

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

2 BX  
21/84

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Génie Sanitaire

# PROJET DE FIN D'ETUDES

### SUJET

*Epuration des eaux résiduaires  
du réseau intercommunal  
de la région de Bou Ismaïl*

4 PLANCHES

Proposé par :  
SETHYAL

Etudié par :  
MM. TAIBI H.  
MADOU I. A.

Dirigé par :  
MM. EHN J.  
NAMANE A.



PROMOTION : Juin 1984

امانة دار الكتب والادارة

المكتبة



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

—»O«—

وزارة التعليم والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

—»O«—

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

—»O«—

Département : Génie Sanitaire

## **PROJET DE FIN D'ETUDES**

### **SUJET**

*Epuration des eaux résiduaires  
du réseau intercommunal  
de la région de Bou Ismail*

Proposé par :

SETHYAL

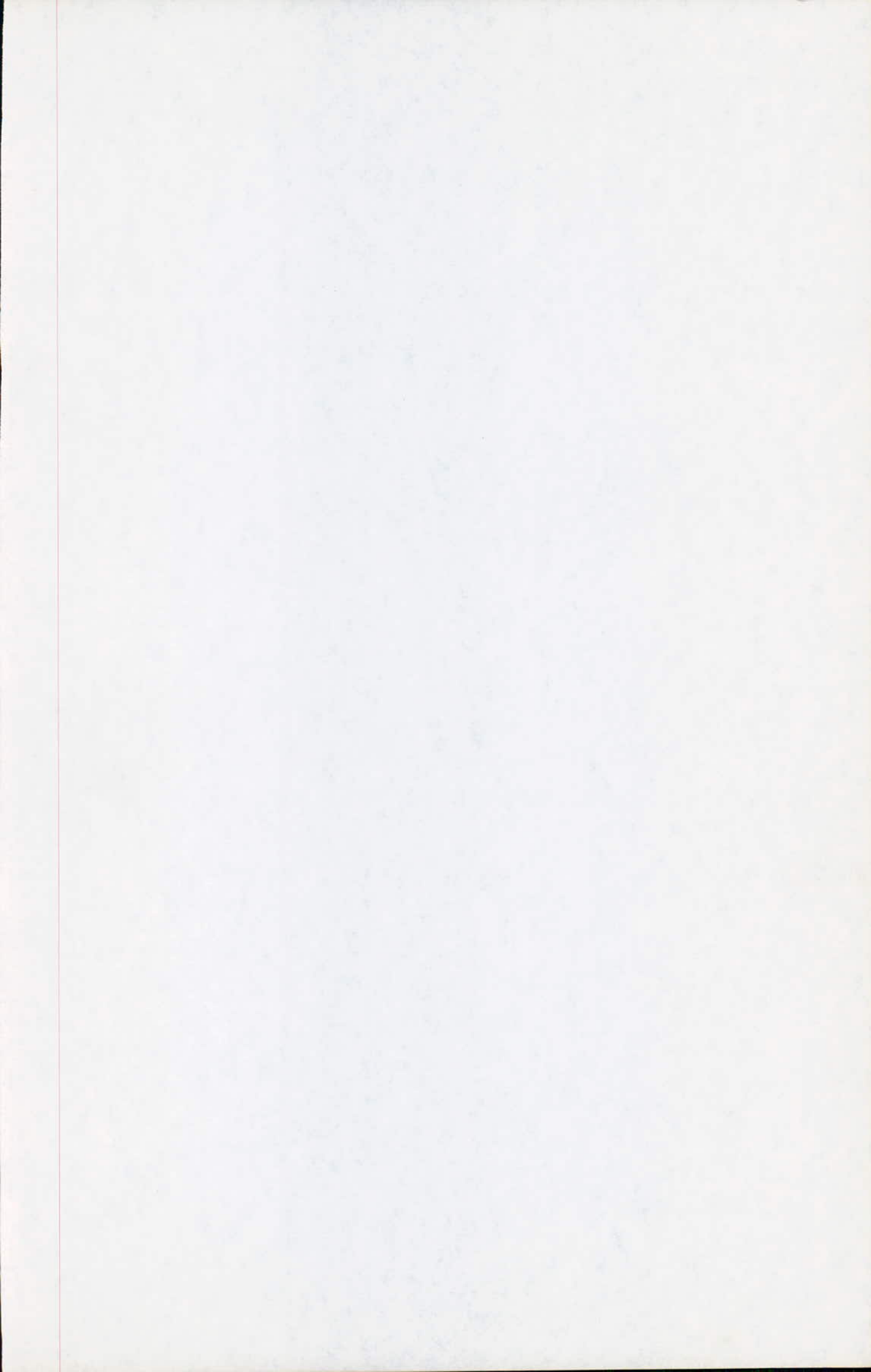
Etudié par :

MM. TAIBI H.  
MADOUI A.

Dirigé par :

MM. EHN J.  
NAMANE A.

Promotion : Juin 1984





17).E.D.I.C.A.C.E.S.:

Je dédie ce modeste travail à :

MES CHERS PARENTS  
MES FRERES ET SOEURS  
MES BEAUX FRERES ET BELLES SOEURS  
MES NIECES ET EN PARTICULIER LYNDIA  
TOUS MES AMIS (ES).

Hanafi TAIBI



Je dédie ce modeste travail à :

MA CHERE MERE  
MES FRERES ET SOEURS ET EN PARTICULIER ABDELKADER  
TOUS MES AMIS.

Ahmed MADOU

EMERCIEMENTS :

*Au terme de cette étude, nous tenons à remercier vivement :*

*Madame G. NEZZAL, chef de Département Génie Sanitaire.*

*Nos promoteurs :*

*M. EHN pour ses conseils et orientations qui ont été pour nous très instructifs.*

*M. NAMANE, chez qui nous avons trouvé des informations précieuses.*

*Nous remercions également, M. MEZAOUI pour les entretiens utiles que nous avons eu.*

*Nous remercions d'une manière générale les professeurs qui ont contribué à notre formation.*

*Notre gratitude à Mr. LOUNES pour avoir pris soin de cette thèse.*

*Notre respect aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.*

## PREAMBULE :

L'épuration des eaux usées urbaines est devenue nécessaire en vue de mettre un terme à la pollution sans cesse croissante des eaux naturelles. Cette pollution est une conséquence directe de l'accroissement intensif de la population en combinaison avec l'urbanisation rapide qui ont lieu spécialement le long de la côte méditerranéenne (cas de l'Algérie).

Au cours de ces dernières années, on a assisté à un développement spectaculaire des techniques d'épuration. Cela veut tout dire de l'intérêt croissant porté à la protection des eaux naturelles et par extension à la protection de notre environnement.

L'épuration des eaux usées devient encore plus intéressante lorsqu'on envisage de réutiliser l'eau traitée notamment dans le domaine de l'agriculture. Il en va de même pour les boues produites.

La protection des eaux naturelles conduit d'autre part dans une large mesure à rompre les chaînes de transmission des maladies hydriques.

Le traitement des eaux usées répond donc à des préoccupations diverses en ce qui concerne :

- la sécurité sanitaire;
- la protection du milieu naturel;
- les besoins agricoles.







CHAPITRE VI. CONCEPTION DES PROCÉDES DE TRAITEMENT.

1. HYPOTHESES DE CALCUL .....	44
2. DESCRIPTION DE LA VARIANTE "A" .....	45
3. DESCRIPTION DE LA VARIANTE "B" .....	47
4. CALCUL TECHNIQUE DE LA VARIANTE "A" .....	49
5. CALCUL DE LA VARIANTE "B" .....	75
6. RECAPITULATIF .....	85

CHAPITRE VII. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DES VARIANTES.

1. INTRODUCTION .....	90
2. ETUDE TECHNIQUE .....	90
3. ETUDE ECONOMIQUE .....	91

CONCLUSION GENERALE .....	95
---------------------------	----

ANNEXE .....	96
--------------	----

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	103
-----------------------------------	-----

NOMENCLATURE DES PLANCHES :

Planche I. Schéma d'implantation de la station d'épuration  
variante "A".

Planche II. Schéma de fonctionnement - variante "A".

Planche III. Schéma d'implantation de la station d'épuration  
variante "B".

Planche IV. Schéma de fonctionnement - variante "B".

## CHAPITRE I. MONOGRAPHIE DE LA REGION DE BOU-ISMAIL :

### 1. INTRODUCTION :

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, il nous a été proposé d'élaborer l'étude de la future station d'épuration des villes de Bou-Ismaïl, Khémisti-Port, Bou-Haroun et Khémisti-ville.

L'épuration commune des eaux usées de ces centres résulte du fait qu'ils se situent dans un rayon de 5 Km.

D'autre part, il est très difficile de trouver des terrains adéquats pour l'implantation de la station car ces terrains sont, soit tous occupés par l'agriculture, soit présentant des reliefs accidentés.

L'étude de la station d'épuration de la région de Bou-Ismaïl sera basée sur les prévisions à l'horizon 2000.

### 2. DONNEES DE BASE :

La présente étude a été élaborée compte tenu des études et renseignements ci-après :

- enquête menée auprès de l'APC de Bou-Ismaïl pour recueillir les informations concernant les recensements effectués, les établissements existants et projetés;

- plan d'urbanisme directeur (P.U.D. phase I, CNERU, Blida);
- étude de l'assainissement de Bou-Ismaïl et Khémisti-Port;
- plan de situation d'ensemble;
- plans des réseaux d'assainissement existants et projetés.

### 3. Situation géographique :

La région de Bou-Ismaïl est située à 45 km à l'ouest d'Alger le long de la côte méditerranéenne. La commune de Bou-Ismaïl est la plus importante de la daïra de Koléa, aussi bien en population qu'en superficie. Bou-Ismaïl est limité :

- au Nord par la mer méditerranéenne;
- à l'Est par Fouka et Koléa;
- à l'Ouest par Tipaza et **Abmeur -El-Aïn**;
- au Sud par Mouzaïa et El-Affroun.



L'altitude de la côte varie entre 0 et 180 m N.G.A.

#### 4. LES DONNEES CLIMATIQUES :

##### 4.1. Températures :

La commune de Bou-Ismail, de part sa situation géographique jouit d'un climat méditerranéen. Le caractère principal de ce climat est l'alternance d'une saison chaude et sèche s'étalant entre Avril et Septembre suivie d'une saison froide et humide d'Octobre à Mars.

D'après une étude intitulée "climatologie de l'Algérie" réalisée par SELTZER, on a relevé les températures suivantes :

- température maximale : 42,6°C;
- température minimale : 1,2°C;
- température moyenne : 17,5°C.

##### 4.2. Pluviométrie :

La valeur moyenne des précipitations tombant sur la région de Bou-Ismail est de 660 mm. D'après les données pluviométriques qui sont collectées dans l'étude établie par l'I.N.R.H., la répartition mensuelle de la pluie s'établie comme suit :

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	TOTAL
mm de pluie	36	69	108	116	98	77	55	47	40	7	2	7	660
Pourcentage	5,5	10,5	16,4	17,5	14,8	11,7	8,0	7,1	6,1	1,1	0,3	1,0	100

D'après ce tableau, on constate que les six mois les plus arrosés s'étalent d'Octobre à Mars et totalisent 521 mm. D'autre part, une relative sécheresse a lieu pendant les mois de Juillet et Août. Le volume d'eaux pluviales est assez important pendant la période Automne-Hiver, on tiendra compte de cet afflux lors du dimensionnement de la station d'épuration.



## 5. LA POPULATION ET SON ACTIVITE :

Etant donné la situation géographique de la région de Bou-Ismaïl, et plus particulièrement Bou-Ismaïl, celle-ci connaîtra un développement dynamique. D'après les données du recensement de 1977, le taux d'accroissement de la population est de 4% (3% le taux d'accroissement naturel et 1% le taux d'accroissement de l'émigration)\*.

Une grande partie de la population active de Bou-Ismaïl est occupée dans les domaines agricoles, une autre occupe des postes à Alger. L'activité de l'agriculture et des commerces est importante. A l'avenir, il est prévu une industrialisation par l'implantation de la zone d'activité (Sud-Est du chef lieu de la commune). Pour les autres centres, à savoir Khémisti-Port, Khémisti-Ville et Bou-Haroun, l'activité de la population est essentiellement agricole. Notons enfin que la pêche et les ateliers de réparation navale sont en progression dans les centres de Khémisti-Port et Bou-Haroun.

---

\* Source : A.P.C.

## CHAPITRE II. CALCUL DES DEBITS D'EAUX USEES A EVACUER :

### 1. DESCRIPTION DES RESEAUX EXISTANTS ET PROJETES :

#### 1.1. Situation actuelle :

##### 1.1.1. Réseau existant de Bou-Ismail :

La grande partie du centre ville est assainie par un réseau unitaire qui rassemble les eaux d'égouts et les eaux pluviales par deux collecteurs au point du carrefour à feu rouge.

Il existe actuellement trois points de rejet vers la mer sans aucun traitement. Ces trois rejets seront discutés lors de la phase d'analyse des eaux usées.

##### 1.1.2. Réseau existant de Khémisti-Port :

Le système d'assainissement de Khémisti-Port a été construit sans aucune étude. Tous les petits quartiers ont leur propre réseau et leurs propres déversoirs. Cette situation est vraiment désastreuse du point de vue hygiénique et l'étude de l'assainissement de cette ville vient à point nommé pour améliorer l'évacuation des eaux usées.

##### 1.1.3. Réseaux existants de Bou-Haroun et Khémisti-ville:

Les réseaux de ces villes datent de l'époque coloniale. Ils ne répondent plus aux normes d'hygiène et de sécurité. C'est en ce sens que des études sont réalisées pour rénover et construire de nouveaux réseaux.

#### 1.2. Situation future :

D'après des études d'assainissement des villes de Bou-Ismail, Khémisti-Port, Khémisti-ville et Bou-Haroun, on retiendra que les réseaux projetés sont de 2 types :

- système unitaire : les eaux usées d'égouts et les eaux usées pluviales sont collectées conjointement;



- système séparatif : les eaux usées d'égouts et les eaux usées pluviales sont collectées séparément.

Mais le système dominant est du type unitaire. Dans le cas du système unitaire, il est prévu des déversoirs d'orage qui permettent d'évacuer une certaine quantité d'eaux usées pluviales. Ce procédé est très avantageux, particulièrement en Algérie, car la station ne sera pas suralimentée d'où un surdimensionnement.

Les eaux usées pluviales, bien que polluantes, sont déversées directement dans le milieu naturel c'est à dire la mer par le plus court chemin.

Dans le cas du système séparatif, une conduite évacue les eaux pluviales et une autre les eaux usées qui aboutissent ainsi à une installation de traitement.

## 2. DETERMINATION DES DEBITS D'EAUX USEES A L'HORIZON 2000 :

Les calculs des quantités d'eaux usées sont basés sur l'accroissement de la population d'un taux de 4%. La dotation des besoins en eaux ménagères est fixée à 200 l/hab./jour.

Les quantités d'eaux usées ménagères représentent 80% du débit journalier d'eau potable consommé. L'abattement de 20% est dû aux pertes dans les réseaux et arrosages publics. Pour le calcul des débits d'eaux usées des établissements socio-éducatifs et industriels, on se basera sur la liste des établissements existants et prévus à l'horizon 2000.

### 2.1. Evolution de la population :

On détermine le nombre d'habitant futur en utilisant la formule des intérêts composés :

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

où : P : population future à l'horizon considéré

P<sub>0</sub> : population de référence (recensement 1977)

$\tau$  : taux d'accroissement annuel (4 %)

n : nombre d'années séparant les 2 horizons.

NOM DE LA VILLE	RECENSEMENT 1977	1984	2000
Bou-Ismail	18366	24168	45267
Khémisti-Port	2542	3345	6265
Khémisti-ville	3016	3969	7435
Bou-Haroun	2921	3844	7200
T O T A L			66167 hab.

2.2. Production d'eaux usées ménagères :

Nombre d'habitants	$Q_{\text{moy.}}$ eau potable $\text{m}^3/\text{j}$	$q_{\text{moy.}}$ eau usée $\text{m}^3/\text{j}$
66167	13233,4	10587



2.3 Rejets des établissements scolaires

Ville	Etablissement	Nbre d'élèves	Dotation l/j/élève	Q <sub>potable</sub> moy eau m <sup>3</sup> /j	moy usée m <sup>3</sup> /j
Bou-Ismail	10 Ecoles	6550	30	196,5	196,5
	2 C.E.M.	2900	45	130,5	130,5
	2 C.F.A.	2100	45	94,5	94,5
	1 Technicum	1000	45	45,0	45,0
	2 Lycées	1800	45	81,0	81,0
	I S. Maritime	400	200	80,0	80,0
Khémisti-port	2 Ecoles	2000	30	60,0	60,0
Khémisti-ville	2 Ecoles	1500	30	45,0	45,0
	1 C.E.M.	800	45	36,0	36,0
Bou-Haroun	2 Ecoles	2000	30	60,0	60,0
T O T A L					828,5

2.4. Rejets des établissements sanitaires :

Ville	Nature de l'établissement	Nombre de lits	Dotation l/j lit	Q <sub>moy.</sub> eau potable m <sup>3</sup> /j	Q <sub>moy.</sub> eau usée m <sup>3</sup> /j
Bou-Ismaïl	Polyclinique	40	300	12	12
	Hôpital	200	500	100	100
	2 centres de santé			10	10
Khemisti-Port	2 centres de santé			10	10
Khemisti-ville	Polyclinique	50	300	15	15
	1 Centre de santé			6	6
Bou-haroun	Polyclinique	40	300	12	12
	1 Centre de santé			4	4
$\Sigma$				169	169

2.5 Rejets municipaux :

Ville	Nature de l'établissement	Surface	Dotation l/j/m <sup>2</sup>	Q <sub>moy.</sub> Eau potable m <sup>3</sup> /j	Q <sub>moy.</sub> Eau usée m <sup>3</sup> /j
BOU-ISMAIL	Mairie	1500	10	15,0	15,0
	P.T.T.	1000	10	10,0	10,0
	Gendarmerie-Police	1450	5	7,25	7,25
	SONELGAZ	3250	4	13,0	13,0
Khemisti-Port	P.T.T.	200	5	1,0	1,0
	Mairie-Annexe	100	4	0,4	0,4
Khemisti-ville	Mairie-Annexe	150	4	1,0	1,0
	P.T.T.	150	5	0,75	0,75
Bou-Harou	Mairie - Annexe	200	4	0,8	0,8
	P.T.T.	100	4	0,4	0,4
	SONELGAZ	400	5	2,0	2,0
$\Sigma$				51,2	51,2



## 2.6. Rejets des industries :

- 9 -

Ville	Désignation	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Production en eau usée (m <sup>3</sup> /j)
Bou-Ismaïl	Abattoir	32	32
	Usine textile	120	120
Bou-Ismaïl	Usine textile	25	25
	Industrie du poisson : 4 usines	2 + 2 + 3 + 1	8
	Nouvelle usines implantées dans la zone d'activité	400	400
Khémisti Port	1 industrie du poisson	3	3
Khémisti ville	Néant	-	-
Bou - Haroun	Industrie du poisson	2	2
T O T A L			590

Pour le débit d'eaux usées des industries existantes et prévues qui est de l'ordre de 590 m<sup>3</sup>/j - assez important, on devra exiger des prétraitements pour les industries rejetant des eaux usées de mauvaise qualité ou toxique avant leur rejet dans les collecteurs municipaux. Nous espérons que d'ici la réalisation des futures industries dans la zone d'activité, la commission sanitaire de Bou-Ismaïl établira la procédure et les moyens à mettre en oeuvre à cet effet.

Il est fort probable que certaines industries qui seront créées présentent des rejets nocifs. Ce qui perturbera non seulement le fonctionnement des ouvrages du réseau d'assainissement mais également les installations de la future station d'épuration.

2.7. Rejets divers :

Ville	D é s i g n a t i o n	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Production eau usée (m <sup>3</sup> /j)
Bou-Ismail	6 bains	32	32
	4 mosquées	20	20
	2 Souks-El-Fellah	2 + 1	3
	Marché-couvert	2	2
	Cinéma	1	1
Khémisti-Port	1 mosquée	5	5
Khémisti-ville	1 mosquée	5	5
	1 Souk-El-Fellah	1	1
Bou-Haroun	2 mosquées	10	10
	1 marché-couvert	1	1
		Σ	80

Production totale des eaux usées à l'horizon 2000 :

Type de re-jet	Domestique	Scolaire	Sanitaire	Municipaux	Industrie	Divers	Σ
Débit moyen journalier m <sup>3</sup> /j	10587	828,5	169	51,2	590	80	12306
Débit moyen en (l/s)	122,5	9,6	1,9	0,6	6,8	0,9	142,4

Ainsi, les rejets journaliers s'élèvent à 12306 m<sup>3</sup>/j soit 142,4 l/s.

Pour le calcul du débit de pointe de temps sec  $Q_{ts}$ , le coefficient de pointe de temps sec sera calculé par la formule suivante :

$$C_{ts} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}}$$



avec :  $Q_m$  : le débit moyen de temps sec exprimé en l/s

$$C_{ts} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{142,4}} = 1,71$$

d'où :  $Q_{ts} = C_{ts} \cdot Q_m = 1,71 \cdot 142,4 = 243,4 \text{ l/s}$ .

Les réseaux d'assainissement sont en grande partie de type unitaire. Des déversoirs d'orage ont été prévus pour la séparation des eaux usées. Les déversoirs sont calculés sur la base d'une dilution 3 (c'est à dire 1 partie d'eau usée par 2 parties d'eau de pluie). Le débit de pointe de temps de pluie  $Q_p$  sera donc égal à 3 fois le débit moyen de temps sec  $Q_m$ .

$$Q_p = 3 \cdot 142,4 = 427,2 \text{ l/s}.$$

### CHAPITRE III. RELEVAGE DES EAUX USEES :

#### 1. SITE D'IMPLANTATION DE LA STATION D'EPURATION :

Le terrain choisi dans le but de l'implantation de la future station d'épuration se trouve à 700 m côté Ouest de la ville de Bou-Haroun. Ce choix a été fait par les services de la SETHYAL en commun accord avec les autorités locales.

Nous recommandons pour des raisons de sécurité, d'interdire toute construction d'habitations dans un rayon de 500 m à partir du centre du terrain réservé. Le site est convenable. Il est impropre à l'agriculture et est situé non loin de la mer (à environ 100 m).

Les eaux usées des 4 villes sont refoulées dans une conduite commune longeant la RN 11. Le terrain de la future station se trouve à une hauteur de 65 m (côté du terrain naturel). Par contre l'arrivée des eaux usées se situe à une côte de 29,5 m (côte du radier). Il sera donc nécessaire d'installer une station de relevage des eaux usées. Au préalable, on devrait disposer d'une bache de reprise.

#### 2. BACHE D'ASPIRATION (OU DE REPRISE) :

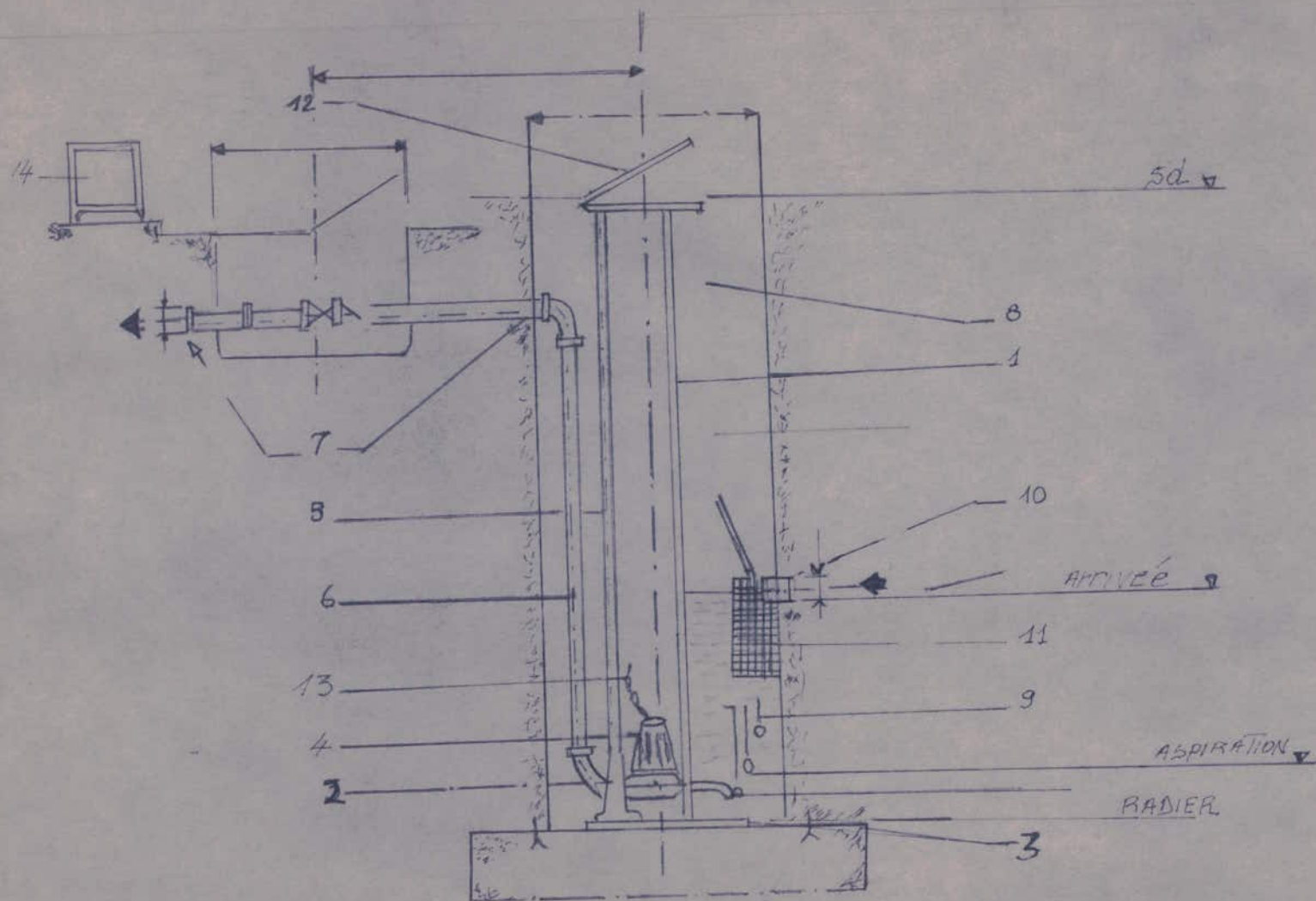
L'arrivée des eaux d'égout s'effectuant à débit variable, alors que le débit des pompes de divers types est constant, il est indispensable que les eaux soient recueillies dans une bache d'aspiration. Des pompes submersibles sont mises en place pour relever les eaux chargées. On protégera ces pompes de l'entrée de corps solides en utilisant des grilles ou paniers perforés relevables. Le nettoyage se fait par relevage du panier puis lavés. (Voir fig. 1).

