1 GENERALITES

Parmi les divers organismes responsables des phénomènes biologiques, les bactéries sont les plus importantes et les plus nombreuses. Une bactérie peut être considérée comme un système utilisant le substrat pour produire de l'énergie, fabriquer de nouvelles cellules et rejeter des produits de métabolisme. La vitesse de dégradation des matières organiques est plus élevée en milieu aérobie, c'est la raison pour laquelle les installations d'épuration biologique fonctionnent généralement en présence d'oxygène.

La dégradation biologique s'accomplit en deux phases presque

- Une phase d'absorption, très rapide, au cours de laquelle, les substances organiques s'absorbent sur la membrane extérieure des cellules.
- Une phase d'oxydation, plus lente, au cours de laquelle, a lieu oxydation des matières organiques en produits de décomposition, tel que CO_2 et H_2O

La vitesse de dégradation dépend de plusieurs paramètres, tels que la quantité d'oxygène nécessaire, la masse totale de micro-organismes, la température et surtout la nature des substances à traiter.

IV.2 PROCÉDES D'ÉPURATION BIOLOGIQUE

Les différents procédés sont :

- Bâches activées
- Lits bactériens
- Disques biologiques
- Lagunage naturel ou aéré
- L'épandage des eaux

IV.3 ÉPURATION PAR BÂCHES ACTIVÉES

IV 3.1 INTRODUCTION.

Le procédé à boues activées est un système fonctionnant en continu dans lequel, des micro-organismes sont mis en contact avec les eaux usées contenant des matières organiques.

En présence de nourriture abondante, les micro-organismes vont se développer rapidement et auront tendance à former des masses floconneuses plus ou moins compactes. Le floc ainsi défini, permettra l'oxydation des matières biodégradables.

Lorsque la nourriture est abondante, il y a alors un phénomène de stockage par cellules qui l'utiliseront au fur et à mesure de leurs besoins.

IV 3.2 PROCESSUS.

L'eau usée provenant des décanteurs primaires passe dans le réacteur biologique (bassin d'aération).

L'effluent biodégradable est mis en contact pendant un certain temps avec la boue activée maintenue en suspension grâce à un brassage afin d'homogénéiser cette dernière. Ce processus nécessite une grande quantité, suffisante d'oxygène.

Les floes formés seront éliminés par simple décantation et pour garder l'activité des micro-organismes, on reinjecte une quantité de masse active dans le bassin d'aération. Le système fait intervenir deux phases: Aération et Décantation.

La quantité et qualité de la population bactérienne dépend de:

- L'alimentation variable en qualité et quantité.
- quantité suffisante en oxygène
- p_H et température
- Interaction entre espèces.

IV.3.3 DIMENSIONNEMENT :

Paramètres de dimensionnement :

- CHARGE MASSIQUE :

C'est le rapport du nombre de Kg de DBO_5 éliminées par jour dans un bassin d'activation, par le nombre de Kg de M.V.S. contenues dans ce même bassin.

C_m est de l'ordre de: $0,2 - 0,5 \text{ Kg } DBO_5/j \cdot \text{Kg. M.V.S} \Rightarrow$ moyenne charge

C_v est égale au poids, en Kg de DBO_5 éliminée par jour par m^3 du bassin d'activation.

C_v est de l'ordre de: $0,6 \text{ à } 1,5 \text{ Kg } DBO_5/j \cdot m^3$

Temps de séjour est de l'ordre: $3 \text{ à } 6$ heures.

Le taux de M.V.S en g/l à maintenir dans le bassin :

$X_a = \frac{C_v}{C_m}$ est de l'ordre de: $3 \text{ à } 5 \text{ g/l}$

- DIMENSIONNEMENT DES BASSINS D'AÉRATION

On se fixe un volume utile de $V = 1000 \times 2 = 2000 m^3$.

Vérifions le temps de séjour :

- sur $Q_p = 586,66 m^3/h$: $t_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{2000}{586,66} = 3,4$ heures

- sur $Q_m = 333,33 m^3/h$: $t_s = \frac{V}{Q_m} = \frac{2000}{333,33} = 6$ heures

Donc on adopte 02 bassins d'aération.

Dimensions du bassin adopté :

hauteur H $2m$

longueur L $50m$

Largeur 10 m
 Surface horizontale S 500 m²
 Volume V 1000 m³

- Quantité de M.V.S contenues dans le bassin:

$$Ba = X_a \cdot V \quad \text{avec } X_a = 3 \text{ g/l} \Rightarrow Ba = 3 \times 2000 = 6000 \text{ Kg/j}$$

- Rendement épuratoire:

$$R = \frac{L_0 - L_f}{L_0}$$

avec : R: rendement épuratoire
 L_0 : DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération
 L_f : DBO₅ finale (à la sortie du bassin d'aération)

La quantité moyenne de l'effluent à la sortie est déterminée

par l'expression suivante: $L_f = \frac{L_0}{1 + K' \cdot X_a \cdot t_m}$

K' : coefficient cinétique d'élimination de la DBO₅ par les boues activées.

K' varie entre 0,3 et 0,5. Nous prendrons $K' = 0,4$, $X_a = 4 \text{ g/l}$, $L_0 = 140,52 \text{ mg/l}$

$t_m = 6$ heures. Application numérique:

$$L_f = \frac{140,52}{1 + 0,4 \cdot 4 \cdot 6} = 13,25 \text{ mg/l}$$

qualité de l'effluent en pointe:

$$L_f = \frac{140,52}{1 + 0,4 \cdot 4 \cdot 3,4} = 21,8 \text{ mg/l} \quad \text{avec } t_p = 3,4 \text{ heures.}$$

Remarque: Les résultats répondent aux conditions de rejet (inférieurs à 30 mg/l). Le rendement épuratoire sera:

$$R = \frac{140,52 - 13,25}{140,52} = 0,905 \Rightarrow R = 90,5 \%$$

IV.3.4 BESOINS EN OXYGÈNE :

Les micro-organismes aérobies exigent de l'oxygène pour assurer leur métabolisme. Afin de satisfaire leurs besoins en oxygène, il faut connaître la consommation théorique. Celle-ci est déterminée par l'expression :

$$P_{O_2} = a' (L_0 - L_t) + b' B_a$$

P_{O_2} : quantité d'oxygène à fournir (kg O_2 /j)

$L_0 - L_t$: fraction éliminée de la DBO_5 (kg/j)

B_a : quantité de MVS présente par jour dans les bassins d'activation.

a' : fraction du substrat oxydé (kg O_2 / kg DBO_5)

b' : traduit la consommation en oxygène du métabolisme endogène (kg O_2 / kg M.V.S)

Le 1^{er} terme de l'addition correspond aux besoins en oxygène pour la transformation de la DBO_5 en matières vivantes ; le second terme correspond à la respiration endogène des boues activées. Les coefficients a' et b' sont déterminés en fonction de la charge massique et du rendement de l'épuration biologique, d'où :

$$a' = 0,57 \text{ kg d}'O_2 / \text{kg } DBO_5 \quad a' \text{ est de l'ordre } 0,5 \pm 0,65$$

$$b' = 0,075 \text{ kg d}'O_2 / \text{kg de MVS / jour.}$$

Application numérique : a) consommation théorique :

$$P(O_2) = a' (L_0 - L_t) + b' B_a ; \text{ avec } B_a = X_a \cdot V \quad V : \text{ volume des bassins d'aération}$$

$$B_a = 3 \times 2000 = 6000 \text{ kg MVS/j}$$

$$P(O_2) = 0,57 (1124,2 - 106) + 0,075 \cdot 6000 = 1030,37 \text{ kg } O_2 / j$$

b) Consommation théorique horaire en pointe:

On considère dans ce calcul que la DBO₅ est éliminée pendant 14 heures et que le métabolisme endogène s'effectue en permanence:

$$P(O_2)_{\max} = a' \frac{L_e}{18} + b' \frac{B_0}{24} \Rightarrow P(O_2)_{\max} = 0,57 \frac{(1124,2 - 106)}{24} + 0,075 \frac{6000}{24}$$

$$\Rightarrow PO_{2\max} = 60,2 \text{ Kg } O_2 / \text{h}$$

c) Quantité d'oxygène à fournir réellement:

$P(O_2)$ réelle en pointe = $\frac{P(O_2)}{T}$; T: coefficient de transfert eau propre - eau usée (T=0,7)

$$P(O_2) = \frac{60,2}{0,7} = 86 \text{ Kg } O_2 / \text{h}$$

Quantité d'oxygène à fournir réellement en moyenne:

$$P(O_2)_{\text{moyenne}} = \frac{P(O_2)_{\text{pointe}} / 24}{T} = \frac{1030,37 / 24}{0,7} = 61,33 \text{ Kg } O_2 / \text{h}$$

IV.35 PUISSANCE DE L'AÉRATEUR.

Les bassins d'aération seront équipés par des aérateurs de surface dont le type est à flux radial (faible vitesse).

Ils seront montés sur des plate-formes fixes pour en faciliter l'accès. Les rapports spécifiques d'oxygène des aérateurs à faible vitesse se situent entre 1,5 et 2,5 Kg d'O₂ / kWh.

La puissance à fournir pour le transfert de l'oxygène, sachant que le rendement d'oxygénation est de 2 Kg d'O₂ / kWh.

$$P_a = \frac{P(O_2)_{\max}}{2} = \frac{86}{2} = 43 \text{ kW}$$

A cette puissance, il est indispensable d'ajouter la puissance de brassage afin de mettre les boues en suspension, la dépense de consommation électrique est de l'ordre de 25 à 30 W/m³ du bassin.

On prend $p = 25 \text{ W/m}^3$.

$$P_b = 0,025 \times V = 0,025 \times 2000 = 50 \text{ kW}$$

P_b : puissance de brassage; V : volume du bassin d'activation

puissance totale à fournir sera donc: $P_t = P_a + P_b$

$$P_t = 43 + 50 = 93 \text{ kW.}$$

Ainsi pour éliminer 1 kg de DBO_5 par jour; On doit fournir une

puissance de:
$$\frac{P_t \times 24}{L_0} = \frac{93 \times 24}{1124,2} = 1,98 \text{ kWh / kg } \text{DBO}_5$$

Pour avoir une bonne répartition dans le bassin, les aérateurs seront installés: 3 unités de rotor par bassin.

Les caractéristiques à mettre en place sont:

(Catalogue Degremont - Actirotor. N° 1336 D)

Choix: 3 aérateurs de type R 512 par bassin.

Puissance du moteur: 18,5 kW.

Vitesse turbine: 59 tours/min

Nombre de pôles: 12

Diamètre du rotor: 1420 mm

IV.3.6 BILAN DE BOMES:

L'élimination des matières organiques conduit à une synthèse cellulaire qui augmente la proportion des bomes dans le bassin. L'évaluation du bilan des bomes excédentaires peut être estimée par la différence entre les bomes formées ou apportées et celle éliminées.

Notons aussi la présence des matières organiques difficilement biodégradables dans l'effluent à traiter en raison de leur nature chimique (taille, produits substitués, activité etc...)

La quantité totale des bomes produites est donnée par la relation:

$$B = a_m \cdot L_e + B_{min} + B_{dur} - b B_a - B_{eff}$$

avec: B : masse des bomes à extraire journalièrement pour maintenir le système en équilibre.

L_e : pollution organique éliminée (Kg/j)

a_m : taux de conversion de la DBO₅ en MVS (Kg MVS/Kg DBO₅)

B_{min} : Bomes minérales (Kg/j)

B_{dur} : MVS difficilement biodégradables.

B_a : masse de MVS contenues dans le bassin d'aération (Kg)

b : coefficient reliant l'auto-oxydation à la quantité de bomes détruites.

