

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

«O»

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

«O»

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

«O»

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

«O»

PROJET DE FIN D'ETUDES

«O»

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

THEME

ASSAINISSEMENT ET ETUDE
DE LA STATION D'EPURATION
DE LA VILLE DE BOGHNI

5 PLANS

Proposé par :
D. H. W. T. O.

Etudié par :
AMER-YAHIA Arab

Dirigé par :
Mr NAKIB

Promotion Janvier 1985

المهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
المكتبة
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
«O»
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

«O»
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

«O»
PROJET DE FIN D'ETUDES

«O»
en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

THEME

ASSAINISSEMENT ET ETUDE
DE LA STATION D'EPURATION
DE LA VILLE DE BOGHNI

Proposé par :
D. H. W. T. O.

Etudié par :
AMER-YAHIA Arab

Dirigé par :
Mr NAKIB

Promotion Janvier 1985

DEDICACES :

A LA MEMOIRE DE MON PERE
A MA MERE QUI A TANT ATTENDU CE JOUR
A MA FEMME QUI M'A TANT ENCOURAGE
A MON FRERE, MOHAMED
A MA SOEUR, SON MARI ET LEURS ENFANTS
A TOUTE LA FAMILLE
A MES AMIS (ES) ET CAMARADES

A. AMER YAHIA



 MERCIEMENTS :
~~~~~

Au terme de cette étude, je remercie :

- mon promoteur, Mr. NAKIB, pour ces conseils et orientations;

- tous mes professeurs qui ont été à l'origine de ma formation;

- Mr. LOUNES M. qui a pris soin de la frappe de ce document;

- et tous ceux qui m'ont aidé à réaliser ce mémoire.

TABLES DES MATIERES :

INTRODUCTION GENERALE

PREMIERE PARTIE : ASSAINISSEMENT

PAGES :

CHAPITRE I.: MONOGRAPHIE DE LA VILLE ..... 1

1. Introduction
2. Situation géographique et topographique
3. Données climatiques
4. Population et équipements de la ville

CHAPITRE II.: EVALUATION DES BESOINS EN EAUX ..... 4

1. Démographie et évaluation pour l'an 2000
2. Estimation des besoins en eau pour l'an 2000

CHAPITRE III.: EVALUATION DES DEBITS PLUVIAUX ET EN TEMPS SEC ..... 6

1. Généralités
2. Bassins d'apport
3. Coefficient de ruissellement
4. Intensité des pluies
5. Calcul des débits pluviaux
6. Débits d'eaux usées en temps sec
7. Calcul des débits en temps sec

CHAPITRE IV.: DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS PRINCIPAUX ..... 10

1. Généralités
2. Calcul des diamètres des canalisations
3. Vérification des conditions d'autocurage
4. Eléments constructifs du réseau
5. Pose des conduites

CHAPITRE V.: DEVERSOIR D'ORAGE ..... 18

1. Généralités
2. Dimensionnement

CONCLUSION ..... 20  
FIGURES ET ABAQUES

|                                                                                    |    |
|------------------------------------------------------------------------------------|----|
| DEUXIEME PARTIE : STATION D'EPURATION .....                                        | 21 |
| CHAPITRE I.: GENERALITES .....                                                     | 22 |
| 1. Introduction                                                                    |    |
| 2. Données de base                                                                 |    |
| 3. Site d'implantation                                                             |    |
| CHAPITRE II.: ANALYSE DES EAUX USEES .....                                         | 24 |
| 1. Introduction                                                                    |    |
| 2. Lieux et mode de prises des échantillons                                        |    |
| 3. Résultats des analyses et interprétation                                        |    |
| CHAPITRE III.: PRINCIPES DES PRINCIPAUX PROCÉDES DE TRAITEMENT .....               | 28 |
| 1. Phénomènes physico-chimiques                                                    |    |
| 2. Phénomènes biologiques                                                          |    |
| 3. Traitement final                                                                |    |
| CHAPITRE IV.: PROCÉDES ET APPAREILS DE TRAITEMENT DES EAUX USEES<br>URBAINES ..... | 35 |
| 1. Prétraitement                                                                   |    |
| 2. Décantation                                                                     |    |
| 3. Procédés biologiques aérobie                                                    |    |
| A. Lits bactériens                                                                 |    |
| B. Boues activées                                                                  |    |
| 4. Traitement des boues                                                            |    |
| 5. Variantes techniques possibles                                                  |    |
| CHAPITRE V.: CALCUL TECHNIQUE DE LA VARIANTE "A" .....                             | 46 |
| (Moyenne charge).                                                                  |    |
| 1. Hypothèses de calcul                                                            |    |
| 2. Les traitements préliminaires                                                   |    |
| A. Dégrillage                                                                      |    |
| B. Dessablage                                                                      |    |

3. Traitement primaire (décantation primaire)

- A. Généralités
- B. Dimensionnement
- C. Boues primaires

4. Traitement secondaire

- A. Les bassins d'aération
- B. Boues secondaires en excès
- C. Dimensionnement des décanteurs secondaires
- D. Bassin de stérilisation

5. Traitement des boues

- A. Bilan des boues
- B. Epaisseur
- C. Digesteur
- D. Lits de séchage

CHAPITRE VI.: CALCUL TECHNIQUE DE LA VARIANTE "B" ..... 68  
(Faible charge)

1. Les traitements primaires

2. Le traitement secondaire

- A. Aération
- B. Boues secondaires
- C. Dimensionnement des décanteurs secondaires
- D. Stérilisation

3. Traitement des boues

CHAPITRE VII.: RECAPITULATIF ..... 77

1. Variante "A"

2. Variante "B"

CHAPITRE VIII.: ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DES VARIANTES..... 82

1. Introduction
2. Etude technique
3. Etude économique
4. Conclusion

CONCLUSION GENERALE ..... 87

FIGURES ET TABLEAUX

BIBLIOGRAPHIE

## INTRODUCTION GENERALE :

L'évolution de notre société s'est traduite au cours de ces dernières années par un accroissement rapide des besoins en eau et des quantités de pollution dans le milieu naturel.

Aussi l'accroissement des ressources et leur protection contre la dégradation qui les menace ont-ils placé les problèmes de l'eau au premier plan des préoccupations des pouvoirs publics.

Mais, il ne suffit pas de bâtir des plans, d'élaborer des réglementations, de débloquer des crédits, de construire des réseaux d'assainissement et des stations d'épuration. Le plus difficile reste à faire : TIRER LE MEILLEUR PARTI DES MOYENS QUI ONT ETE CREEES.

Or, lorsque l'on sait que près de la totalité des ouvrages existants fonctionnent loin de leur optimum, on s'aperçoit des progrès qui restent à faire.

L'importance grandissante des coûts d'amenée d'eau pour l'alimentation des villes. Jointe à celle de leur évacuation qui va de pair avec la raréfaction des ressources en eau, conduit, un peu partout dans le monde, et pas seulement dans les zones arides, à se poser la question de la réutilisation des eaux usées. Cette "ressource de seconde main" qui s'accroît avec l'utilisation plus intensive des ressources naturelles constituera demain une richesse réelle si on apprend à l'utiliser et à mettre en oeuvre à temps les mesures de sauvegarde qui s'imposent.

I<sup>ère</sup> PARTIE :

ASSAINISSEMENT

## CHAPITRE I.:

### MONOGRAPHIE DE LA VILLE

#### 1. Introduction :

Le réseau actuel d'assainissement de la ville de Boghni date de la période coloniale. Il est dans sa grande majorité défectueux d'une part, et ne permet pas l'évacuation dans les conditions satisfaisantes les eaux usées de l'agglomération, notamment après l'extension de celle-ci, d'autre part.

En outre, les eaux usées de la ville sont déversées directement dans les oueds périphériques, sont donc susceptibles de donner naissance à des nuisances dans les domaines, santé publique et l'environnement notamment par la pollution des eaux souterraines et superficielles.

Dans le cadre de cette présente étude, le but est de projeter un nouveau réseau d'assainissement qui permettra l'évacuation des eaux usées actuelles et futures, ainsi que l'étude de la station d'épuration dont le procédé de traitement sera défini d'après des conditions techniques et économiques.