La capacité de la bache d'aspiration doit être aussi réduite que possible de façon à limiter les dépenses d'infrastructure. D'autre part, il faut éviter les démarrages trop fréquents des engins de relèvement. Une cadence acceptable serait de 4 à 5 démarrages à l'heure.

Dans notre cas, on prend 5 démarrages par heure. Le débit maximal de l'égout - débit de pointe par temps de pluie - est exprimé en  $m^3/s$ .



- pompage - bache de reprise.



N°	Désignation
1	Cloison
2	Pied d'assise
3	Support pompe
4	Pompe
5	barre de guidage
6	Tuyauterie de refoulement
7	Sortie refoulement
8	bâche d'aspiration
9	Regulateurs de niveau
10	Arrivée des eaux usées
11	Grille relevable
12	Trappe d'accès
13	Chaine de relevage
14	Armoire de Commande



Le volume  $V$  de la bache de reprise s'exprime en  $m^3$  par la formule :

$$V = \frac{t}{4 \cdot n} \cdot Q_p \quad (m^3) \quad (2)$$

où :  $t$  : intervalle en seconde entre 2 démarrages successifs  
 $n$  : le nombre de pompes de relèvement.

L'intervalle de temps à choisir entre deux démarrages successifs de l'engin de relèvement est essentiellement fonction de la nature du matériel : il s'échelonne normalement entre 6 et 15 minutes. On prend dans notre cas 6 minutes, on aura 10 démarrages pour le groupe de pompage. :

A.N. :  $t = 6 \text{ mn} = 360 \text{ s}$   
 $n = 4 \text{ pompes}$   
 $Q_p = 0,4272 \text{ m}^3/\text{s}$   
 $V = \frac{360}{4 \cdot 4} \cdot 0,4272 = 9,612 \text{ m}^3.$

### 3. CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT :

#### 3.1. Justification et étapes de calcul du diamètre économique :

Considérons une pompe refoulant l'eau usée de poids spécifique  $\gamma$ , de débit  $Q$ . La hauteur de relevage étant  $H_g$  hauteur de levage géodésique (voir fig. 2).

L'écoulement considéré va provoquer le long de la conduite une perte de charge  $\Delta H_t$ . Par conséquent, l'énergie que doit fournir la pompe est celle qui correspond à une élévation fictive  $H_g + \Delta H_t$  :

où :  $H_g = H_{gr} + H_{ga}$

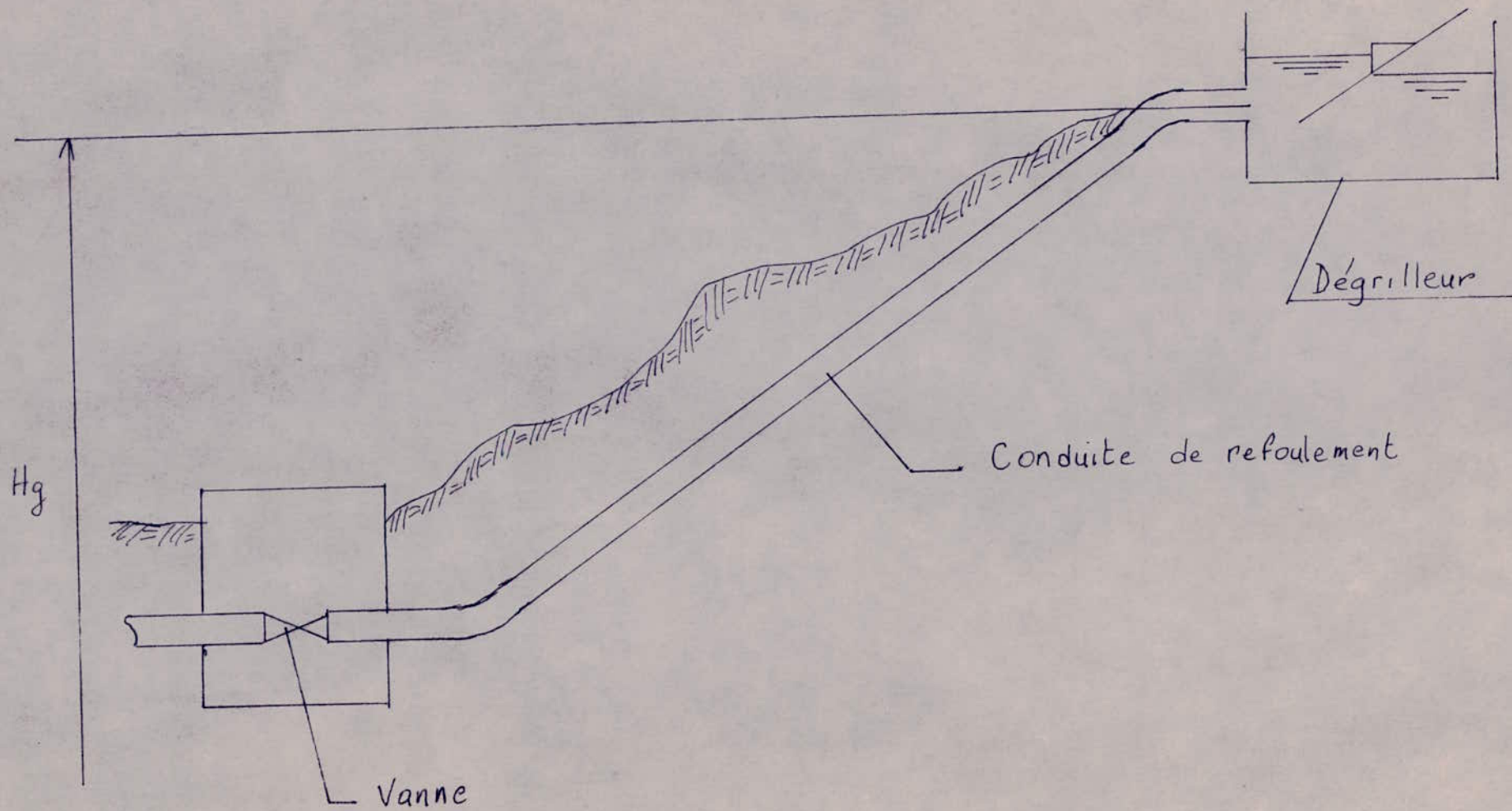
$H_{gr}$  : hauteur de refoulement géodésique

$$H_{gr} = 65 - 29,5 = 35,5 \text{ m}$$

$H_{ga}$  : hauteur d'aspiration géodésique  $H_{ga} = 2 \text{ m}$

$$H_g = 35,5 + 2 = 37,5 \text{ m}$$

Fig 2. Refoulement des eaux usées.





$\Delta H_t$  : perte de charge totale (m)

$H_g + \Delta H_t = H_{MT}$  hauteur manométrique d'élévation (m).

Pour élever le débit  $Q$  à la hauteur désirée, on peut choisir plusieurs diamètres différents. Si on adopte un grand diamètre le prix de la canalisation sera élevé par contre le prix de la pompe sera moins cher et la puissance du groupe élévatoire sera plus faible. On économisera donc sur le prix de l'énergie. Si on prend un diamètre plus faible, le prix de la canalisation sera plus faible tandis que le prix du groupe élévatoire et les dépenses d'exploitation seront plus grands. Il y a donc intérêt de choisir le diamètre qui permettra d'obtenir le prix de revient minimal de l'installation entière.

Le calcul du diamètre économique comprend plusieurs étapes :

a.- Détermination du diamètre approché :

Pour cela, on utilisera la formule de BONIN :

$$D = \sqrt[3]{Q_p}$$

où :  $D$  : diamètre en m

$Q_p$  : débit de pointe par temps de pluie  $m^3/s$ .

$$\text{Soit } D = \sqrt[3]{0,4272} = 0,654 \Rightarrow D = 700 \text{ mm.}$$

On se fixera des diamètres situés de part et d'autre de la valeur approchée pour le calcul du diamètre économique.

b.- Pertes de charges :

Les pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de DARCY - WEISBACH :

$$J = \frac{F}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

où :  $F$  : coefficient de frottement

$V$  : vitesse d'écoulement m/s

$g$  : accélération de la pesanteur

$D$  : diamètre de la conduite m

$J$  : gradient de perte de charge



\* Pertes de charge linéaire :

$$\Delta H_L = J \cdot L_g$$

où :  $L_g$  est la longueur géométrique  $L_g = 203,5$  m.

\* Pertes de charges singulières :

Les pertes de charges singulières sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires :

$$\Delta H_S = 0,15 \Delta H_L$$

\* Pertes de charges totales :

$$\Delta H_t = \Delta H_L + \Delta H_S = \Delta H_L + 0,15 \Delta H_L = 1,15 \cdot \Delta H_L$$

En définitive :  $\Delta H_t = 1,15 \cdot J \cdot L_g$

\* Coefficient de frottement :

Pour le calcul du coefficient de frottement, on utilisera :  
la formule de COLEBROOK lorsque le régime d'écoulement est transitoire :

$$F_c = \left[ -0,86 \ln \left( \frac{\epsilon}{3,7 D_h} + \frac{2,51}{R_e \sqrt{F_c}} \right) \right]^{-2}$$

ou la formule de NIKURADZE lorsque le régime d'écoulement est turbulent rugueux :

$$F_n = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D_h} \right)^{-2}$$

Dans ces deux expressions :

$D_h$  est le diamètre hydraulique ou diamètre de la conduite en mm

$\epsilon$  est la rugosité

$R_e$  est le nombre de Reynolds

$$R_e = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

- où : V : vitesse d'écoulement en m/s  
 D : diamètre de la conduite en m  
 (ν) : viscosité cinématique de l'eau (ν = 10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s.

Ayant R<sub>e</sub> et  $\frac{L}{D}$  et en utilisant le diagramme universel de MOODY, on détermine les régimes d'écoulements.

c.- Choix du matériau de la conduite :

Le matériau de la conduite de refoulement d'eaux usées doit être capable de résister aux attaques mécaniques et chimiques. Nous suggérons l'emploi de tuyaux en PVC renforcés de fibres de verre. Bien qu'ils soient assez chers, ils sont légers, faciles à transporter et les assemblages sont aisés. Ils résistent fort bien à l'action corrosive des eaux usées.

d.- Choix de la rugosité :

Le choix de la rugosité conditionne la précision du calcul des pertes de charges. Le coefficient de rugosité qu'on retiendra est (ε = 0,1 mm du fait des altérations inévitables lors du vieillissement de la conduite.

e.- Détermination de la puissance :

La puissance nécessaire au refoulement des eaux usées se calcule de la façon suivante :

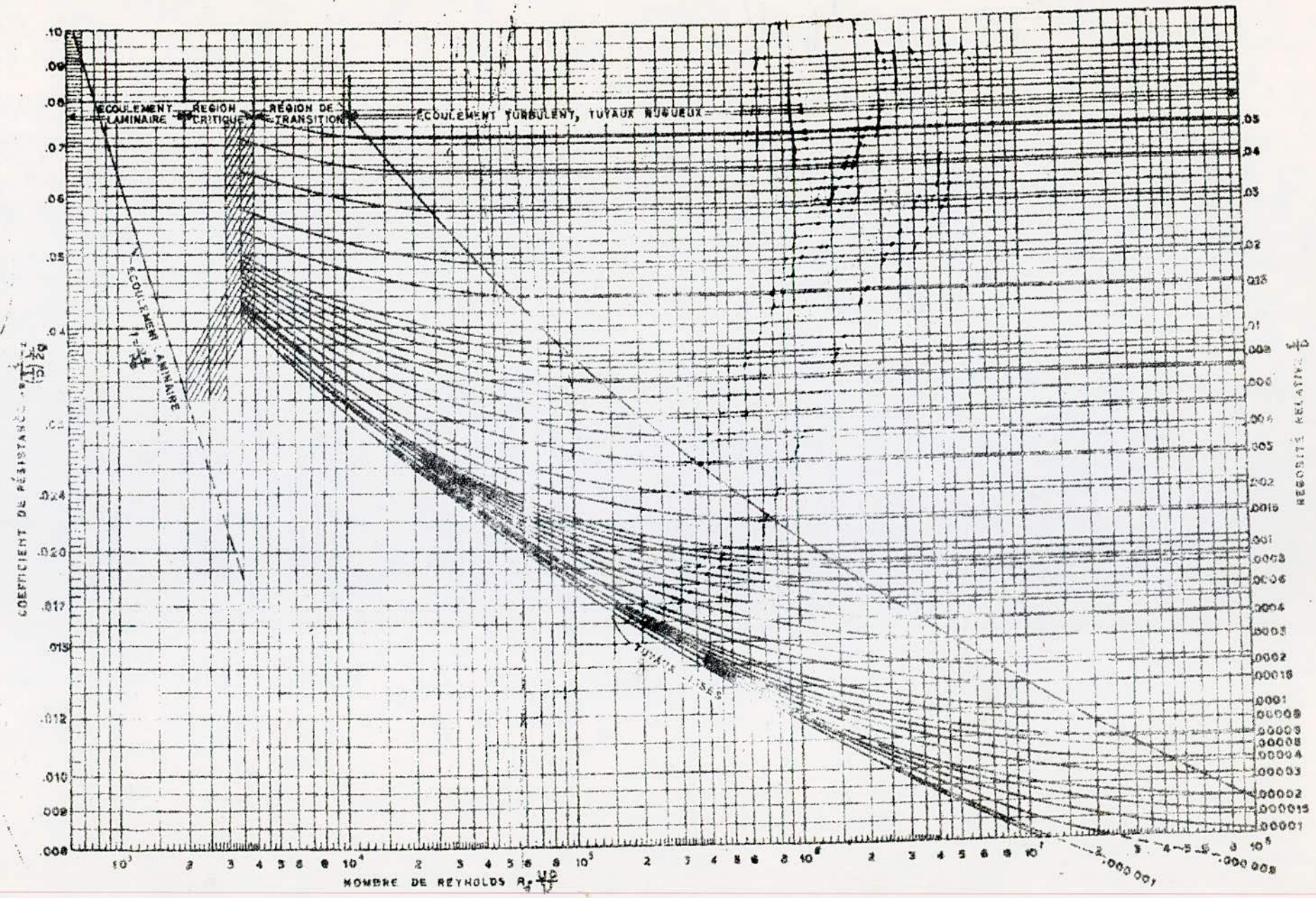
$$P = \frac{Q_p \cdot H_{MT} \cdot \gamma}{r}$$

- où : P : puissance en Kw  
 Q<sub>p</sub> : débit de pointe en temps de pluie m<sup>3</sup>/s  
 H<sub>MT</sub> : hauteur manométrique totale m  
 r : rendement des pompes. r = 70%  
 γ : poids spécifique de l'eau. γ = 9,81 KN/m<sup>3</sup>.

Le calcul de la puissance des pompes - qui fonctionneront 24 heures sur 24 dans le cas des eaux usées - nous permettra de déterminer les frais d'exploitation annuels. Le prix du Kwh est 0,19 DA (SONELGAZ).



(1)



Exemple:  $Re = 3 \times 10^5$ ;  $\frac{e}{D} = 0,0002$ ;  $\lambda = 0,0164$



f. - Amortissement annuel :

La durée d'exploitation de la conduite est estimée à 20 ans, dont l'amortissement annuel sera égal au prix total de la conduite divisé par 20.

L'annuité est donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i$$

où :  $i$  : taux d'annuité  $i = 8\%$  (adopté en Algérie)

$n$  : nombre d'années d'amortissement ( $n = 20$  ans)

d'où :

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{20} - 1} + 0,08 = 0,10185$$

Le prix du mètre linéaire (ml) de la conduite de refoulement comprend la fourniture, le transport et pose de la canalisation sur le lit de pose ainsi que l'assemblage des tuyaux.

3.2. Calculs :

Les calculs seront conduits de la manière suivante :

- \* calcul de la hauteur manométrique totale (tableau n° 1);
- \* calcul des frais d'exploitation (tableau n° 2);
- \* calcul des frais d'amortissement (tableau n° 3);
- \* bilan (tableau n° 4).

Tableau n° 1 : Calcul de la hauteur manométrique.

$$Q = 0,4272 \text{ m}^3/\text{s}$$

Diamètre mm	$\epsilon/D$	$R_e$	$F_n$ ou $F_c$	J	$L_g$ (m)	$\Delta H_t = 1,15 J L_g$ (m)	$H_{MT} = H_g + \Delta H_t$ $H_g = 37,5 \text{ m}$
500	0,00020	$1,0878 \cdot 10^6$	$1,4901 \cdot 10^{-2}$ R.T	$7,1903 \cdot 10^{-3}$	203,5	1,68	39,18
600	0,00017	$0,9065 \cdot 10^6$	$1,4679 \cdot 10^{-2}$ R.T	$2,8466 \cdot 10^{-3}$	203,5	0,66	38,16
700	0,00014	$0,7770 \cdot 10^6$	$1,4564 \cdot 10^{-2}$ R.T	$1,3067 \cdot 10^{-3}$	203,5	0,31	37,81
800	0,00012	$0,6799 \cdot 10^6$	$1,4519 \cdot 10^{-2}$ R.T	$6,6814 \cdot 10^{-4}$	203,5	0,16	37,66
900	0,00011	$0,6044 \cdot 10^6$	$1,4522 \cdot 10^{-2}$ R.T	$3,7085 \cdot 10^{-4}$	203,5	0,09	37,59

N.B.: R.T : régime transitoire.

On utilise la formule de COLEBROOK pour le calcul du coefficient de frottement.

Tableau n° 2 : Frais d'exploitation.

Diamètre (mm)	H <sub>MT</sub> (m)	Puissance en Kw	Energie annuelle $E = P \times 24 \times 365$ Kwh	Prix de l'énergie (0,19 DA le Kwh).
500	39,18	234,57	2054833,2	390418,31
600	38,16	228,46	2001309,6	380248,82
700	37,81	226,36	1982913,6	376753,58
800	37,66	225,47	1975117,2	375272,27
900	37,59	225,05	1971438,0	374573,22



Tableau n° 3 : Frais d'amortissement.

Diamètre (mm)	Prix du mètre linéaire (DA)	L g	Prix de la con- duite (DA).	Annuité (DA)
500	1100	203,5	223850,0	22799,12
600	1500	203,5	305250,0	31089,71
700	2100	203,5	427350,0	43525,60
800	2800	203,5	569800,0	58034,13
900	3500	203,5	712250,0	72542,66

Tableau n° 4 : Bilan.

Diamètre (mm)	500	600	700	800	900
Exploi- tation	390418,31	380248,82	376753,58	375272,27	374573,22
Amortis- sement	22799,12	31089,71	43525,60	58034,13	72542,66
T O T A L	413217,43	411338,53	420279,18	433306,4	447115,88
Diamètre économique		Diamètre économique			

Le diamètre le plus avantageux est  $D = 600$  mm pour une hauteur d'élévation  $H_{MT} = 38,16$  m.

#### 4. CHOIX DES POMPES :

Pour le relèvement des eaux usées, on utilisera des pompes centrifuges car elles sont d'un bon rendement, peu coûteuses et peu encombrantes.

Le choix d'une pompe s'effectue en choisissant le type normalisé de pompe dont les caractéristiques se rapprochent le plus des données à respecter à savoir :

- le débit à refouler  $Q_p = 0,4272 \text{ m}^3/\text{s}$  soit  $1538 \text{ m}^3/\text{h}$ ;
- la hauteur d'élévation  $H_{MT} = 38,16 \text{ m}$ .

Un grand intérêt est porté sur le choix d'une machine susceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximal conduisant au coût le plus faible du mètre-cube d'eau élevé.

Nombre de pompes : 4.

Fabricant : JEUMONT - SCHNEIDER N° 16420.S M27 ou similaire.

Débit à relever pour chaque pompe :  $384,5 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Les pompes seront placées en parallèle. Les débits s'ajoutent et la  $H_{MT}$  reste la même.

Rendement : 75 pour cent.

Il convient de noter que le groupe de pompage doit être doublé en prévision d'une panne, et qu'un groupe électrogène soit installé en cas de coupure de courant dans le réseau public.



## CHAPITRE IV. ANALYSES DES EAUX USEES :

### 1. INTRODUCTION :

Le présent chapitre a pour objet d'énumérer les principales analyses qui ont été effectuées à partir de prélèvements d'échantillons sur le réseau d'assainissement existant de Bou-Ismaïl.

Les points de prélèvement ont été choisis selon leur importance et leur accessibilité.

### 2. LIEUX ET MODE DE PRISES D'ECHANTILLONS :

Les prises d'échantillons ont été faites dans les points suivants :

- sur le point n° 1 (rejet n° 3, front de mer), des prises ponctuelles ont été effectuées de 7 Hs. à 13 Hs. (journée du 19 Mars 1984) et de 15 à 19 Hs. (journée du 28 Mars 1984) à des pas de 2 heures.

- Sur le point n° 2 (rejet n° 4, à l'aval du collecteur n° 4 traversant l'Institut Supérieur Maritime), des prises également ponctuelles ont été effectuées de 7 Hs. à 19 heures.

Le prélèvement ponctuel des échantillons a été fait manuellement en raison d'indisponibilité d'appareil préleveur automatique. Sur le point n° 1, la mesure des débits n'a pas été possible vu que celui-ci présentait une ouverture étroite. Sur le point n° 2, étant donné les débits faibles, il a été possible de mesurer les débits en utilisant une capacité étalonnée et un chronomètre.

### 3. METHODOLOGIE ET IMPORTANCE DES ANALYSES D'EAUX USEES :

Les analyses suivantes ont été faites dans les laboratoires de l'INRH. (Voir Annexe).

- a.- Analyse de la demande biochimique en oxygène ( $DBO_5$  en mg/l).
- b.- Consommation d'oxygène au bichromate de potassium (DCO en mg/l).
- c.- Matières en suspension (MES en mg/l).
- d.- Contenu d'ammoniaque ( $NH_4^+$  en mg/l).
- e.- Contenu de phosphates ( $PO_4^{3-}$  en mg/l).

Le pH et la température ont été mesurés sur place sur les échantillons. L'importance des analyses peut être résumée comme suit :

- La demande biochimique d'oxygène à 5 jours ( $DBO_5$ ) indique la quantité des matières organiques biodégradables par les microorganismes dans les eaux résiduaires. La mesure de la  $DBO_5$  fournit en outre, des indications sur le temps qui sera nécessaire à prévoir pour l'épuration biologique et sur les quantités d'air à employer.

- La consommation d'oxygène au bichromate de potassium (DCO) mesure pratiquement la quantité totale de matières organiques des eaux usées. La mesure donne la consommation du bichromate de potassium en milieu acide pour la destruction des matières organiques des eaux usées par l'oxygène dissous.

- Les concentrations d'azote ammoniacal et des phosphates sont des données importantes pour l'équilibre nutritionnel des microorganismes. Un déficit en ces deux éléments peut être la source d'un mauvais fonctionnement de l'épuration biologique. En conséquence, leur présence est indispensable.

- Les matières en suspension (MES) sont celles qui sont obtenues par filtration puis séchage dans une étuve à  $105^{\circ}C$ . La quantité des MES nous indique la teneur de boues évacuables par décantation.

- Le pH : les eaux usées urbaines ont un pH proche de la neutralité. L'épuration biologique est possible entre pH 6,5 et pH 8,5. La mesure du pH est donc essentielle lorsqu'un traitement biologique est envisagé.

- La température : elle influe sur les processus d'épuration biologique. Plus la température tend vers la température optimale plus les microorganismes travaillent convenablement, d'où de bons rendements d'épuration.



## 4. CONSERVATION DES ECHANTILLONS EN VUE D'ANALYSES :

Il est indispensable que les modalités de transport des échantillons du lieu de prélèvement vers les laboratoires d'analyses doivent tenir compte de leur éventuel évolution pendant le trajet. Ainsi, les échantillons prélevés ont été transportés dans une glacière calorifugée à 4°C. En outre, nous avons utilisé des flacons en verre hermétiques.

## 5. LES RESULTATS DES ANALYSES SONT REPORTES DANS LES TABLEAUX SUIVANTS.

Tableau n° 1 : Point de prélèvement n° 1 (front de mer).

Date de prélèvement : 19 Mars 1984.

Heure de prélèvement	7Heures	9Heures	11Heures	13Heures
T, °C	15,5	16,6	18,0	18,8
pH	7,5	7,0	7,2	8,0
DBO <sub>5</sub> mg/l	472	591	524	709
DCO mg/l	736	857	1021	850
MES mg/l	491	433	586	612
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> mg/l	48,9	46,7	51,2	49,3
PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> mg/l	15,0	16,3	26,4	21,4
$\frac{DCO}{DBO_5}$	1,55	1,45	1,95	1,19



Tableau n° 2 : Point de prélèvement n° 1 (front de mer).

Date de prélèvement : 28 Mars 1984.

Heure de pré- lèvement	15Heures	17Heures	19Heures
T, °C	18,4	18,9	18,1
pH	7,1	7,4	7,2
DBO <sub>5</sub> (mg/l)	362	367	405
DCO (mg/l)	833	920	575
MES (mg/l)	445	382	548
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> (mg/l)	30,3	42,0	31,6
PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> (mg/l)	14,6	17,0	23,1
$\frac{DCO}{DBO_5}$	2,30	2,50	1,42

Tableau n° 3 : Point de prélèvement n° 2 (Institut Supérieur Maritime).

Date de prélèvement : 3 Avril 1984.