B_{eff} : Bomes partant avec l'effluent de sortie (Kg/j)

$a_m \cdot L_e$: Bomes synthétisées (Kg/j), avec $L_e = L_0 - L_f$

$b \cdot B_a$: quantité de bomes détruites par l'auto-oxydation (Kg/j)

Le coefficient b peut être déterminé en fonction de la consommation en oxygène par les micro-organismes. (g MVS détruits/g MVS bomes.j)

Le coefficient a_m est fonction de la charge massique.

$$a_m = 0,9 \text{ Kg MVS / Kg DBO}_5 \text{ (pour } C_m = 0,3)$$

$$b = 0,07 \text{ à } 0,08 \text{ j}^{-1} \rightarrow \text{eau usée domestique.}$$

A. Numérique:

Les charges en MES et en DBO₅ entrant dans les bassins d'aération

$$\text{Sont: MES} = 1021,44 \text{ Kg/j} \begin{cases} 80\% \text{ de MVS} \\ 20\% \text{ de M.M} \end{cases}$$

DONC:

$$\text{MES} \dots \dots \dots 1021,44 \text{ Kg/j}$$

$$\text{dont } 204,28 \text{ Kg/j de MM et } 817,16 \text{ Kg/j de M.V.S}$$

$$\text{DBO}_5 \dots \dots \dots 1124,43 \text{ Kg/j}$$

$$B_{\text{min}} = 204,28 \text{ Kg/j}$$

$$B_{\text{dur}} = 30\% \text{ de MVS} = 0,30 \times 817,16 = 245,15 \text{ Kg/j}$$

$$B \cdot B_a = 0,07 \cdot 6000 = 420 \text{ Kg/j avec } B_a = 6000 \text{ Kg/j}$$

$$a_m \cdot L_e = 0,9 \cdot (1124,2 - 241) = 794,9 \text{ Kg/j}$$

$$B_{\text{eff}} = 0,03 \cdot 8000 = 240 \text{ Kg/j avec: } Q_j = 8000 \text{ m}^3/\text{j}$$

Donc: La quantité des boues à extraire sera:

$$B = 794,9 + 204,28 + 245,15 - 420 - 240 \Rightarrow B = 584,33 \text{ Kg/j}$$

IV.3.7 CONCENTRATION DES BOUES:

Les boues sont extraites du décanteur secondaire avec une certaine concentration (X_2); $X_2 = \frac{1200}{I_M}$

où I_M est l'indice de MOHLMAN caractérisant la décantation des boues, on fixe $I_M = 130$

$$X_2 = \frac{1200}{130} = 9,23 \text{ g/l}$$

Le volume des boues à extraire journalièrement est:

$$\text{Volume des boues: } \frac{B}{X_2} = \frac{584,33}{9,23} = 63,31 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.3.8 TAUX DE RECIRCULATION

Pour maintenir une concentration constante en biomasse dans les bassins d'aération, une recirculation des boues sera nécessaire. Le taux de recirculation s'exprime par: $\frac{r}{C-1}$

r : taux de recirculation

C : taux de concentration = $\frac{X_2}{X'_a}$

X'_a : concentration en MES à l'intérieur du bassin

X_r : concentration en MVS (80% de MES)

$$X'_a = \frac{X_a}{0,8} = \frac{3}{0,8} = 3,75 \text{ g/l} \Rightarrow C = \frac{X_2}{X'_a} = \frac{9,23}{3,75} = 2,46$$

$$r = \frac{1}{2,46 - 1} = 68\%$$

DEBIT DE RECIRCULATION: - en moyenne: $Q_m^R = r \cdot Q_m = 0,68 \times 333,33 = 228,1 \text{ m}^3/\text{h}$
- en pointe: $Q_p^R = r \cdot Q_p = 0,68 \times 586,66 = 399, \text{ m}^3/\text{h}$

IV.3.9 AGE DES BOUES.

Il est défini comme étant le rapport entre la quantité de boues dans le bassin et celle extraites quotidiennement. Il précise le temps de séjour moyen des boues dans l'aérateur. Il s'exprime en jours⁻¹. Dans un système de recirculation de boues, l'âge des boues est donné par: $A = \frac{B_a}{B}$

B_a : quantité totale des boues

B : quantité des boues produite

A. Numérique: $A = \frac{B_a}{B} = \frac{6000}{584,33} = 10,28 \text{ Jours}$

Conclusion:

les boues sont jeunes, elles sont fermentissables d'où la nécessité de leur stabilisation

POSTE DE REPRISE DES BOUES:

Il est destiné à accueillir les boues secondaires. Les boues primaires étant directement évacuées vers l'épaisseur de boues par écoulement gravitaire.

- Boues de recirculation: seront acheminées vers les bassins d'aération par les pompes à vis.

Sachant que le pourcentage des boues en retour est $r = 68\%$, le débit recirculé est $r Q_p = 399 \text{ m}^3/\text{h}$, soit 110 l/s .

On devrait utiliser 2 pompes à vis sans fin, dont les débits sont variables de 0 à 60 l/s . On devra, en outre, disposer d'une pompe identique de secours.

Volume du poste de reprise: $V = \frac{B}{g}$; $g \text{ g/l}$: Concentration des boues extraites des decanteurs secondaires.

$$V = \frac{584,33}{g} = 65 \text{ m}^3/\text{j}$$

donc: le volume à prévoir pour le poste de reprise est de 70 m^3

IV 4 CLARIFICATEUR (DECANTEUR SECONDAIRE)

Après aération, les eaux seront introduites dans un clarificateur de type circulaire à suscion. La décontation secondaire a pour rôle, la séparation et un premier épaissement des boues entraînées par l'effluent issu du traitement biologique.

L'épaissement rapide des boues séparées permet, d'une part

- d'assurer une quantité importante de boues en retour dans un bon état de fraîcheur et d'autre part, si la teneur en eau est réduite, de réduire l'importance des ouvrages destinés au traitement final des boues en excès. Les décanteurs secondaires doivent être dimensionnés de façon à pouvoir arrêter efficacement les conglomerats biologiques les plus fins, qui sont souvent plus légers que les matières en suspension contenues dans l'effluent brut. Ils doivent aussi être équipés de façon à ce que les boues, une fois épaissies, soient stockées le moins longtemps possible dans l'ouvrage.

IV.4.1 DIMENSIONNEMENT DU CLARIFICATEUR.

La différence entre une décantation primaire et secondaire réside dans la faiblesse des vitesses ascensionnelles comprises entre 0,8 et 1,9 m/h ; ET ; le temps de séjour, compris entre 1 et 3 heures.

DEBIT ARRIVANT AU CLARIFICATEUR.

- en pointe : $Q'_p = Q_p + r Q_p = 376,66 (1 + 0,68) = 633,78 \text{ m}^3/\text{h}$

- en moyenne : $Q'_m = Q_m + r Q_m = 333,33 (1 + 0,68) = 560 \text{ m}^3/\text{h}$

VOLUME DU CLARIFICATEUR.

La hauteur du clarificateur sera le produit du temps de rétention par la vitesse ascensionnelle, en se fixant une

Vitesse ascensionnelle : $V_a = 1,5 \text{ m/h}$

$$H_c = V_a \cdot t_s = 1,5 \times 2 = 3 \text{ m}$$

SURFACE DES CLARIFICATEURS :

$$S_c = \frac{V_c}{H_c} = \frac{1972}{3} = 658 \text{ m}^2$$

Il sera adopté deux clarificateurs de forme circulaire

$$S_1 = S_2 = \frac{S_c}{2} = \frac{658}{2} = 329 \text{ m}^2$$

DIAMÈTRE DE CHAQUE CLARIFICATEUR :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \cdot S_1}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 329}{\pi}} = 20,5 \text{ m}$$

TEMPS DE SEJOUR :

sur Q'_m : $t_{sm} = \frac{V_c}{Q'_m} = \frac{1972}{560} = 3,52 \text{ heures}$

sur Q'_p : $t_{sp} = \frac{V_c}{Q'_p} = \frac{1972}{985,6} = 2 \text{ heures}$

CARACTÉRISTIQUES DES CLARIFICATEURS :

On propose deux clarificateurs circulaires radés dont les dimensions pour chaque bassin sont :

Hauteur : H_c	3 m
Diamètre : D_c	20,5 m
Surface : S_c	329 m ²
t_{sm} sur Q'_m	3,52 h
t_{sp} sur Q'_p	2 h

Les décanteurs primaires et secondaires seront munis de racleurs, leurs radiers seront légèrement inclinés pour faciliter l'évacuation des boues vers le puits central.

CHAPITRE V

TRAITEMENT DES BONES.

V1 GENERALITES:

Il convient de traiter les bones d'une manière rationnelle, économique, sans pour autant conduire à d'autres nuisances. Les bones subiront une filière de traitement, comprenant l'épaississement, stabilisation et la déshydratation, ensuite l'évacuation finale. L'opération de traitement se déroule comme suit:

V2 - STABILISATION DES BONES.

La stabilité des bones est obtenue, lorsque les matières organiques contenues dans les bones n'évoluent plus en dégageant par exemple, des odeurs émanant du processus de fermentation. Il suffit de contrôler, cette phase par une diminution des matières organiques fermentescibles présentes dans les bones. Cette stabilisation peut être aérobie ou anaérobie.

- Stabilisation aérobie: consiste en une oxydation de micro-organismes aminés en une minéralisation du mélange. Elle est réalisée dans ouvrages appelés digesteurs, qui sont alimentés soit en continu ou par alimentation intermittente.

- Stabilisation anaérobie: la digestion anaérobie est une fermentation en l'absence d'oxygène qui permet de stabiliser les matières organiques, en les transformant, le plus souvent, en gaz méthane et en gaz carbonique. Elle comprend deux phases:

La 1^{ère} au cours de laquelle, des acides volatiles sont formés par des bactéries acidifiantes.

La 2^{ème} phase est celle de gazéification réalisée par des bactéries méthanogènes. Les espèces particulières transforment ces acides en méthane et gaz carbonique. Les micro-organismes sont très sensibles aux variations de pH et à la température dans le digesteur.

La bonne marche de ce procédé dépend essentiellement de la présence de ces bactéries méthanifères ce qui signifie que le temps de séjour des boues dans le digesteur doit être supérieur au taux de croissance des bactéries méthanifères.

I.3 L'ÉPAISSISSEMENT DES BOUES:

L'épaississement constitue, en fait, le premier stade de la réduction du volume des boues.

Cette étape se situe avant la digestion. Elle consiste à séparer par gravité (décantation) ou par flottation, l'eau interstitielle des particules des boues. On distingue 3 sortes d'épaississeurs

ÉPAISSISSEMENT PAR GRAVITATION.

Cette technique consiste à introduire la suspension boueuse dans un ouvrage appelé épaississeur de façon, à permettre une concentration des boues au fond de l'ouvrage. La hauteur des boues doit être telle qu'elle évite toute turbulence dans l'appareil. Le temps de séjour de boues est assez élevé et dans l'ordre de 10-15 jours. Une fois concentrées, les boues sont retirées de l'appareil et alimentent les autres maillons de la

chaîne de traitement. Ce type de dispositif possède un système de mécanisation permettant le recyclage et l'agitation lente du processus.

- EPAISSISSEMENT AVEC ELUTUATION.

Cette technique d'elutuation consiste à laver les boues provenant des digesteurs avec de l'eau claire afin d'améliorer les caractéristiques de la boue. Elle permet, en outre d'éliminer les matières colloïdales et les fines, et également de réduire l'alcalinité de la boue par dilution.

EPAISSISSEMENT PAR FLOTTATION

Cette technique consiste à diminuer la masse apparente des boues par adsorption de fines bulles de gaz et d'en provoquer l'entraînement vers la surface.

Conclusion :

L'épaississement par gravitation se signale par sa faible dépense d'énergie alors que l'épaississement par flottation nécessite des frais d'exploitation plus importants.

IV LA DESHYDRATATION DES BOUES.

Elle est réalisée de deux manières; en faisant appel aux éléments naturels ou encore par des procédés mécaniques.

Le séchage des boues sur des lits de sable réside en deux temps:

- se fait une filtration de l'eau à travers le support par des faces gravitaires. L'eau est recueillie par un système des drains disposés à la base du lit.

L'évaporation de l'eau liée, en faisant appel à des forces extérieures comme les conditions météorologiques.

MISE EN ŒUVRE DES LITS DE SÉCHAGE

Les lits de séchage sont mis en œuvre en disposant sur la couche supérieure 10 à 20 cm de sable lavé (diamètre 0,1 - 0,5 mm); puis une couche de graviers fins (5-15 mm) sous laquelle 15 à 20 cm de gros graviers (10 à 40 cm).

L'évacuation de l'eau filtrée est obtenue à l'aide de drains disposés sous la couche support. L'épaisseur maximale des boues à admettre sur les lits de séchage est de 20 à 25 cm. Les lits de séchage sont délimités par des murettes préfabriquées amovibles.

CENTRIFUGATION.

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

- Filtration sous pression :

Cette méthode permet d'extraire l'eau libre et l'eau interstitielle contenues dans la boue.

- 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.

Conclusion: Le séchage des boues, sur des lits de sable drainés, a été la technique la plus utilisée. Et pour des raisons d'hygiène, on déshydrate seulement les boues bien stabilisées et non putrescibles.

I.5 BILAN DE BOWES:

Les boues à traiter sont issues des décanteurs, primaire et secondaire.

La production journalière de ces boues sont:

Boues primaires: 2014 Kg/J soit 67 m³/J

Boues secondaires: 584 Kg/J soit 65 m³/J

BACHE DE REPRISE DES BOWES.

La bache de reprise des boues doit être conçue suivant le volume total des boues.

$$V_T = 65 + 67 = 132 \text{ m}^3/\text{j}$$

REMARQUE: Le mélange des boues primaires et secondaires sera réalisé dans la bache de reprise. L'ensemble de ces boues fraîches sera refoulé vers le 1^{er} ouvrage de traitement à l'aide des pompes.

Le traitement des boues sera composé de:

- un épaississement
- une digestion anaérobie.
- une déshydratation naturelle: lits de séchage.

I.6 DIMENSIONNEMENT DE L'ÉPAISSISSEUR

Quantité de bones fraîches refoulées vers l'épaisseur :

$$2014 + 585 = 2599 \text{ Kg/j}$$

Soit un volume journalier : $132 \text{ m}^3/\text{j}$

Concentration des bones fraîches dans l'ouvrage :

$$\frac{2599}{132} = 19 \text{ g/l}$$

L'épaisseur améliore le tassement des bones, la bone aura une concentration de 50 g/l .