#### 2. Situation géographique et topographique :

La ville de Boghni est située à 35 km, au Sud Ouest de Tizi-Ouzou et fait partie de la daïra de Draa-El-Mizan. Elle est desservie par la route nationale R.N. 30. La ville est entourée au  $\frac{3}{4}$  de son périmètre par deux oueds : l'oued Boghni prenant source du Djurdjura et ayant un sens d'écoulement Sud-Nord et la rivière Souk-El-Had ayant un sens d'écoulement Sud-Est-Nord. Les eaux de ces deux oueds se rentrent à la côte 232,7 m N.G.A au Nord de la ville. La topographie de la ville est caractérisée par de faibles différences de niveau. Elle est comprise entre les côtes extrêmes: 275 et 240 m N.G.A du Sud vers le Nord de la ville.

### 3. Données climatiques :

Le climat est du type méditerranéen. Le caractère principal de ce climat est l'alternance d'une saison chaude et sèche s'étalant entre Avril et Septembre et d'une saison froide et humide allant d'Octobre à Mars.

La température moyenne annuelle est de 18,2°C. La valeur moyenne des précipitations est de 800 mm par an. La période d'automne - hiver est caractérisée par l'importance du volume d'eau pluviale, on tiendra compte de cet afflux lors du dimensionnement de station d'épuration.

### 4. Population et équipement de la ville :

D'après l'enquête menée auprès des services de l'A.P.C; le nombre d'habitant recensé en 1977 est de 9335 habitants. Elle est estimée à 12009 pour l'année 1985. La superficie de la ville est de 58,3 ha. De même source, l'équipement de la ville est comme suit :

- a.- logement : ..... 2720 logements.
- b.- Equipements sanitaires :... 1 hopital de 200 lits,  
1 polyclinique de 90 lits.
- c.- Equipements scolaires :... 3 écoles primaires : 2535 élèves,  
2. C.E.M..... 1600 élèves.
- d.- Equipements socio-culturelles : 1 stade,  
1 cinéma,  
1 mosquée.
- e.- Equipements commerciaux et artisanales : 1 huilerie traditionnelles,  
2 biscuiteries (dont l'une est alimentée par son propre forage),  
2 gaufretteries,  
2 limonaderies,  
1 fabrique d'eau de javel et de vinaigre,  
2 confisseries,  
1 station de lavage,

2 fabriques de buses et de parpaings (dont  
l'une alimentée par son propre forage),  
1 marché public,  
50 magasins de commerce.

f.- Equipements municipaux :.. 1 A.P.C.,  
1 agence P.T.T.,  
1 gendarmerie,  
1 banque.

## CHAPITRE II.:

### EVALUATION DES BESOINS EN EAUX :

#### 1. Démographie et évaluation pour l'an 2000 :

Le nombre d'habitants recensé en 1977 est de 9335 habitants, celui-ci est estimée à 12009 en 1985.

Si, on considère que notre étude sera conduite pour l'horizon 2000, le nombre d'habitants à prendre en compte sera défini en considérant l'accroissement prévisible de la population selon les hypothèses définies aux schémas de plan d'urbanisme directeur.

Par manque de statistiques propre à la région, il est pris en considération dans cette présente étude du taux d'accroissement national et ainsi, on détermine le nombre d'habitant futur en utilisant la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_o (1 + T)^n$$

où :  $P_n$  : population future à l'horizon quelconque

$P_o$  : population de l'année de référence

$T$  : taux d'accroissement annuel de la population sera pris égal au taux d'accroissement national 3,2%

$n$  : nombre d'années séparant l'année de référence de l'horizon considéré.

Alors on aura : la population de l'an 2000 égale à 19263 habitants.

#### 2. Estimation des besoins en eau pour l'an 2000 :

Les besoins en eau sont adoptés en fonction des ressources disponibles, de l'importances de la population et de son niveau de vie.

##### a.- Besoins domestiques :

| Nombre d'habitants | Dotation moyenne | Consommation              |
|--------------------|------------------|---------------------------|
| 19263              | 150 l/j/hab.     | 2889,45 m <sup>3</sup> /j |

b.- Besoins sanitaires :

- hopital :  $100 \text{ m}^3/\text{j}$ ,
- polyclinique :  $45 \text{ m}^3/\text{j}$ .

c.- Besoins scolaires :

- 4137 élèves avec une dotation de  $80 \text{ l}/\text{j}/\text{élève}$ ,
- consommation :  $330,96 \text{ m}^3/\text{j}$ .

d.- Besoins socio-culturelles :

$28 \text{ m}^3/\text{j}$ ,

e.- Besoins municipaux:  $35 \text{ m}^3/\text{j}$ .

f.- Besoins commerciaux et artisanaux :  $240 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Comme palliatif aux diverses pertes en eaux potables dues généralement au phénomène de vieillissement, aux fuites, ainsi qu'à d'éventuels accidents, on prévoit une majoration de compensation sur le débit total journalier, cette majoration sera de 15%.

Horizon 2000: consommation moyenne journalière :  $3668,41 \text{ m}^3/\text{j}$ ;  
majoration de 15% ..... :  $550,2615 \text{ m}^3/\text{j}$ ;  
consommation totale ..... :  $4218,67 \text{ m}^3/\text{j}$ .

### CHAPITRE III.:

#### EVALUATION DES DEBITS PLUVIAUX ET EN TEMPS SEC :

##### 1. Généralités :

Les eaux pluviales ou de ruissellement comprennent les eaux de pluie, les eaux de lavage et les eaux de drainage.

La pollution des eaux de ruissellement est variable dans le temps, plus forte au début d'une précipitation qu'à la fin par suite du nettoyage des aires balayées par l'eau.

Ces eaux sont polluées par les matières qu'elles entraînent, en provenance des trottoirs et chaussées (mazout, bitume, etc...), elles contiennent également du zinc, du plomb et du cuivre, et une quantité de sable.

Ces eaux usées doivent être conduites le plus directement possible vers les canalisations d'évacuation

Les ouvrages sont calculés, non pas pour la plus forte forte précipitation pluviale connue, ce qui conduirait à des dépenses excessives, mais pour une précipitation dont la probabilité est déterminée.

Pour les eaux pluviales, on peut estimer leur débit par la formule :

$$Q = C.I.A.$$

où : C : le coefficient de ruissellement : rapport entre le débit d'eau qui ruisselle et celui apporté par la pluie

I : intensité maximale de la pluie

A : surface à drainer (en hectares).

Le réseau d'assainissement est un réseau unitaire.

##### 2. Les bassins d'apport :

On détermine les surfaces des zones à assainir par quadrillage. L'ensemble de la ville a été divisée en 11 bassins d'apport.

Après avoir déterminé la région où se trouve l'étude à entreprendre, il y a lieu d'effectuer, selon le relevé topographique en courbes de niveaux, le délimitement du bassin versant intéressant le collecteur à étudier. Ainsi, l'ensemble des eaux usées de la ville seront collectées dans deux principaux collecteurs. Le collecteur qui longera la rive de l'oued Boghni recevra les eaux de six bassins élémentaires, alors que celui qui longera la rive de la rivière Souk-El-Had aura à recevoir les eaux de quatre bassins élémentaires, ces deux collecteurs s'associent au Nord de la ville en un seul collecteur qui recevra en plus, les eaux usées et pluviales du dernier bassin élémentaire.

La limitation des bassins élémentaires est fonction de la ventilation des collecteurs en divers tronçons. Les tronçons seront définis en fonction tant du tracé du collecteur que des pentes du terrain.

Pour chaque bassin élémentaire, on calculera les débits : d'eau usée et pluvial.

Le nombre de collecteurs est déterminée par le nombre de bassins d'apport et de la topographie de la ville.

### 3. Coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau qui ruisselle, au volume d'eau tombé sur elle. Pour notre présente étude, le coefficient noté C est pris égal au taux d'imperméabilité:

$$C = \frac{A'}{A}$$

où : A' : surface totale des parties revêtues du bassin  
A : surface totale du bassin considérée.

### 4. Intensité des pluies :

L'intensité de pluie dépend beaucoup du type de climat, et donc, de la région considérée, il faut l'évaluer pour une durée de pluie T correspondant au temps que met l'eau à se propager sur l'aire drainée.

Pour notre étude et d'après les renseignements recueillis auprès de la subdivision de l'hydraulique de Draâ El-Mizan, l'intensité des pluies est :

$$I = 180 \text{ l/s/ha.}$$

5. Tableau de calcul des débits pluviaux :

Un ouvrage déterminé doit pouvoir évacuer dans les conditions satisfaisantes, le cube d'eau résultant d'une précipitation pluviale sur le bassin qu'il dessert.

Les calculs sont faits au tableau suivant.

| tronço                      | Bassin | Surface (ha) | C     | I(l/sm) | Débit pluvial $Q_p$<br>(l/s) |
|-----------------------------|--------|--------------|-------|---------|------------------------------|
| COLLECTEUR OUED BOGHNI      |        |              |       |         |                              |
| A - B                       | 1      | 8,8          | 0,312 | 180     | 494,203                      |