Heure de prélèvement	7Hs.	9Hs.	11Hs.	13Hs.	15Hs.	17Hs.	19Hs.
T, °C	17,3	18,0	18,1	19,0	19,1	19,3	19,0
pH	7,0	7,0	7,2	7,3	7,0	7,2	7,2
DBO <sub>5</sub> (mg/l)	53,6	92,4	71,3	102,9	48,7	114,8	146,2
DCO (mg/l)	136,3	156,8	89,5	192,4	160,7	239,8	222,2
MES (mg/l)	144	326	328	430	334	276	382
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> (mg/l)	19,2	17,3	21,4	22,5	09,8	16,4	24,1
PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> (mg/l)	7,2	9,5	13,3	14,8	12,1	14,0	8,2
Débits (m <sup>3</sup> /h)	24,7	17,3	21,1	26,1	23,0	24,6	26,6
$\frac{DCO}{DBO_5}$	2,54	1,69	1,25	1,90	3,30	2,10	1,52

## 6. INTERPRETATION DES RESULTATS D'ANALYSES :

Etant donné que nous envisageons de concevoir la future station d'épuration, nous avons effectué des essais se rapportant essentiellement sur les indices d'aptitude au traitement biologique. Il ressort de ces analyses que les eaux usées de la région de Bou-Ismaïl, se prêtent bien au traitement biologique. En effet, la biodégradabilité des eaux usées, à travers les rapports DCO/DBO<sub>5</sub> qui correspondent bien aux valeurs généralement admises, est possible. Ce qui dénote également que les effluents industriels ne sont pas prédominants voire absents.

Le pH, pendant les prises d'échantillons, était toujours proche de la neutralité. La température n'a pas tellement varié. Elle est propice pour un travail convenable des microorganismes. Enfin, nous avons déterminé les contenus d'azote et de phosphore. L'équilibre nutritionnel est tout à fait satisfaisant. En conclusion, nous pourrions affirmer que les eaux usées de Bou-Ismaïl sont pratiquement de nature domestique.



## CHAPITRE V. ETUDE DE QUELQUES PROCÉDES DE TRAITEMENT BIOLOGIQUE :

### 1. INTRODUCTION :

Il existe un grand nombre de procédés de traitement des eaux usées dont l'application dépend à la fois des caractéristiques des eaux à traiter et du degré d'épuration désiré.

D'après les résultats d'analyses effectuées sur le réseau d'assainissement existant de Bou-Ismaïl, il en ressort que les eaux polluées peuvent être biologiquement traitées.

### 2. LES DIFFERENTS PROCÉDES BIOLOGIQUES :

Les procédés biologiques sont essentiellement envisagés lorsqu'il s'agit d'épurer des eaux usées urbaines à prédominance domestique. Ils reposent alors sur le principe relatif à l'épuration naturelle c'est à dire sur la dégradation des microorganismes des matières biodégradables.

Bien entendu, ces procédés font appel également à des procédés de transformation et de séparation par voie chimique ou physique selon les caractéristiques des eaux polluées. On ne s'intéressera dans ce qui suit qu'aux procédés biologiques. Ceux-ci fonctionnent tous selon le même schéma : des microorganismes adaptés utilisent les composés organiques polluants et de ce fait les éliminent des eaux. Ils sont maintenus dans des ouvrages et y forment une communauté (biocénose) qu'ils faut ensuite séparer du liquide afin de ne relâcher qu'une eau convenablement épurée.

L'épuration des eaux usées par voie biologique fait appel à deux types de procédés :

#### 2.1. Procédés intensifs :

Dans ces procédés, il est possible de distinguer les procédés à culture fixe (aérobie) et les procédés à culture libre (aérobie). Les premiers font appel à deux techniques répandues : les lits bactériens et les disques biologiques. Les seconds sont les systèmes à boues activées.

## 2.2. Procédés extensifs :

Ceux sont divers procédés regroupés sous le terme de lagunage. Ces procédés sont généralement envisagés dans des régions très ensoleillées. Ils demandent de grands bassins de retenue du fait de la lenteur des processus épuratoires naturels qui s'y effectuent. On classe ces procédés en 2 types :

- les étangs de stabilisation (lagunes naturelles);
- les lagunes aérées.

Ces procédés n'assurent pas en permanence une haute qualité de l'effluent.

### 2.2.1. Les étangs de stabilisation :

Les étangs sont de 2 types :

- les bassins de stockage et d'infiltration;
- les lagunes à écoulement.

Dans le premier type, le volume de la lagune est égal au volume de l'eau à traiter moins les pertes par évaporation et infiltrations. Le volume des lagunes à écoulement est fonction du débit. Dans ces étangs, on distingue trois groupes selon la nature de l'épuration biologique qui s'y développe :

- Etangs aérobies à algues :

Dans ce type de lagune, l'épuration est due à l'activité microbienne, et l'oxygène nécessaire est fourni par l'activité photosynthétique des algues vertes qui se développent abondamment dans un tel milieu.

- Etangs facultatifs :

Ceux sont des étangs présentant une double couche, l'une aérobie en surface et l'autre anaérobie dans le fond du bassin. Dans la couche aérobie, les phénomènes d'oxydation prédominent, par contre, au fond du bassin, il se produit une décomposition anaérobie avec production de  $CH_4$  (méthane) et d'autres composés réduits. Ces derniers migrent vers la surface où ils sont oxydés. Ce qui donne lieu à des mauvaises odeurs.



- Etangs anaérobies :

Dans ce cas, le bassin est maintenu en anaérobiose. L'épuration s'effectue dans de grandes fosses profondes de 3 à 4 m, où l'ensemble des processus anaérobies ont lieu. Il s'agit tout d'abord d'une phase acidifiante puis d'une phase méthanique. Ces 2 étapes ont lieu en même temps. Ces deux phases sont dues à deux groupes de microorganismes différents : les microorganismes hétérogènes utilisant protéines, glucides, lipides et excréant des acides et les microorganismes de physiologie unique (bactéries méthanigènes) strictement anaérobies et produisant des gaz.

2.2.2. Lagunes aérées :

Une lagune aérée est un bassin relativement profond dans lequel l'oxygénation est réalisée artificiellement. Il y a deux types de lagunes aérées :

- la lagune aérobie dans laquelle l'oxygène et les matières en suspension sont uniformément répartis dans tout le bassin;

- la lagune aérobie anaérobie ou facultative dans laquelle l'oxygène n'est présent que dans les couches superficielles et seule une partie des matières solides est maintenue en suspension.

Dans la lagune aérobie, tous les solides sont maintenus en suspension. Ce procédé s'apparente à un réacteur à boues activées dans lequel l'écoulement est de type classique (à piston) et sans<sup>re</sup> circulation de boues. On pourrait avoir de bons rendements d'épuration si l'on additionnait un clarificateur et un circuit de recirculation de boues (aération prolongée).

Dans une lagune facultative, une partie des matières en suspension décante au fond du bassin où elle entre en fermentation anaérobie. Les métabolites de cette digestion sont ensuite oxydés dans les couches supérieures aérobies. Pour obtenir une bonne qualité de l'effluent, il est utile de prévoir une lagune supplémentaire de décantation (clarificateur).



### 3. LES REACTEURS BIOLOGIQUES :

#### 3.1. Généralités :

La méthode naturelle la plus efficace de réduction des teneurs en matières organiques des eaux usées est leur dégradation biologique.

La transformation s'effectue par le truchement de bactéries qui sont :

- aérobies si elles provoquent une oxydation directe à partir de l'oxygène dissous dans l'eau;

- anaérobies si l'oxydation obtenue est indirecte, c'est à dire caractérisée par une perte d'hydrogène fixé par un accepteur autre que l'oxygène moléculaire.

Les processus anaérobies sont mis en oeuvre dans le traitement des boues (digesteurs), dans le traitement biologique on fait appel généralement aux processus aérobies.

La dégradation est un phénomène vital des microorganismes. Elle est nécessaire à leur reproduction, leur croissance etc... Les microorganismes n'agissent pas directement sur les matières dégradées mais par la mise en jeu d'un grand nombre d'enzymes différents. L'emploi de processus biologiques d'épuration devient de plus en plus répandu car les enzymes possèdent des facultés d'adaptation. Les recours à des traitements primaires est recommandé pour amener l'effluent au taux d'épuration demandé.

La mise en contact de la biomasse active avec l'eau usée s'effectue par :

- des matériaux accumulés servant de support aux microorganismes (lits bactériens);

- la biomasse elle-même devenant le support des microorganismes (boues activées).

Avant d'examiner les caractéristiques de ces différents procédés, il est utile de préciser quelques aspects des phénomènes biologiques et physiques qui interviennent.

### 3.2. L'oxydation biologique :

#### a.- Devenir d'une colonie en milieu fermé, oxygéné :

Il est intéressant pour éclairer l'ensemble des phénomènes complexes et multiples se produisant au cours des traitements biologiques d'avoir une idée sur les différentes phases de devenir d'une colonie isolée mise en contact d'éléments nutritifs en milieu oxygéné. On a supposé que la quantité d'oxygène présente était suffisante pour assurer les besoins des microorganismes aérobies pendant toutes les phases observées ci-après :

- phase de latence, dont la durée dépend de l'état initial de la colonie de microorganismes et des conditions régnant dans le milieuensemencé;

- phase de croissance exponentielle, pendant laquelle on observe un accroissement géométrique de la masse de microorganismes. Le milieu dont l'abattement suit une loi de décroissance logarithmique est riche en éléments nutritifs;

- phase de transition correspondant à un affaiblissement de la concentration en éléments nutritifs et à un ralentissement de la multiplication qui suit une loi linéaire;

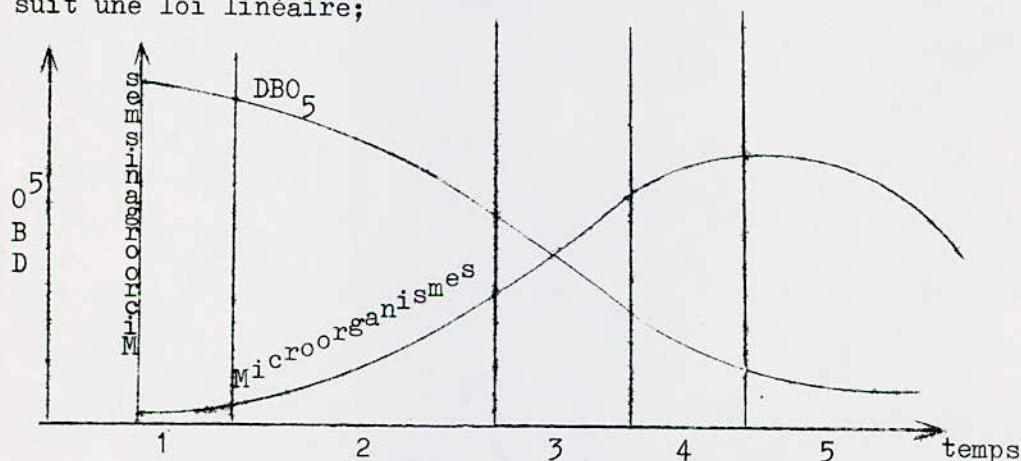


Fig. 3. Evolution de la croissance des microorganismes.

- phase d'amortissement de la croissance où la quantité de microorganismes tend vers une valeur constante et la teneur en matières nutritives tend vers une valeur faible;



- phase d'auto-oxydation (respiration endogène - désassimilation) où l'activité vitale des microorganismes se poursuit dans une espèce d'auto-phagie (auto-destruction ou lyse des bactéries).

Trois points importants doivent être retenus :

- une vitesse d'oxydation des matières nutritives (polluants organiques des eaux usées) est d'autant plus élevée que la masse globale de microorganismes en contact est élevée.

- Quand la teneur en matières nutritives s'abaisse, les microorganismes continuent leur activité au détriment de leur propre matière.

- les microorganismes ayant subi une phase d'autooxydation ne reprennent qu'avec difficulté leur activité.

Pour maîtriser l'ensemble des phénomènes qui se déroulent lors de l'épuration (exploitation de la station), il faut : garder le contrôle de la quantité de microorganismes en chaque point de l'ouvrage (en y effectuant des purges de déconcentration et agir ainsi sur le temps de présence moyen des microorganismes dans l'ouvrage).

- Maintenir ces microorganismes en bon état d'activité.

- Garder le contrôle de l'apport d'oxygène en tout point de l'ouvrage.

b.- Maintien de l'équilibre des réactions biologiques :

Les processus d'épuration biologiques conduisent à :

- l'oxydation des polluants;

- la formation de boues biologiques;

- l'auto-oxydation d'une fraction de ces boues.

Les opérations d'épuration se font dans la pratique dans des réacteurs biologiques. Pour pouvoir projeter et exploiter ces ouvrages, il faut que l'on puisse réaliser un fonctionnement s'approchant d'un régime permanent. Cela suppose :

- un apport constant de polluants biodégradables;

- un apport constant d'oxygène;

- le maintien d'une concentration constante d'organismes actifs.



En conséquence, il est indispensable de réaliser un équilibre entre :

- d'une part, l'apport d'oxygène et les besoins en oxygène des trois processus énumérés;

- d'autre part, la formation de boues en excès et l'élimination de cet excès.

### 3.3. Réacteur biologique à culture libre (boues - activées) :

#### a.- Principe :

Un bassin à boues activées est un réacteur biologique alimenté en continu dans lequel la biomasse est brassée et aérée en même temps que l'eau usée. Dans ce bassin, le brassage a pour but d'éviter les dépôts et d'homogénéiser le mélange des floccs bactériens et de l'eau usée (liqueur mixte). L'aération qui peut se faire à partir de l'oxygène de l'air, a pour but de dissoudre ce gaz dans la liqueur mixte afin de répondre aux besoins des bactéries épuratrices aérobies. La liqueur mixte est ensuite envoyée dans un clarificateur ou décanteur secondaire destiné à séparer l'eau épurée des boues. Une partie de ces boues est recyclée dans le bassin d'aération pour y maintenir une concentration suffisante en bactéries épuratrices. L'excédent (boues secondaires en excès) est extrait et évacué vers le bloc de traitement des boues.

#### b.- Principaux systèmes de traitement par boues activées :

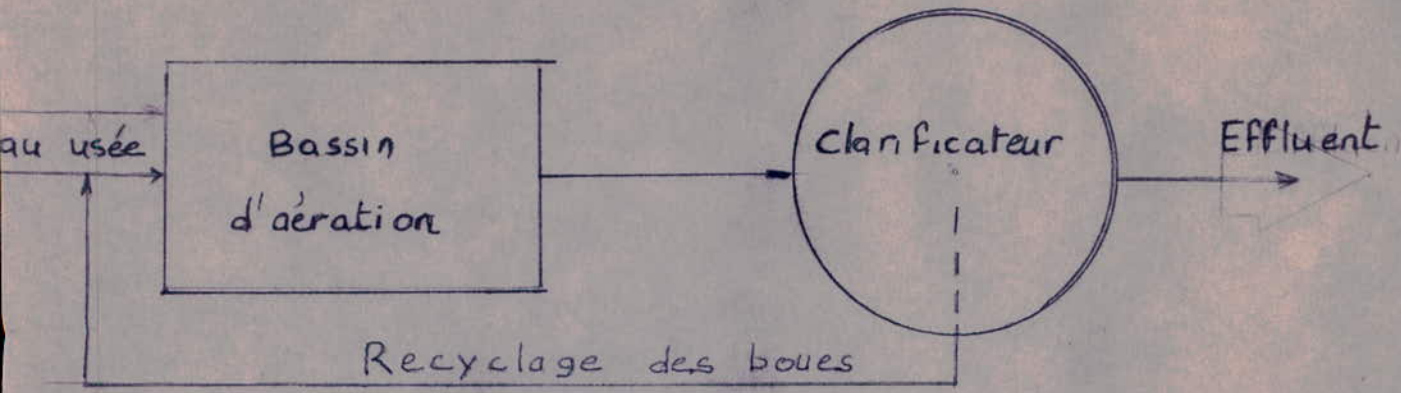
Etant donné que les systèmes à bassin séparés sont plus maitrisables techniquement (surtout en Algérie), on ne discutera pas des ouvrages dans lesquels l'aération et la clarification se font dans une même enceinte.

Il existe un certain nombre de procédés par boues activées dont les principaux sont présentés à la figure 4.

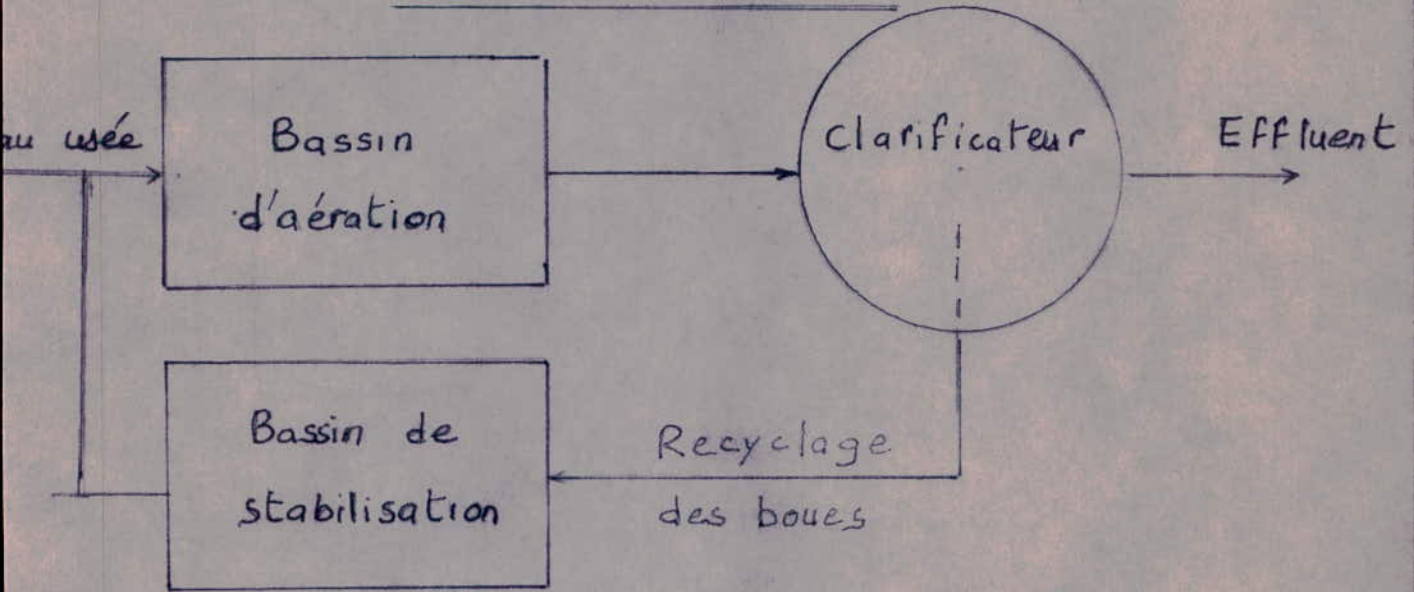
Le système conventionnel dit à flux piston, comprend des bassins d'aération allongés dans lesquels arrivent simultanément l'eau à traiter et les boues activées de retour à l'amont du bassin.

Le liquide mixte traverse le bassin et subit une épuration progressive. Ce procédé présente l'avantage de fournir une excellente qualité d'eau et de favoriser la nitrification. Par contre, il provoque une consommation accrue d'oxygène en tête du bassin due à l'introduction ponctuelle de toute la masse polluante.

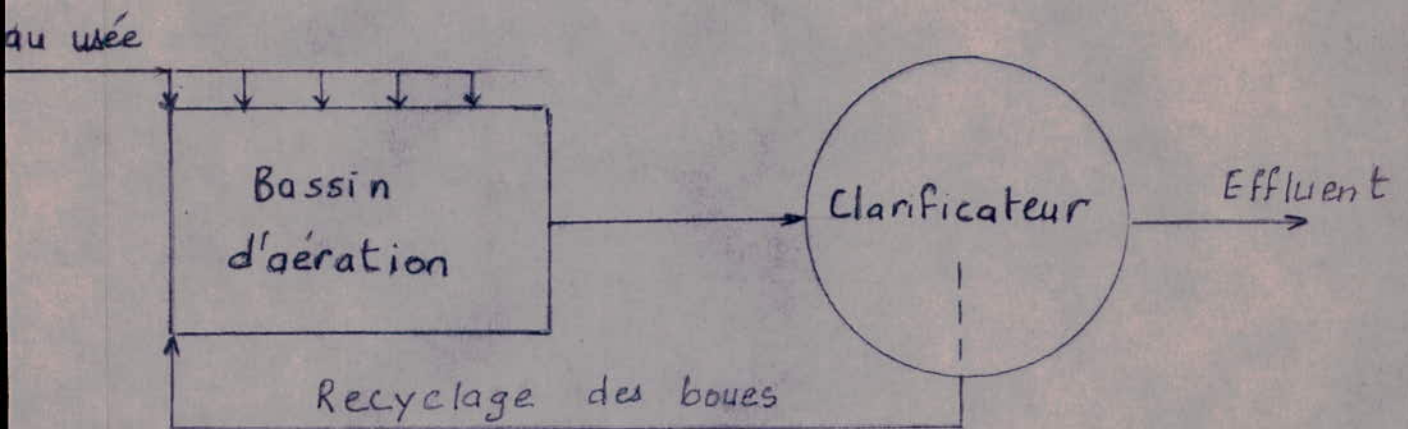
Fig 4 - Systèmes de traitement par boues activées 39.



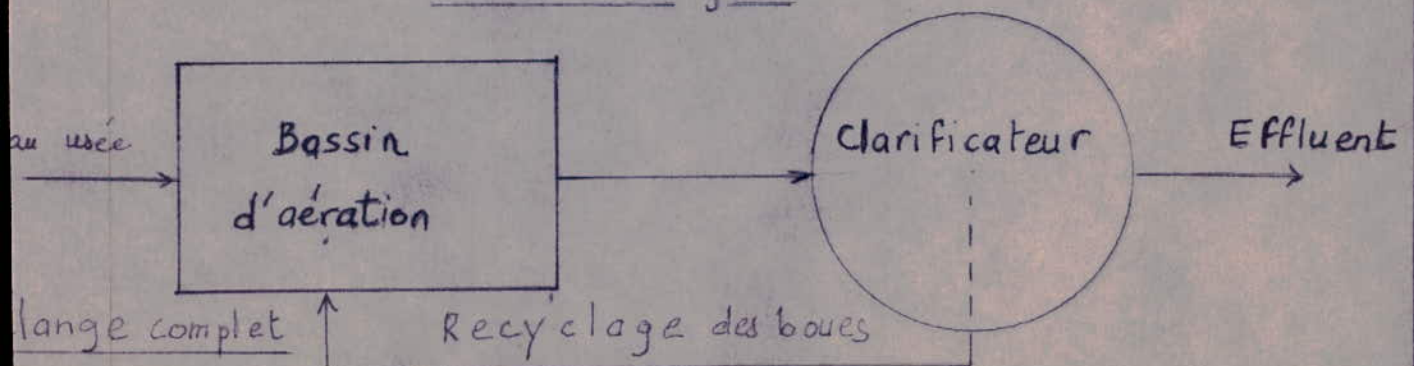
Procédé conventionnel



Contact - stabilisation



Aération étagée



longe complet



Cet inconvénient est limité par l'aération étagée. Celle-ci se situe entre le procédé conventionnel et celui à mélange complet. Elle donne de bons résultats lorsqu'il s'agit du traitement des eaux résiduaires urbaines. Dans le procédé à aération prolongée, le temps de séjour dans le bassin est suffisamment élevé pour que l'oxydation de la partie biodégradable de la biomasse synthétisée soit pratiquement complète.

Le procédé par contact stabilisation est utilisé pour le traitement des eaux résiduaires dont la DBO est essentiellement en suspension ou sous forme colloïdale. Il s'agit en fait de réactiver les boues de retour dans des bassins spécialement aménagés à cet effet. L'obtention de boues de retour très actives n'est pas le seul avantage. Elles permettent de répondre en tête du réacteur à une surcharge de pollution momentanée par une injection de boues plus élevée de façon à maintenir la charge massique à un niveau convenable.

La mise en oeuvre du réacteur à mélange complet résulte des préoccupations exprimées ci-dessus. Les boues recirculées sont réparties de la même façon que l'effluent à traiter dans l'aération étagée dans le cas d'un réacteur allongé. L'aération obtenue généralement par des aérateurs mécaniques, assure une répartition homogène dans tout le réacteur. Ce système est actuellement le plus répandu.

#### c.- Charge d'une installation :

Les différents systèmes de boues activées peuvent être caractérisés par leur charge massique  $C_m$ .

La charge massique représente la quantité de pollution reçue par unité de masse biologique active (en kg de DBO<sub>5</sub> par jour par kg de MVS). Lorsqu'elle est élevée, les microorganismes se créent des réserves et ne consomment donc qu'une partie des matières oxydables. Il y a stockage d'une part importante de la pollution. Les boues obtenues sont fermentescibles et doivent être stabilisées. Lorsqu'elle est faible ( $C_m$ ), les microorganismes affamés s'auto-oxydent. Les matières oxydables sont presque entièrement consommées et les boues obtenues sont stables. Ce dernier cas correspond aux stations dites à aération prolongée, le premier correspondant aux moyennes et fortes charges.

Les stations à aération prolongée sont avantageuses d'un point de vue simplicité et souplesse. Elles sont bien adaptées pour les collectivités de moyenne importance et à certains effluents industriels. Par contre, elles dépensent beaucoup d'énergie.



Le système à moyenne charge produit des boues qui doivent être stabilisées, mais le temps de séjour des eaux est assez court donc le volume des ouvrages est réduit. En outre, les rendements d'épuration sont importants.

Les stations à forte charge conviennent aux eaux peu polluées des grandes agglomérations. Les rendements épuratoires sont un peu inférieurs aux précédents.