Donc, le volume qui sera refoulé dans le digesteur sera de l'ordre : $\frac{2599}{50} = 52 \text{ m}^3/\text{j}$

- Pour assurer le refoulement de ce volume, on doit prévoir 2 pompes d'un débit unitaire de $2 \text{ m}^3/\text{h}$.

- Le volume de l'épaisseur sera :

On fixe un temps de séjour de 6 à 24 heures

On réalisera $V_{ep} = 132 \times 4 = 132 \text{ m}^3$
3 épaisseurs de volume :

Surface de l'épaisseur sera :

- avec une hauteur comprise entre : 3 à 6 m

$$S_{ep} = \frac{V_{ep}}{H_{ep}} = \frac{132}{4} = 33 \text{ m}^2$$

Soit un diamètre : $D_{ep} = \sqrt{\frac{4 \times S_{ep}}{\pi}}$

$$D_{ep} = \sqrt{\frac{4 \times 33}{3,14}} = 6,5 \text{ m}$$

Charge massique : $\frac{2599}{33} = 78,75 \text{ Kg/m}^2/\text{j}$

CARACTERISTIQUES DE L'ÉPAISSISSEUR

- Volume 132 m^3
- Surface 33 m^2
- Hauteur 4 m
- Diamètre $6,5 \text{ m}$
- Charge massique $78,75 \text{ Kg/m}^2/\text{j}$
- Poids de matières sèches... 2599 Kg/j
- Volume journalier des boues fraîches... 132 m^3
- Temps de séjour.... 1 j

CONCLUSION:

L'épaississeur mécanique est à fond plat, légèrement incliné par rapport à l'horizontal (10 à 15°). Il est équipé d'un mécanisme permettant de faciliter le déplacement des boues vers la fosse centrale au moyen d'un râcleur, et aussi l'évacuation de l'eau interstitielle à l'aide d'une herse. (voir fig 3 et 4)

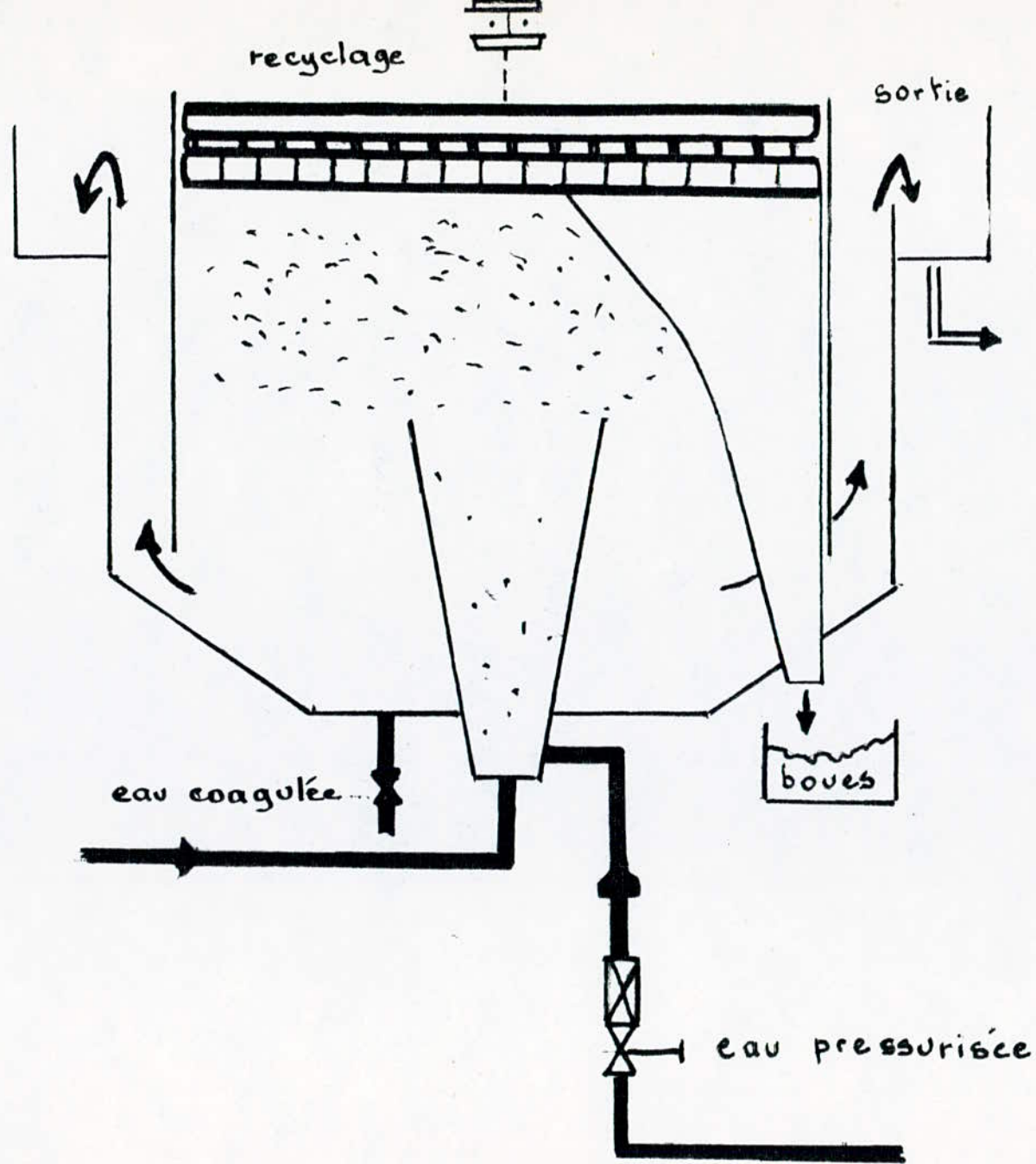
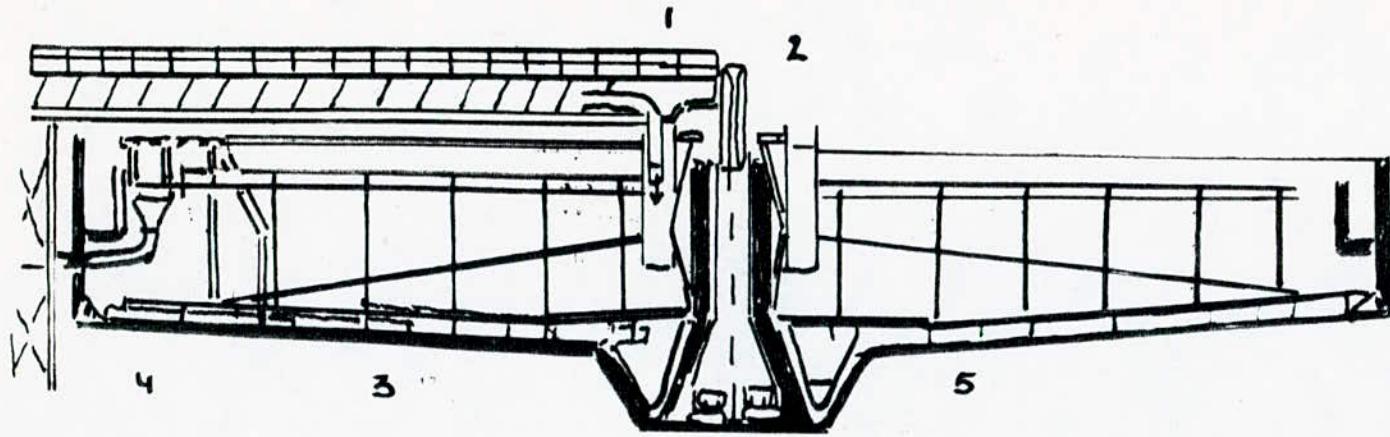


fig. 3

Epaissiseur.
Systeme de Flottation.

Épaisseur à entraînement
central.



- 1: alimentation
- 2: moteur
- 3: racleur
- 4: pompe de reprise
des boues
- 5: edumeur.

fig. 4

V7 DIMENSIONNEMENT DU DIGESTEUR.

La réduction des matières organiques, obtenues dans les digesteurs à une température de 35°C , est de l'ordre de 45 à 50% pour une durée minimum de 20 jours.

Les boues épaissies arrivent dans le digesteur avec une concentration de 50 kg/l est, cela dans le but de diminuer le volume des boues et augmenter leur qualité pour la digestion. (fig 7)

Application Numérique:

- Quantité de boues refoulées dans le digesteur est de: 2599 kg/j

soit un volume journalier: $V = \frac{2599}{50} = 52 \text{ m}^3/\text{j}$

- Quantité de M.V.S. contenues dans la boue fraîche:

$$2599 \times 0,8 = 2079 \text{ kg/j}$$

- Quantité de M.M. contenues dans la boue fraîche:

$$2599 \times 0,2 = 520 \text{ kg/j}$$

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

$$(2079 \times 0,55) + 520 = 1663 \text{ kg/j}$$

Volume du digesteur = Volume journalier de boues \times temps de séjour

$$V_{\text{dig}} = 52 \times 25 = 1300 \text{ m}^3$$

- On réalisera deux digesteurs de volume: $2 \times 650 \text{ m}^3$

- Surface du digesteur sera:

En se fixant une hauteur de: 8 m

$$S_{\text{dig}} = \frac{V_{\text{dig}}}{H_{\text{dig}}} = \frac{650}{8} = 81,5 \text{ m}^2$$

Diamètre du digesteur: $D_{dig} = \sqrt{\frac{4 \times 81,5}{\pi}} = 10 \text{ m}$

- Les bones sont extraites, à une concentration de l'ordre de 50g/l: $V = \frac{1663}{50} = 33,5 \text{ m}^3$

La production de gaz due au processus de digestion sera:

On évalue la production de gaz de 0,45 à 0,76 m³/kg de M.V.S détruites.

Les M.V.S détruites sont évaluées à: $2079 \times 0,45 = 936 \text{ kg/j}$

Soit une production de gaz: $936 \times 0,7 = 656 \text{ m}^3 \text{ de gaz/j}$

Caractéristiques du digesteur:

- Surface 81,5 m²
- Volume 650 m³
- Diamètre 10 m
- Hauteur 8 m
- Production de gaz 656 m³/j

II.8 DÉSHYDRATATION: dimensionnement des lits de séchage

Les bones digérées seront extraites du digesteur périodiquement, et auront une concentration d'urine de 50g/l, et un volume égal à 52 m³/j. Ce volume journalier sera dirigé vers les lits de séchage afin de subir une déshydratation naturelle.

- Le volume annuel de bones digérées à déshydrater sera:

$$365 \times 52 = 18980 \text{ m}^3$$

- Les lits sont généralement dimensionnés par convention du nombre d'habitants par mètre de lit de séchage.

Nous adoptons : 20 habitants/m²

Donc, la surface de séchage à fournir sera:

$$S_L = \frac{40.000}{20} = 2000 \text{ m}^2$$

Chaque lit aura les dimensions suivantes:

Longueur = 20 m

Largueur = 10 m

Soit une surface unitaire de 200 m²

Le nombre de lits sera : $N = \frac{2000}{200} = 10$ lits

Caractéristiques de la déshydratation

- Surface totale	2000 m ²
- Longueur d'un lit	20 m
- Largueur d'un lit	10 m
- Volume général, annuel	18980 m ³
- Nombre de lits	10+1 = 11 lits

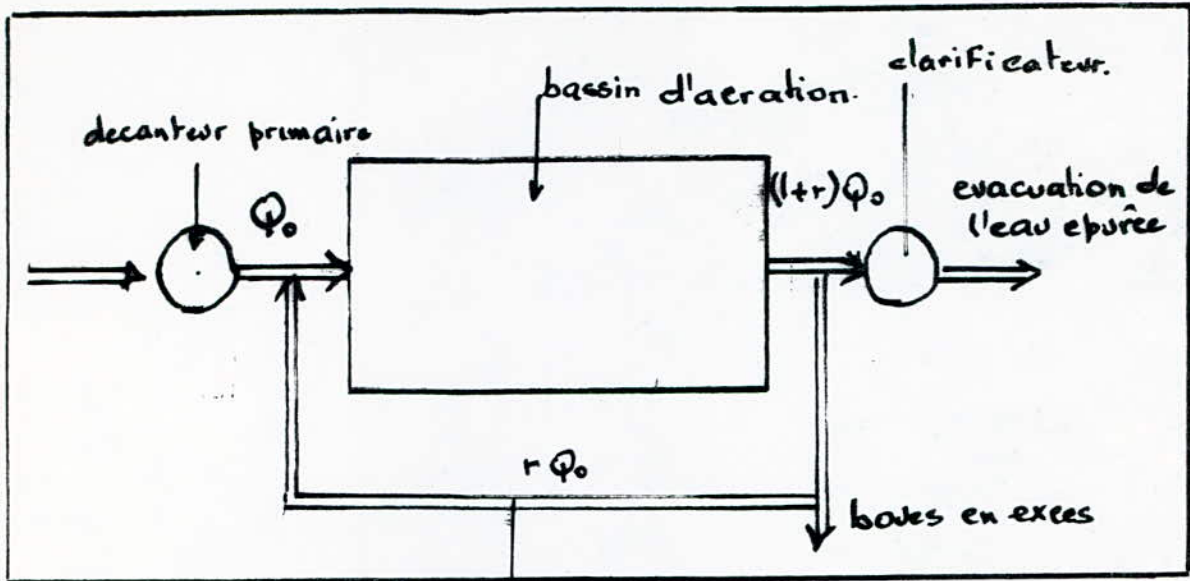
Conclusion:

L'épandage des boues devra être effectué lentement et soigneusement tel que le lit soit rempli d'une manière homogène sur une couche de sable que l'on aura préalablement détassée et uniformisée. (voir fig 8)

L'alimentation des lits sera effectuée de préférence avec des boues non concentrées. L'enlèvement des boues se réalise manuellement et nécessite un personnel permanent.