| B - C                       | 2      | 7,1          | 0,654 | 180     | 835,812                      |
| C - D                       | 3      | 3,7          | 0,705 | 180     | 469,530                      |
| D - E                       | 4      | 2,1          | 0,633 | 180     | 239,274                      |
| E - F                       | 5      | 5,4          | 0,629 | 180     | 611,388                      |
| F - R                       | 6      | 1,4          | 0,307 | 180     | 77,364                       |
| COLLECTEUR OUED SOUK-EL-HAD |        |              |       |         |                              |
| I - II                      | 7      | 2,6          | 0,427 | 180     | 199,836                      |
| II-III                      | 8      | 5,7          | 0,693 | 180     | 711,018                      |
| III-IV                      | 9      | 12,3         | 0,654 | 180     | 1447,956                     |
| IV- R                       | 10     | 7,1          | 0,318 | 180     | 406,404                      |
| COLLECTEUR GLOBAL           |        |              |       |         |                              |
| R - S                       | 11     | 2,1          | 0,286 | 180     | 108,108                      |

6. Débits d'eaux usées en temps sec :

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- les eaux ménagères : eaux de cuisine, de lessive, toilettes etc....
- Les eaux vannes : en provenance de W.C., matières fécales et urinaires.

Les eaux industrielles provenant des différents fabriques, qui sont d'une faible importance, sont intégrées dans le calcul des besoins de la ville. Le débit de ces eaux usées est estimé sur la base de la consommation en eau potable estimé au jour de la plus forte consommation de l'année. On considère que 80% de ce volume aboutit dans le réseau d'égout. On évalut ce débit par la formule :

$$Q_u = 0,8 \text{ d.S.q. } 2,4$$

où : d : densité de la population = 530 hab/ha

S : surface du bassin considérée

q : consommation spécifique moyenne = 219 l/j/hab.

2,4: coefficient de pointe

a.- Collecteur oued Boghni :

|                     |                             |
|---------------------|-----------------------------|
| tronçon A - B ..... | $Q_u = 25,522 \text{ l/s,}$ |
| tronçon B - C ..... | $Q_u = 20,592 \text{ l/s,}$ |
| tronçon C - D ..... | $Q_u = 10,730 \text{ l/s,}$ |
| tronçon D - E ..... | $Q_u = 6,091 \text{ l/s,}$  |
| tronçon E - F ..... | $Q_u = 15,660 \text{ l/s,}$ |
| tronçon F - R ..... | $Q_u = 4,061 \text{ l/s.}$  |

b.- Collecteur oued Souk-El-Had :

|                        |                             |
|------------------------|-----------------------------|
| tronçon I - II .....   | $Q_u = 7,541 \text{ l/s,}$  |
| tronçon II - III ..... | $Q_u = 16,531 \text{ l/s,}$ |
| tronçon III - IV ..... | $Q_u = 35,674 \text{ l/s,}$ |
| tronçon IV - R .....   | $Q_u = 20,592 \text{ l/s.}$ |

c.- Collecteur global :

|                     |                            |
|---------------------|----------------------------|
| tronçon R - S ..... | $Q_u = 6,091 \text{ l/s.}$ |
|---------------------|----------------------------|

## CHAPITRE IV.:

### DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS PRINCIPAUX :

#### 1. Généralités :

Le réseau projeté est du système unitaire, avec deux principaux collecteurs dont le tracé est effectué en évitant au maximum les contre inclinaisons. En outre, les collecteurs d'eau usée sont placés au dessous des conduites de distributions d'eau potable.

Les canalisations composant les collecteurs sont en béton armé et de profil circulaire. Le matériau présente une bonne étanchéité et résiste bien aux attaques mécaniques statiques et chimiques du sol et des eaux transportées.

Notre réseau est à collecteurs obliques se rencontrant en un point d'où prend départ un collecteur global véhiculant les eaux usées jusqu'à la station d'épuration. (fig. 1).

#### 2. Calcul des diamètres des canalisations :

On calcule les pentes motrices disponibles entre les extrémités de chaque tronçon en fonction des déclivités, et de la profondeur des ouvrages.

Le diamètre minimal des canalisations est fixé à 0,30 m. En fonction donc du débit à véhiculer (débit de dimensionnement) et de la pente, on détermine le diamètre du tronçon considéré en utilisant l'abaque de l'annexe VII. Cet abaque de BAZIN est basé sur la formule :

$$Q = S.V$$

avec :  $V = \sqrt{RI}$

$$Q = SC\sqrt{RI}$$

où : C : coefficient égal  $\frac{87 \sqrt{R_h}}{\gamma + \sqrt{R_h}}$

d'où :

$$Q = \frac{87 R_h}{\gamma + \sqrt{R_h}} S \sqrt{I}$$

- avec :
- $R_h$  : rayon hydraulique
  - S : l'air de la section transversale occupée par l'eau
  - I : pente : rapport entre la différence de niveau entre deux sections de la conduite et sa longueur sur le même parcours
  - $\gamma$  : coefficient de BAZIN ne dépendant que de la nature des parois, il a été pris égal à 0,46.

Remarque :

Etant donné que les débits à temps sec sont minimes par rapport aux débits pluviaux et pour des raisons économiques, le réseau sera dimensionné en fonction des débits pluviaux cumulés.

| Erançon                       | bassin | CÔTES |       |       |       | Longueur<br>(m) | Pente<br>(%) | Débit<br>[10 <sup>-3</sup> m <sup>3</sup> /s] | Diamètre<br>(mm) |
|-------------------------------|--------|-------|-------|-------|-------|-----------------|--------------|-----------------------------------------------|------------------|
|                               |        | SOL   |       | RADIÉ |       |                 |              |                                               |                  |
|                               |        | amont | aval  | amont | aval  |                 |              |                                               |                  |
| COLLECTEUR "OUED BOGHNI"      |        |       |       |       |       |                 |              |                                               |                  |
| A-B                           | 1      | 264,0 | 258,8 | 261,5 | 253,5 | 324             | 2,48         | 494,208                                       | 600              |
| B-C                           | 2      | 258,8 | 251,2 | 253,5 | 248,3 | 208             | 2,48         | 1330,02                                       | 800              |
| C-D                           | 3      | 251,2 | 248,6 | 248,3 | 244,1 | 168             | 2,48         | 1799,55                                       | 1000             |
| D-E                           | 4      | 248,6 | 243,0 | 244,1 | 240,0 | 166             | 2,48         | 2038,82                                       | 1000             |
| E-F                           | 5      | 243,0 | 236,6 | 240,0 | 235,1 | 304             | 1,62         | 2650,212                                      | 1200             |
| F-R                           | 6      | 236,6 | 235,0 | 235,1 | 232,7 | 150             | 1,62         | 2727,576                                      | 1200             |
| COLLECTEUR "OUED SOUK-EL-HAD" |        |       |       |       |       |                 |              |                                               |                  |
| I-II                          | 7      | 260,0 | 250,9 | 256,0 | 248,4 | 164             | 4,63         | 199,836                                       | 400              |
| II-III                        | 8      | 250,9 | 247,4 | 248,4 | 244,6 | 197             | 1,93         | 910,854                                       | 800              |
| III-IV                        | 9      | 247,4 | 243,2 | 244,6 | 239,0 | 292             | 1,93         | 2358,81                                       | 1200             |
| IV-R                          | 10     | 243,2 | 235   | 239,0 | 232,7 | 326             | 1,93         | 2765,214                                      | 1200             |
| COLLECTEUR GLOBAL             |        |       |       |       |       |                 |              |                                               |                  |
| R-S                           | 11     | 235,0 | 231   | 232,7 | 227,5 | 120             | 1,62         | 5600,898                                      | 1500             |

### 3. Vérification des conditions d'autocurage :

Un réseau d'assainissement du type unitaire doit, dans toute la mesure du possible, être autocureur pour éviter l'érosion par les matières solides transportées.

Le réseau doit être, donc conçu de telle manière que :