On distingue donc les systèmes :

- à forte charge massique :  $C_m > 0,5$  kg DBO<sub>5</sub>/par jour par kg MVS;
- à moyenne charge massique :  $0,2 < C_m < 0,5$  //
- à faible charge massique :  $0,07 < C_m < 0,2$  //
- aération prolongée :  $C_m < 0,07$  //

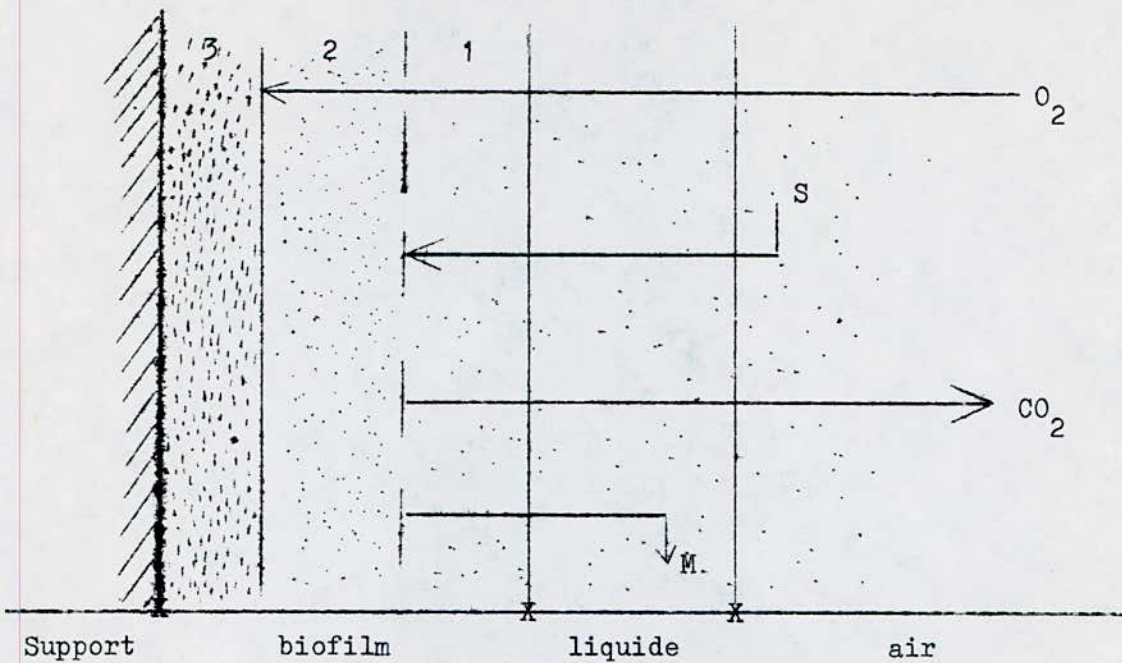
On utilise quelquefois également la notion de charge volumique, rapport de la pollution journalière reçue en kg de DBO<sub>5</sub>, au volume du bassin d'aération, en m<sup>3</sup>.

### 3.4. Réacteur biologique à culture fixe (lits bactériens)

#### a.- Principe :

Les lits bactériens sont des dispositifs comprenant un corps de contact sur lequel se développe la culture bactérienne épuratrice ou film biologique, ce matériau est immergé dans l'eau où est arrosé par celle-ci et l'apport d'oxygène est assuré par la mise en contact du film bactérien avec l'air atmosphérique.

Ces procédés consistent à faire ruisseler l'eau à épurer à travers des matériaux poreux ou caverneux, ces derniers se couvrent après quelques jours de maturation d'un film biologique qui en présence d'oxygène de l'air consommera les matières organiques contenues dans l'eau, et qui s'épaissira dans le temps jusqu'à ce que les cellules les plus éloignées de l'interface liquide - solide cessent d'être alimentées en oxygène et en substrat. Finalement, le film entier se détache par lambeaux lesquels sont entraînés dans le courant de l'effluent. On peut représenter le mécanisme épuratoire au sein d'un lit bactérien par le schéma suivant :



1. Couche aérobie recevant du substrat en croissance.
2. Couche aérobie ne recevant pas de substrat, non en croissance mais en respiration endogène.
3. Couche anaérobie ne recevant ni oxygène, ni substrat en fermentation gazeuse.

b.- Caractéristiques des lits bactériens :

On distingue deux catégories de lits :

- les lits à faible charge dont l'épaisseur varie de 0,8 - 1,2 m avec une charge hydraulique inférieure à  $0,4 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ , et les lits à forte charge dont l'entraînement des boues en excès se fait d'une façon permanente, et la charge hydraulique varie de  $0,8 - 1 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ .

c.- Types de lits bactériens :

Suivant les matériaux utilisés on distingue les :

1. lits classiques à ruissellement;
2. lits modernes à remplissage plastique.:

Ce deuxième type est de plus en plus utilisé, et il comprend les lits plastiques immergés et les lits plastiques à ruissellement.

d.- Avantages des lits bactériens :

- faible exploitation;
- bon rendement épuratoire.



e.- Inconvénients :

- risque de colmatage (surtout pour lit bactérien à faible charge);
- sensible au froid, aux MES et aux graisses (cas du lit bactérien à garnissage plastique).

4. LES VARIANTES TECHNIQUES POSSIBLES :

Nous avons retenu deux variantes de traitement des eaux usées de la région de Bou-Ismaïl. Ces deux variantes seront examinées à fond pour une comparaison technico-économique.

- Variante "A" : système de boues activées à moyenne charge;
- variante "B) : système de boues activées à faible charge.

Nous avons écarté la possibilité de traitement par lagunage pour diverses raisons entre autres :

- nécessité de très grandes surfaces;
- rendements d'épuration éphémères;
- source d'odeurs.

Nous avons également écarté la possibilité de traitement biologique sur lit-bactérien en raison des difficultés d'entretien nécessitant ainsi un personnel qualifié et de sa mauvaise souplesse vis à vis des variations de charges. Les variantes A et B répondent en général à ces exigences.

CHAPITRE VI. CONCEPTION DES PROCÉDES DE TRAITEMENT :

1. HYPOTHESES DE CALCUL :

D E S I G N A T I O N	An 2000
Population équivalente globale .....	76912 hab.
Volume journalier par habitant .....	160 l
Volume journalier des eaux usées .....	12306 m <sup>3</sup>
Débit moyen de temps sec $Q_m$ .....	512,7 m <sup>3</sup> /h.
Débit diurne de temps sec supposé réparti sur 18 heures $Q_d$ .....	683,7 m <sup>3</sup> /h.
Débit de pointe de temps sec $Q_{ts}$ .....	876,3 m <sup>3</sup> /h.
Débit maximum admis (orage) $Q_p$ .....	1537,9 m <sup>3</sup> /h.
Poids journalier de DBO <sub>5</sub> dans les eaux usées à l'entrée de la station (60 g/hab./jour) .....	4615 kg/j
Poids journalier de matières en suspension (70 g/hab./jour) .....	5384 kg/j
Concentration en DBO <sub>5</sub> .....	375 mg/l
Concentration en MES .....	437 mg/l

Les débits à prendre en compte au maximum sur les différentes installations sont les suivants :

- ouvrages de prétraitement : débit d'orage  $Q_p$
- décantation primaire : débit de pointe de temps sec  $Q_{ts}$
- traitement secondaire : débit de pointe de temps sec  $Q_{ts}$ .

Il est à signaler qu'un by-pass sera placé en aval du dernier ouvrage de prétraitement destiné à évacuer les eaux usées excédentaires dans le cas d'un orage. Cela, permettra également de sauvegarder le bon fonctionnement des bassins d'aération. Ces eaux seront directement rejetées à l'exutoire (mer) après stérilisation.

Le choix du débit de pointe de temps sec pour le dimensionnement des ouvrages du traitement secondaire a été adopté, car il se situe entre les valeurs extrêmes des débits à savoir le débit moyen de temps sec et le débit d'orage.



\* Finalité de traitement :

Les normes de qualité des eaux épurées qu'on se fixera sont les suivantes :

DBO <sub>5</sub> :	30 mg/l	en moyenne sur 24 heures;
DCO :	90 mg/l	en moyenne sur 24 heures;
MES :	30 mg/l	en moyenne sur 24 heures.

Ces valeurs sont largement obtenues généralement après un traitement biologique aux boues activées (moyenne ou faible charge massique).

2. DESCRIPTION DE LA VARIANTE "A" :

La variante A consiste en un procédé biologique par boues activées à moyenne charge (système à mélange intégral). La phase biologique est précédée de prétraitements et de décantation primaire.

Les prétraitements consistent en un dégrossissage à l'aide de grilles mécaniques suivi de dessablage conduisant à la sédimentation des sables. La décantation primaire permettra de retenir des matières moins denses. Le bassin d'aération qui est le lieu des processus d'épuration des matières biodégradables vient après le décanteur primaire. Le temps de séjour sera relativement court (de l'ordre de 3 à 6 heures). Il sera équipé par des aérateurs de surface à flux radial. Les turbines assureront le brassage et l'injection d'air dans la liqueur mixte.

Les décanteurs secondaires reçoivent la liqueur mixte. Ils sont appelés à séparer cette liqueur en eau épurée et boues. Une partie de ces boues sera recyclée. Les boues en excès seront envoyées au traitement des boues. Celui-ci comportera un épaissement, une stabilisation anaérobie et enfin une déshydratation naturelle des boues. Il est à noter que les eaux épurées seront stérilisées avant leur rejet à l'exutoire. (Voir fig. 5).

1. Arrivée des eaux usées

2. Dégrilleur

3. Dessableur

4. Décanteur primaire

5. Bassin d'aération

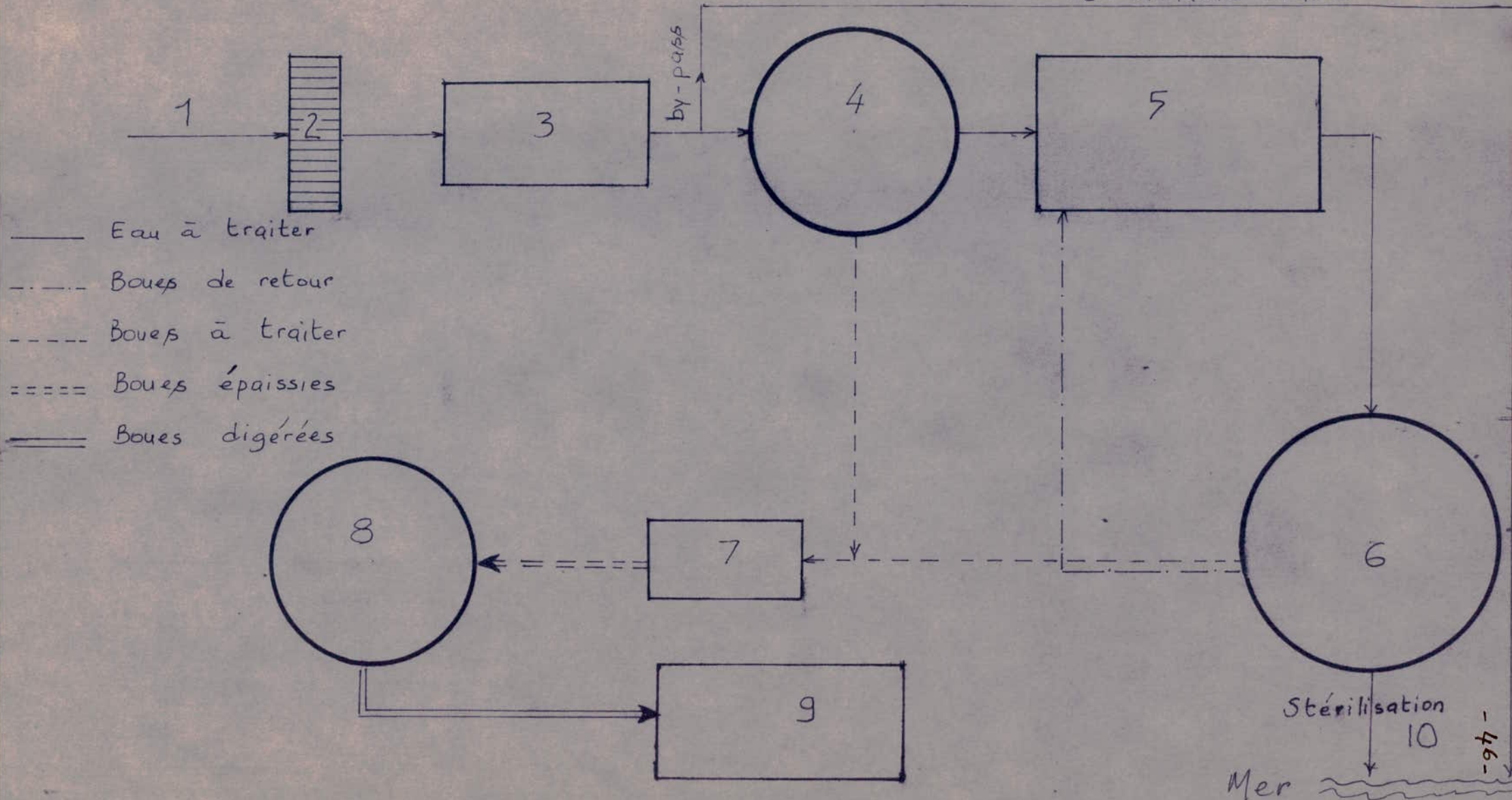
6. Décanteur secondaire

7. Épaississeur

8. Digesteur

9. Lits de séchage

10. Effluent traité





### 3. DESCRIPTION DE LA VARIANTE "B" :

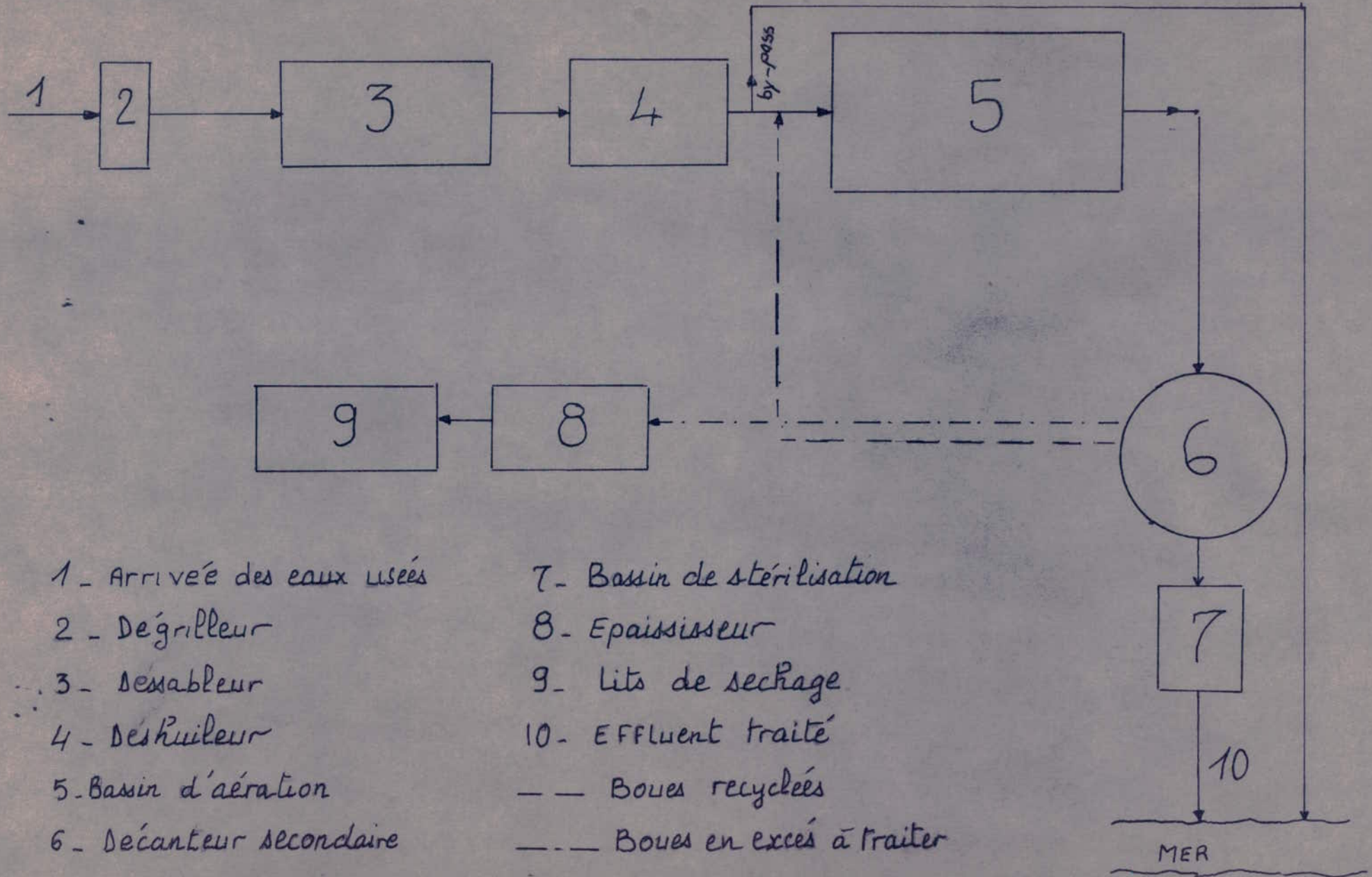
C'est un procédé par boues activées à faible charge qui est caractérisé par une minéralisation très poussée de la matière organique entraînant une quantité minimum de boues en excès (lesquelles sont stables) et par une nitrification généralement importante.

La charge volumique est comprise entre 0,35 et 0,60 kg de  $DBO_5$  reçue par jour par  $m^3$  de bassin. La charge massique varie de 0,07 à 0,2 kg de  $DBO_5$  par kg de MVS et par jour. Le temps de séjour peut atteindre 24 heures tandis que le rendement épuratoire dépasse généralement 90%.

Ce procédé biologique comprend les installations suivantes : (fig. 6).

Prétraitements	- dégrilleur
	- dessableur
	- déshuileur
Traitement secondaire	- bassin d'aération
	- décanteur secondaire
	- bassin de stérilisation
Traitement des boues.	- épaisseur de boues
	- lits de séchage.

Fig 6 - Schéma de la station à faible charge





#### 4. CALCUL TECHNIQUE DE LA VARIANTE "A" :

##### 4.1. Les traitements préliminaires :

Le traitement commence par le passage de l'eau usée dans des appareils destinés à la protection des installations de traitement avals par rétention et élimination des matières séparables qui seraient très gênantes pour la suite du traitement telles que papiers, chiffons, détritrus de toutes sortes ainsi que celles dont la densité est nettement supérieure ou inférieure à l'unité telles que les sables ou les graisses.

##### 4.1.1. Installations de dégrillage :

L'objet du dégrillage est d'éliminer les matières les plus grossières qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements avals. Cette opération constitue donc la phase préliminaire de l'épuration.

Les eaux usées sont dégrillées tout d'abord à leur arrivée dans la bêche de reprise (cf., chap. III.2) à l'aide d'une grille grossière dont les espacements entre les barreaux est de 50 mm, ensuite par une grille fine à espacement entre les barreaux de 20 mm qui arrêtera les matières de dimension supérieure.

##### 4.1.2. Dimensionnement du dégrillage :

###### \* Grille grossière :

La largeur totale de la grille est donnée par la relation (d'après KITTELBERGER).

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

- où :
- L : largeur totale des grilles
  - d : largeur des barreaux (15 mm)
  - e : espacement entre les barreaux (50 mm)
  - n : degré d'encrassement (40%)
  - $Q_p$  : débit d'orage en  $m^3/s$
  - h : profondeur d'eau en amont des grilles (0,5 m)
  - V : vitesse au passage des grilles ( $V = 1 m/s$ ),

d'où : 
$$L = \frac{15 + 50}{50} \cdot \frac{1}{1 - 0,4} \cdot \frac{0,427}{1,0,5} = 1,85 \text{ m}$$

choix : une grille de 2 m de largeur.

\* Grille fine :

Espacement entre les barreaux 20 mm.

Choix : une grille de 3 m de largeur.

\* Résidu du dégrillage (grossier et fin) :

Le volume des refus du dégrillage exprimé en l/hab./an est donné par la relation :

$$V = \frac{12 \text{ à } 15}{e}$$

où : e : espacement entre les barreaux en cm

$$V = \frac{12}{2,0} + \frac{12}{5,0} = 8,4 \text{ l/hab./an.}$$

Le refus journalier sera de :

$$\frac{8,4}{365} \cdot 76912 = 1770 \text{ l/j.}$$

Le résidu du dégrillage sera envoyé à la décharge publique après égouttage.

#### 4.1.3. Dessableurs : (à écoulement horizontal).

DANS les dessableurs, on élimine des eaux usées les particules denses afin d'éviter une abrasion rapide des ouvrages, une corrosion élevée par frottement et pour empêcher une perte en volume utilisable due aux durs dépôts qui se forment dans les dessableurs et les bassins de décantation.

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



Pour maintenir une vitesse constante, les chambres de dessablage sont munies d'un étranglement Venturi à leur sortie. Une vitesse d'écoulement de 0,30 m/s permet le dépôt de la majeure partie des sables dans un temps de séjour de 1 à 2 minutes et une charge hydraulique maximale d'environ 70 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/h.

4.1.4. Dimensionnement des dessableurs :

En adoptant  $V_h = 0,30$  m/s (vitesse d'écoulement) :

$$V_s = 0,016 \text{ m/s (vitesse de sédimentation des particules de diamètre supérieur à 2 mm).}$$

$$Q_p = 0,427 \text{ m}^3/\text{s} - \text{débit d'orage.}$$

En considérant 2 chambres de dessablage :

$$Q = \frac{Q_p}{2} = 0,213 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Section horizontale pour chaque dessableur :

$$S_h = \frac{Q}{V_s} = \frac{0,213}{0,016} = 13,31 \text{ m}^2$$

Section verticale :

$$S_v = \frac{Q}{V_h} = \frac{0,213}{0,3} = 0,71 \text{ m}^2.$$

La largeur sera : (en fixant la hauteur du bassin à 0,8 m).

$$l = \frac{S_v}{h} = \frac{0,71}{0,8} = 0,89 \text{ m}$$

$$L = \frac{S_h}{l} = \frac{13,31}{0,89} = 14,95 \text{ m.}$$

On adoptera pour chaque bassin :

Section horizontale	(L.l) .....	15 m <sup>2</sup>
Section verticale	(l.h) .....	0,8 m <sup>2</sup>
largeur	(l) .....	1 m
longueur	(L) .....	15 m
hauteur	(h) .....	0,8 m

Charge hydraulique :  $C_h = \frac{Q}{S_h} \dots\dots\dots 51 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

temps de séjour :  $t_s = \frac{V}{Q} = \frac{L.l.h}{Q} \dots\dots\dots 1 \text{ mn.}$

On a prévu un étranglement Venturi à la sortie des chambres de dessablage en vue de maintenir une vitesse constante d'écoulement. (Voir fig. 7).

La largeur de l'étranglement Venturi est donné par la relation :

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

- où :  $Q$  : débit traversant la chambre de dessablage
- $K$  : est une caractéristique de l'étranglement (1,93 en unités m et sec)
- $l_1$  : la largeur de l'étranglement en m
- $h$  : la hauteur d'eau maximale en amont de l'étranglement en m (0,8 m)

d'où :

$$l_1 = \frac{Q}{K \cdot h^{3/2}}$$
$$l_1 = \frac{0,213}{1,93 \cdot (0,8)^{3/2}} = 0,15 \text{ m.}$$

La largeur pour chaque sortie de chambre est de 15 cm.

\* Quantité de matières éliminée par les dessableurs :

Soit la quantité de MES à l'entrée des dessableurs de 5384 kg/j. Les MES contiennent :

- 70% de matières volatiles en suspension (MVS);
- 30% de matières minérales (M.M).

En admettant un rendement de 80% sur les matières minérales, la quantité de matières éliminée par les dessableurs sera de :

$$5384 \cdot 0,3 \cdot 0,8 = 1292 \text{ kg/j.}$$

La quantité de M.M entrant dans les décanteurs primaires est :

$$5384 \cdot 0,3 \cdot 0,2 = 323 \text{ kg/j.}$$



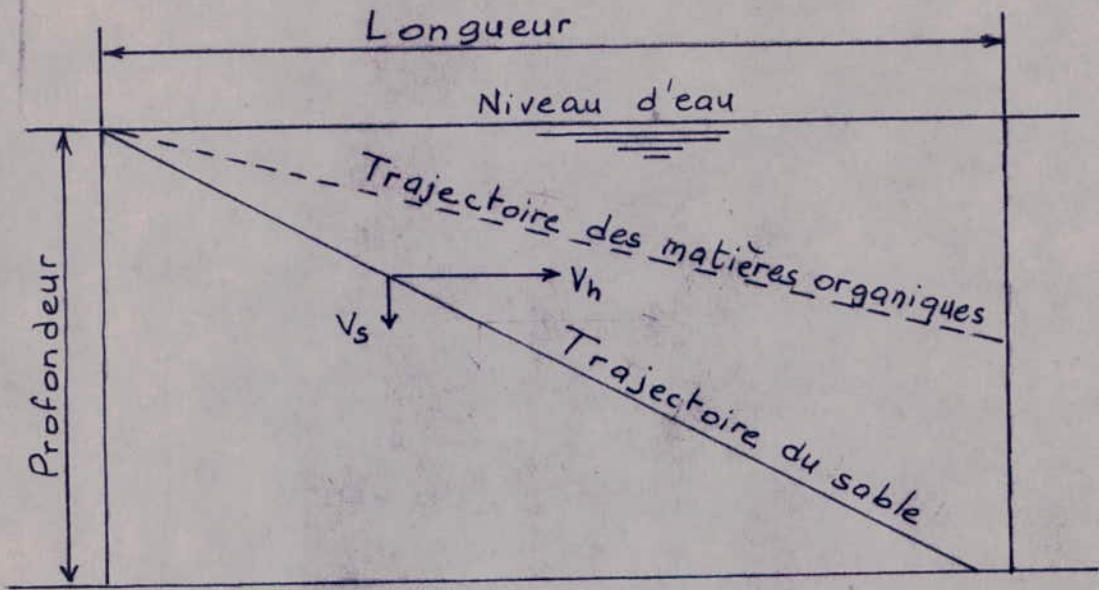


Fig 7a - Dessableur

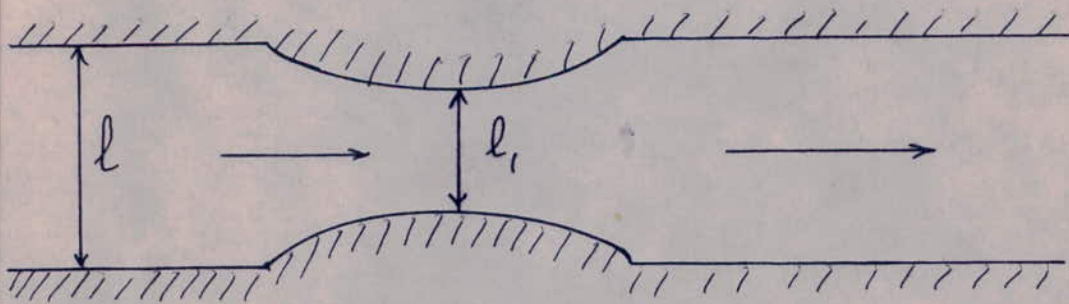


Fig 7b - Etranglement Venturi

Quantité totale de MES non éliminée :

$$\text{MES} = 0,7 \text{ MES} + 323 = 0,7.5384 + 323 = 4092 \text{ kg/j.}$$

L'extraction des boues sableuses se fera par transport hydraulique vers une trémie. Elles seront ensuite évacuées vers la décharge après égouttage.