Tous les deux ans, les lits de séchage seront refaits complètement afin d'éviter une défectuosité du système de filtration

Recirculation de boues.



↳ boues recirculées

fig 5.

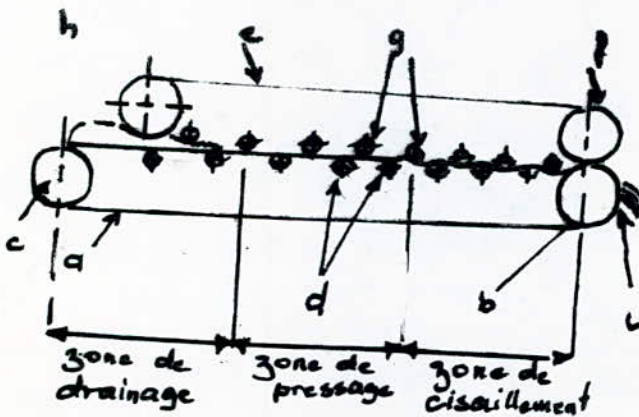


fig 6. Schema de principe d'un filtre à bande

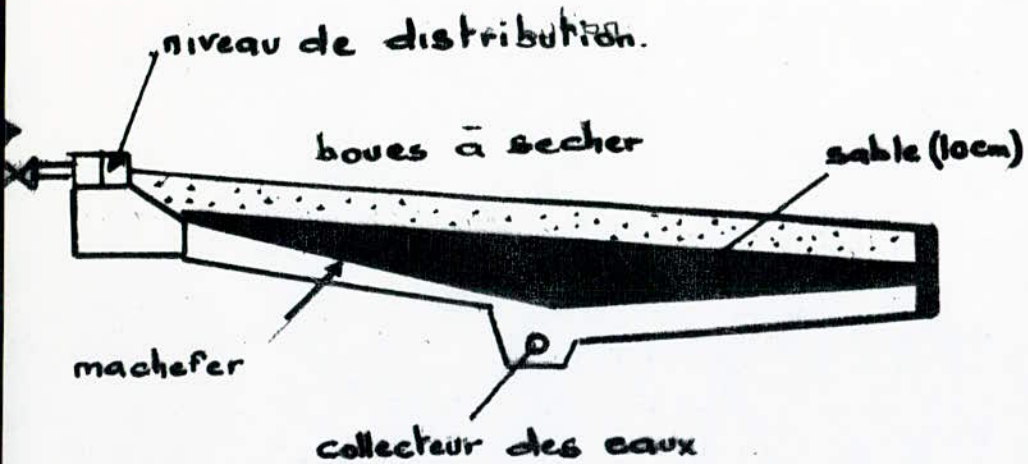


fig. 8 Lit de séchage (Vue en coupe)

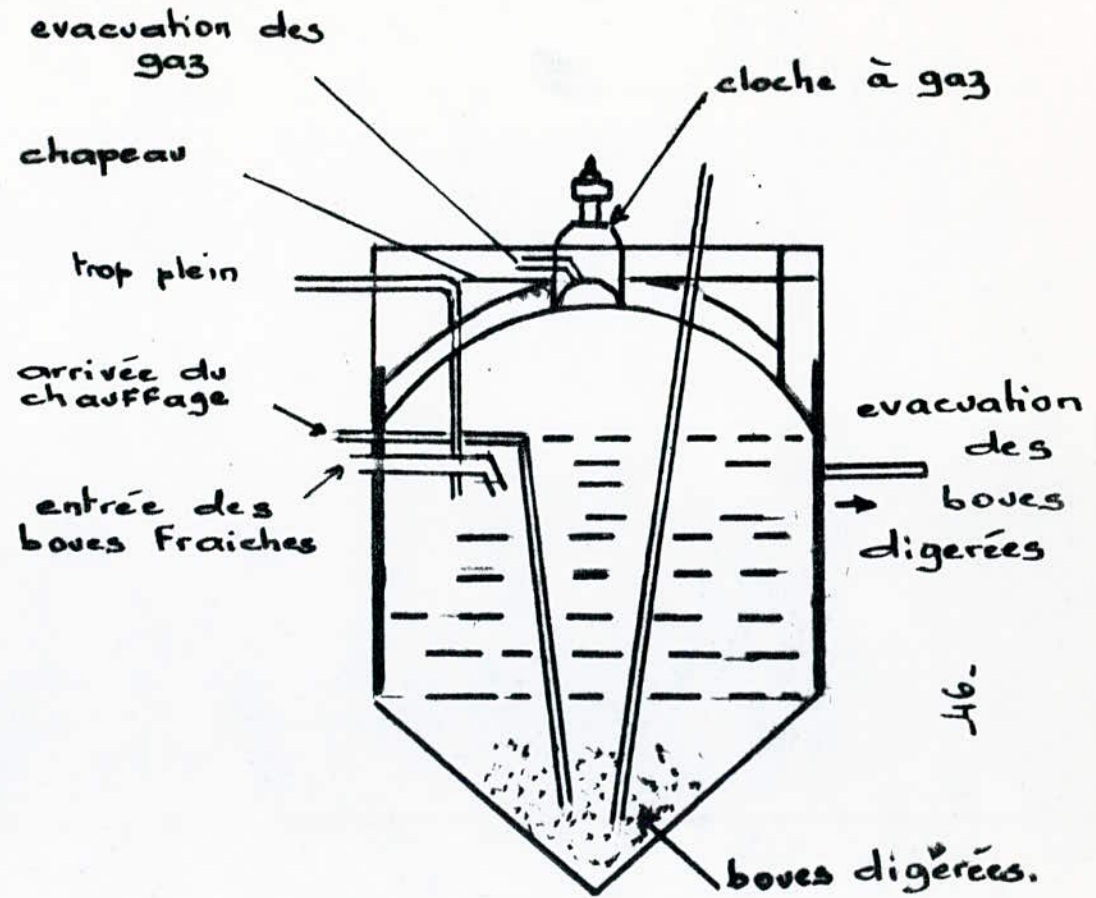


fig. 7 Digesteur simple étage (chauffage eau chaude).

46-

bae d'alimentation

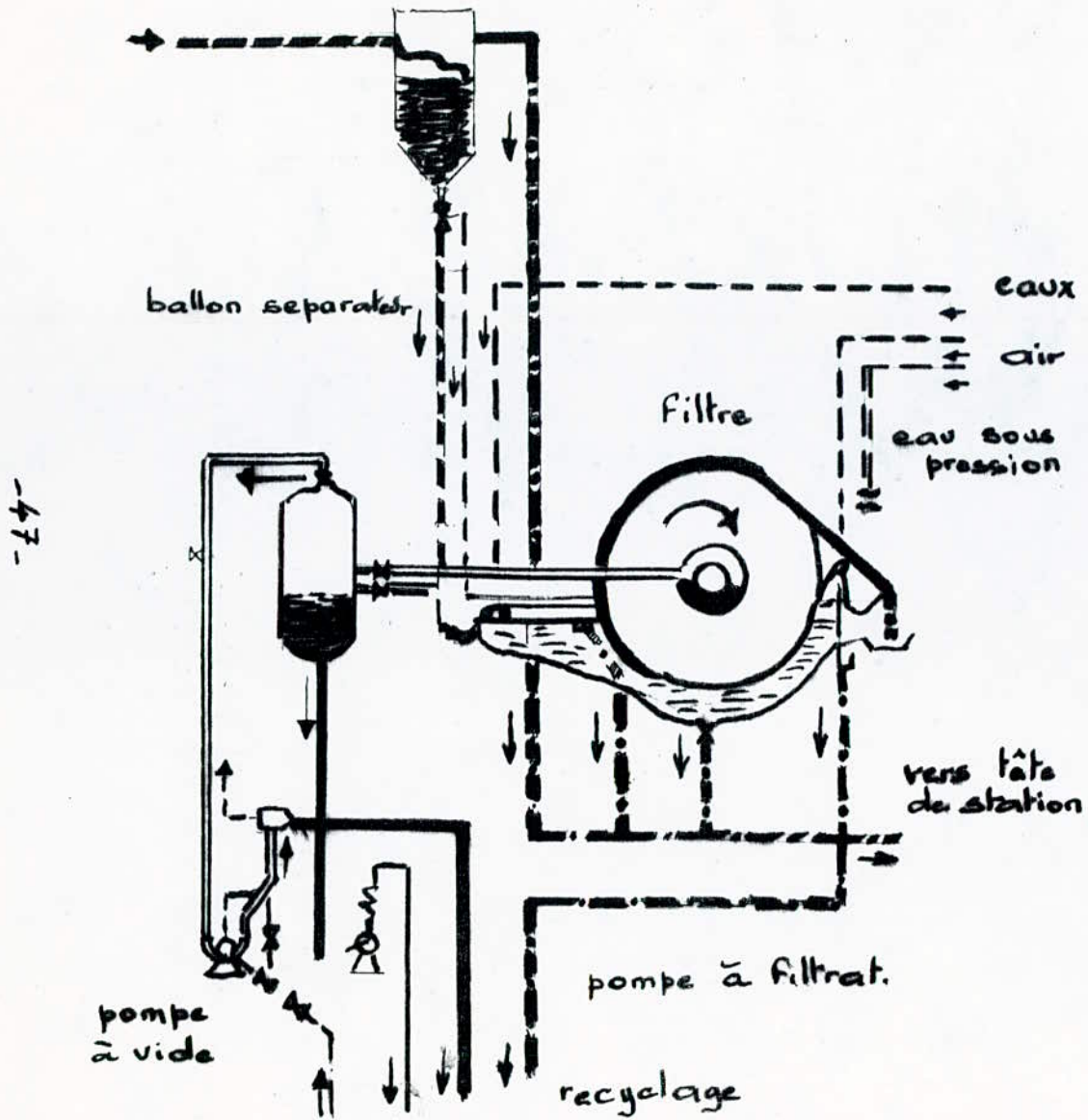
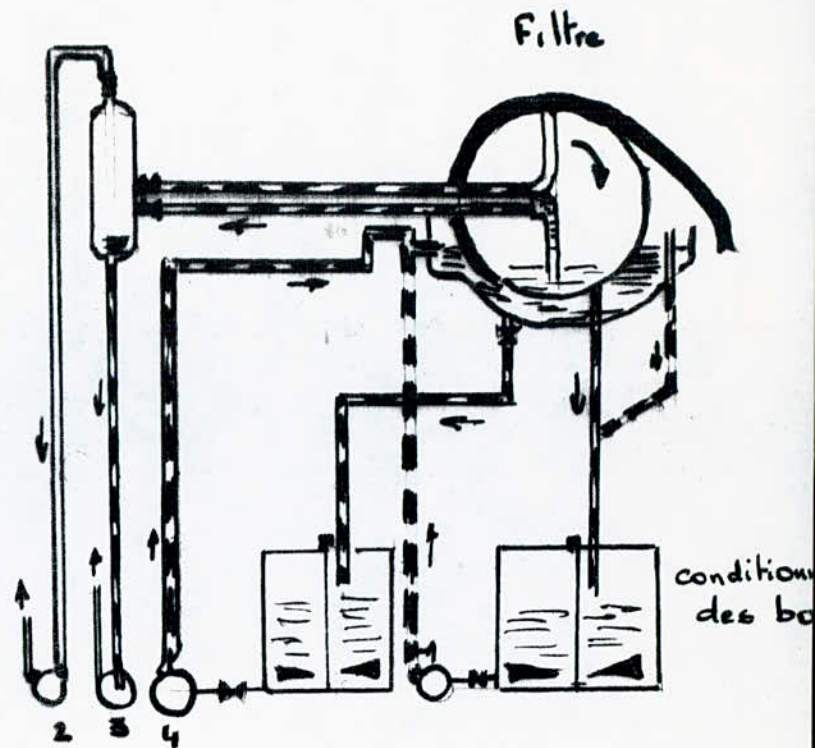


fig 9. Filtre rotatif sous vide avec boiles de sortie

ballon separateur



preparation precouche

- 1- pompe à boves
- 2- pompe à vide
- 3- pompe à Filtre
- 4- pompe à preco

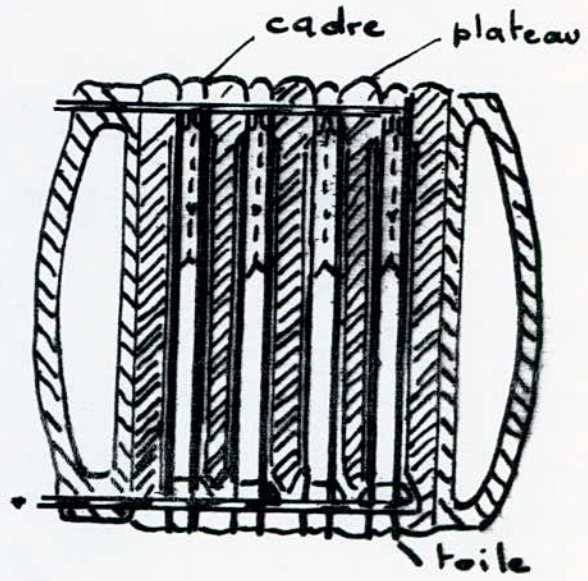


fig. 10 Filtre - presse à cadre.