- les sables soient automatiquement entraînés par des débits pluviaux atteints assez fréquemment;

- les vases fermentescibles soient également entraînées pour des débits moyens des eaux usées, en effet, les vitesses trop faibles provoquent des dépôts de matières solides que l'égout est capable de ré-entraîner si les conditions d'autocurage sont respectées.

Ces conditions d'autocurage peuvent être traduites comme suit :

- vitesse supérieure à 0,60 m/s pour  $\frac{1}{10}$  du débit à pleine section;
- vitesse supérieure à 0,30 m/s pour  $\frac{1}{100}$  de ce même débit.

Les résultats du calcul sont reportés au tableau sur la base des calculs suivants :

$$\begin{array}{l}
 - f(\text{diamètres pente}) \xrightarrow{\text{abaque VII}} \left\{ \begin{array}{l} Q_{ps} : \text{débit à pleine section} \\ V_{ps} : \text{vitesse à pleine section} \end{array} \right. \\
 \\
 - f\left(r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}}\right) \xrightarrow{\text{abaque X}} \left\{ \begin{array}{l} r_h = \frac{H}{H_{ps}} : \text{rapport des hauteurs} \\ r_v = \frac{V}{V_{ps}} \end{array} \right.
 \end{array}$$

- hauteur de remplissage :  $H = D \cdot r_h$
- vitesse réelle dans le tronçon :  $V_{réelle} = V_{ps} \cdot r_v$
- vitesse d'écoulement pour  $\frac{1}{10}$  du débit à pleine section  $V = 0,6 V_{ps}$ .

Toutefois, la vitesse maximale d'écoulement  $V_{réelle}$  ne doit pas dépasser 4 m/s.

| Tronçon                           | Bassin | $\phi$<br>(mm) | pente<br>% | $Q_{ps}$<br>[l/s] | $V_{ps}$<br>[m/s] | $r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}}$ | $r_h = \frac{H}{H_{ps}}$ | $r_v = \frac{V}{V_{ps}}$ | $H = D r_v$<br>[mm] | $V = V_{ps} r_v$<br>[m/s] | vitese $\bar{a}$<br>$\frac{1}{10} Q_{ps}$ |
|-----------------------------------|--------|----------------|------------|-------------------|-------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------|---------------------------|-------------------------------------------|
| Collecteur "Oued Boghri"          |        |                |            |                   |                   |                          |                          |                          |                     |                           |                                           |
| A-B                               | 1      | 600            | 2,48       | 630               | 2,20              | 0,825                    | 0,68                     | 1,108                    | 408                 | 2,438                     | 1,320                                     |
| B-C                               | 2      | 800            | 2,48       | 1400              | 2,78              | 0,983                    | 0,79                     | 1,130                    | 632                 | 3,141                     | 1,668                                     |
| C-D                               | 3      | 1000           | 2,48       | 2650              | 3,39              | 0,700                    | 0,62                     | 1,070                    | 620                 | 3,627                     | 2,034                                     |
| D-E                               | 4      | 1000           | 2,48       | 2650              | 3,39              | 0,793                    | 0,67                     | 1,102                    | 675                 | 3,736                     | 2,034                                     |
| E-F                               | 5      | 1200           | 1,62       | 3500              | 3,10              | 0,780                    | 0,67                     | 1,105                    | 804                 | 3,426                     | 1,860                                     |
| F-R                               | 6      | 1200           | 1,62       | 3500              | 3,10              | 0,803                    | 0,67                     | 1,107                    | 813,6               | 3,432                     | 1,860                                     |
| Collecteur "Oued souk - el - Had" |        |                |            |                   |                   |                          |                          |                          |                     |                           |                                           |
| I-II                              | 7      | 400            | 4,63       | 265               | 2,18              | 0,782                    | 0,67                     | 1,105                    | 268                 | 2,409                     | 1,308                                     |
| II-III                            | 8      | 800            | 1,93       | 1220              | 2,50              | 0,766                    | 0,65                     | 1,090                    | 520                 | 2,725                     | 1,500                                     |
| III-IV                            | 9      | 1200           | 1,93       | 3800              | 3,39              | 0,636                    | 0,57                     | 1,050                    | 684                 | 3,560                     | 2,034                                     |
| IV-R                              | 10     | 1200           | 1,93       | 3800              | 3,39              | 0,748                    | 0,64                     | 1,080                    | 768                 | 3,661                     | 2,034                                     |
| Collecteur Global.                |        |                |            |                   |                   |                          |                          |                          |                     |                           |                                           |
| R-S                               | 11     | 1500           | 1,62       | 6000              | 3,50              | 0,961                    | 0,78                     | 1,130                    | 1170                | 3,955                     | 2,100                                     |

Conclusion :

Toutes les vitesses pour  $\frac{1}{10}$  du débit à pleine section sont supérieures à 0,6 m/s, ainsi que la vitesse maximale est inférieure à 4 m/s: les conditions d'autocurage sont respectées.

4. Eléments constitutifs du réseau :

Les deux principes directeurs de tout système d'assainissement sont :

- évacuer rapidement et sans stagnation, loin des habitations toutes les eaux usées susceptibles de donner naissances à des putréfactions, on a des odeurs.

- Eviter que les produits évacués puissent par leur destination finale, souiller les eaux souterraines, quelle qu'en soit la nature des cours d'eau dans des conditions dangereuses.

Pour satisfaire à ces principes, un ensemble d'assainissement doit comporter différents éléments:

a.- Les tuyaux :

On utilise pour réaliser le réseau des tuyaux de section circulaire en béton armé.

Les caractéristiques des canalisations utilisées sont :

- une bonne étanchéité aussi bien pour les eaux transitées que pour les eaux extérieures;

- bonne résistance aux attaques mécaniques, statiques et chimiques du sol et des eaux transportées.

Le profil circulaire en plus des avantages économiques qu'il présente se trouve préférable devant les autres pour sa commodité durant les travaux de pose et surtout sa disponibilité sur le marché national. Toutefois, le profil ovoïde peut être envisagé dans les terrains de très faible pente où les conditions autocurage ne peuvent être obtenues par le profil circulaire, ce qui n'est pas le présent cas.

b.- Les joints :

L'assemblage de deux tuyaux s'effectue par emboîtement de l'about mâle dans le collet, avec la mise au préalable d'un joint en anneau d'élastomère plein. (Voir fig. 3).

c.- Les raccords :

Les raccords de piquages ne doivent être exécutés que s'ils ne créent aucune saillie à l'intérieur de la canalisation principale. Les raccordements doivent être obliques dans le sens du courant. (fig. 4).

Si le raccordement s'effectue sur un égout visitable, il devra, en principe être perpendiculaire à l'axe de ce dernier et se raccorder à la partie basse à une hauteur au dessus du radier n'excédant pas 0,30 m.

d.- Regards :

Le rôle des regards est de permettre l'accès au personnel pour les travaux d'entretien et de curage et permettre aussi l'aération des canalisations. (fig. 2).

L'espacement entre deux regards est inférieur à 70 m. Toutefois, on installe un regard :

- à chaque changement de direction ou de pente;
- à chaque jonction de canalisations à l'exception des branchements par raccords de piquage;