#### 4.2. Traitement primaire ou décantation primaire :

La décantation a pour but de permettre le dépôt des particules en suspension dans l'eau.

La forme des ouvrages de décantation est commandée par le choix du dispositif d'évacuation des boues déposées et la capacité de traitement.

On utilise généralement des décanteurs circulaires à raclage rotatif par bras tournants. Les racleurs ramènent les boues vers un puits central d'où elles seront évacuées pour leur traitement.

La charge superficielle maximale dans les décanteurs primaires doit être inférieure à 2,5 m/h pour le débit de pointe de temps sec ( $Q_{ts}$ ). Les temps de séjour généralement adoptés sont de l'ordre de 1 à 2 heures.

##### 4.2.1. Dimensionnement des décanteurs primaires :

On se fixe un temps de séjour de 1,10 heure sur  $Q_{ts}$ . Le volume des décanteurs sera :

$$V_t = Q_{ts} \cdot t_s = 876,3 \cdot 1,1 = 964 \text{ m}^3.$$

Vérifions le temps de séjour sur le débit moyen horaire  $Q_m$  :

$$t_s = \frac{V_t}{Q_m} = \frac{964}{512,7} = 1,90 \text{ h.}$$

Choix : 2 décanteurs primaires à alimentation centrale (facilitant la répartition de l'effluent). On adopte généralement des hauteurs de 2 à 3 m 50 pour des décanteurs raclés. Pour nos calculs, nous choisissons  $H = 2,50 \text{ m}$ .

Volume de chaque décanteur :

$$V = \frac{V_t}{2} = \frac{964}{2} = 482 \text{ m}^3$$



Surface :  $S = \frac{V}{H} = \frac{482}{2,5} = 192,8 \text{ m}^2.$

Diamètre correspondant à chaque décanteur :

$$D = \sqrt{\frac{4 S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 192,8}{\pi}} = 15,67 \text{ m}$$

On adoptera pour chaque décanteur :

- hauteur (H) ..... 2,5 m
- Diamètre (D)..... 16 m
- Surface (S) ..... 201 m<sup>2</sup>

Vérifions la charge superficielle :

$$C_s = \frac{Q_{ts}}{S_t}$$

où :  $S_t$  est la surface totale des décanteurs en m<sup>2</sup>.

$$S_t = 2 S = 2 \cdot 201 = 402 \text{ m}^2$$

$$C_s = \frac{876,3}{402} = 2,18 \text{ m/h}$$

#### 4.2.2. Boues primaires :

La quantité de MES entrant dans les décanteurs primaires est de 4092 kg/j.  
En admettant que les décanteurs primaires éliminent 70% des MES et 30% de la DBO<sub>5</sub>, on aura :  $\text{MES} = 4092 \cdot 0,7 = 2864 \text{ kg/j}$

soit : 226 kg/j en M.M

et : 2638 kg/j en M.V.S.

$$\text{DBO}_5 = 4615 \cdot 0,3 = 1384 \text{ kg/j.}$$

La quantité de MES à la sortie des décanteurs primaires est :

$$4092 - 2864 = 1228 \text{ kg/j}$$

dont :                    97 kg/j de M.M  
                          1131 kg/j de M.V.S.

La quantité totale de boues destinées au traitement s'élève à 2864 kg/j.

#### 4.3. Le traitement secondaire :

##### 4.3.1. Les bassins d'aération :

L'eau usée provenant des décanteurs primaires passe dans les réacteurs biologiques. Dans ceux - ci, les effluents biodégradables sont mis en contact pendant un certain temps avec la boue activée maintenue en suspension grâce à un brassage. Le processus d'épuration est biologique nécessitant une quantité suffisante d'oxygène.

Le processus se déroule en 3 étapes essentielles :

- Adsorption et absorption des matières organiques par les floccs biologiques.
- Oxydation et dégradation de ces matières organiques et synthèse de nouveaux microorganismes.
- oxydation et dégradation d'une partie des amas biologiques eux mêmes.

On pourrait dire que l'essentiel de l'épuration se déroule au cours de la première étape.

D'un point de vue technique nous avons choisi le système de boues activées à mélange intégral. Ce système est le plus répandu actuellement du fait qu'il permet une bonne homogénéisation du milieu. En effet, l'effluent à traiter et les boues de recirculation sont réparties en différents points du réacteur.

##### 4.3.2. Dimensionnement des bassins d'aération :

###### a.- Paramètres de dimensionnement :

Les paramètres de dimensionnement sont les suivants :

- charge massique  $C_m = \frac{L_0}{S_V}$  ..... 0,2 à 0,5 kg DBO<sub>5</sub>/j/kg MVS
- charge volumique  $C_V = \frac{L_0}{V}$  ..... 0,6 à 1,5 kg DBO<sub>5</sub>/j/m<sup>3</sup> du bassin



- temps de séjour  $t_s$  ..... 3 à 6 heures
- $DBO_5$  reçue par jour  $L_0$  ..... 3230 kg/j.

b.- Dimensionnement des bassins d'aération :

On se fixe un volume utile de  $V = 3000 \text{ m}^3 = 2 \times 1500$ ; Vérifions les temps de séjour :

$$\text{Sur } Q_{ts} \quad t_s = \frac{V}{Q_{ts}} = \frac{3000}{876,3} = 3,42 \text{ heures}$$

$$\text{Sur } Q_m \quad t_s = \frac{V}{Q_m} = \frac{3000}{512,7} = 5,85 \text{ heures.}$$

Dimensions du bassin adoptés : (pour chaque bassin).

Hauteur H .....	2m
Longueur L .....	75 m
Largeur l .....	10 m
Surface horizontale S ....	$750 \text{ m}^2$
Volume V .....	$1500 \text{ m}^3$

Vérification de la charge volumique :

$$C_V = \frac{L_0}{V} = \frac{3230}{3000} = 1,08 \text{ kg de } DBO_5/\text{j}/\text{m}^3 \text{ de bassin.}$$

Détermination de la masse de MVS contenues dans le bassin d'aération :

$$\frac{C_V}{C_m} = S_V$$

$S_V$  : teneur en MVS en  $\text{kg}/\text{m}^3$ .

Charge massique adoptée :  $0,3 \text{ kg } DBO_5/\text{j}/\text{kg}$  de MVS

$$S_V = \frac{1,08}{0,3} = 3,6 \text{ kg de MVS}/\text{m}^3$$

Masse de MVS contenues dans les bassins :

$$B_a = S_V \cdot V = 3,6 \cdot 3000 = 10800 \text{ kg.}$$

### 4.3.3. L'aération :

Le traitement biologique se fait en milieu oxygéné. Tout ouvrage de traitement par voie biologique doit donc disposer d'un moyen de transfert de l'oxygène afin de répondre aux besoins des bactéries épuratrices.

#### a.- Les besoins en oxygène :

Les besoins en oxygène s'expriment par la relation :

$$P(O_2) = a' (L_o - L_f) + b' \cdot B_a$$

où :  $P(O_2)$  : quantité d'oxygène à fournir (kg  $O_2$ /j)

$L_o - L_f$  : fraction éliminée de la  $DBO_5$  (kg/j)

$B_a$  : masse de MVS contenues dans les bassins a' et b' sont des coefficients respirométriques.

Le premier terme de l'addition correspond aux besoins en oxygène pour la transformation de la  $DBO_5$  en matière vivante, le second terme aux besoins en oxygène dûs à la respiration endogène des boues activées.

a' : fraction de substrat oxydé (kg d' $O_2$ /kg  $DBO_5$ )

b' : traduit la consommation en oxygène du métabolisme endogène (kg d' $O_2$ /kg de MVS/jour).

Les coefficients a' et b' sont fonctions de la charge massique. Lorsque celle-ci est exprimée sur la base des charges en  $DBO_5$ , les coefficients a' et b' ont pour valeurs :

$$a' = 0,57 \text{ kg d}'O_2/\text{kg } DBO_5$$

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

(7)

Besoins en oxygène (théorique)

$$P(O_2) = a' (L_o - L_f) + b' B_a$$

$L_f$  :  $DBO_5$  de rejet  $L_f = 30 \text{ mg/l} = 30 \cdot 12,306 = 369,2 \text{ kg/j}$



$$P(O_2) = 0,57 (3230 - 369,2) + 0,075 \cdot 10800 = 2441 \text{ kg } O_2/j$$

$$P(O_2) = 102 \text{ kg d}'O_2/\text{heure.}$$

Quantité d'oxygène à fournir en pointe :

On considère dans ce calcul que la  $DBO_5$  est éliminée pendant 18 heures et que le métabolisme endogène s'effectue en permanence.

$$P(O_2)_{\text{max.}} = a' \frac{L_e}{18} + b' \frac{B_a}{24}$$

$$P(O_2)_{\text{max.}} = 0,57 \cdot \frac{(3230 - 369,2)}{18} + 0,075 \cdot \frac{10800}{24}$$

$$P(O_2)_{\text{max.}} = 124 \text{ kg d}'O_2/\text{heure.}$$

b.- Passage aux conditions nominales :

Les différents système d'aération sont généralement conçus dans des conditions nominales d'expérimentation c'est à dire que :

- l'eau est pure;
- la température est de 10°C;
- la pression est normale (760 mm de Hg);
- la teneur en oxygène dissous est nulle.

Le passage des conditions nominales aux conditions réelles d'utilisation s'effectue à l'aide d'un coefficient correcteur T à appliquer aux calculs conduits ci-dessus.

Conditions effectives = conditions nominales  $\times$  T.

Le coefficient T est lui-même le produit de trois coefficients :

$$T = T_p \cdot T_d \cdot T_t \quad (3)$$

$T_p$  : coefficient d'échange eau pure - eau usée

$$T_p = \frac{K_{La} \text{ (eau usée)}}{K_{La} \text{ (eau propre)}}$$

où :  $K_{La}$  : est le coefficient global de transfert d'oxygène

$$T_p = 0,85 \quad (1)$$

$T_d$  : coefficient de déficit en oxygène

$$T_d = \frac{C_{STP} - C_L}{C_{S10}}$$

$C_{STP}$  : concentration de saturation en oxygène dans les conditions effectives (salinité, pression atmosphérique, température)

$C_L$  : concentration en oxygène de l'eau usée (1 à 2 mg/l)

$C_{S10}$  : concentration de saturation en oxygène dans les conditions nominales (à 10°C et pression 760 mm Hg)

$$C_{STP} = C_{ST} \times \frac{P_e}{P_a} \times \beta \cdot s$$

$C_{ST}$  : concentration en oxygène à la température moyenne (17,5°C)

$$C_{ST} = \frac{475}{33,5 + t^\circ}$$

$P_e$  : pression atmosphérique à 60 m d'altitude (755 mm Hg)

$P_a$  : pression atmosphérique à 0 m d'altitude (760 mm Hg)

$\beta$  : coefficient dépendant de la nature de l'eau suée

$$\beta = 0,95 + 0,99$$

$s$  : correctif multiplicateur dû à la salinité de l'eau

$$s = \frac{475 - 2,65 S}{475}$$

$S$  étant la salinité en mg/l

$$S = 9,41 \text{ mg/l} \quad (1)$$

$T_t$  : coefficient de vitesse de transfert

$$T_t = 1,024^{t-10}$$

où  $t$  est la température exprimée en °C.



Calculs :

$$C_{S17,5} = \frac{47,5}{33,5 + 17,5} = 9,31 \text{ mg/l}$$

$$C_{STP} = C_{ST} \times \frac{P_e}{P_a} \times \beta \times s$$

$$\beta = 0,95 \text{ (eau usée domestique)}$$

$$s = \frac{475 - 2,65 \cdot 9,41}{475} = 0,95$$

$$C_{STP} = 9,31 \cdot \frac{755}{760} \cdot 0,95 \cdot 0,95 = 8,35 \text{ mg/l}$$

$$C_{S10} = \frac{475}{33,5 + 10} = 10,92 \text{ mg/l}$$

$$C_L \equiv 1,5 \text{ mg/l}$$

$$T_d = \frac{8,35 - 1,50}{10,92} = 0,63$$

$$T_t = 1,024^{t-10} = 1,024^{17,5-10} = 1,19$$

$$T = 0,85 \cdot 0,63 \cdot 1,19 = 0,64.$$

Les besoins réels en oxygène seront donc :

$$\text{en moyenne } P(O_2) = \frac{102}{0,64} = 159 \text{ kg d'O}_2/\text{h}$$

$$\text{en pointe } P(O_2)_{\text{max.}} = \frac{124}{0,64} = 194 \text{ kg d'O}_2/\text{h.}$$

Les bassins d'aération seront équipés par des aérateurs de surface dont le type est à flux radial (faible vitesse). Il seront montés sur des plate-formes fixes pour en faciliter l'accès.

Les aérateurs à flux radial sont applicables pour les systèmes à boues activées de toutes dimensions. Ils présentent les avantages suivants :

- efficacité de transfert élevée;
- capacité de pompage élevée.

Les apports spécifiques d'oxygène des aérateurs à faible vitesse se situent entre 1,5 et 2,5 kg d'O<sub>2</sub>/Kwh (1).

La puissance à fournir pour le transfert de l'oxygène, sachant que l'apport spécifique est de 2 kg d'O<sub>2</sub>/Kwh, est :

$$P_a = \frac{194}{2} = 97 \text{ Kw.}$$

A cette puissance s'ajoute la puissance de brassage. Celle-ci varie de 25 à 30 w/m<sup>3</sup>. Elle permettra d'éviter les dépôts et d'assurer une bonne homogénéisation.

$$P_b = 0,03 \cdot V = 0,03 \cdot 3000 = 90 \text{ Kw.}$$

La puissance totale à fournir :

$$P = P_a + P_b = 97 + 90 = 187 \text{ Kw.}$$

Pour avoir une bonne répartition des aérateurs dans les bassins d'aération, on installera 4 unités de rotor par bassin. (Fig. 8.a).

Caractéristiques des aérateurs à mettre en place : (Catalogue Dégrémont - Actirotor - N° 1336 D) ou similaire.

- 6 aérateurs de type R 609.
  - Puissance du moteur 25 Kw.
  - Vitesse turbine 53 tr/mn.
  - Nombre de pales 9.
  - Diamètre du rotor 1650 mm.
- 2 aérateurs de type R. 512.
  - Puissance du moteur 18,5 Kw.
  - Vitesse turbine 59 tr/mn.
  - Nombre de pales 12.
  - Diamètre du rotor 1420 mm.

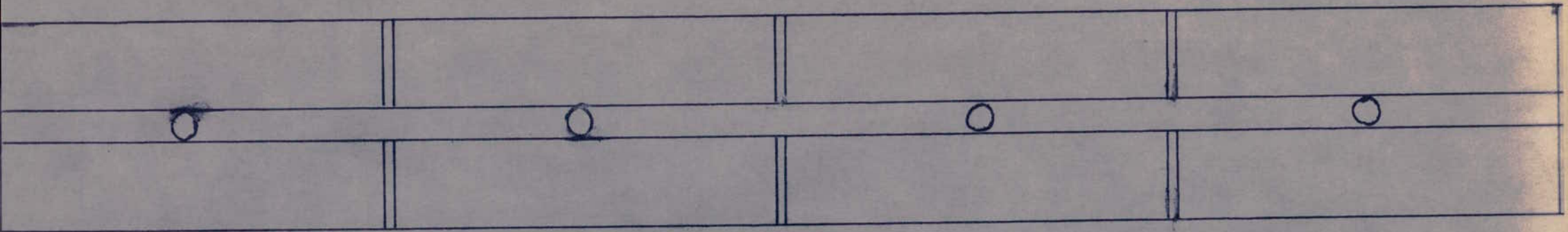
Rendement épuratoire : (théorique).

$$r = \frac{L_o - L_f}{L_f} = \frac{3230 - 369,2}{3230} = 88 \%$$

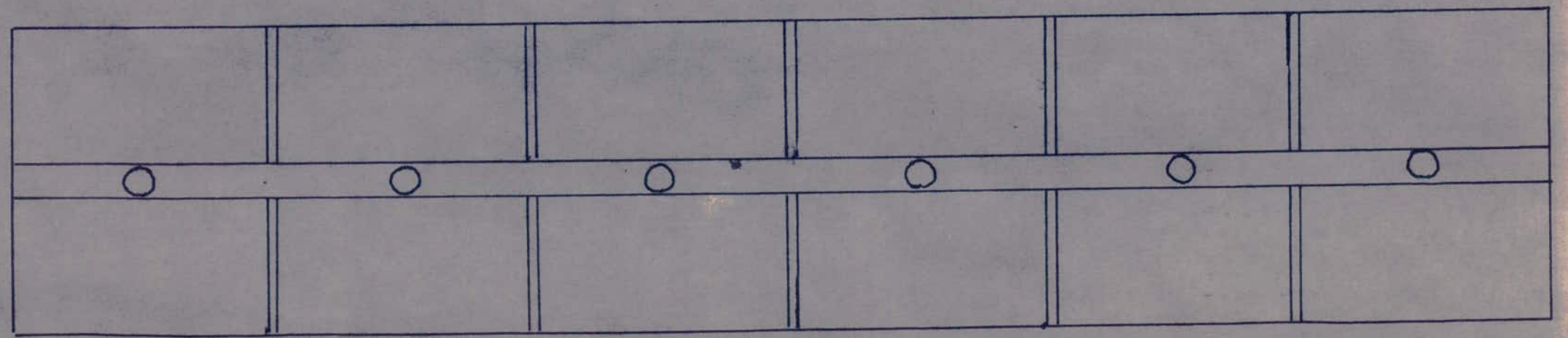


Fig. 8. Disposition des aérateurs

Echelle : 1:250.



a. Bassin à moyenne charge



○ Aérateur

b. Bassin à faible charge.

#### 4.3.4. Boues secondaires en excès :

Il s'agit des boues qui seront envoyées vers le traitement des boues. Elles sont issues des décanteurs secondaires. La quantité de boues à extraire des décanteurs secondaires peut être exprimée par la relation suivante :

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

où : B est la quantité de boues en excès (kg/j)

$L_e$  est la pollution organique éliminée (kg/j)

$a_m$  est le taux de conversion de la  $\text{DBO}_5$  en matières vivantes MVS (kg MVS/kg  $\text{DBO}_5$ )

$B_{\min}$  boues minérales non éliminées (kg/j)

$B_{\text{dur}}$  matières volatiles en suspension difficilement biodégradables (kg/j)

$B_a$  masse de MVS contenues dans le bassin d'aération (en kg)

b coefficient reliant l'auto-oxydation à la quantité de boues détruites ( $\text{j}^{-1}$ )

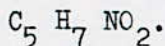
$B_{\text{eff}}$  boues de sortie (kg/j)

$a_m L_e$  boues synthétisées (kg/j)

$b B_a$  quantité de boues détruites par auto-oxydation (kg/j).

Le coefficient b peut être déterminé en considérant la consommation en oxygène des microorganismes.

On accepte généralement la composition suivante pour une biomasse bactérienne :



L'oxydation d'une telle biomasse se fait selon l'équation :



Ce qui confère aux bactéries un équivalent oxygéné de :

$$\frac{5 \text{O}_2}{\text{C}_5 \text{H}_7 \text{NO}_2} = \frac{\text{consommation en oxygène (b')}}{\text{quantité de biomasse détruite (b)}} = \frac{160}{113}$$

$$\frac{b'}{b} = 1,42 \longrightarrow b = \frac{b'}{1,42} = \frac{0,075}{1,42} = 0,05 \text{ j}^{-1}$$



Le coefficient  $a_m$  en fonction de la charge massique est égal à :  
 $a_m = 0,82 \text{ kg MVS/kg DBO}_5$  (pour  $C_m = 0,3$ ) (2).

Calculs :

Les charges en MES et en  $\text{DBO}_5$  entrant dans les réacteurs biologiques sont les suivantes :

charge en MES : 1228 kg/j  
dont 97 kg/j de M.M  
et 1131 kg/j de MVS  
charge en  $\text{DBO}_5$  : 3230 kg/j.

$$\begin{aligned}
B_{\min} &= 0,2 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot \text{MES} = 0,018 \cdot 5384 = \dots\dots\dots + 97 \text{ kg/j} \\
a_m L_e &= 0,82 (3230 - 369,2) = \dots\dots\dots + 2346 \text{ kg/j} \\
B_{\text{dur}} &= 0,3 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \text{ MES} = 0,063 \cdot 5384 = \dots\dots\dots + 339 \text{ kg/j} \\
b B_a &= 0,05 \cdot 10800 = \dots\dots\dots - 540 \text{ kg/j} \\
B_{\text{eff}} &= 0,03 \cdot 12306 = \dots\dots\dots - 369 \text{ kg/j} \\
\hline
B &= 1873 \text{ kg/j}
\end{aligned}$$

Les boues issues du décanteur secondaire seront extraites avec une concentration  $S_r$  :

$$S_r = \frac{1200}{I_M}$$

où :  $I_M$  : est l'indice de MOHLMAN caractérisant la décantation d'une boue ( $\text{cm}^3/\text{mg}$ ).

Prenons  $I_M = 100$  (bonne décantabilité des boues).

$$S_r = \frac{1200}{100} = 12 \text{ g/l.}$$

Le volume des boues à extraire journallement est :

$$V_{\text{bf}} = \frac{B}{S_r} = \frac{1873}{12} = 156,1 \text{ m}^3/\text{j.}$$

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 :

$$R = \frac{1}{C - 1}$$

où : C est le taux de concentration

$$C = \frac{S_r}{S'_v}$$

$S'_v$  est la concentration en MES à l'intérieur du bassin.

$$S'_v = \frac{S_v}{0,7} \quad (\text{les MES contiennent } 70\% \text{ de MVS)}$$

$$S'_v = \frac{3,6}{0,7} = 5,1 \text{ g/l}$$

$$R = \frac{1}{\frac{12}{5,1} - 1} = 74\%$$

Débits de recirculation :

$$\text{en moyenne : } Q_m^R = Q_m = 0,74 \cdot 512,7 = 379,4 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{en pointe : } Q_{ts}^R = R Q_{ts} = 0,74 \cdot 876,3 = 648,5 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Age des boues :

L'âge des boues exprime la durée moyenne pendant laquelle la biomasse est maintenue sous aération.

Dans un système à recirculation de boues, l'âge de boues est donné par la relation :

$$A = \frac{B_a}{B} = \frac{10800}{1873} = 5,8 \text{ jours.}$$

Les boues sont jeunes. Elles sont fermentescibles d'où la nécessité de leur stabilisation.



Poste de reprise des boues :

Le poste de reprise des boues est destiné à accueillir les boues secondaires. Les boues primaires étant directement évacuées vers l'épaississeur de boues par écoulement gravitaire.

a.- Boues de recirculation :

Les boues de recirculation seront acheminées vers les bassins d'aération par des pompes à vis.

En considérant que le débit de recirculation maximal est de  $648,5 \text{ m}^3/\text{h}$  soit  $180 \text{ l/s}$ , on devrait utiliser 2 pompes à vis sans fin dont les débits sont variables de 0 à  $90 \text{ l/s}$ . Leur diamètre est de 600 mm. On doit en outre disposer d'une pompe de caractéristiques identiques qui servira de secours.

b.- Boues en excès :

Les boues secondaires en excès de débit  $21,8 \text{ l/s}$  seront envoyées vers l'épaississeur au moyen d'une pompe à vis de débit variant de 0 à  $25 \text{ l/s}$  dont le diamètre est de 400 mm.

A noter qu'une pompe similaire doit être disponible en cas de panne.

c.- Volume du poste de reprise :

Le volume des boues secondaires étant de  $150 \text{ m}^3$ . Le volume à prévoir pour le poste de reprise est de  $160 \text{ m}^3$ .

#### 4.3.5. La décantation secondaire :

La décantation secondaire a pour rôles la séparation et un premier épaissement des boues entraînées par l'effluent issu du traitement biologique. Le principe de calcul des décanteurs secondaires est sensiblement identique de celui des primaires. La différence réside en la faiblesse des vitesses ascensionnelles. Celles-ci doivent permettre aux boues de se déposer sans difficultés.