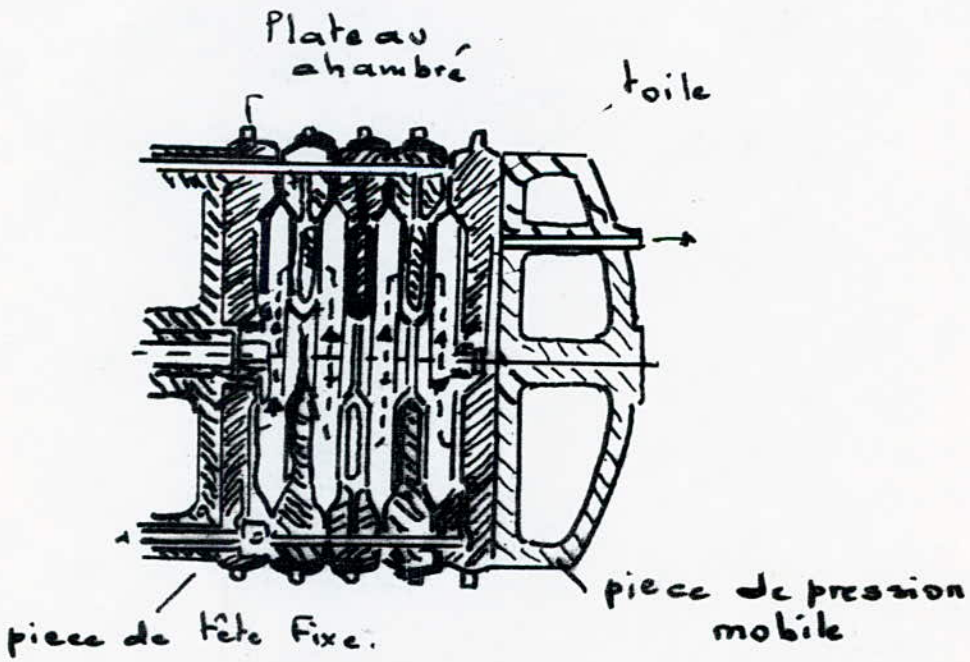


fig. 11. Filtre - presse à chambres.

CHAPITRE IV

TRAITEMENT TERTIAIRE

IV-1 IDENTIFICATION DU PROCÉDE

IV.1.1 Appellation usuelle

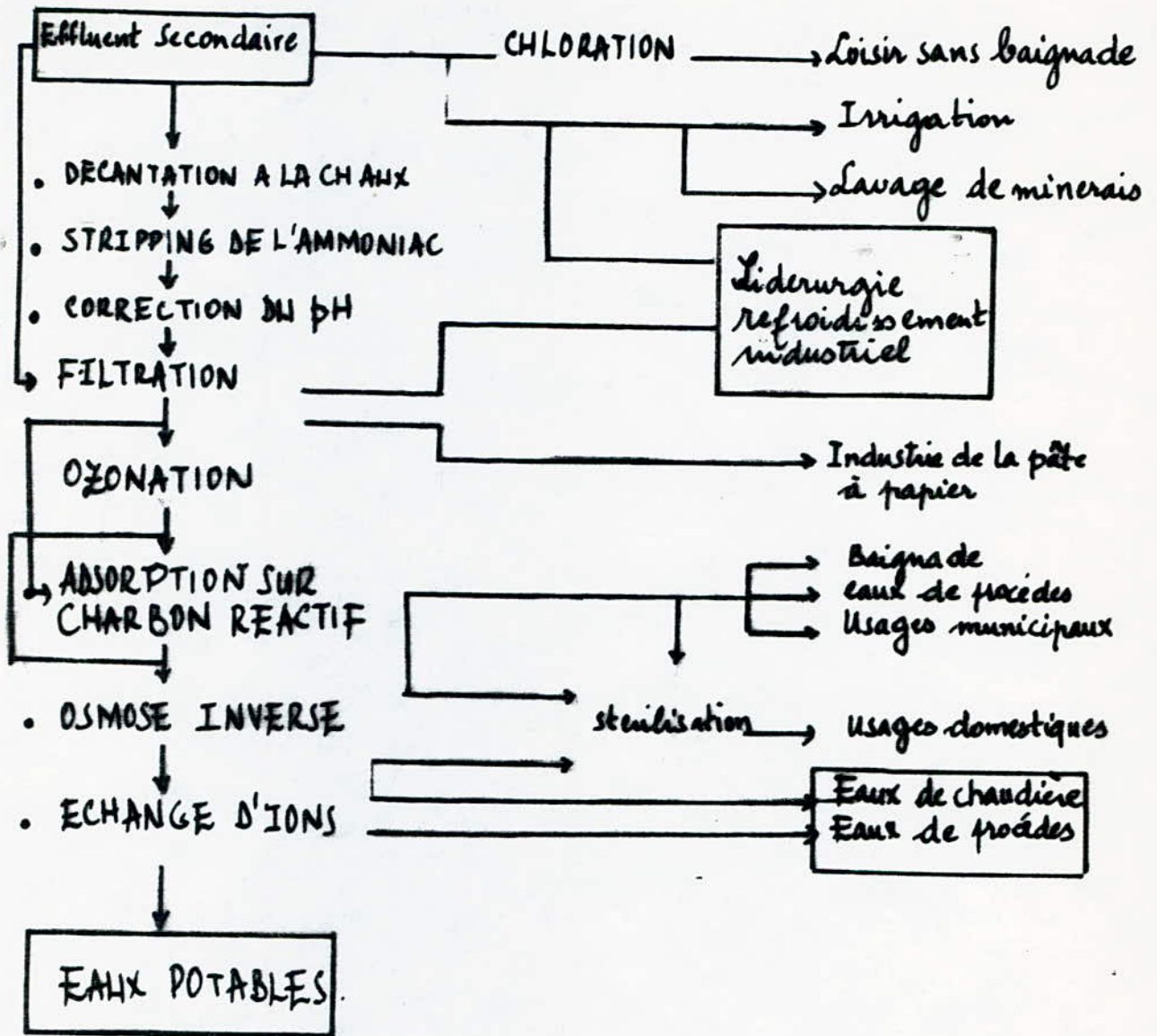
On entend par "traitement tertiaire", tout traitement ayant pour but l'affinage d'un effluent, issu d'une station d'épuration classique.

IV.1.2 Chaîne de traitement

La finalité des traitements tertiaires pourra donc varier suivant les cas. On sera ainsi amené à viser plus particulièrement :

- La réduction des MES et de la D.C.O et DBO₅ associées (non solubles)
- La réduction des DBO₅ et DCO solubles.
- L'élimination de l'azote et du phosphore.
- L'élimination des germes pathogènes.
- L'élimination des détergents et de certains composés toxiques
- L'élimination des mauvaises odeurs, de la couleur.
- L'élimination des sels dissous.

Une des chaînes les plus courantes et les plus complètes est celle figuré ci-dessous, avec les "sorties" vers les principaux secteurs utilisateurs :



VI.2 CARACTERISTIQUES MOYENNES DE L'EAU USÉE AVANT AFFINAGE

On admet pour les effluents issus des stations d'épuration, la composition moyenne suivante:

- Matières en suspension	30 mg/l
- DBO ₅	20-30 mg/l
- DCO	50-120 mg/l
- AZOTE TOTAL KJEDHAL (NTK)...	40-70 mg/l
- Phosphore total	6-8 mg/l

(Soit 18-24 mg/l de phosphate)

Par azote total Kjeldhal, on entend la somme de l'azote organique et de l'azote ammoniacal.

Quant aux pathogènes représentés par les coliformes, le rendement moyen des stations d'épuration est de 90%, en pratique, cela signifie que les 10^8 coliformes aux 100 ml de l'eau usée brute sont encore 10^7 dans l'eau usée épurée.

VI.3 PREMIER STADE DES TRAITEMENTS TERTIAIRES.

VI.3.1 Liminaire

Dans cette première étape, l'affinage vise l'élimination des composants "noifs" essentiels de l'effluent secondaire: matières en suspension; matières oxydables, phosphore, azote, dureté calcique et magnésienne

VI.3.2 Filtration

Le but de la filtration est d'enlever la majeure partie des matières en suspension, de la DBO₅ et de la DCO non solubles correspondantes. La technique consiste à utiliser des lits de matériaux filtrants naturels (sable, anthracite, grenat); monocouches ou multicouches, dans les filtres de type rapide (5 à 20 m/h) fermés ou ouverts.

Si les eaux usées secondaires ont un faible TH (Titre hydrotimétrique) et sont peu chargées en phosphore, ou en si l'industriel a la possibilité de corriger l'eau usée pour prévenir les entartrages, la filtration peut suffire comme traitement tertiaire avant la réutilisation en refroidissement industriel.

VI.33 Déphosphatation.

Le phosphore, sous ces différentes combinaisons chimiques, cause de sérieux problèmes dans les cours d'eau et les eaux dormantes qui les reçoivent en stimulant la croissance des algues (eutrophisation).

L'élimination du phosphore peut être assurée avec succès par des procédés biologiques et physico-chimiques.

Les eaux usées domestiques contiennent environ 10 mg P/l.

Les phosphates peuvent être éliminés des eaux usées par précipitation à l'aide de sel de calcium, de fer et d'alumine.

Ils peuvent également éliminer, en modifiant l'exploitation d'un procédé biologique, aérobie, ce mécanisme d'élimination est connu sous le nom "besoins excédentaires en P de biomasses"

II.34 ELIMINATION DE L'AZOTE

L'azote ammoniacal contenu dans l'effluent issu d'une station d'épuration évolue spontanément en nitrites, puis en nitrates, dans les milieux hydriques récepteurs.

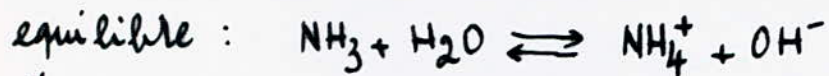
Il faut 4,5 mg d'oxygène pour réaliser la transformation d'un mg d'azote. Le mécanisme d'oxydation utilise les bactéries de l'azote (essentiellement nitrosomonas, nitrobacter) L'élimination de l'azote ammoniacal se fait souvent, suivant deux voies:

Voie biologique:

La voie biologique nécessite des bassins aménagés de façon à ce que s'y opèrent une nitrification totale de l'azote Kjeldhal (grâce aux nitrosomonas et nitrobacter, forts consommateurs d'oxygène); suivie d'une dénitrification partielle; grâce à d'autres bactéries qui réduisent les nitrates en azote gazeux. On peut, ainsi, obtenir, un effluent traité qui ne contienne pas plus de 2 mg/l d'azote Kjeldhal, et 20 mg/l de nitrates

Voie chimique:

Dans une eau usée domestique contenant de l'azote ammoniacal, les ions ammonium et l'ammoniac sont en



L'équilibre entre l'ion ammonium (NH_4^+) et l'ammoniac (NH_3) dissout est déplacé vers la gauche quand le pH croit;

NH_3 , gaz léger, est très peu soluble dans l'eau.

VI.3.5 RESULTATS DU PREMIER STAGE

Le 1^{er} stade permet d'atteindre les valeurs suivantes:

- Azote ammoniacal : 3 à 5 mg/l.
- phosphore (en P) : 0,5 à 1 mg/l.
- DBO₅ : 2 à 10 mg/l.
- DCO : 20 à 50 mg/l.
- MES : 1 à 5 mg/l.
- Coliformes : réduction de 10^7 à 10^3 dans 100 ml (due à la décantation à la chaux)
- Métaux lourds : élimination supérieur à 99% pour Cd, Ba, Pb, Cu, Mg (en traces dans l'eau brute)
- Demande en chlore : 10 à 25 mg/l.
- Odeurs : le stripping est efficace

VI.4 SECOND STAGE DES TRAITEMENTS TERTIAIRES.

VI.4.1 Liminaire :

Dans cette deuxième étape, l'affinage vise l'élimination des micropolluants organiques.

On examine trois traitements qui prennent une grande extension dans l'affinage des eaux usées : le charbon actif, la désinfection et l'osmose inverse.

VI.4.2 Traitement au charbon actif.

Le rôle de ce traitement est de débarrasser l'eau usée des polluants organiques qu'elle contient, à condition qu'ils soient adsorbables sur le charbon actif.

L'adsorption sur charbon actif se pratique par adjonction de charbon en poudre dans l'eau à traiter (au niveau d'un filtre à de préférence ; d'un décanteur) ou mieux par filtration à travers un lit de charbon actif en grains.

Cette 2^{ème} technique est efficace car elle permet d'utiliser moins de charbon et possiblement de le régénérer.