- au point de chute.

e.- Siphon :

Les traversées d'obstacles en siphons constituent des points délicats des réseaux d'égout. S'il s'agit du franchissement d'un cours d'eau (comme notre cas) par un réseau unitaire, il est recommandé, afin de réduire les dimensions de l'ouvrage, de prévoir, en tête, un déversoir d'orage calculé en fonction des possibilités de réception du cours d'eau.

Il est généralement, recommandé de prévoir une double canalisation, deux solutions pouvant être retenues :

- possibilité pour chaque canalisation de transiter le débit maximal;
- possibilité de transit du débit de temps sec dans l'une et du débit maximal dans l'autre.

Un dégrillage et un dessablage devront toujours, être prévus en tête d'un siphon.

L'ouvrage devra être conçu de telle manière à faciliter son curage, quel que soit le procédé mis en oeuvre.

#### f.- Caniveaux :

Les caniveaux sont destinés à collecter jusqu'aux bouches d'égout les eaux de la voirie.

En cas d'existence d'un trottoir, ils sont constitués par une bordure et par une surface pavée ou en dalles préfabriquées.

S'il n'y a pas de trottoir, le caniveau peut être constitué par un ouvrage en béton généralement recouvert d'une grille.

#### g.- Bouches d'égout :

Les bouches d'égout servent à l'introduction dans un égout des eaux de pluie et de lavage de chaussée.

La bouche d'égout est raccordée au collecteur par une canalisation.

(Voir fig. 5).

#### 5. Pose des conduites :

Les tuyaux doivent être posés à partir de l'aval, l'emboîtement étant dirigé vers l'amont. Le calage provisoire des tuyaux doit s'effectuer à l'aide de mottes de terre tassées ou de coins de bois, l'usage de pierres étant proscrit.

Pour les collecteurs secondaires, dans les rues de moins de 15 m de largeur: Les canalisations sont placées, en général, dans l'axe de la chaussée, les branchements d'immeubles sont, de ce fait, de même longueur.

Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sur chaque trottoir s'impose. On garnira le fond de la tranchée d'un lit de sable pour y poser les tuyaux, ou bien on posera ceux-ci sur des briques espacées, avant de garnir de sable le fond de la tranchée.

En mauvais terrain, il pourra être nécessaire, pour éviter les affaissements qui rompraient la conduite ou désassembleraient les joints, de couler au fond de la tranchée une dalle de béton armé.

Les joints des tuyaux sont à emboitement, on y introduira une bague en caoutchouc (joint élastomère) en se conformant aux indications du constructeur. (Fig. 6).

Pour protéger les tuyaux des charges importantes, en particulier à la traversée des routes, on peut :

- soit couler du béton, noyant la plus grande partie du tuyau;
- soit placer une dalle de béton armé sur des piedroits en béton;
- soit couler une dalle de béton armé sur un lit de sable recouvrant entièrement le tuyau.

CHAPITRE V.:

DEVERSOIR D'ORAGE :

1. GENERALITES :

Comme leur nom l'indique, les déversoirs d'orage sont destinés à évacuer, en cas d'orage, le débit supplémentaire transitant dans les collecteurs. Ces ouvrages dirigent directement les eaux vers le milieu naturel, la dilution est en générale importante.

En outre, la station d'épuration ne peut recevoir que le double du débit de pointe en temps secs. Il est donc, ordinairement inutile, de faire transiter jusqu'à la station des débits d'orage destinés à être rejetés au préalable, au milieu naturel.

Les déversoirs d'orage, installés le long des collecteurs, sont donc destinés à laisser passer, en direction d'un exutoire naturel, une fraction du débit d'orage, cette évacuation concerne, en général, la tranche d'eau supérieure à celle correspondant à la somme du débit des eaux usées et de celui d'une petite pluie. Le nombre de déversoirs d'orage à prévoir sur un collecteur doit être calculé de manière à ne retenir, à la hauteur de chacun d'eux, qu'une même proportion du débit d'amont.

Pour notre cas, l'installation d'un déversoir d'orage avec seuil de déversement est la méthode la plus efficace pour séparer les eaux dans les canalisations. Le débit d'excès sera déversé directement dans l'oued.

2. Dimensionnement :

a.- Caractéristiques initiales :

Au point d'emplacement du déversoir d'orage, on a :

$l = 1500 \text{ mm}; \quad J = 1,62\%$

- débit de pointe par temps sec :  $Q_{tss} = 169,085 \text{ l/s}$

- débit par temps de pluie :  $Q_{tp} = Q_u + Q_p = 169,085 + 5600,898 = 5767,983 \text{ l/s}$

- débit à pleine section :  $Q_{ps} = 6000 \text{ l/s.}$

Etant donné que, la station d'épuration peut recevoir le double du débit de pointe par t.s, on a alors :

$$Q_{KI} = 2 \cdot Q_{ts} = 2 \cdot 169,085 = 338,17 \text{ l/s.}$$

Débit allant vers l'exutoire en temps de pluie sera :

$$Q_o = Q_{tp} - Q_{KI} = 5767,983 - 338,170 = \underline{\underline{5429,813 \text{ l/s.}}}$$

b.- Calcul du niveau d'eau dans le tuyau d'arrivée :

- par temps de pluie : on a :

$$r_Q = \frac{Q_{tp}}{Q_{ps}} = 0,961 \implies r_h = 78\%$$

donc :  $h_{tp} = 1170 \text{ mm.}$

- par débit entrant dans la station :  $2 \cdot Q_{ts}$ , on a :

$$r_Q = \frac{Q_{KI}}{Q_{ps}} = 0,05636 \implies r_h = 16\%$$

donc :  $h_{ts} = 240 \text{ mm}$

où :  $h_{ts}$  : hauteur du seuil du déversoir.

- Hauteur d'eau au dessus de la crête du déversoir :

$$h = h_{tp} - h_{ts} = 930 \text{ mm.}$$

- Longueur du seuil du déversoir, on a :

$$Q = \frac{2}{3} b (2g)^{1/2} h_o^{3/2}$$

donc :  $b = \frac{Q_o}{(2g)^{1/2} h_o^{3/2}} \cdot \frac{3}{2}$

Pour seuil de déversoir, on peut prendre 0,6, on suppose :

$$h_o = \frac{h}{2} = 465 \text{ mm, on aura :}$$

$$b = 9,67 \text{ m.}$$

On prend une sécurité de 50%, on a finalement :

$$b = 14,5 \text{ m. (fig. 7).}$$

Conclusion :

Le long de cette première partie, nous avons été guidés par les impératifs techniques auxquels doivent répondre les diverses installations, tout en ayant en vue les considérations économiques du projet.

Pour obtenir certains éléments numériques, on a souvent en recours, faute de mieux, à des ouvrages et des publications étrangères.

Une remarque est nécessaire sur le déversoir à seuil fixe qui ne peut suivre l'évolution d'urbanisation. Les vannes et autres appareils dont le fonctionnement est manuel ne sont pratiquement jamais mis en oeuvre au moment souhaité (les premières eaux déversées sont les plus fortement polluées, par contre les eaux de queue nettement moins polluées sont dirigées vers la station d'épuration. Pour remédier à ces problèmes, on préconise l'emploi d'un déversoir à seuil réglable et aux vannes asservies.

II<sup>ème</sup> P A R T I E :

STATION DE TRAITEMENT

## CHAPITRE I.:

### GENERALITES:

#### 1. Introduction :

Les eaux usées rejetées par l'agglomération contiennent outre les matières minérales relativement peu nuisible pour l'environnement, des matières organiques tertiaires ou quaternaires (c'est à dire dont les molécules comportent trois ou quatre corps simple) qui lui sont beaucoup plus préjudiciables.

Le but, dans cette deuxième partie de l'étude, est d'évaluer la pollution apportée par les eaux usées, ainsi que la capacité et le degré d'épuration nécessaire à la station de traitement.

Les ouvrages constituant une station d'épuration sont conditionnés par trois facteurs :

- a.- Le débit qui détermine l'importance de la station.
- b.- La nature des matières contenues dans l'effluent qui détermine le type de traitement nécessaire.
- c.- Le degré d'épuration à obtenir.

Ces deux derniers facteurs conditionnent le genre des ouvrages. Pour la ville de Boghni, le traitement des eaux usées est nécessaire vu que le rejet des effluents directement dans les cours d'eau risque de polluer les eaux de ces derniers qui constituent les principales ressources pour l'irrigation des terres de la région, ainsi que le risque de pollution l'eau des forages alimentants l'agglomération.

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

Il existe actuellement deux points de rejet vers les oueds sans aucun traitement préalable.

2. Données de base pour le calcul :

a.- Caractéristiques initiales du collecteur global d'arrivée:

$$D = 1500 \text{ mm};$$

$$J = 1,62\%.$$

b.- Les débits :

$$\text{- débit de pointe par temps sec} = 169,085 \text{ l/s}$$

$$\text{- débit allant vers la station d'épuration}$$

$$Q_{KI} = 2 \cdot 169,085 = 338,17 \text{ l/s}.$$

Le réseau d'assainissement est de type unitaire, le débit allant vers la station d'épuration est prit égale au double du débit de pointe par temps sec. Donc, le débit de dimensionnement de la station d'épuration est  $Q_{KI} = 338,17 \text{ l/s} = 0,34 \text{ m}^3/\text{s}$ .