La vitesse ascensionnelle est généralement comprise entre  $0,85$  et  $1,9 \text{ m/h}$  selon la nature du débit admis au maximum. Le temps de séjour est d'environ 1 à 3 heures (2)

#### 4.3.6. Dimensionnement des décanteurs secondaires :

Avec un temps de séjour pris égal à 1,5 h et une hauteur de 2 m, la vitesse ascensionnelle sera de :

$$V_a = \frac{2}{1,5} = 1,3 \text{ m/h}$$

La surface totale utile est :

$$S = \frac{(1 + R) Q_{ts}}{V_a} = \frac{1,74 \cdot 876,3}{1,3} = 1173 \text{ m}^2$$

Choix : on propose deux décanteurs circulaires raclés dont les dimensions pour chaque bassin sont les suivantes :

Hauteur H.....	2 m
Diamètre D.....	27 m
Surface .....	572 m <sup>2</sup>
Volume du bassin .....	1144 m <sup>3</sup>

Vérification des temps de séjour :

$$\text{sur } (1 + R) Q_{ts} \quad t_s = \frac{2 \cdot V}{(1 + R) Q_{ts}} = \frac{2288}{1,74 \cdot 876,3} = 1,5 \text{ heure}$$

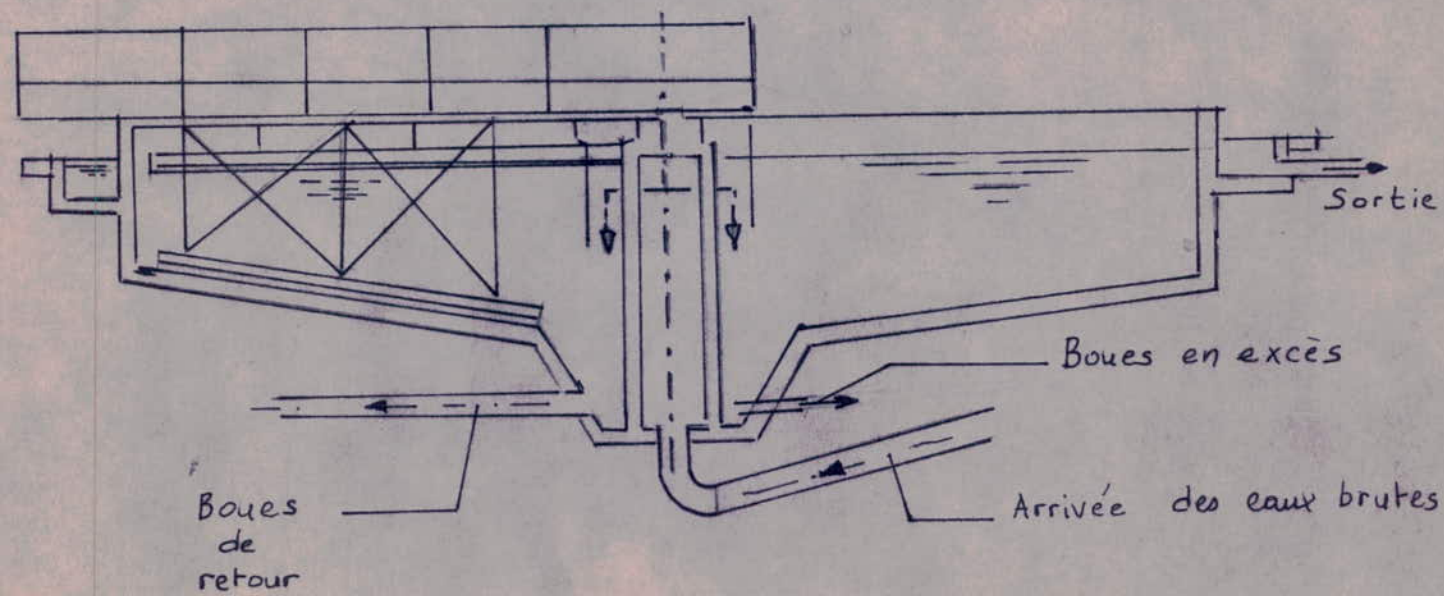
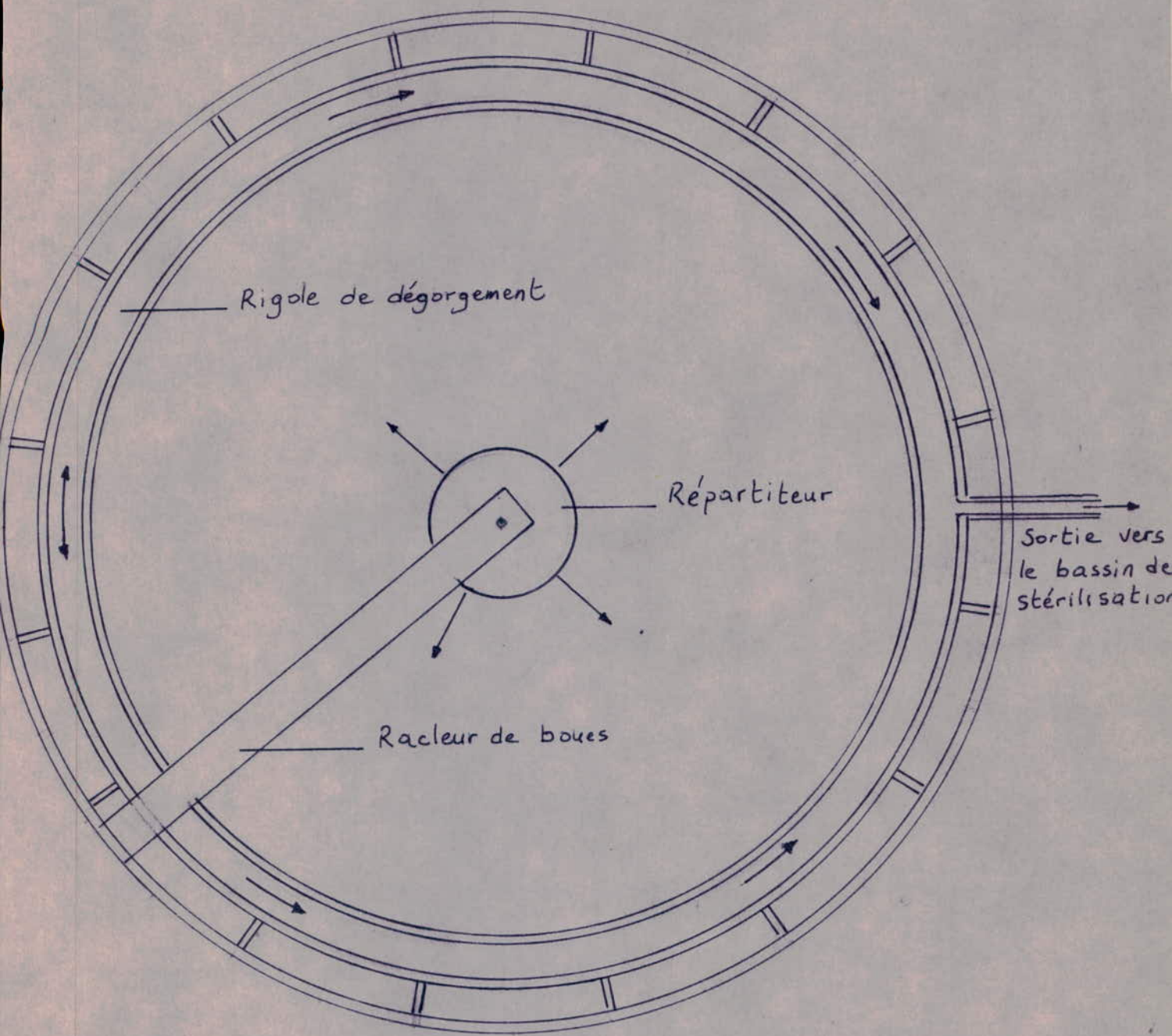
$$\text{Sur } (1 + R) Q_m \quad t_s = \frac{2 \cdot V}{(1 + R) Q_m} = \frac{2288}{1,74 \cdot 512,7} = 2,6 \text{ heure}$$

Les décanteurs primaires et secondaires seront munis de racleurs de boues. Leur radier devra être légèrement incliné pour faciliter l'évacuation des boues vers le puits central, ces décanteurs seront donc identiques, l'exploitation et la maintenance n'en seraient que plus aisés. (Voir fig. 9).

#### 4.3.7. Bassin de stérilisation :

Les bassins de stérilisation seront le siège de destruction des germes pathogènes contenus dans l'eau épurée. La stérilisation se fera par l'injection de chlore dilué dans l'eau épurée dans une proportion qui sera déterminée suivant l'analyse des eaux traitées.





L'injection du chlore gazeux s'effectue par un poste distributeur de chlore.

#### 4.3.8. Dimensionnement :

Le temps de contact étant pris égal à 15 minutes. Le débit à désinfecter est le débit de pointe de temps sec. Volume du bassin nécessaire :

$$V = Q_{ts} \cdot t_c = 876,3 \cdot \frac{15}{60} = 219 \text{ m}^3.$$

Les dimensions du bassin sont les suivantes :

Hauteur .....	2 m
largeur .....	6 m
longueur .....	20 m
surface .....	120 m <sup>2</sup>
volume .....	240 m <sup>3</sup> .

La dose à prévoir (sous réserve d'analyses) est de 2 à 4 mg/l (1).

#### 4.4. Le traitement des boues :

Les installations de traitement primaire et secondaire conduisent à une production de boue très importante. Celle-ci doit être éliminée (et pourquoi pas réutilisée) après traitement adéquat d'un point de vue technico-économique. Les boues produites sont fermentescibles ce qui nécessitera leur stabilisation. Nous préconisons la stabilisation anaérobie car elle permettra la destruction de la majeure partie des germes pathogènes. Avant leur transfert dans les digesteurs les boues seront épaissies dans un épaisseur par décantation de façon à provoquer leur tassement. Les boues digérées seront ensuite deshydratées naturellement sur lits de sable.

##### 4.4.1. Bilan des boues :

Boues provenant des décanteurs primaires :

2864 kg/j dont 226 kg/j en MM et 2638 kg/j en MVS.



Boues provenant des décanteurs secondaires :

1873 kg/j dont 1776 kg/j en MVS et 97 en M.M.

Les boues primaires sont extraites à une concentration comprise entre 20 et 30 g/l. Si nous optons pour une concentration  $C = 20$  g/l, le volume de boues à extraire journalièrement est :

$$V_{B1} = \frac{2864}{20} = 143,2 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Les boues secondaires seront extraites à une concentration de 12 g/l.

$$V_{B2} = \frac{1873}{12} = 156,1 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Le volume total des boues est :

$$V_t = V_{B1} + V_{B2} = 143,2 + 156,1 = 299,3 \text{ m}^3/\text{j}.$$

#### 4.4.2. Epaisseur - dimensionnement :

On dimensionnera notre épaisseur en considérant la charge spécifique  $C_s$  qui exprime le rapport de la quantité de boues à traiter par  $\text{m}^2$  de l'épaisseur.

Nous adoptons  $C_s = 65$  kg de M.S./ $\text{m}^2/\text{j}$  (3).

La surface horizontale de l'épaisseur sera :

$$S_H = \frac{1873 + 2864}{65} = \frac{4728}{65} = 73 \text{ m}^2.$$

Le temps de séjour sera égal à 1 jour (boues non stabilisées), le volume de l'épaisseur est :

$$V = V_t \times 1\text{j} = 299,3 \text{ m}^3$$

Choix : un épaisseur dont les caractéristiques sont les suivantes :

- diamètre ..... 10 m
- hauteur ..... 4 m
- surface horizontale .....  $78,5 \text{ m}^2$
- volume .....  $314 \text{ m}^3$

L'épaississeur permettra de ramener les boues à une concentration possible de 60 g/l.

#### 4.4.3. Digesteur anaérobie : (avec chauffage à 35°C).

La digestion anaérobie des boues se fera à moyenne charge et en un seul stade. Le chauffage est fixé à 35°C. Le volume journalier de boues entrant dans le digesteur est de :

$$\frac{(1873 + 2864) \text{ (kg/j)}}{60 \text{ (g/l)}} = 79 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Le temps de digestion pour une température de 35°C est de 25 jours (3). Le volume du digesteur sera donc égal à :

$$V = 79 \times 25 = 1975 \text{ m}^3.$$

En fixant la hauteur du digesteur à 10 m la surface du digesteur sera de 197,5 m<sup>2</sup>. Le diamètre correspondant est de 16 m (fig. 10.a).

La digestion anaérobie assure une dégradation de 45% des matières organiques. La quantité de MVS détruite sera donc :

$$(2638 + 1776) \cdot 0,45 = 1986 \text{ kg de MVS détruits/jour.}$$

Production de gaz :

Le gaz produit est essentiellement composé de méthane (CH<sub>4</sub>) et de gaz carbonique (CO<sub>2</sub>).

Comme 1 kg de matière organique détruite conduit à une production de 900 l de gaz, la production de gaz est :

$$P_g = 1986 \cdot 900 = 1787,4 \text{ m}^3/\text{j de gaz.}$$

Production de méthane : (65% des gaz produits).

$$P_m = 1787,4 \cdot 0,65 = 1162 \text{ m}^3 \text{ de méthane/j.}$$

Quantité de matières sèches à déshydrater :

$$0,55 \cdot 4414 + 323 = 2751 \text{ kg/j.}$$



#### 4.4.4. Lits de séchage :

Les aires de séchages sont en général constituées d'une couche de 10 cm de sable de granulométrie 0,5 à 1,5 mm disposée sur une couche support de 20 cm de gravier de granulométrie 15 à 25 mm. La couche de boue épandue est de l'ordre de 30 cm. (Fig. 10.b).

Le volume des boues digérées, compte tenu de leur concentration après digestion de 60 g/l, est exprimé par :

$$V = \frac{2751}{60} = 46 \text{ m}^3/\text{j.}$$

La production annuelle de boues sera de :

$$46.365 = 16790 \text{ m}^3/\text{an.}$$

La durée de séchage dans un climat méditerranéen est de 1 mois environ. Si l'on extrait les boues du digesteur 1 fois par semaine, on aura :

$$46.7 = 322 \text{ m}^3/\text{semaine.}$$

Si la couche de boue à épandre à une épaisseur de 30 cm, la surface du lit sera de :

$$S = \frac{322}{0,3} = 1073 \text{ m}^2.$$

Un lit prend les boues issues du digesteur 1 fois par semaine, il retiendra les boues pendant 1 mois, il faudrait alors 3 autres lits qui prendront les 3 extractions des 3 semaines suivantes du mois. Il faudrait également prévoir un lit de séchage qui servira de dépannage. La surface totale à prévoir sera donc :

$$S_t = 5.S = 1073 \times 5 = 5365 \text{ m}^2$$

soit : 0,54 ha. environ.

La population équivalente est de 76912 Eq. hab. La densité correspondant à la superficie occupée par les lits de séchage est :

$$d = \frac{76912}{5365} = 14,3 \text{ Eq. hab./m}^2.$$

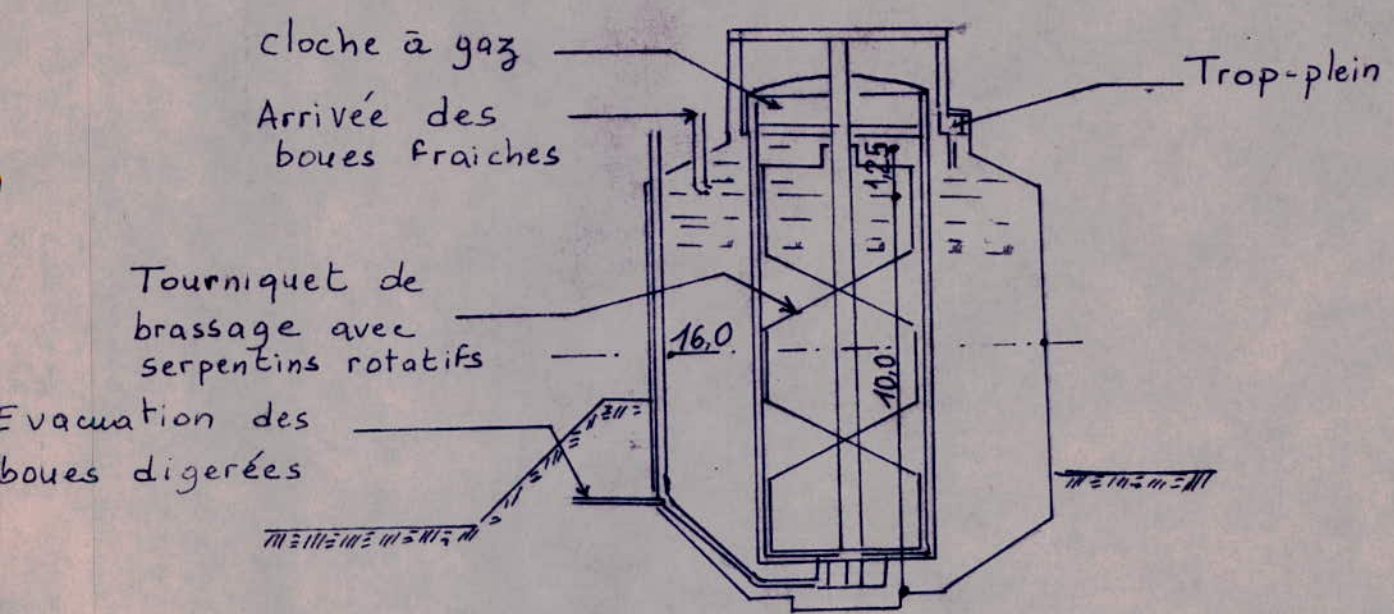


Fig 10a - Digesteur équipé de tourniquet de brassage

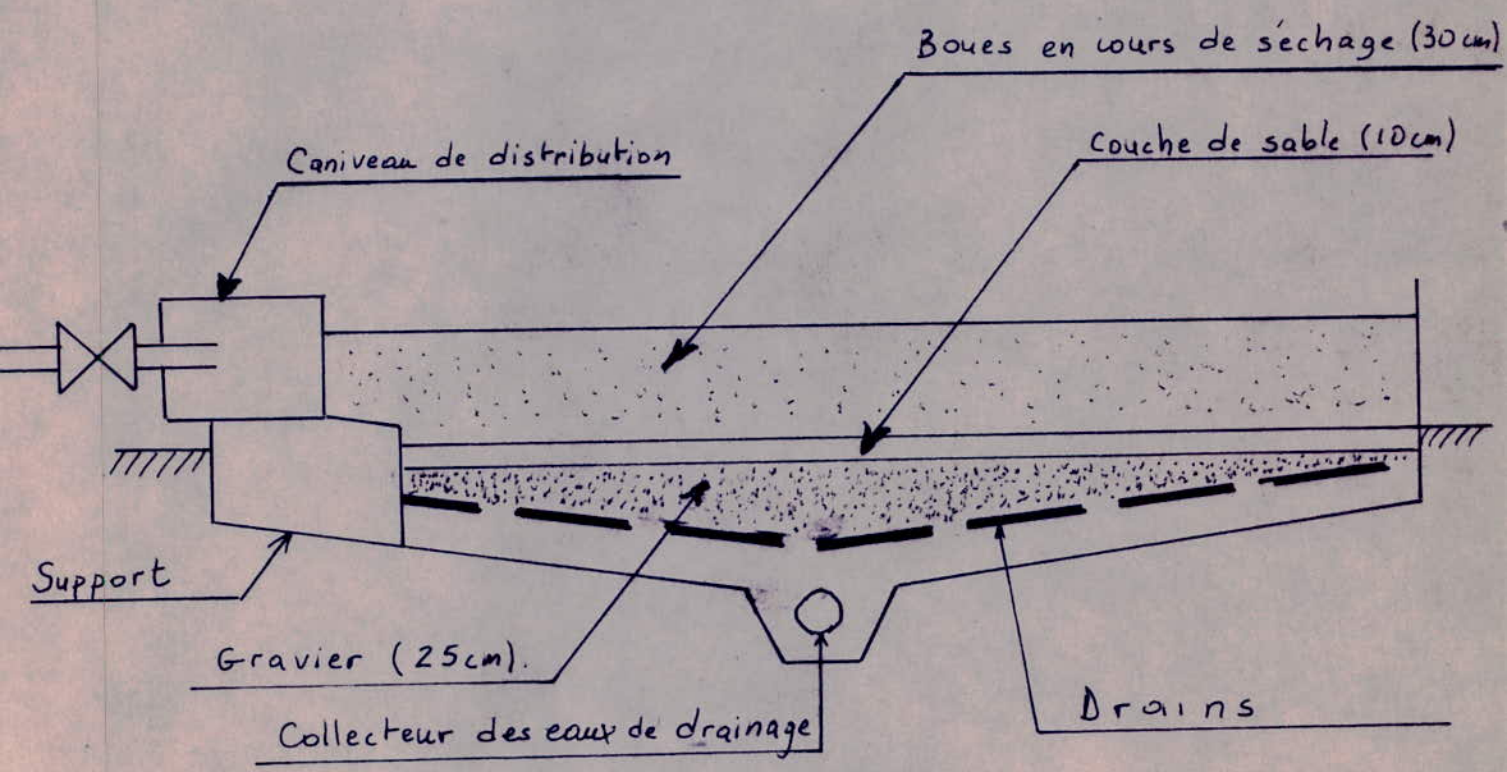


Fig 10 - b - Coupe longitudinale d'un lit de séchage



## 5. CALCUL TECHNIQUE DE LA VARIANTE "B" :

Le procédé de traitement que nous proposons est de type aération extensive. Un décanteur primaire n'est pas nécessaire, mais on devra inclure un déshuileur dans la phase de prétraitements. L'étude de celle-ci a été faite précédemment (voir variante "A"). Nous commencerons le calcul technique par l'installation de déshuilage.

### 5.1. Déshuilage :

Le déshuilage a pour but de séparer de l'eau par flottation les matières ou les liquides dont la densité est inférieure à l'unité. Il s'agit surtout des huiles minérales ou végétales.

Grâce à l'introduction de l'air comprimé qui fait diminuer la densité des particules huileuses, ces graisses flottées sont rassemblées dans une zone de tranquillisation et raclées manuellement.

Le temps de séjour ne doit pas être inférieur à sept minutes sur le débit maximum admis et la charge superficielle ne doit pas dépasser  $30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{heure}$ .

#### 5.1.1. Dimensionnement du déshuileur :

$$Q_p = 427 \text{ m}^3/\text{s} = 25,62 \text{ m}^3/\text{min} = 1537,2 \text{ m}^3/\text{h}$$

$Q_p$  étant le débit d'orage.

En adoptant :

$$t_s = 7 \text{ min.}$$
$$C_s = 30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h.}$$

Le volume  $V = Q_p \cdot T_s = 25,62 \times 7 = 179,34 \text{ m}^3$

La section horizontale :

$$S_H = \frac{Q_p}{C_s} = \frac{1537,2}{30} = 51,24 \text{ m}^2$$

En fixant  $L = 20 \text{ m}$  (longueur du déshuileur).

La largeur  $l$  sera égale à :

$$\frac{51,24}{20} = 2,6 \text{ m.}$$

La hauteur H :  $H = \frac{V}{S} = \frac{179,34}{51,24} = 3,5 \text{ m.}$

On adoptera pour le déshuileur les dimensions suivantes :

$$\begin{aligned} S &= 51 \text{ m}^2 \\ L &= 20 \text{ m} \\ l &= 2,5 \text{ m} \\ H &= 3,5 \text{ m} \\ V &= 178,5 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

## 5.2. Traitement secondaire :

### 5.2.1. Bassin d'aération :

C'est l'installation la plus importante de l'épuration par boues activées. C'est dans ce bassin qu'arrivent d'une part les eaux usées et d'autre part les boues activées, pour cela, il est considéré comme lieu privilégié de développement des bactéries grâce auxquelles s'opère l'épuration, ce processus est favorisé par des dispositifs d'agitation mécanique des eaux d'insufflation d'air.

### 5.2.2. Dimensionnement :

Les paramètres de fonctionnement sont fixés comme suit :

- charge massique en  $\text{kg DBO}_5/\text{kg MVS/j}$   $0,07 \div 0,2$
- charge volumique ( $c_v$ ) en  $\text{kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$   $0,35 \div 0,6$
- concentration en biomasse assimilée en MVS ( $S_v$ ) en  $\text{kg MVS}/\text{m}^3$   $3 \div 5$ .

On se fixe :

- une charge massique ( $c_m$ ) de  $0,1 \text{ kg DBO}_5/\text{kg MVS/j}$
- une concentration en biomasse assimilée en MVS dans le bassin d'aération  $S_v = 4 \text{ Kg}/\text{m}^3$ .

La charge volumique correspondante est :

$$c_v = c_m \cdot S_v = 0,1 \cdot 4 = 0,4 \text{ kg de DBO}_5/\text{m}^3 \text{ de bassin/j}$$



a.- Volume des bassins d'aération :

$$c_v = \frac{L_o}{V} \longrightarrow V = \frac{L_o}{c_v}$$

où :  $L_o$  : pollution reçue par jour

$$L_o = 4615 \text{ kg/j}$$

$$V = \frac{4615}{0,4} = 11537 \text{ m}^3.$$

Soit un volume total des bassins de  $12000 \text{ m}^3$ .

Choix : 4 bassins de  $3000 \text{ m}^3$  chacun.

b.- Vérification des temps de séjour :

$$\text{Sur } Q_{ts} : t_s = \frac{V}{Q_{ts}} = \frac{12000}{876,3} = 14 \text{ heures}$$

$$\text{Sur } Q_m : t_s = \frac{V}{Q_m} = \frac{12000}{512,7} = 23 \text{ heures}$$

c.- On adoptera pour chaque bassin :

hauteur H .....	3 m
longueur L .....	70 m
largeur l .....	14 m
surface S .....	$980 \text{ m}^2$
volume $V_u$ .....	$2940 \text{ m}^3$ .

d.- Rendement épuratoire :

$$r = \frac{L_o - L_f}{L_o}$$

$L_o$  : pollution initiale 375 mg/l

$L_f$  : pollution finale 30 mg/l

$$r = \frac{375 - 30}{375} = 92 \%$$

5.2.3. L'aération :

a.- Besoins en oxygène (théorique) :

Les besoins en oxygène sont exprimés par la relation :

$$P(O_2) = a' L_e + b' B_a$$

a' et b' coefficients respirométriques

B<sub>a</sub> masse de MVS contenue dans les bassins

L<sub>e</sub> pollution éliminée.

$$a' = 0,65 \text{ kg d'O}_2/\text{kg DBO}_5$$

$$b' = 0,065 \text{ kg d'O}_2/\text{kg MVS/j}$$

$$B_a = S_v \cdot V = 4 \cdot 12000 = 48000 \text{ kg/j}$$

$$L_e = L_o - L_f = 4615 - 369,2 = 4245,8 \text{ kg/j}$$

$$P(O_2) = 0,65 \cdot 4245,8 + 0,065 \cdot 48000 = 5880 \text{ kg d'O}_2/\text{j.}$$

Soit la quantité d'oxygène horaire à fournir :

$$\frac{5880}{24} = 245 \text{ kg d'O}_2/\text{h.}$$

Capacité de pointe d'oxygénation :

$$P(O_2) = a' \frac{L_e}{18} + \frac{b' B_a}{24}$$

$$P(O_2) = 0,65 \cdot \frac{4245,8}{18} + \frac{0,065 \cdot 48000}{24} = 283 \text{ kg d'O}_2/\text{h.}$$

b.- Besoins en oxygène aux conditions standard :

Le coefficient correctif T a été déterminé précédemment et est égal à 0,64. Les besoins réels en oxygène sont :

$$\left( \frac{P(O_2) \text{ théorique}}{T} \right)$$

en moyenne :  $P(O_2)_m = \frac{245}{0,64} = 382 \text{ kg d'O}_2/\text{h}$

en pointe :  $P(O_2)_p = \frac{283}{0,64} = 442 \text{ kg d'O}_2/\text{h.}$



On équipera les bassins d'aération par des aérateurs à flux radial. Le nombre d'aérateurs à installer dans chaque bassin est de 6 unités de rotor. Leur disposition est précisée à la figure 8.b.