VI.4.3 Désinfection

La désinfection des eaux usées est un traitement d'élimination durable des agents pathogènes, bactéries et virus. Elle peut se pratiquer au chlore ou à l'ozone à cause des coûts d'investissement et de maintenance. On peut espérer obtenir une eau désinfectée, contenant moins de 100 germes totaux par litre et ceci après une déphosphatation, filtration et désinfection de l'effluent

VI. 4.4. OSMOSE INVERSE.

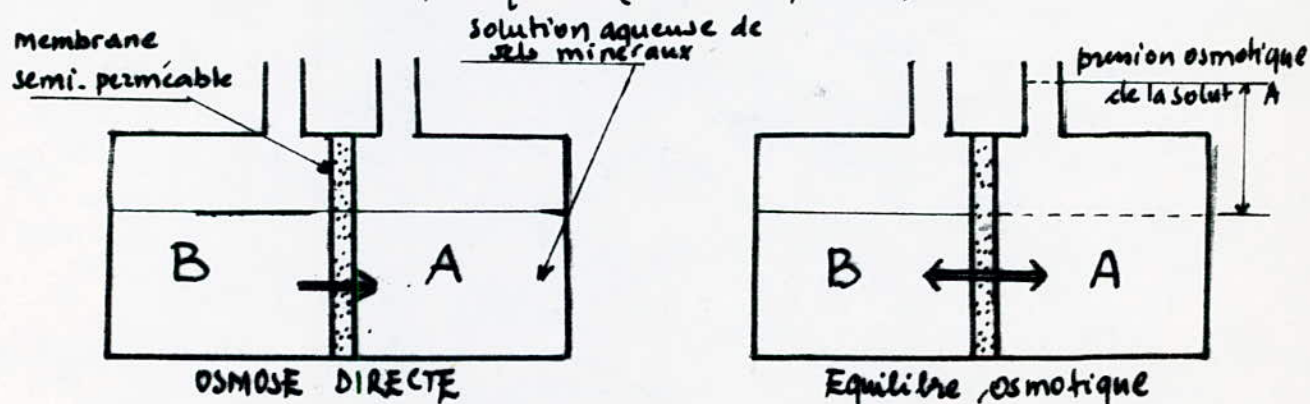
L'osmose inverse est née de la constatation de la réversibilité du phénomène d'osmose directe ou naturelle.

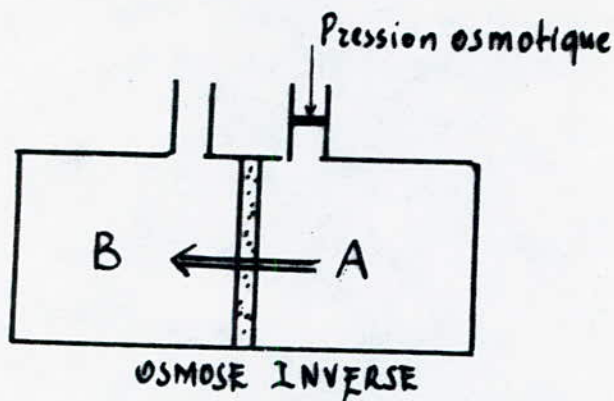
Sur la figure ci-dessous, sont représentées une solution aqueuse, de sels minéraux (compartiment A) et de l'eau pure (compartiment B).

L'osmose naturelle ou directe se traduit par un transfert d'eau pure du compartiment B vers A. Le niveau s'élève dans le compartiment B jusqu'à la pression engendrée par la colonne de liquide annule le flux d'eau pure :

L'équilibre osmotique est atteint, si on applique au dessus de la solution saline, une pression hydrostatique supérieure à la pression osmotique. On observe un écoulement d'eau pure en sens inverse du précédent, les sels étant retenus par la membrane. Ce phénomène se nomme "Osmose inverse".

Les membranes dites semi-perméables laissent passer l'eau et retiennent 90 à 99% de tous les éléments minéraux dissous, 95 à 99% de la plupart des éléments organiques et 100% de matières colloïdales les plus fines (bactéries, virus, silice colloïdale...)





VI.5 CHOIX DES PROCÉDES DE TRAITEMENT TERTIAIRE

L'effluent issu de la station d'épuration subira un traitement tertiaire, qui comprendra :

- Une élimination du phosphate
- Une élimination de l'azote
- Une filtration
- Une désinfection.

Et, ceci dans le but d'éviter l'eutrophication (développement des algues responsables des mauvaises odeurs, attirant les mouches et moustiques et polluant l'environnement) des eaux stagnantes et cours d'eau.

VI.5.1 Élimination du phosphore :

a) par procédés physico-chimiques :

La déphosphatation se pratique parfois dans les bassins de boues activées, grâce à l'action des sels d'aluminium ou de fer. La déphosphatation se pratique aussi par décantation ou flottation tertiaire aux sels de fer ou d'aluminium, avec comme conséquence intéressante une réduction des matières organiques, en partie coprecipitées avec les phosphates.

On préfère usuellement pratiquer en plus, une decantation à la chaux; afin d'éliminer en plus du phosphore, les bicarbonates de calcium et de magnésium, précipités, à l'état de CaCO_3 et $\text{Mg}(\text{OH})_2$ qui sont, tout autant que les phosphates, cause d'entartrage dans les circuits de refroidissement. Et permet aussi d'élever à plus de 11 le pH de l'effluent, ce qui permet une réduction importante de la population bactérienne et une élimination faible de l'azote.

Après l'élimination du phosphore, il faut ramener son pH autour de 7,5 au moyen d'acide, ou d'une injection de CO_2 (récarbonation).

b) par voie biologique:

On sait qu'une boue activée libre des phosphates en conditions anaérobies. Si cette boue est ensuite mélangée sous aération à l'eau usée, elle adsorbe immédiatement une quantité importante de phosphate. Le surnageant du réacteur anaérobie, riche en phosphates, est traité par la chaux et l'effluent est renvoyé à la station. On a pu obtenir ainsi des rendements d'élimination supérieurs à 90%.

Remarque :

- L'élimination du phosphore par procédé physico-chimique est mieux adopté car le traitement biologique des eaux usées est appliqué dans un bassin d'aération (aérobie) et ceci nécessite pas une surveillance permanente.

- Le choix des coagulants pour la décantation des phosphates se fait après une étude de l'effluent au laboratoire. Or, l'effluent à étudier n'est pas disponible, on choisit arbitrairement, le chrome ferrique (FeCl_3) plus la chaux ($\text{Ca}(\text{OH})_2$)

c) Doses des réactifs utilisés :

La coagulation à l'aide de chlorure ferrique, plus la chaux, permet d'assurer une décantation des phosphates et aussi une élévation de pH à plus de 11.

La réaction chimique est la suivante :



- Doses de chlorure ferrique et chaux :

En traitement d'eaux résiduaires, il faut 1000 à 800 g/m^3 de chaux pour 100 à 600 g/m^3 de chlorure ferrique commercial. $\text{FeCl}_3, 6\text{H}_2\text{O}$.

- Calcul des doses :

1/ dose de FeCl_3

On fixe une dose égale à 150 g/m^3 de FeCl_3 .

On doit injecter quotidiennement une dose égale :

$$D_{\text{FeCl}_3} = 150 \times 8000 = 12 \cdot 10^5 \text{ g/j de FeCl}_3$$

$$D_{\text{FeCl}_3} = 1200 \text{ kg/j}$$

b) dose de chaux. ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) :

On fixe une dose égale à 800 g/m^3 , on doit injecter quotidiennement une dose égale :

$$D_{\text{Ca}(\text{OH})_2} = 800 \times 8000 = 64 \cdot 10^5 \text{ g/j soit } 6400 \text{ kg/j de Ca}(\text{OH})_2$$

Remarque :

La dose de chaux permet d'élever le pH à 11, ce qui facilite l'efficacité de la dose de FeCl_3 .

Ainsi l'élimination du calcium et du magnésium précipités à l'état de CaCO_3 et $\text{Mg}(\text{OH})_2$ et aussi une réduction importante de la population bactérienne et l'élimination faible de l'azote.

Afin d'accélérer le processus coagulation - floculation, il est nécessaire d'ajouter des polyelectrolytes suivie d'une agitation faible pour formation de flocs.

Par suite, les flocs seront décantés et les boues seront évacués vers la décharge.

V.5.2 ELIMINATION DE L'AZOTE:

L'azote peut être éliminé par voie biologique ou par voie chimique.

L'élimination par voie chimique est mieux adoptée pour notre cas. Le processus d'élimination de l'azote peut se faire par:

- Strippage à l'air de l'ammoniac.
- Echangeur d'ions
- Chloration au point de rupture (break-point).

a) Elimination de l'ammoniac par échangeur d'ions:

La zéolite naturelle, clinoptilolite, est efficace pour l'élimination de l'ammoniac des eaux usées par permutation sélective des ions d'ammonium avec les ions calcium, magnésium et sodium. La capacité d'échange de la zéolite diminue cependant quand la charge minérale de l'eau usée augmente.

b) Chloration au point de rupture:

Dans ce procédé, l'ammoniac est chimiquement oxydé en azote gazeux. La déchloration est habituellement nécessaire, elle s'effectue sur charbon actif qui est coûteux.

c) Strippage à l'air ammoniac:

Dans une eau usée domestique contenant de l'azote ammoniacal, les ions ammonium sont en équilibre:



Le strippage à l'air étant le plus économique des trois procédés, il sera utilisé pour l'élimination de l'azote.

Le strippage à l'air de l'ammoniac consiste à porter le pH de l'eau usée jusqu'à 10,5 ÷ 11,5 et à créer un contact intime entre l'eau et l'air pour entraîner l'ammoniac gazeux hors de la solution. Les tours de refroidissement conventionnels ont été généralement utilisés pour réaliser cette opération de strippage. (voir fig. 19).

La soude caustique ou la chaux peut être utilisée pour l'ajustement du pH de l'eau usée

1) Débit d'air à utiliser:

Dans une tour de strippage le rapport théorique gaz/liquide est évalué à 1,33 moles d'aires / moles d'eau à 20°C, soit 1650 Nm³/m³. En pratique; TCHOBANOGLOWS évalue les besoins en air à partir de la figure 14.

Notre température moyenne annuelle étant 17,5°C, donc, pour un rendement d'élimination de 90 ÷ 98%, il nous faudra d'après la courbe, environ : 2500 Nm³ d'air / m³ d'eau.

2) Conception et dimensionnement de la tour de stripping:

On adopte une tour de refroidissement à contre courant. Sa hauteur est déterminée d'après le graphe (fig. 19).

Elle est fonction du rendement d'élimination de l'ammoniac et Nm^3 air / m^3 eau traitée.

Avec un rendement d'élimination d'ammoniac de 90% et un débit d'air de $2500 Nm^3/m^3$, correspond une hauteur de la tour de 6m. $H_T = 6m$.

Remarque: A la sortie de la tour, les eaux trop alcalines doivent être neutralisées au moyen d'acide ou d'une injection de CO_2 (recarbonatation).

Les inconvénients de cette tour sont:

- dépôts de carbonate de calcium lorsque la chaux est utilisée pour l'ajustement du pH.
- détérioration des garnissages en bois
- risque de pollution de l'air.

Pour éviter la pollution de l'air, il faut:

- capter l'air quittant la tour, le traiter dans l'acide sulfurique et recycler cet air.

VI.53 FILTRATION

1) Principe:

La filtration est le procédé de séparation solide-liquide. Les matières en suspension sont éliminées à la surface du filtre par tamisage et au sein du filtre par tamisage et adsorption. L'adsorption est liée au potentiel Zéta de la particule et du

milieu filtrant.

L'efficacité du procédé de filtration est fonction :

- de la concentration et de la nature des matières en suspension
- de la nature du matériau filtrant et de tout autre adjuvant de filtration.
- de la conduite du filtre.

2) Types de filtres :

a) filtres en lit épais :

Les filtres à deux couches ou multiconches sont préférés aux filtres à sable pour le traitement des effluents secondaires. Pour obtenir une efficacité maximale du filtre, les matériaux doivent être classés du plus grossier au plus fin, le tout reposant sur un matériau fin à densité élevée.

Les filtres sont prévus pour des cycles de 6 ÷ 12 heures et sont alimentés par gravité ou sous pression. La vitesse d'alimentation doit être constante et ceci avec régulation et équilibrage du débit (vitesse de filtration maximale est de 15 m/h).

b) Microtamis :

Un microtamis est un tambour tournant autour d'un axe horizontal et recouvert d'une toile métallique en acier inoxydable, l'eau est filtrée par cette toile, les matières en suspension sont retenues à l'intérieur du tambour.

La vitesse de filtration diminue quand la concentration en matières en suspension augmente de 20 à 200 mg/l.

c) Filtration continue en couche mince:

Elle présente des cycles plus courts. Le lit filtrant mobile permet une évacuation de la couche du matériau filtrant la plus chargée.

Le système est totalement automatique. Les vitesses de filtration peuvent atteindre 18 m/h. Ce procédé est coûteux mais plus efficace.

3) Application:

On adopte un filtre à sable à flux ascendant (fig. 14).

Ayant des couches filtrantes de matériau de granulométrie décroissante, de bas en haut, gravier de taille 1,25 ÷ 1,5 mm, ensuite de 0,4 à 0,6 mm de sable de 2 à 3 mm et enfin du sable de 0,5 à 1 mm.