3. Site d'implantation de la station d'épuration :

Le terrain choisi dans le but de l'implantation de la future station se trouve à plus de 500 m au Nord de la ville ce qui exclut toute nuisance aux habitations. Le choix a été fait pour des raisons techniques et topographiques, vu que les eaux traitées seront rejetées directement dans l'oued.

Le périmètre réservé à la construction de l'ouvrage se trouve à une côte de terrain de 231 m, alors que l'amont du collecteur global se trouve à une côte de terrain de 235 m.

Par conséquent, les eaux usées arrivent par conduite gravitaire, ce qui exclut l'installation d'une station de relevage.

## CHAPITRE II.:

### ANALYSE DES EAUX USEES :

#### 1. Introduction :

Le présent chapitre a pour objet d'énumérer les principales analyses qui ont été effectuées à partir d'échantillons relevés sur le réseau d'assainissement existant à Boghni.

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

#### 2. Lieux et mode de prises d'échantillons :

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

- sur le point n° 1 : rejet sur l'oued Boghni, deux échantillons ont été pris respectivement à 9hs. et à 13hs. Le prélèvement ponctuel des échantillons a été fait manuellement en raison de l'absence d'appareil préleveur automatique.

- Sur le point n° 2 : rejet sur l'oued Souk-El-Had. Les prises ponctuelles des échantillons ont été effectuées à 9hs et à 13hs.

#### 3. Résultats des analyses et interprétation :

Les analyses ont été faites dans les laboratoires de l'I.N.R.H. et porte sur les paramètres suivants :

- demande biochimique en oxygène  $DBO_5$  (mg/l);
- demande chimique en oxygène DCO en (mg/l);
- matières en suspension (M.E.S. en mg/l);
- concentration d'ammoniaque ( $NH_4^+$  en mg/l);
- concentration de phosphate ( $PO_4^{3-}$  en mg/l);
- le pH et température ont été mesurés sur place sur les échantillons.

A/ - Définition de ces paramètres :

a.- La demande biochimique d'oxygène (DBO) :

La demande biochimique en oxygène est la quantité consommée dans les conditions de l'essai (incubation à 20°C et à l'obscurité) pendant un temps donné pour assurer par voie biologique l'oxydation de certaines matières organiques contenues dans l'eau et qu'on appelle les matières biodégradables.

b.- La demande chimique d'oxygène (DCO) :

La DCO représente l'enveloppe de tout ce qui est susceptible de demander de l'oxygène, en particulier les sels minéraux oxydables (sulfures, sulfites, sels métalliques etc...) et la majeure partie des composés organiques.

c.- Les concentrations d'azote ammoniacal et des phosphates :

Elles sont des données importantes pour l'équilibre nutritionnel des micro-organismes. Un déficit de ces deux éléments peut mener au mauvais fonctionnement de la station d'épuration. Dans les eaux urbaines, l'azote se trouve sous forme organique et ammoniacale.

d.- Les matières en suspension (M.E.S) :

Obtenues par filtration puis séchage dans une étuve à 105°C. La quantité des M.E.S. indique la teneur des boues évacuables par décantation.

e.- Le pH :

Les eaux usées urbaines ont un pH proche de la neutralité. L'épuration biologique est possible si le pH est situé entre 6,5 et 8,5.

f.- La température ::

Elle influe sur les processus d'épuration biologique. Les microorganismes travaillent convenablement avec une température optimale, d'où un bon rendement.

## B. Résultats des analyses

### - Point numéro 1

| heure | t (°C) | P.h | DBO <sub>5</sub><br>[mg/l] | DCO<br>[mg/l] | M.E.S.<br>[mg/l] | NH <sub>4</sub> <sup>+</sup><br>[mg/l] | PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup><br>[mg/l] | $\frac{DCO}{DBO_5}$ |
|-------|--------|-----|----------------------------|---------------|------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------|---------------------|
| 9h    | 17,8   | 7   | 491                        | 750           | 430              | 45                                     | 15,8                                    | 1,52                |
| 13h   | 18,6   | 7,5 | 509                        | 738           | 506              | 48,6                                   | 20,3                                    | 1,45                |

### - Point numéro 2

| heure | t (°C) | P.h | DBO <sub>5</sub><br>[mg/l] | DCO<br>[mg/l] | M.E.S.<br>[mg/l] | NH <sub>4</sub> <sup>+</sup><br>[mg/l] | PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup><br>[mg/l] | $\frac{DCO}{DBO_5}$ |
|-------|--------|-----|----------------------------|---------------|------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------|---------------------|
| 9h    | 18     | 7,1 | 475                        | 726           | 482              | 43                                     | 21,8                                    | 1,53                |
| 13h   | 18,7   | 7,3 | 482                        | 712           | 504              | 50                                     | 22,2                                    | 1,47                |

C/ - Interprétation des résultats :

La biodégradabilité des eaux usées à travers les rapports  $\frac{DCO}{DBO_5}$ , correspond bien aux valeurs de rapport cité pour un traitement biologique. Il ressort donc que, les eaux usées de la ville de Boghni, d'après les essais se rapportant essentiellement sur les indices d'aptitude au traitement biologique, peuvent faire l'objet d'une étude sur la station d'épuration nécessaire. En effet :

- le pH est proche de la neutralité;
- la température ne varie pas d'une façon appréciable, elle se situe entre 17,8 et 18,7°C, ce qui est propice à un travail convenable des micro-organismes.
- L'équilibre nutritionnel est tout à fait satisfaisant vu la présence en quantité convenable d'azote et de phosphore dans les rejets.

## CHAPITRE III :

## PRINCIPES DES PRINCIPAUX PROCÉDES DE TRAITEMENT :

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

Plusieurs principes peuvent être mis en oeuvre pour chaque étape selon les buts recherchés. Les plus importants d'entre eux vont être examinés brièvement et successivement.

## 1. Phénomènes physico-chimiques :

A/ - Elimination des matières en suspension et des colloïdes :

La présence dans l'eau de diverses substances solides présente nombreux inconvénients dont les principaux sont : obstruction de canalisations ou de réfrigérants, abrasion de pompes ou d'organes de mesure, usure de matériels divers, etc...

La séparation des particules solides et de l'eau peut se faire selon deux principes différents, à savoir :

- action directe de la pesanteur par simple décantation ou par flottation en fixant sur les particules des bulles d'air systématiquement introduites dans la suspension.

- Filtration ou tamisage.

## a.- Décantation :

Pour permettre la séparation d'une suspension colloïdales dans des conditions de vitesse satisfaisantes, par exemple sous l'influence de la pesanteur, il est nécessaire de rassembler les colloïdes pour constituer des particules nettement importantes, on utilise pour cela, des moyens artificiels appelés réactifs :

- \* coagulants;
- \* flocculants.

Ainsi dans cette phase d'élimination des matières en suspension, la décantation est la partie la plus importante; on distingue deux types de matières décantables :

- les particules grénues : qui se sédimentent indépendamment les unes des autres, avec une vitesse de chute constante;
- les particules plus ou moins flocculées : qui se sédimentent selon deux modes de décantation :
  - \* décantation diffuse lorsque la concentration de matières est faible;
  - \* décantation en piston lorsque la concentration de matières est élevée.

Toute décantation se fait dans un décanteur; en pratique, il n'y a pas de décanteur idéal : des tourbillons se produisent au sein du liquide le vent peut créer des vagues, des courants de convection liés aux différences de température (en particulier dues à l'ensoleillement), affectent le rendement de la décantation.

Il faut s'efforcer d'obtenir autant que possible une circulation laminaire et stable caractérisée par :

- le nombre de Reynolds :  $Re = \frac{V \cdot R}{\lambda}$  qui doit être faible;
- le nombre de Froude :  $F_r = \frac{V^2}{Rg}$  qui doit être élevé;

avec : V : est la vitesse de circulation

R : est le rayon hydraulique de la section

$\lambda$  : viscosité cinématique de l'eau :  $1,01 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  à  $20^\circ\text{C}$

g :  $9,8 \text{ m/s}^2$ .

En pratique, on peut définir les rapports  $\frac{H}{L}$  ou  $\frac{H}{R}$ ; H étant la hauteur mouillée des décanteurs rectangulaires de longueur L et circulaires de rayon R.