Puissance à fournir pour le transfert de l'oxygène :

$$P_a = \frac{442}{2} = 221 \text{ kw.}$$

La puissance à fournir pour le brassage :

$$P_b = 0,03 \cdot V = 0,03 \cdot 11760 = 352,8 \text{ kw}$$

Puissance totale à fournir :

$$P_t = P_a + P_b = 221 + 352,8 = 574 \text{ kw.}$$

Caractéristiques des aérateurs à mettre en place (catalogue Dégrémont - Actirotor N° 1336 D) ou similaire.

20 aérateurs de type R 609 et 4 de type R 512.

#### 5.2.4. Bilan des boues :

La quantité de boue issue des décanteurs secondaires est :

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

$$\frac{b'}{b} = 1,42 \longrightarrow b = \frac{b'}{1,42} = \frac{0,065}{1,42} = 0,046 \text{ j}^{-1}$$

$$a_m = f(c_m) (2) \longrightarrow a_m = 0,79 \text{ kg MVS/kg DBO}_5.$$

Calculs :

$$B_{\min} = 0,2 \text{ MES} = 0,2 \cdot 5384 = \dots\dots\dots + 1077 \text{ kg/j}$$

$$B_{\text{dur}} = 0,25 \cdot 0,7 \text{ MES} = 0,25 \cdot 0,7 \cdot 5384 = \dots\dots\dots + 942 \text{ kg/j}$$

$$a_m L_e = 0,79 (4615 - 369,2) = \dots\dots\dots + 3354 \text{ kg/j}$$

$$b B_a = 0,046 \cdot 48000 = \dots\dots\dots - 2208 \text{ kg/j}$$

$$B_{\text{eff}} = 0,03 \cdot 12306 = \dots\dots\dots - 369 \text{ kg/j}$$

---

$$B = 2796 \text{ kg/j.}$$

Ces boues seront extraites des clarificateurs avec une concentration  $S_r$  :

$$S_r = \frac{1,2 \cdot 1000}{I_M}$$

avec :  $I_M = 100$  (indice de MOHLMAN pour des boues ayant subi une bonne décantation)

$$S_r = \frac{1,2 \cdot 1000}{100} = 12 \text{ g/l.}$$

Taux de recirculation :

$$R = \frac{1}{c - 1}$$

où :  $c$  est le taux de concentration.

$$c = \frac{S_r}{S'_v}$$

$$S'_v = \frac{S_v}{0,7} = \frac{4}{0,7} = 5,7 \text{ g/l.}$$

$$R = \frac{1}{\frac{12}{5,7} - 1} = 90 \%$$

Débits de recirculation :

$$\text{en moyenne : } Q_m^R = R Q_m = 0,9 \cdot 512,7 = 461,4 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{en pointe : } Q_{ts}^R = R Q_{ts} = 0,9 \cdot 876,3 = 788,7 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Age des boues :

$$A = \frac{B}{B} = \frac{48000}{2796} = 18 \text{ jours.}$$

Les boues sont vieilles, cela indique qu'elles sont minéralisées. Elles ont donc subi une bonne dégradation.

Poste de reprise des boues :

Ce poste aura pour rôle de d'emmagasiner et de distribuer les boues secondaires.



a.- Les boues de recirculation :

Les boues à recycler seront évacuées vers les bassins d'aération au moyen de vis sans fin.

Le débit maximal à recycler est de  $788,7 \text{ m}^3/\text{h}$  soit  $219 \text{ l/s}$ . On préconise l'emploi de 4 pompes à vis dont les caractéristiques sont les suivantes:

Débit : 0 à  $890 \text{ l/s}$

Diamètre : 600 mm.

Par mesure de sécurité, on y installera 2 autres pompes de secours de mêmes caractéristiques.

b.- Boues en excès :

Les boues en excès de débit  $32,4 \text{ l/s}$  seront envoyées vers l'épaississeur au moyen d'une pompe à vis dont les caractéristiques sont :

Débit : 0 à  $40 \text{ l/s}$

Diamètre : 500 mm.

Une pompe similaire sera jointe à la précédente pour parer à sa panne.

c.- Volume du poste de reprise :

Le volume à prévoir sera d'environ  $250 \text{ m}^3$ .

5.2.5. Dimensionnement du décanteur secondaire :

Le débit de pointe arrivant aux clarificateurs est :

$$Q = Q_{ts} (1+R) = 876,3 (1 + 0,9) = 1665 \text{ m}^3/\text{h}$$

avec une vitesse ascensionnelle  $V_a = 1 \text{ m/h}$  et une hauteur  $H = 2 \text{ m}$ .

La surface du clarificateur est de :

$$S = \frac{Q_{ts} (1+R)}{V_a} = \frac{1665}{1} = 1665 \text{ m}^2$$

le volume  $V = SH = 1665 \cdot 2 = 3330 \text{ m}^3$

d'où le temps de séjour :

$$\text{en pointe} \quad t_s = \frac{V}{Q_{ts}(1+R)} = \frac{3330}{1665} = 2^h$$

$$\text{en moyenne} \quad t_s = \frac{3330}{512,7(1+0,9)} = 3,4^h$$

Choix : on propose deux décanteurs circulaires raclés dont les dimensions pour chaque bassin sont les suivantes :

Hauteur ..... 2 m  
diamètre ..... 32 m  
surface effective ..... 832 m<sup>2</sup>  
volume du bassin ..... 1664 m<sup>3</sup>

et le temps de séjour sera de :

$$\text{en pointe :} \quad t_s = 2^h$$

$$\text{en moyenne :} \quad t_s = 3,4^h$$

Les décanteurs que nous proposons seront équipés d'un système de raclage de boues. Leur radier doivent avoir une légère pente pour faciliter la collecte des boues.

5.2.6. Stérilisation : (voir variante "A").

### 5.3. Traitement des boues :

Etant donné que les boues provenant des décanteurs secondaires sont stables (non fermentescibles) la filière de traitement de boues que nous proposons consistera en un épaissement gravitaire (réduction du volume des boues) puis une deshydratation naturelle sur lit de sable.

#### 5.3.1. Bilan de boues :

La quantité de boues s'élève à 2796 kg/j dont 1077 kg/j de matières minérales. Les boues sont extraites à une concentration  $C = 12 \text{ g/l}$ .

Volume des boues extraites journallement :

$$\frac{2796}{12} = 233 \text{ m}^3/\text{j}.$$



### 5.3.2. Épaisseur :

La quantité de boues fraîches refoulée vers l'épaisseur est égale à 2796 kg/j.

Volume journalier de boues à épaisir :

$$V = \frac{2796}{12} = 233 \text{ m}^3/\text{j}.$$

On se fixe une hauteur  $H = 3,5 \text{ m}$  et un temps de séjour  $t_s = 7 \text{ j}$ .

Volume de l'épaisseur :

$$V_e = V \cdot t_s = 233 \cdot 7 = 1631 \text{ m}^3$$

$$V_e = 2 \cdot (815,5) \text{ m}^3$$

La surface horizontale de chaque épaisseur :

$$S_e = \frac{V_e}{H} = \frac{815,5}{3,5} = 233 \text{ m}^2$$

Vitesse ascensionnelle  $V_a = \frac{233}{233} = 1 \text{ m/h}$ .

On adopte pour chaque épaisseur les dimensions suivantes :

hauteur .....	3,5 m
diamètre .....	18 m
surface horizontale ...	255 m <sup>2</sup>
volume .....	892 m <sup>3</sup> .

### 5.3.3. Lits de séchage :

La concentration des boues sortant de l'épaisseur varie de 25 à 30 g/l.

La quantité de boues à sécher :

$$V_b = \frac{2796}{30} = 93,2 \text{ m}^3/\text{j}$$

Soit : 34018 m<sup>3</sup>/an.

Le volume journalier est de 93,2 m<sup>3</sup>/j.

La durée de séchage dans un lit dans un climat méditerranéen et de 1 mois égal 4 semaines.

Si l'on extrait les boues de l'épauvrisseur 1 fois par semaine :

$$93,2 \times 7 = 652,4 \text{ m}^3/\text{semaine.}$$

Si la couche de boues sur un lit de séchage a une épaisseur comprise entre 30 - 40 cm.

Surface du lit sera de :

$$S = \frac{652,4}{0,4} = 1631 \text{ m}^2.$$

Un lit prend les boues que l'on retire de l'épauvrisseur, il retiendra les boues pour un mois, il faudra alors 3 lits qui prendront les trois autres extractions de boues des trois autres semaines plus un lit qui servira de dépannage.

Surface totale prise par les lits :

$$1631,5 = 8155 \text{ m}^2.$$

La ville est de 76912 Eq. hab.

La densité sera de :

$$\frac{76912}{8155} = 9,4 \text{ hab./m}^2.$$

6. RECAPITULATIF :

6.1. Variante "A" : Boues activées moyennes charge.

1°- Prétraitements :

- Dégrillage :

1 grille grossière ..... largeur 2 m espacement de barreaux 50 mm;

1 grille fine ..... largeur 3 m espacement de barreaux 20 mm.

- dessablage : dessableurs longitudinaux à couloir.

2 chambres de dessablage :

Hauteur ..... 0,8 m.

Longueur ..... 15 m.

Largeur ..... 1 m.

Section horizontale .....  $15 \text{ m}^2$ .

Section verticale .....  $0,8 \text{ m}^2$ .

Capacité unitaire .....  $12 \text{ m}^3$ .

- Décantation primaire :

2 décanteurs circulaires raclés :

Diamètre ..... 16 m.

Hauteur ..... 2,5 m.

Surface du radier .....  $201 \text{ m}^2$ .

Capacité unitaire .....  $502,5 \text{ m}^3$ .

2°- Traitement secondaire :

- Epuration biologique :

2 bassin d'aération :

- Hauteur ..... 2 m.

- Longueur ..... 75 m.

- Largeur ..... 10 m.

- Surface horizontale .....  $750 \text{ m}^2$ .

- Capacité unitaire .....  $1500 \text{ m}^3$ .



- Aération :

8 aérateurs à flux radial :

Puissance totale des moteurs ..... 187 Kw.

- Clarification :

2 décanteurs circulaires raclés :

Hauteur ..... 2 m.  
Diamètre ..... 27 m.  
Surface ..... 572 m<sup>2</sup>.  
Capacité unitaire ..... 1144 m<sup>3</sup>.

- Stérilisation :

1 seul bassin :

Hauteur ..... 2 m.  
Largeur ..... 6 m.  
Longueur ..... 20 m.  
Surface ..... 120 m<sup>2</sup>.  
Volume ..... 240 m<sup>3</sup>.

- Poste de reprise des boues :

Volume 160 m<sup>3</sup>.

Pompes : 3 pompes à vis de débit 0 à 90 l/s.  
2 pompes à vis de débit 0 à 25 l/s.

3°- Traitement des boues :

- Epaisseur :

Hauteur ..... 4 m.  
Diamètre ..... 10 m.  
Surface horizontale ..... 78,5 m<sup>3</sup>.  
Volume ..... 314 m<sup>3</sup>.

- Digesteur :

Hauteur .....	10 m.
Diamètre .....	16 m.
Surface .....	197,5 m <sup>2</sup> .
Volume .....	1970 m <sup>3</sup> .

- Lits de séchage :

Nombre de lits .....	5.
Superficie totale .....	5365 m <sup>2</sup> .

6.2. Variante "B" : Boues activées faible charge.

1°- Prétraitements :

- Dégrillage :

1 grille grossière .....	largeur 2 m, espacement de barreaux 50 mm;
1 grille fine .....	largeur 3 m, espacement de barreaux 20 mm.

- Dessablage : dessableurs longitudinaux à couloir.

2 chambres de dessablage :

Hauteur .....	0,8 m.
Longueur .....	15 m.
Largeur .....	1 m.
Section horizontale .....	15 m <sup>2</sup> .
Section verticale .....	0,8 m <sup>2</sup> .
Capacité unitaire .....	12 m <sup>3</sup> .

- Déshuilage : 1 déshuileur.

Hauteur .....	3,5 m.
Longueur .....	20 m.
Largeur .....	2,5 m.
Surface .....	51 m <sup>2</sup> .
Volume .....	178,5 m <sup>3</sup> .

2°- Traitement secondaire :

- Epuration biologique :

4 bassins d'aération :

Hauteur .....	3 m.
Longueur .....	70 m.
Largeur .....	14 m.
Surface horizontale .....	980 m <sup>2</sup> .
Capacité unitaire .....	2940 m <sup>3</sup> .

- Aération :

24 aérateurs à flux radial :

Puissance totale des moteurs .....	574 Kw.
------------------------------------	---------

- Clarification :

2 décanteurs circulaires raclés :

Hauteur .....	2 m.
Diamètre .....	32 m.
Surface .....	832 m <sup>2</sup> .
Capacité unitaire .....	1664 m <sup>3</sup> .

- Stérilisation :

1 seul bassin :

Hauteur .....	2 m.
Largeur .....	6 m.
Longueur .....	20 m.
Surface .....	120 m <sup>2</sup> .
Volume .....	240 m <sup>3</sup> .

- Poste de reprise des boues :

Volume .....	250 m <sup>3</sup> .
Pompes : 6 pompes à vis de débit 0 à 90 l/s;	
2 pompes à vis de débit 0 à 25 l/s.	



3°- Traitement des boues :

- Epaisseur :

Hauteur .....	3,5 m.
Diamètre .....	18 m.
Surface horizontale .....	255 m <sup>2</sup> .
Volume .....	892 m <sup>3</sup> .

- Lits de séchage :

Nombre de lits .....	5.
Superficie totale .....	8155 m <sup>2</sup> .

## CHAPITRE VII. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DES VARIANTES :

### 1. INTRODUCTION :

Nous venons d'établir les différentes chaînes de traitement possibles. Le coût de chaque variante devient alors le critère de choix essentiel dans la décision finale.

Avant d'aborder le coût de chaque variante, il serait utile de tracer un bref aperçu sur les performances des variantes considérées.

### 2. ETUDE TECHNIQUE :

Les traitements à moyenne charge produisent des boues fermentescibles d'où la nécessité de les stabiliser. Ils permettent dans le cas d'eaux résiduaires domestiques d'obtenir une très bonne épuration allant jusqu'à la nitrification. La consommation d'énergie est assez élevée mais les volumes d'ouvrages sont relativement réduits.

La conduite des installations de type variante "A" (en particulier le digesteur) est assez difficile. Elle demande soit une automatisation poussée, soit une surveillance accrue.

Les traitements à faible charge aboutissent à une production de boues stables, non fermentescibles. La consommation d'énergie est très élevée puisque l'oxydation est poussée au maximum.

Par contre, l'exploitation est très simplifiée et les rendements d'épuration sont satisfaisants si l'on prend des précautions pour la clarification finale. Les traitements à faible charge conduisent à une nitrification complète.

Les volumes d'ouvrages (bassins d'aération) sont importants en raison du temps de séjour assez long. Cette importance assure tout de même un bon effet tampon ce qui permet aux stations de ce type de résister aux coups de pollution.

On peut conclure que d'un point de vue technique la variante "B" est légèrement plus avantageuse.

### 3. ETUDE ECONOMIQUE :

Il existe différentes techniques d'estimation de coût de chaque variante. On peut obtenir une estimation suffisamment précise pour permettre un choix économique en se basant <sup>sur</sup> les prix de chaque opération unitaire.

#### 3.1. Etablissement des coûts :

Sur la base du dimensionnement des installations et des prix unitaires, on calculera les frais d'investissement. Les frais d'exploitation incluent les frais relatifs au fonctionnement de la station.

Le coût total d'investissement se constitue donc du :

- coût des différents ouvrages de traitement;
- coût lié à l'équipement;
- coût du terrain.

Les frais d'exploitation comprennent :

- les frais de main d'oeuvre;
- coût des pièces de rechange;
- consommation en électricité.

On considère que les deux stations de traitement ont la même durée de vie (20 ans). On précise que l'on n'a pas pris en compte les installations communes aux deux variantes puisqu'il s'agit d'une comparaison de coûts.

##### 3.1.1. Frais d'investissement :

On dispose de prix unitaires valables en 1984. Les différents ouvrages de traitement devant être réalisés et équipés en une seule tranche (il serait plus commode d'équiper les ouvrages lorsque ceux-ci doivent nécessairement fonctionner). L'achèvement des travaux est prévu pour la fin de l'année 1986.

On devrait en principe actualiser les prix unitaires en fonction de l'indice du coût de la vie et de l'indice du coût de la construction. Mais comme ces considérations concernent les deux variantes, on en tiendra pas compte puisqu'il s'agit d'une comparaison de coûts



On exprimera les frais d'investissement en DA/an. Il s'agira d'un calcul du coût d'investissement amortissable sur une période égale à la durée de vie de la station (20 ans). L'annuité à appliquer a pour expression :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} \cdot i$$

- où : A : est l'annuité  
 i : taux d'annuité  
 n : nombre d'année (20 ans)

$$A = 0,1018.$$

Coût des opérations unitaires lié à l'investissement.

	DESIGNATION	PRIX 1984
Génie Civil Fourniture + mise en oeuvre	Déshuileur .....	180 DA/m <sup>3</sup> d'eau
	Décanteur primaire .....	220 DA/m <sup>3</sup> d'eau
	Bassin d'aération .....	180 DA/m <sup>3</sup> d'eau
	Décanteur secondaire .....	200 DA/m <sup>3</sup> d'eau
	Poste de reprise des boues .....	130 DA/m <sup>3</sup> d'air
	Epaississeur .....	200 DA/m <sup>3</sup> d'eau
	Digesteur .....	400 DA/m <sup>3</sup> d'eau
	Lits de séchage .....	160 DA/m <sup>2</sup> de lit
Equipements	Racleur décanteur I .....	625 DA/m <sup>3</sup>
	Racleur décanteur II .....	625 DA/m <sup>3</sup>
	Racleur de l'épaississeur .....	750 DA/m <sup>3</sup>
	Pompes à vis 0 à 90 l/s .....	27500 DA/unité
	0 à 25 l/s .....	16000 DA/unité
	Equipement digesteur .....	600 DA/m <sup>3</sup>
	Aérateurs à flux radial :	
25 Kw .....	30000 DA/unité	
18,5 Kw .....	22000 DA/unité	
Expropriation	Coût du terrain .....	80 DA/m <sup>2</sup>

3.1.2. Frais d'exploitation :

a.- Frais de main d'oeuvre :

Variante A : 3 techniciens (4000 DA/mois chacun)  
1 surveillant (2500 DA/mois).

Variante B : 1 technicien (4000 DA/mois)  
1 surveillant (2500 DA/mois).

b.- Coût des pièces de rechange :

Il est estimé à 25% du coût total des équipements.

c.- Coût de la consommation en électricité :

On ne considère ici que la consommation en électricité due aux aérateurs. Le prix du Kw.h étant de 0,19 DA.

3.2. Calculs :

a.- Frais d'investissement :

FRAIS DE	VARIANTE "A"	VARIANTE "B"
Génie Civil	300178	440817
Equipements	385529	365462
Expropriation	198510	264680
Total	884217	1070959

b.- Frais d'exploitation :

FRAIS DE	VARIANTE "A"	VARIANTE "B"
Personnel	174000	126000
Pièces de rechange	96382	91365
Energie	311243	955366
Total	581625	1172731

c.- Bilan :

Coût de la variante "A" : 1465842 DA/an.

Coût de la variante "B" : 2243690 DA/an.

3.3. Conclusion :

Il apparait que le coût de la variante A est nettement inférieur à celui de la variante B. Nous suggérons la réalisation de la variante A pour l'épuration des eaux résiduaires de la région de Bou-Ismaïl.

Cette décision est à notre sens justifiée car non seulement le coût d'investissement de la variante B est plus coûteux mais également les frais d'exploitation sont plus élevés en raison d'une plus forte consommation d'énergie.

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'analyses en vue de contrôler les différents paramètres de fonctionnement de la station.



CONCLUSION GENERALE :

La réalisation d'une station d'épuration est très coûteuse, c'est pourquoi l'éventualité d'une réutilisation des sous produits (effluent épuré et boues asséchées) doit être toujours envisagé.

L'effluent épuré peut être réutilisé dans l'agriculture (cultures arborescentes). Mais des analyses de l'eau épurée nous permettront de tolérer ou non sa réutilisation.

Il en est de même des boues asséchées, lesquelles pourront être mélangées avec les ordures ménagères pour en faire du compost. Bien entendu, on doit vérifier que les facteurs fondamentaux que sont l'humidité, le rapport  $\frac{\text{carbone}}{\text{azote}}$  température sont propices à un bon déroulement du processus du compostage.

La station d'épuration permet donc de répondre à des besoins agricoles. Nous pensons que c'est une option qu'il ne faudrait pas dissocier du but réel de l'épuration des eaux usées.

ANNEXE :

1. DETERMINATION DE LA DEMANDE BIOCHIMIQUE EN OXYGENE (DBO) :

Le test de la demande biochimique en oxygène constitue un moyen précieux de l'étude des phénomènes naturels de destruction des matières organiques. On dispose pratiquement de deux méthodes de détermination de la DBO. Il s'agit :

-- de méthodes par dilution qui ont pour principe d'établir une dilution de l'eau riche en matières organiques pour une eau apportant l'oxygène dissous dont on mesure la quantité résiduelle dans des conditions opératoires bien déterminées;

- de méthodes instrumentales qui sont dérivées de méthodes respirométriques permettant de suivre automatiquement l'évolution de la demande biochimique en oxygène au cours de l'oxydation des matières organiques contenues dans l'eau.

Lors de nos essais, nous avons employé la méthode manométrique : les bactéries contenues dans un échantillon d'eau consomment l'oxygène présent dans cet échantillon en produisant du gaz carbonique, cet excès de gaz carbonique entre en réaction avec l'hydroxyde de potassium (voir mode opératoire ci-dessous) et il se produit dans le flacon une variation de pression mesurée par un manomètre intégré, directement gradué en mg de DBO. Pour ce qui est du choix du volume de l'échantillon, c'est suivant la teneur présumée en DBO qu'on le fixe, et le tableau ci-dessous nous donne les facteurs de correction suivant le volume choisi

Gamme de mesure	Volume de l'échantillon	Facteur de correction
0 - 35	428 ml	0,1
0 - 70	360 ml	0,2
0 - 175	244 ml	0,5
0 - 350	157 ml	1,0
0 - 700	94 ml	2,0
0 - 1400	56 ml	4,0



La valeur de la DBO ( $DBO_5$  : calculée au cinquième jour) est calculée comme suit :

$DBO \text{ en mg/l} = \text{valeur lue sur le manomètre multipliée par le facteur de correction.}$

Mode opératoire :

Placer un appareil dans une enceinte thermostatée à 20°C.

Enlever les vis du corps du manomètre.

Introduire la quantité d'échantillon requise (voir tableau ci-dessus) dans un flacon.

Placer les flacons dans l'appareil.

Graisser les joints avec de la graisse silicone à vide.

Graisser les coupelles des deux côtés.

Mettre deux (2) gouttes de KOH à 45% dans chaque coupelle et les placer dans les bouteilles.

Mettre un (1) appareil sous tension.

Revisser les vis du corps du manomètre.

Visser les bouchons des flacons.

Ajuster le zéro d'une échelle réglable du manomètre sur le niveau du mercure.

Noter les renseignements correspondants aux échantillons.

Remarque :

Pour permettre une bonne évaluation, il y a plusieurs précautions à prendre:

1°- Agitation suffisante du milieu pour que la vitesse d'échange des gaz à l'interface gaz-liquide soit grande devant la vitesse d'assimilation de l'oxygène ou libération du gaz carbonique.

2°- Introduction des échantillons à 20°C pour éviter un dégazage éventuel en début de l'opération.



## 2. Détermination de la demande chimique en oxygène (DCO) :

La demande chimique en oxygène (DCO) est la quantité d'oxygène consommé par les matières existant dans l'eau et oxydables dans des conditions opératoires déterminées.

Cette mesure correspond à la consommation d'oxygène par les matières oxydables quelle que soit leur nature, organique ou minérale.

La méthode considérée est celle qui utilise le dichromate de potassium. Cette méthode remplace définitivement celle mesurant la teneur en matières organiques au permanganate de potassium du fait que le pouvoir oxydant du dichromate de potassium est supérieur à celui du permanganate.

### a.- Principe :

Dans des conditions définies, certaines matières contenues dans l'eau sont oxydées par un excès de dichromate de potassium, en milieu acide et en présence de sulfate d'argent et de sulfate de mercure. L'excès de dichromate de potassium est dosé par la sulfate de fer et d'ammonium.

### b.- Réactifs nécessaires :

- Eau distillée.
- Sulfate de mercure cristallisé.
- Solution de sulfate d'argent (acide sulfurique dans lequel est dissous du sulfate d'argent).
- Solution de sulfate de fer et d'ammonium 0,25 N (Sel de Mohr).
- Solution de dichromate de potassium 0,25 N.
- Solution de diferroïne.

### c.- Vérification du titre de la solution de sulfate de fer et d'ammonium :

Dans un bécher, mettre 25 ml, exactement mesurés, de solution de dichromate de potassium 0,25 N et compléter à 250 ml par de l'eau distillée. Ajouter 75 ml d'acide sulfurique ( $d = 1,84$ ). Laisser refroidir. Ajouter quelques gouttes de solution de ferroïne et déterminer la quantité nécessaire de solution de sulfate de fer et d'ammonium pour obtenir le virage au rouge violacé.

$$T = \frac{\text{ml de } K_2 Cr_2 O_7 \times 0,25}{\text{ml de } Fe (NH_4)_2 (SO_4)_2}$$

d.- Mode opératoire :

Introduire par l'entonnoir 50 ml d'eau à analyser dans un ballon à fond plat muni d'un barreau aimanté. Mettre en marche le dispositif d'agitation. Ajouter 1g de sulfate de mercure cristallisé puis 5 ml de solution sulfurique de sulfate d'argent. S'assurer qu'il ne subsiste aucun précipité de chlorure d'argent. Si nécessaire, chauffer jusqu'à parfaite dissolution. Ajouter 25 ml de solution de dichromate de potassium 0,25 N puis 70 ml de solution sulfurique de sulfate d'argent. Porter à ébullition pendant 2 heures sous réfrigérant à reflux adopté au ballon.

e. Mesure :

Après ébullition, laisser refroidir et diluer jusqu'à environ 400 ml avec de l'eau distillée. Ajouter quelques gouttes de solution de ferroïne. Réduire l'excès de dichromate à l'aide de la solution de sulfate de fer et d'ammonium. La coloration passe du vert au rouge violacé. Soit  $V_1$  le volume utilisé. Procéder aux mêmes opérations sur 50 ml d'eau distillée. Soit  $V_0$  le volume de sulfate de fer et d'ammonium utilisé.