La vitesse de filtration maximale est limitée par la granulométrie et le poids spécifique du matériau filtrant. Les vitesses de filtration varient entre 30 et 50 m/h. Le lit est lavé à l'air et à l'eau. Les filtres présentent l'avantage de permettre l'utilisation des eaux brutes comme eau de lavage.

a) Surface filtrante: A_f .

On fixe une vitesse de filtration égale à 30 m/h, le débit Q à filtrer étant de 8000 m³/s, la surface filtrante nécessaire

sera: $A_f = \frac{Q}{v_f} = \frac{8000/24}{30} = 11,1 \text{ m}^2$; $A_f = 11,1 \text{ m}^2$

Nous adopterons 02 filtres; Quand l'un est en lavage, l'autre travaillera normalement et inversement.

La surface totale nécessaire à la filtration sera donc .

$$A = 2 \times A_f = 2 \times 11,1 = 22,2 \text{ m}^2 ; A = 22,2 \text{ m}^2$$

b) Diamètre du filtre sous pression:

$$D_f = \sqrt{\frac{4A_f}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 11,1}{3,14}} = 4 \text{ m} ; D_f = 4 \text{ m}$$

c) Epaisseur et granulométrie des couches:

- Granulométrie des couches:

- Une 1^{ère} couche de gravier de taille: 2,5 mm

- Une 2^{ème} couche de gravier " " : 1,5 mm

- Une 1^{ère} " de sable " " : 1,0 mm

- Une 2^{ème} " " " " " : 0,7 mm

- L'épaisseur sera :

- L'épaisseur totale de gravier est: (2-4)m, donc 3 m

- L'épaisseur totale du sable est: (0,75-1,5)m, soit: 1m

Ces couches se reposeront sur un radier en béton armé, ayant des buselures de distribution afin de laisser passer l'effluent.

Ce radier sera situé à une hauteur de 1m

La hauteur d'eau surnageante sera de 30 à 40cm avec une réserve de 10cm .

L'épaisseur totale du filtre sera de: $H_f = (40+10) + 300 + 100 + 100 = 550 \text{ cm}$

d) Lavage des filtres:

Tout filtre se solmate au fur et à mesure que son lit se charge en matières retenues. Il faut alors procéder au lavage, l'air est utilisé seul pour détacher du matériau filtrant les impuretés retenues. Dans la 2^{ème} phase, un retour d'eau à fort débit de bas en haut, permet d'extraire du lit et d'évacuer les impuretés lourdes, on peut répéter plusieurs fois ce lavage.

Le lavage des filtres nécessite:

- Un débit d'air de $50 \text{ m}^3/\text{h}$ par m^2 de filtre.
- Un débit d'eau de rinçage de $15 \text{ à } 25 \text{ m}^3/\text{h m}^2$ de filtre

Nous aurons donc:

- débit d'air : $Q_{\text{air}} = 50 \times 11,1 = 555 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$.
- pour un débit d'eau moyen de $20 \text{ m}^3/\text{h m}^2$. La superficie du filtre aura un débit d'eau de rinçage de:

$$Q_{\text{eaux}} = 20 \times 11,1 = 222 \text{ m}^3 \text{ d'eau/h.}$$

Ce débit sera assuré par 02 pompes immergées dans le bassin d'eau filtrée.

Remarque:

Afin d'assurer le débit d'eau de rinçage, il est préférable de construire un réservoir de stockage d'eau traitée munit d'un robinet trop plein.

La durée de rinçage est comprise entre 30-60 mn.

Après le rinçage, ces eaux riches en M.E.S seront introduites à l'entrée de la station, ou sont rejetées directement vers l'océan.

II.5.4 DESINFECTION .

1) Introduction :

La désinfection est l'opération par laquelle, on détruit les germes pathogènes grâce à l'action d'agents chimiques ou de tout autre moyen.

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

La désinfection est généralement réalisée par le chlore ou l'ozone. On reproche au chlore de former des dérivés chlorés hydrocarbonés toxiques ou cancérogènes parmi les nombreux facteurs qui influencent la désinfection :

La nature des micro-organismes, la concentration de l'agent chimique, le temps de contact, la température et la présence des composés chimiques, capables de réagir avec l'agent chimique de désinfection.

2) Chloration :

Le chlore est actuellement le désinfectant le plus utilisé, sous forme de gaz (Cl_2), d'hypochlorite, de dioxyde de chlore ou encore combiné de l'ammoniac (chloramines).

Le chlore s'hydrolyse très rapidement :



L'agent désinfectant est principalement la forme non ionisée

de l'acide hypochloreux HOCl.

3) Dimensionnement du bassin de stérilisation

Habituellement, on adopte 0,5 mg/l après 15 mn de contact. Mais après une filtration sur sable, il faut de 1 à 5 mg/l. Pour un temps de séjour moyen de 30 mn et une dose de 5 mg/l de chlore, le volume du bassin de stérilisation sera :

$$V = Q_m \times t_s = 0,092 \times 1800 = 165,6 \text{ m}^3, \text{ avec } Q_m = 0,092 \text{ m}^3/\text{s} \\ \text{et un } t_s = 30 \text{ mn} = 1800 \text{ s}.$$

pour une hauteur de 2,5 m, la surface sera :

$$S = \frac{165,6}{2,5} = 66,24 \text{ m}^2$$

Soit une longueur de 13 m et une largeur de 5 m.

Caractéristiques du bassin de stérilisation :

Volume : 165,6 m³

Surface : 66,24 m²

longueur : 13 m

largeur : 5 m

Pour un meilleur contact et un rendement de 99%, l'ouvrage de désinfection sera équipé de chicanes.

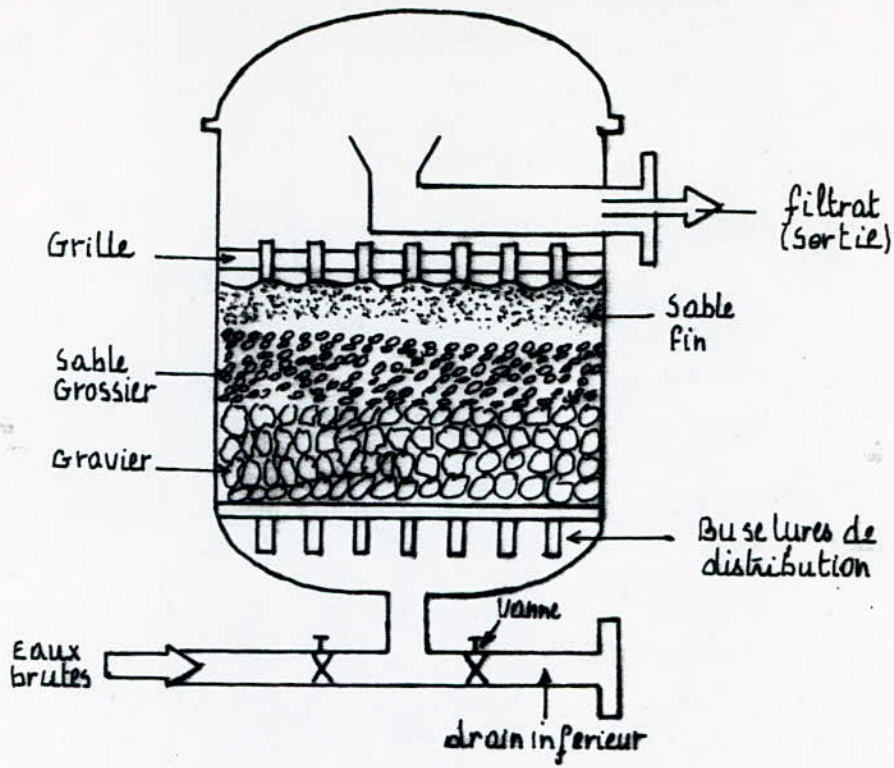


fig. 14 Filtre sous pression (circulation de bas en haut)

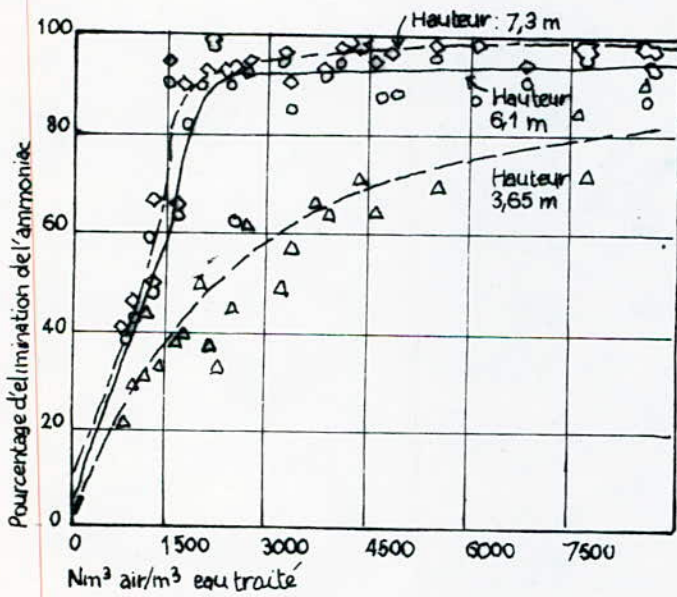


Fig. 13 Influence de la hauteur de la tour sur l'élimination de l'ammoniac

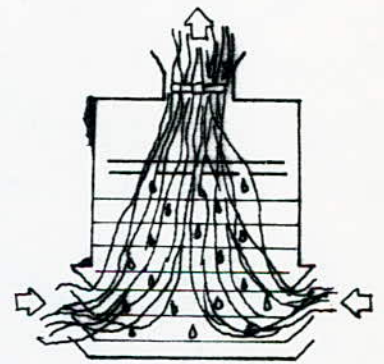


Fig. 12 tour de refroidissement à contre courant

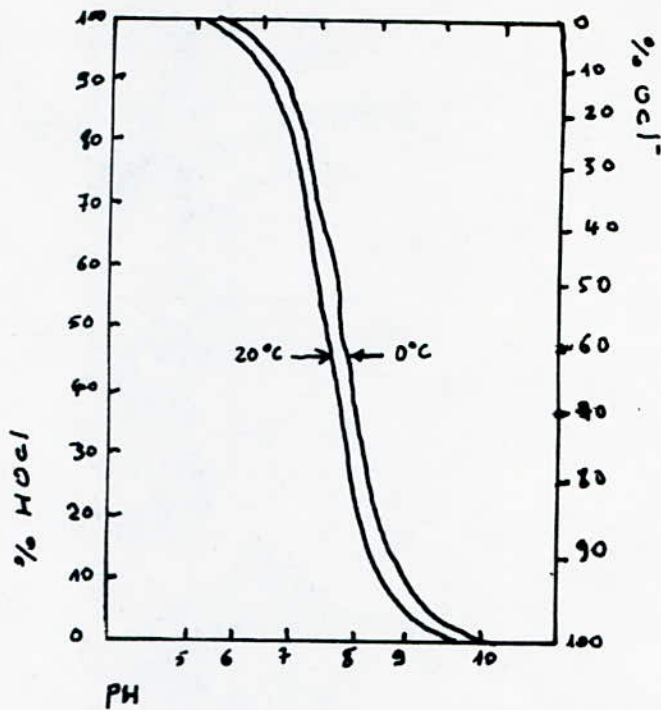


fig 15 Repartition entre les formes HOCl et OCl⁻ en fonction du pH.

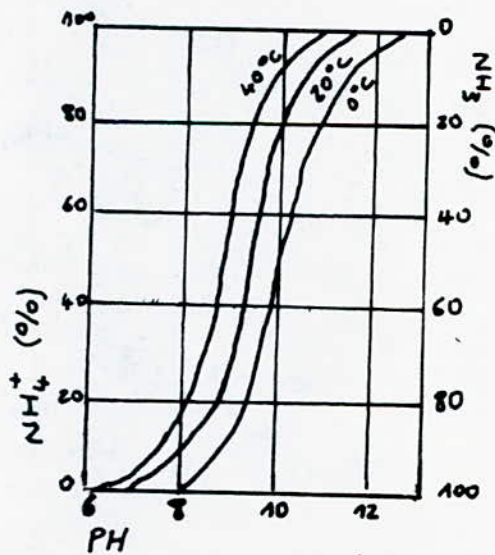


fig 16 Repartition de l'ammoniac et des ions ammonium en fonction du pH et de la temperature.