Pour un temps de séjour de 2 heures, on doit avoir :

$$\frac{1}{20} \frac{H}{L} \frac{1}{35} \text{ pour les décanteurs rectangulaires}$$

$$\frac{1}{6} \frac{H}{R} \frac{1}{8} \text{ pour les décanteurs circulaires.}$$

b.- Flottation et filtration :

\* La flottation fait appel à la différence entre la masse volumique de solides ou de globules liquides et celle du liquide dans lequel ils sont en suspension. Toutefois, par opposition à la décantation, ce procédé de séparation solide - liquide ou liquide - liquide ne s'applique qu'à des particules dans la masse volumique réelle (flottation naturelle) ou apparente (flottation provoquée) est inférieure à celle du liquide qui les renferme.

La flottation provoquée tire parti de l'aptitude qu'ont certaines particules solides ou liquides à s'unir à des bulles d'air ou de gaz pour former des ensembles "particules - gaz" moins denses que l'eau ce qui favorise la flottation.

\* La filtration est un procédé utilisant le passage d'un mélange solide liquide à travers un milieu poreux (filtre) qui retient les solides et laisse passer les liquides.

B/ - Elimination des substances dissoutes :

L'élimination des matières dissoutes se fait par plusieurs méthodes, les plus importantes sont :

a.- Séparation par membrane :

Les procédés de séparation de soluté par membrane sous l'effet d'une pression utilisent les propriétés de semi-perméabilité de certaines membranes (perméables à l'eau et à certains solutés, mais imperméables à d'autres, ainsi qu'à toute particule ).

Ainsi après la filtration simple, vu précédemment, qui retient des particules de diamètre supérieur à plusieurs microns, on trouve successivement :

- la microfiltration : qui retient des particules de diamètre supérieur à plusieurs microns;
- l'ultrafiltration : qui retient des molécules dont la masse molaire est supérieure à 10.000 - 100.000 g/mol., selon les membranes;
- l'hyperfiltration ou OSMOSE INVERSE : qui permet la rétention des ions et des molécules de masse molaire supérieure à quelques dizaines de grammes par mole.

b.- Absorption :

L'absorption définit la propriété de certains matériaux de fixer à leur surface des molécules organiques extraites de la phase liquide dans laquelle ils sont immergés. Il s'agit d'un transfert de masse. Comme dans tous les autres problèmes de transfert de masse, la capacité d'absorption d'un absorbant vis à vis d'un corps déterminé dépend :

- de la surface développée du matériau;
- de la concentration de la substance organique en solution;
- des caractéristiques hydrodynamiques de l'échange et de sa vitesse;
- de l'énergie de liaison.

c.- Echange d'ions :

Les échangeurs d'ions sont des substances granulaires insolubles comportant dans leur structure moléculaire des radicaux acide ou basiques susceptibles de permuter, sans modification apparente de leur aspect physique, et sans altération ou solubilisation, les ions positifs ou négatifs, fixés sur ces radicaux, contre les ions de même signe se trouvant en solution dans le liquide à leur contact.

Cette permutation d'ions permet de modifier la composition ionique du liquide objet du traitement.

Les échangeurs d'ions ont d'abord été de terres naturelles, puis des composés synthétiques.

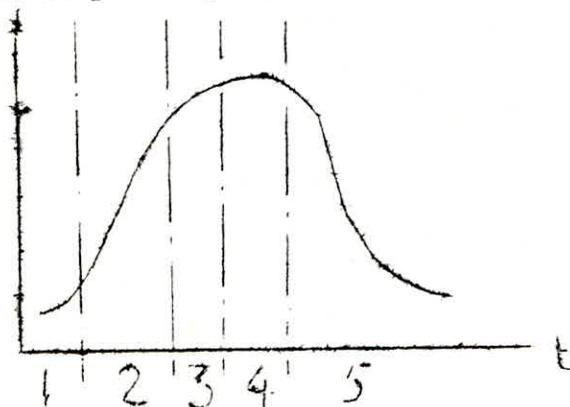
d.- Séparation liquide - liquide :

La théorie de la sédimentation s'applique à la séparation des gouttelettes d'un liquide non miscible dans l'eau et considéré comme libre dans cette eau. Si le liquide a une masse volumique inférieure à celle de l'eau (huile) les gouttelettes se rassemblent à la surface et peuvent donc être éliminées.

2. Phénomènes biologiques :

Les phénomènes biologiques ont un intérêt extrêmement général. Ils sont abordés ici particulièrement sous l'aspect du traitement des eaux usées polluées par les matières organiques. De tels traitements mettent en oeuvre des fermentations, c'est à dire des réactions chimiques produites par certains micro-organismes. Parmi ceux-ci, les bactéries jouent un grand rôle.

Les bactéries agissent donc sur la pollution qui joue alors le rôle de nourriture ou substrat. L'ensemble des réactions chimiques est catalysé par les enzymes sécrétées par les bactéries qui, par ailleurs, leur servent de support. La croissance d'une culture bactérienne comprend un certain nombre de phases possédant chacune une vitesse différente.



- 1°- phase latence
- 2°- phase exponentielle
- 3°- phase de ralentissement
- 4°- phase à vitesse de croissance nulle
- 5°- phase de décroissance.

Le traitement par voie biologique comprend certains modes de traitement dont les plus importants sont :

A/ - Traitement aérobie :

Lorsque la matière organique biodégradable  $L_e$  est consommée par une masse  $S_a$  de micro-organismes, en milieu aérobie (présence d'oxygène), il y a :

- consommation d'oxygène par les micro-organismes pour leurs besoins énergétiques, leur reproduction par division cellulaire (synthèse de la matière vivante) et leur respiration endogène (autooxydation de leur masse cellulaire).

- Production d'un excédent de matières vivantes et inertes appelées boues en excès.

Nota : - on appelle charge massique  $C_m$  (ou facteur de charge), le rapport entre la masse de nourriture ( $DBO_5$  ou masse de matières volatiles) entrant journellement dans le réacteur et la masse de boues  $S_t$  contenue dans ce réacteur :

$$C_m = \frac{L_o}{S_t}$$

- On appelle charge volumique  $C_v$ , la masse de nourriture ( $DBO_5$ ) entrant journellement par volume unitaire de réacteur de capacité  $V$  :

$$C_v = \frac{L_o}{V}$$

B/ - Traitement anaérobie : la digestion :

La digestion anaérobie est une fermentation en l'absence d'oxygène qui permet de stabiliser les matières organiques en les transformant le plus complètement possible en gaz méthane et gaz carbonique. Un premier groupe bactérien, formé par les bactéries productrices d'acides, est responsable de la transformation des composés organiques complexes en composés simples qui deviennent alors une source de nourriture pour un second groupe, les bactéries méthaniques.

Ces derniers sont les organismes clés de la digestion anaérobie. Elles sont strictement anaérobies, se développent lentement et sont très sensibles aux variations de température et de pH du milieu ambiant.

C/ - Traitement final de l'eau épuré : stérilisation :

Le traitement par stérilisation a pour but de détruire certains organismes microscopiques pathogènes ou non. Elle peut être effectuée par chlore gazeux ou en utilisant l'eau de javel à ses différentes concentrations.

La stérilisation au chlore gazeux ne peut s'effectuer que dans les stations équipées à cet effet car l'appareillage est assez délicat et l'approvisionnement en chlore quelquefois difficile.

Indépendamment de la méthode de stérilisation, la réserve en eau de javel permet de parer à des difficultés d'approvisionnement.

Nota : le traitement final est fonction de l'utilisation final des eaux épurées, il diffère selon que c'est :

- traitement pour eaux de consommation;
- traitement pour utilisation industrielle;
- traitement pour utilisation agricole, etc....

## CHAPITRE IV.:

### PROCEDES ET APPAREILS DE TRAITEMENT DES EAUX USEES URBAINES :

#### 1. Prétraitements :

Les eaux brutes doivent généralement subir, avant leur traitement proprement dit, un prétraitement qui comporte un certain nombre d'opération, uniquement physiques ou mécaniques. Il est destiné à extraire de l'eau brute, la plus grande partie possible d'éléments dont la nature ou la dimension constituerait une gêne pour les traitements ultérieurs.

Les opérations de prétraitement sont :

- dégrillage;
- dilacération;
- dessablage;
- débouage;
- déshuilage;
- dégraissage;
- tamisage;
- traitement des sables et des refus.

Une station de traitement peut comporter une ou plusieurs de ces opérations suivant son importance et la qualité de l'eau brute.

Dans cette présente étude, et d'après les analyses effectuées sur les échantillons relevés des eaux usées de la ville de Boghni, on étudie uniquement les opérations utiles à notre traitement.

#### a.- Dégrillage :

Le dégrillage permet :

- de protéger la station contre l'arrivée intempestive de gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation;

- de séparer et d'évacuer facilement les matières volumineuses charriées par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements suivants, ou en compliquer l'exécution.

L'opération peut être plus ou moins efficace, en fonction de l'écartement entre les barreaux de grille; on peut distinguer :