La DCO exprimée en mg/l d' $O_2$  est donnée par l'expression :

$$\frac{8000 (V_0 - V_1) T}{V}$$

pour laquelle, on a :

T : titre de la solution de sulfate de fer et d'ammonium

V : volume de la prise d'essai en ml

$V_1$  et  $V_0$  : volumes en ml de sulfate de fer et d'ammonium.

3. DETERMINATION DES MATIERES EN SUSPENSION : (MES).

La détermination des matières en suspension dans l'eau peut se faire par filtration ou par centrifugation. La méthode qui nous a permis de déterminer les MES lors de nos analyses est la méthode par filtration.

a.- Principe :

L'eau est filtrée et le poids de matières retenues par le filtre est déterminé par pesée différentielle.



b.- Mode opératoire :

On filtre par percolation sur un papier filtre, préalablement séché à 105°C et pesé, un volume bien déterminé d'eau à analyser. On sèche ensuite le filtre à 105°C pendant 2 heures environ jusqu'à poids constant.

c.- Expression des résultats :

La teneur en matières en suspension de l'eau est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{M_1 - M_0}{V} \cdot 1000$$

$M_0$  : masse du filtre avant utilisation (mg)

$M_1$  : masse du filtre après utilisation (mg)

$V$  : volume d'eau utilisé (ml).

4. DOSAGE DES PHOSPHATES :

La réduction du phosphomolybdate d'ammonium par le chlorure stanneux forme un composé dont la coloration bleue est proportionnelle à la teneur en phosphates.

\*Réactifs :

- Eau distillée.
- Acide sulfurique concentré exempt de phosphates.
- solution de molybdate d'ammonium.
- Solution de chlorure stanneux.
- Indicateur phénolphtaléine.
- Solution de potasse 0,1 M.
- Solution d'acide sulfamique à 100 g/l.
- Solution étalon d'orthophosphates.

\*Mode opératoire :

Dans une série de fioles jaugées de 250 ml introduire : 0, 1, 2, 3, 4, ..., ..., 19,20 ml de solution étalon à 0,1 g/l correspondant respectivement à des teneurs égales à 10, 1, 2, 3, ....., 19, 20 mg/l en  $PO_4$  sur la courbe d'éta-



Ajouter 5 ml d'acide sulfurique, volumer à 250 ml et homogénéiser.

Introduire 25 ml de cette solution dans une fiole jaugée de 100 ml.

Ajouter 1 ml de solution d'acide sulfamique, 1 ml de solution de molybdate d'ammonium et 1 ml de chlorure stanneux. Compléter à 100 ml et homogénéiser.

Attendre très exactement 10 mn et photométrer à 670 nm par rapport à la solution 0. Tracer la courbe d'étalonnage.

\* Dosage :

Introduire exactement 100 ml d'échantillon dans une fiole jaugée de 250 ml. Ajouter quelques gouttes de phénolphthaléine et neutraliser pour laisser substituer une très légère teinte rose. Opérer ensuite comme pour l'étalonnage et se reporter à la courbe pour obtenir la teneur en  $\text{PO}_4^{3-}$  en mg/l.

\* Expression des résultats :

La teneur en phosphates est exprimée en mg/l de  $\text{PO}_4$ .

5. DOSAGE DE L'AZOTE AMMONIACAL :

On se propose de doser l'azote ammoniacal d'une eau dont la teneur est supérieure à 1 mg/l. Une distillation préalable de l'échantillon à analyser est nécessaire.

a.- Principe :

En présence d'ammoniaque ( $\text{NH}_3$ ), le réactif de Nessler (iodo-mercure de potassium alcalin ( $\text{K}_2 \text{HgI}_4$ )) est décomposé avec formation de dimercu-riammonium ( $2\text{NH}_3 \text{HgI}_2$ ) qui permet le dosage colorimétrique des ions  $\text{NH}_4^+$ .

b.- Réactifs :

- eau distillée exempte d'ammoniaque;
- réactif de Nessler;
- défécant alcalin;
- solution étalon de chlorure d'ammonium.

c.- Mode opératoire :

A./ Etablissement de la courbe d'étalonnage :

1°- Dans une série de tubes à essais numérotés et bouchés introduire successivement : 0; 0,2; 0,4; 0,7; 1,2; .....; 6 ml de solution étalon de chlorure d'ammonium (NH<sub>4</sub> Cl). Compléter à 50 ml avec de l'eau distillée et homogénéiser. Ajouter dans chaque tube 2 ml de réactif de Nessler.

2°- Après un repos de 10 mn, effectuer les lectures au photocolorimètre. Déduire des lectures, celle indiquée pour le tube témoin.

3°- Construire la courbe d'étalonnage.

B./ Dosage de l'échantillon : (Prise d'essai 100 ml).

1°- Ajouter à l'échantillon 5 ml de défécant alcalin.

2°- Laisser reposer au frais.

3°- Prélever 50 ml de liquide clair dans un tube à essai.

4°- Effectuer la lecture au photocolorimètre, en déduire la valeur indiquée pour le tube témoin.

5°- Se reporter à la courbe d'étalonnage.

A./ Etablissement de la courbe d'étalonnage :

d.- Expression des résultats :

Pour une lecture faite sur 50 ml, la courbe donne la teneur en azote en mg/50 ml.

La teneur en azote en mg/l = valeur donnée par la courbe  $\times \frac{1000}{50}$ .

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- 1) Gestion des eaux usées urbaines et industrielles ..... W.W. ECKENFELDER.
- 2) Les eaux usées dans les agglomérations urbaines  
ou rurales (volumes I et II) ..... C. GOMELLA et H. GUERREE.
- 3) Mémento - technique de l'eau ..... DEGREMONT.
- 4) L'épuration biologique des eaux résiduaires .... F. EDELINE.
- 5) Station d'épuration - Eaux potables - Eaux usées.... R. THOMAZEAU.
- 6) Hydraulique urbaine (tome II) ..... A. DUPONT.

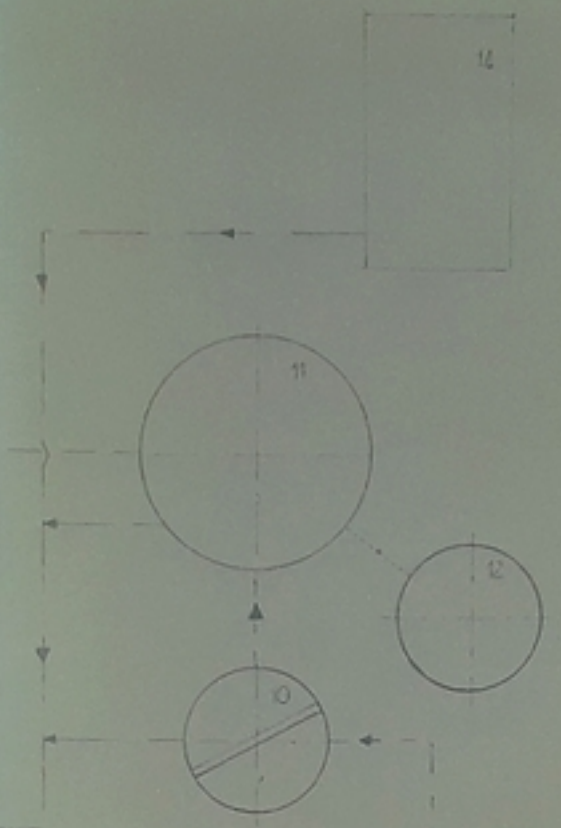
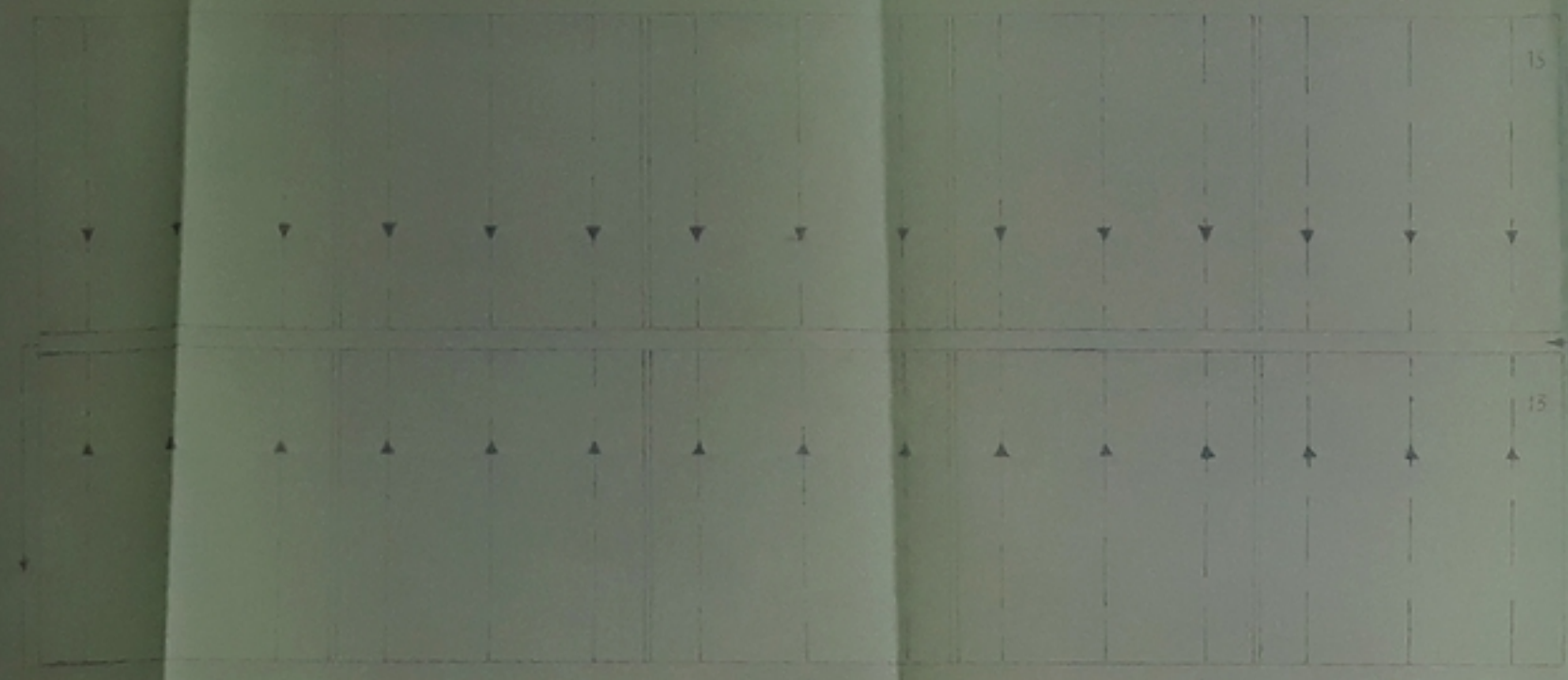
Polycopiés :

- 7) Pollution et traitements des eaux ..... A.G.T.H.M. Doc. N° 4.
- 8) Cours d'assainissement urbain ..... Université - Stuttgart.









- 1 DEGRILLEUR
- 2 DESABREUR
- 3 DECANTEUR - PRIMAIRE
- 4 BASSIN D'AERATION
- 5 DECANTEUR SECONDAIRE
- 6 BASSIN DE STERILISATION
- 7 CANAL DE MESURE
- 8 REJET DES EAUX TRAITES
- 9 POUTE DE REPRISSE DES BOUES
- 10 EPAISSISSEUR
- 11 DIGESTEUR
- 12 RESERVOIR A GAZ
- 13 LITS DE SECHAGE
- 14 BATIMENT D'EXPLOITATION

LEGENDES

- Circuit des effluents
- - - - - Circuit des boues
- Circuit des eaux de pluie
- Circuit d'égout

PE 021/  
-2-

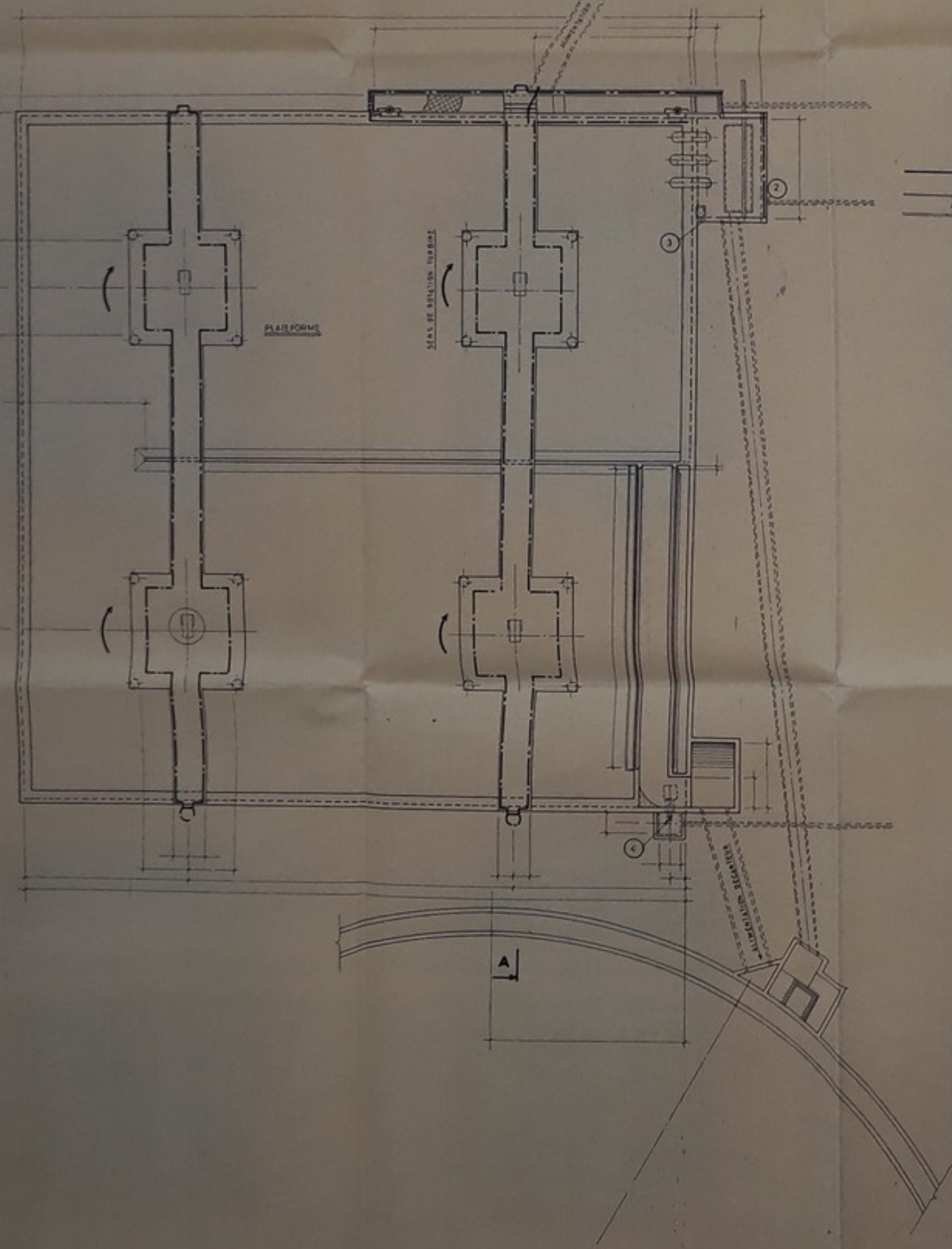


ECOLE NATIONALE SUPÉRIEURE  
 DÉPARTEMENT DES SCIENCES  
 ÉTUDE DE LA STATION ÉPURATRICE  
 DE LA ...  
 PLANCHE N° 2  
 SCHEMA D'UN ...  
 ÉLÉMENT ...  
 1 2 3 4 5 6 7 8  
 ...  
 ...  
 ...  
 ...

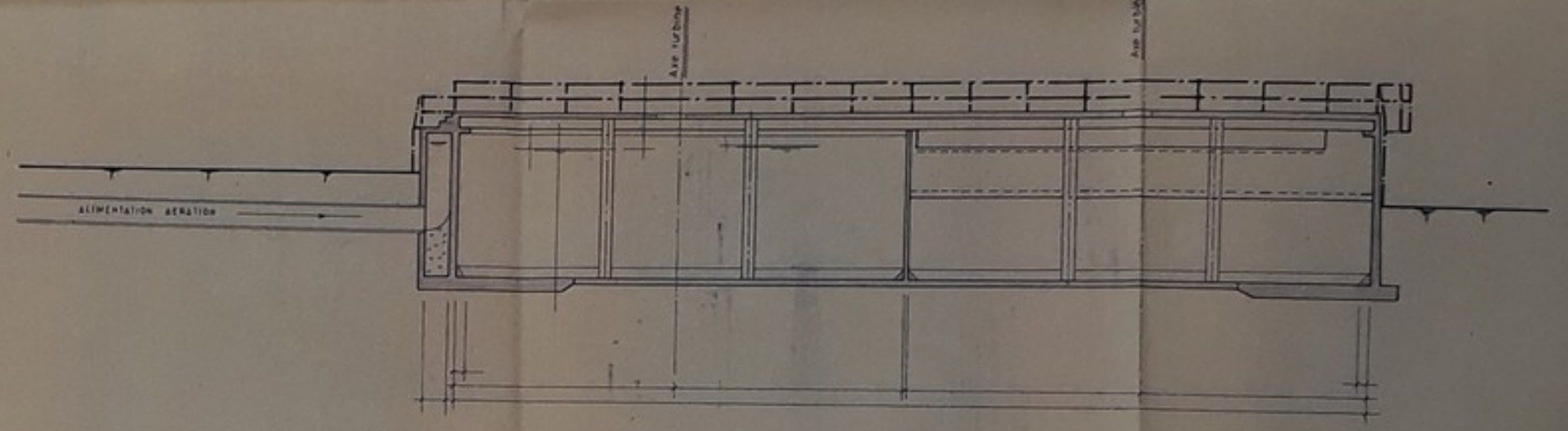


VUE EN PLAN

DESSERVOIR DE  
DESOUVILAGE



COUPE A-A



NOMENCLATURE DES TROUS

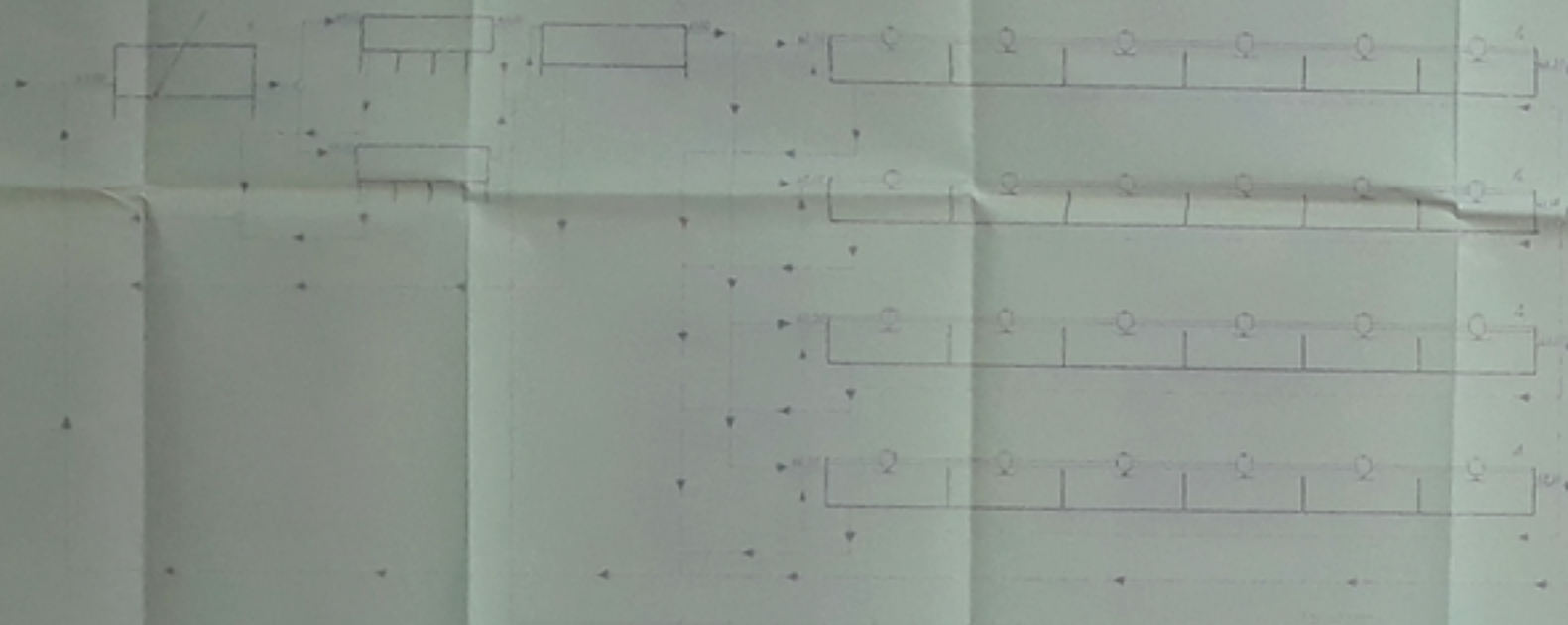
- 4 - Vidange bassin d'aération
- 3 - Passage cables électrique
- 2 - Refoulement pompe boves en excès

PE004/75.3.

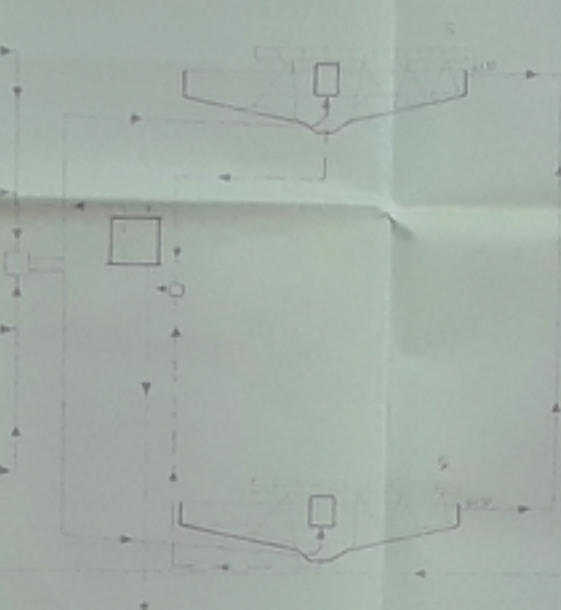
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE ALGERIENNE	
TRAITEMENT DES EAUX DESTINEES A L'APPROVISIONNEMENT DU LAC RECREATIF DU PARC ZOOLOGIQUE ET DES LACS D'ALGER	
BASSIN D'AERATION	
VUE EN PLAN - COUPE	
Echelle 1/50	
Dirigé par:	M. CHEIKH FOUAD
Contrôlé par:	M. TRISTE
PLAN N° 5	



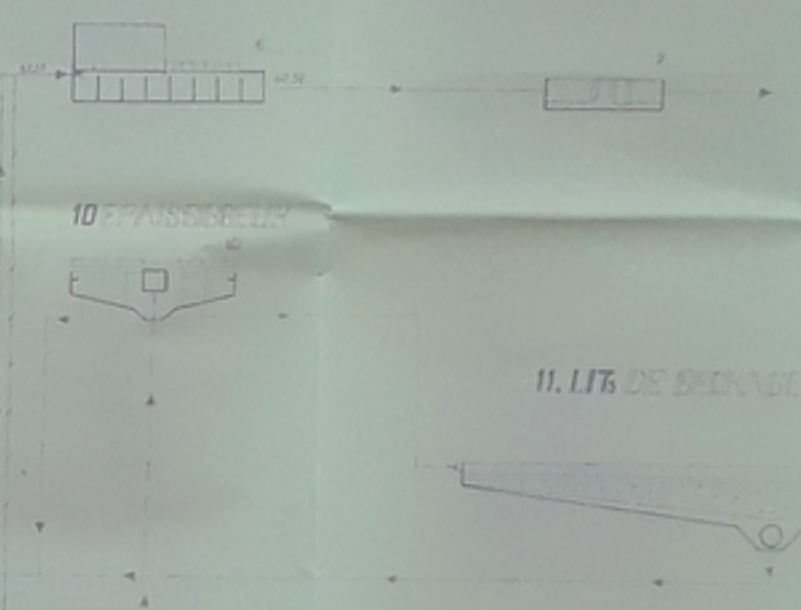
1. DÉBARRASIN 2. DÉSSABLIN 3. DÉSOULEUR 4. BASSIN D'ARRÊT



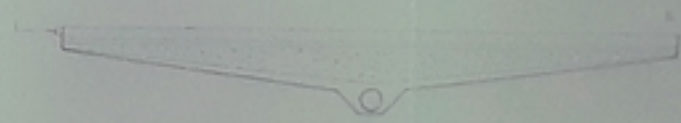
5. DÉCOUPEUR SECONDAIRE



6. BASSIN DE STABILISATION



11. LIT DE SÉDIMENT



PE 001/84

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
DEPARTEMENT GÉNIE SANITAIRE

UNIVERSITÉ DE LA STATION D'ÉPURATION  
DE LA RÉGION DE BOUTE-DU-LAC

PLANCHE N° 001/84  
PROJET DE LA STATION D'ÉPURATION  
DE LA RÉGION DE BOUTE-DU-LAC

FÉVRIER - JUIN 1984