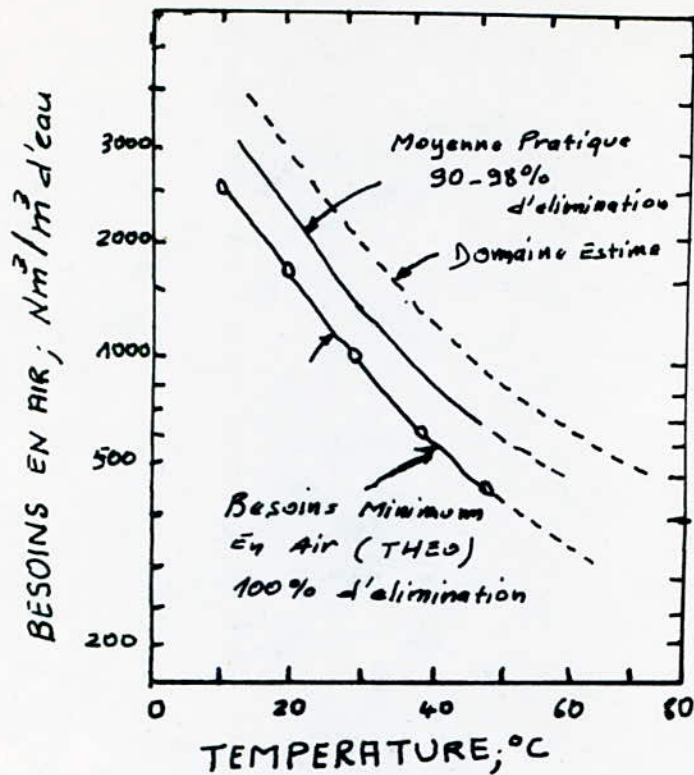


fig Effet de la température sur le rapport air/liquide nécessaire pour le stripping de l'ammoniac.

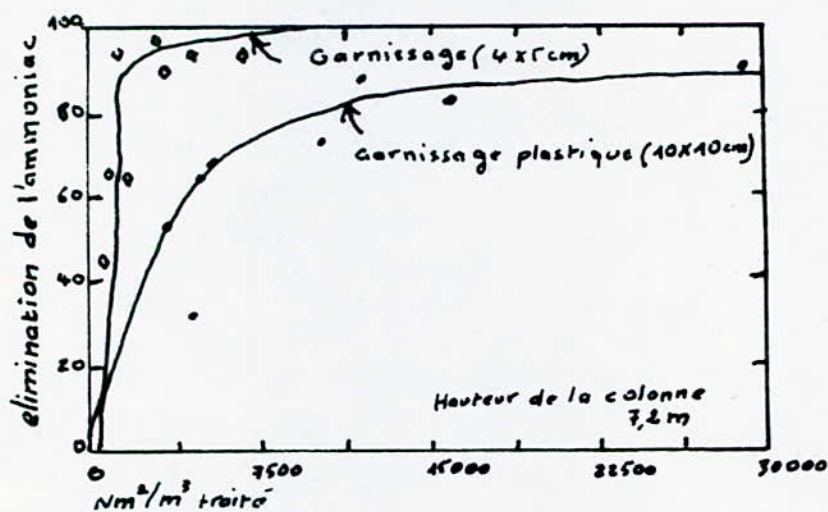


fig 17 Influence du matériau de garnissage sur l'élimination de l'ammoniac.

CHAPITRE VII

PROCÉDÉS DE RÉUTILISATION

Après l'épuration biologique des eaux usées de la ville de Eipaza, nous prendrons à un traitement tertiaire. Ce traitement dépendra de la destination de ces eaux.

VII.1 RÉUTILISATION EN AGRICULTURE.

Si elle est destinée à l'utilisation agricole, ceci demande :

- filtration
- désinfection

a). Une filtration dans le but de réduire les matières en suspension qui sont responsables du colmatage du sol et des conduites d'irrigation

- Une désinfection afin de réduire le nombre de coli formes à 1000 germes / litre

b) Tableau du planificateur :

Secteurs utilisables possibles Niveaux de traitement disponibles	Irrigation	
	legumes à consommer crus	Arboculture cereales. Cult. indus
Aucun traitement (eau usée brute)	Non	epandages d'eaux résiduelles
Traitement primaire	Non	
Traitement primaire et secondaire sans désinfect	Non	Oui, avec précautions d'emploi
Traitement primaire et secondaire avec désinfection	Autorisé dans certains cas	Oui
Lagunage	Oui, après désinfection	Oui
infiltration - precolation	Eau infiltrée de la nappe	apte à tous usages receptrise.
Premier stade du traitement tertiaire	Oui	Oui (qualité mal)
deuxieme stade du traitement tertiaire	Oui	Oui (adaptée d'usage)
Drainage d'irrigation (suppose de salinité convenable) infiltration d'irrigation	Oui, sous revue de bacteriologie	Oui

c) Les principaux critères de qualité à respecter pour l'irrigation :

1) Les matières en suspension :

La teneur en MES doit être aussi faible que possible, en raison, d'une des risques d'obstruction des systèmes d'irrigation utilisés, d'autre part du colmatage des sols.

2) Les éléments fertilisants (N, P, K) :

Leur présence dans les eaux usées urbaines en quantités notables leur confère une valeur fertilisante.

Pour des eaux contenant une teneur en azote de l'ordre de 15 mg/l, une application de 100 mm correspond à un apport azoté d'environ 15 kg/ha

3) La salinité et le sodium adsorption :

Une minéralisation élevée des eaux usées peut avoir des effets néfastes sur le sol : altération de la structure de celui-ci entraînant une réduction de la perméabilité.

4) Les éléments-traces minéraux :

Il s'agit essentiellement des métaux lourds et du bore un certain nombre d'oligo-éléments est indispensable au développement des plantes.

5) Bactériologie - Virologie :

Le problème de la qualité bactériologique est un des plus importants. Donc il faut prendre des précautions pour limiter les risques de contamination humaine soit directement soit indirecte (par les plants)

d) Système d'irrigation:

Il existe principalement trois types de procédés impliquant des équipements différents:

- irrigation par aspersion
- irrigation goutte à goutte.
- irrigation au pied (par billons)

VII.2 REJETS DE L'EAU TRAITÉE.

Si elle est destinée à être rejetée au niveau d'oued Nador ceci nécessite:

- une déphosphatation
 - une dénitrification
 - une désinfection
- } afin d'éviter la pollution de l'environnement.

a) Une déphosphatation: afin de réduire le phosphate, responsable du développement des algues durant la période d'été.

b) Une dénitrification: afin de réduire l'azote, élément responsable et indispensable au développement des algues.

c) Une désinfection: afin de réduire le nombre de germes.

CHAPITRE : VIII :

ESTIMATION DU COUT DU METRE CUBE D'EAU TRAITÉE.

Une telle estimation est évaluée par le coût d'investissement et les frais d'exploitation.

VIII.1. COUT D'INVESTISSEMENT

Le coût d'investissement est égal à la somme du coût d'investissement du point de vue, genie-civil et celui des équipements.

On a : $I = I_G + I_{eq}$ avec

I:	investissement total.
I_G :	— " — Genie Civil
I_{eq}	— " — équipements.

$$a) I_{eq} = I_{eq_1} + I_{eq_2}$$

avec I_{eq_1} : Investissement pour équipement de la station d'épuration

I_{eq_2} : — " — " " " " " de traitement $\frac{1}{3}$

En comparaison avec les stations d'épuration déjà fonctionnelles en Algérie (en bonne activité), nous estimons le coût d'investissement d'équipements pour notre station à :

$$I_{eq_1} = 4000 \cdot 10^3 \text{ DA}$$

$$I_{eq_2} = 3000 \cdot 10^3 \text{ DA}$$

On aura donc : $I_{eq} = (4000 + 3000) \cdot 10^3 = 7000 \cdot 10^3 \text{ DA}$.

b) Le coût d'investissement de Genie-Civil est estimé :

- Pour la station d'épuration à : $I_{G_1} = \frac{3}{2} I_{eq_1}$.

- pour la station de traitement $\frac{1}{3}$ à : $I_{G_2} = \frac{2}{3} I_{eq_2}$.

Soient alors :

$$I_{G_1} = \frac{2}{2} \times 4000 \cdot 10^3 = 6000 \cdot 10^3 \text{ DA}$$

$$I_{G_2} = \frac{2}{3} \times 3000 \cdot 10^3 = 2000 \cdot 10^3 \text{ DA}$$

$$I_G = I_{G_1} + I_{G_2} = (2000 + 6000) \cdot 10^3 = 8000 \cdot 10^3 \text{ DA}$$

l'investissement total est donc :

$$I = I_{eq} + I_G = (7000 + 8000) \cdot 10^3 = 15000 \cdot 10^3 \text{ DA}$$

VIII.2. FRAIS D'EXPLOITATION :

Les frais d'exploitation sont composés des frais de main d'oeuvre et des frais d'énergie.

a) Les frais de main d'oeuvre.

On prévoit pour notre station :

- 1 technicien .
- 2 ouvriers .

Le technicien sera payé à 4000 DA et l'ouvrier à 2000 DA .

Donc : par année, les frais de main d'oeuvre seront :

$$(4000 + 4000) \times 12 = 96 \cdot 10^3 \text{ DA}$$

b) Les frais d'énergie :

Ils seront calculés à l'aide de l'expression :

$$F_e = P \cdot W (E_{ep} + E_{tr})$$

F_e : frais d'énergie

$P \cdot W$: prix unitaire du KW (0,30 DA)

E_{ep} : énergie consommée par la station d'épuration

E_{t_2} : énergie consommée par la station de traitement $\frac{1}{3}$ (tertiaire)
- la puissance à fournir à la station d'épuration est essentiellement celle de l'aération (93 kW.h).

La station fonctionnera en moyenne par jour pendant 18 heures,
la puissance consommée sera: $93 \times 18 = 1674 \text{ kW.h}$.

- pour celle de la station de traitement, elle est de :

$$1 \times 8000 = 8000 \text{ kW.h} \text{ - avec une énergie de } 1 \text{ kWh/m}^3.$$

et pour 18 heures de travail = $8000 \times 18 = 144 \cdot 10^3 \text{ kW.j}$

- Les frais d'énergie seront alors:

$$F_e = 0,3 (1674 + 8000) = 2902,2 \text{ DA}.$$

$$\text{par an: } F_{e/an} = F_e \times 365 = 2902,2 \times 365 = 1059 \cdot 10^3 \text{ DA}.$$

- c) FRAIS DÛS AUX PRODUITS CHIMIQUES.

Ils sont estimés à 15% de frais d'exploitation :

$$0,15 \cdot F_{e/an} = 158 \cdot 10^3 \text{ DA/an}.$$

Donc les frais d'exploitation sont :

$$F_{ex} = (96 + 1059 + 158) \cdot 10^3 = 1313 \cdot 10^3 \text{ DA}.$$

VIII.3. TAUX D'INFLATION ET D'ACTUALISATION.

Les taux d'inflation et d'actualisation sont respectivement estimés à ; $i = 15\%$; $a = 5\%$.

Les frais d'amortissement F_a sont déterminés par :

$$F_a = \frac{I}{N} ; \text{ avec } I: \text{ Investissement en DA}.$$

N : Durée de vie (temps d'amortissement)

$F_{ex} = 1313 \cdot 10^3$ DA ; F_{ex} : frais d'exploitation.

$$F_a = \frac{15000 \cdot 10^3}{25} = 600 \cdot 10^3 \text{ DA}.$$

Le coût total est:

$$C = F_a + F_{ex} = (600 + 1313) \cdot 10^3 = 1913 \cdot 10^3 \text{ DA}.$$

Le coût total actualisé sera calculé par l'expression:

$$C_a = C \cdot \left(\frac{1+i}{1+a} \right)^n$$

Année	n	Coût total actualisé $\cdot 10^3$
1986	1	2095
1987	2	2295
1988	3	2513
1989	4	2753
1990	5	3015
1991	6	3302
1992	7	3616
1993	8	3961
1994	9	4338
1995	10	4751
1996	11	520
1997	12	5699
1998	13	6242
1999	14	6837
2000	15	7488
2001	16	8201
2002	17	8982
2003	18	9837
2004	19	10774
2005	20	11800
2006	21	12924
2007	22	14155
2008	23	15503
2009	24	16979
2010	25	18596
Total	=	191860 $\cdot 10^3$

le coût du m³ traité est alors $c = \frac{191860}{8000 \cdot 365 \cdot 25} \approx 2,63 \text{ DA}$

Soit $C = 3 \text{ DA}$.

CONCLUSION GENERALE.

- Obtention en permanence du meilleur rendement de la station doit toujours être le souci du responsable. Ce dernier doit connaître par une simple analyse de l'effluent à l'entrée et à la sortie, de la qualité des boues et du comportement des différents ouvrages.
- Nous recommandons une surveillance et un entretien rigoureux des différents blocs de traitement de la station. D'autre part, le bâtiment d'exploitation doit être équipé d'un laboratoire d'analyse en vue de contrôler les différents paramètres de fonctionnement de la station.

Bibliographie

1. DEGREMONT, 1978. "Mémento technique de l'eau". France.
2. W.W. ECKENFELDER, 1982. "Gestion des eaux usées urbaines et industrielles" Traduit de l'Américain par L. VANDENNE. France.
3. A. GAID, 1984. "Epuraton biologique des eaux usées urbaines"
Tome 1, 2. O. P. U
4. F. VALIRON, 1983. "La réutilisation des eaux usées". France.
5. R. THOMAZEAU, 1981. "Stations d'épuration. Eaux potables Eaux usées". France.
6. C. GOMELLA ET H. GUERRÉE, 1983. "Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales". Tome 2. Eyrolles. France
7. P. PESSON, 1980. "La pollution des eaux continentales". France
8. M. G. MASTANTUONO, "Introduction à l'épuration biologique. Rappels et définitions. Calculs, conception et entretien des stations d'épuration".