- \* dégrillage fin, pour écartement de 3 à 10 mm;
- \* dégrillage moyen, pour écartement de 10 à 25 mm;
- \* prédégrillage, pour écartement de 50 à 100 mm.

Le dégrillage est assuré, soit par une grille à nettoyage manuel, soit par une grille à nettoyage automatique.

On adopte en général, une vitesse moyenne de passage entre les barreaux comprises entre 0,6 et 1 m/s, cette vitesse pouvant atteindre 1,2 à 1,4 m/s au débit maximal.

#### b.- Dessablage :

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

Le domaine usuel du dessablage porte sur les particules de granulométrie supérieure à 200 microns.

Le dessablage des eaux résiduaires urbaines utilise différents ouvrages, parmi eux :

- les dessableurs couloirs simples dans lesquels, la vitesse d'écoulement varie avec le débit. Ces ouvrages sont utilisés pour les petites stations d'épuration.

- Les dessableurs couloirs à vitesse d'écoulement constante (de l'ordre de 0,30 m/s).

- Les dessableurs circulaires à alimentation tangentielle, à brassage mécanique ou mieux à insufflation d'air.

- Les dessableurs rectangulaires aérés dans lesquels, l'air provoque une rotation du liquide, créant ainsi une vitesse constante de balayage de fond. L'air insufflé favorise par son effet d'agitation la séparation des matières organiques pouvant être agglutinées aux particules de sable.

c.- Déshuilage :

Le problème de déshuilage est une séparation liquide-liquide. Les huiles étant généralement plus légères que l'eau tendent à remonter en surface.

La reprise en surface et l'évacuation seront, dans la mesure du possible, effectuées par déversement. Bien exploités, les déshuileurs peuvent retenir jusqu'à 80% environ des huiles diverses.

2. Décantation :

La faible dimension des particules colloïdales présentes dans une eau, en même temps que l'existence de charges négatives réparties à leur surface, conduisent à une grande stabilité des suspension colloïdales. Pour remédier à cela, on utilise :

- dans le domaine du traitement des eaux, la coagulation est par définition le phénomène de destabilisation des particules colloïdales, qui peut être obtenu par neutralisation de leurs charges électriques. Le produit utilisé pour cette neutralisation est appelé coagulant.

- L'agrégation des particules déchargées par transport et mis en contact les unes avec les autres constitue la floculation. Elle conduit à la formation de flocons ou floc, capable d'être retenus dans une phase ultérieure du traitement. Certains produits peuvent favoriser la formation du floc, ce sont les floculants.

Dans le traitement des eaux résiduaires urbaines, la concentration en matières en suspension est souvent telle qu'une floculation peut être obtenue par simple agitation. On peut ainsi introduire un coagulant afin de favoriser l'élimination de la pollution dissoute (comme les sels d'aluminium, sels de fer, sulfate de cuivre....).

Après coagulation et floculation, les lois physiques permettent alors une décantation et une flottation.

a.- Principaux types de décantations:

On a vu que la décantation a pour but de permettre le dépôt des particules en suspension dans l'eau, soit que les particules existent dans l'eau brute, soit qu'elles résultent de l'action d'un réactif chimique ajouté artificiellement (coagulation) soit encore qu'elles résultent d'une floculation physique liée à une action biologique. Ainsi, on définit plusieurs types de décantations dont les plus importantes sont :

\* Décantation statique :

On utilise un décanteur en circulation continue afin d'éviter des interventions humaines constantes. Le décanteur est constitué par un bassin rectangulaire ou circulaire. Pour que les boues se déposent, il faut que la vitesse ascensionnelle de l'eau soit inférieure à la vitesse de chute des particules. On prévoit un fond incliné de 45 à 60° pour permettre l'évacuation continue ou intermittente des boues au point le plus bas. On évacue les boues par un système de raclage qui les rassemble dans une fosse d'où elles sont facilement extraites.

Ce type de décanteur est utilisé dans notre étude.

\* Décantation à contact de boues :

Les progrès de la technique ont conduit à améliorer la floculation par augmentation de la concentration du floc, ou par recirculation des boues, ce qui a pour effet d'accélérer la décantation.

Dans le cas du traitement biologique des eaux résiduaires, les décanteurs finaux sont appelés "clarificateurs". Ils permettent des taux de recyclage très importants avec un temps de séjour faible.

\* Décantation super-accélérée :

La combinaison de l'effet lamellaire et de l'effet de contact d'un lit de boue, que l'on obtient en introduisant des plaques inclinées dans le lit de boue, permet d'atteindre 2 à 3 fois le taux de la décantation accélérée traditionnelle à contact de boues.

### 3. Procédés biologiques aérobie :

L'épuration biologique aérobie des eaux résiduaires consiste dans la première phase, à provoquer le développement des bactéries qui se rassemblent en films ou en flocons et qui, par action physique et physico-chimique, retiennent la pollution organique et s'en nourrissent. Dans une seconde phase, on sépare généralement par décantation les boues ainsi développées. On distingue deux principaux procédés biologiques aérobie :

#### A/ - Lits bactériens :

Le principe de fonctionnement d'un lit bactérien, quelquefois appelé filtre bactérien, consiste à faire ruisseler l'eau à traiter, préalablement décantée, sur une masse de matériau de grande surface spécifique servant de support aux micro-organismes épurateurs qui y forment un feutrage ou un film plus ou moins épais. Suivant la nature du matériau utilisé, on peut distinguer :

- les lits bactériens à remplissage traditionnel, on utilise, dans ce cas, comme remplissage des pouzzolanes, du coke métallurgique ou des cailloux silicieux concassés;

- les lits à remplissage plastique.

Une aération est pratiquée le plus souvent par tirage naturel et quelquefois par ventilation forcée.

La pollution contenue dans l'eau et l'oxygène de l'air diffusent à travers le film biologique jusqu'aux micro-organismes assimilateurs, tandis qu'inversement, les sous-produits et le gaz carbonique s'éliminent dans les fluides liquides et gazeux.

#### B/ - Boues activées :

Le procédé consiste à provoquer le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de flocons (boues activées) dans un bassin brassé et aéré (bassin d'aération) et alimenté en eau à épurer.

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, d'un gaz enrichi en oxygène, voire même l'oxygène pur, a pour but de dissoudre ce gaz dans la liqueur mixte, afin de répondre aux besoins des bactéries épuratrices aérobies.

Après un temps de contact suffisant, la liqueur mixte est envoyée dans un clarificateur appelé aussi décanteur secondaire, destiné à séparer l'eau épurée des boues. Ces dernières sont recyclées dans le bassin d'aération pour y maintenir une concentration suffisante en bactéries épuratrices. L'excédent (boues secondaires en excès) est extrait du système et évacué vers le traitement des boues.

Les différents systèmes de boues activées peuvent être caractérisés par leur charge massique et leur charge volumique. Unités :  $C_m$  en (kg DBO<sub>5</sub>/j/kg de boues) et  $C_v$  (kg DBO<sub>5</sub>/j/m<sup>3</sup> de bassin d'aération).

- \* forte charge : .....  $C_m > 0,5$  et  $C_v > 1,5$
- \* moyenne charge : .....  $C_m$  varie de 0,2 à 0,5 et  $C_v$  varie de 0,6 à 1,5
- \* faible charge : .....  $C_m$  varie de 0,07 à 0,2 et  $C_v$  varie de 0,35 à 0,6
- \* très faible charge : .....  $C_m$  est inférieur à 0,07 et  $C_v$  inférieur à 0,35.

Dans le cas d'eaux résiduaires urbaines sans apports industriels (ce qui est notre cas) moyennement polluées avec  $150 < \text{DBO}_5 < 360$  mg/l), on peut atteindre après une parfaite clarification, un rendement d'épuration de la DBO<sub>5</sub>, de l'ordre de :

- aération prolongée et faible charge massique :

$$r = 95\%$$

- moyenne charge :  $r = 90\%$

- forte charge :  $r \leq 85\%$ .

a.- Principaux systèmes de traitement par boues activées :

- systèmes à bassins séparés : l'aération et la clarification sont pratiquées dans deux bassins séparés, nécessitant une reprise des boues recyclées par pompage entre le clarificateur et le bassin d'aération.

- Oxyrapid : ce sont des ouvrages compacts dans lesquels les phases d'aération et de clarification se situent à l'intérieur d'une même enceinte. Ils acceptent des taux de recirculation très élevés. Ils permettent une épuration à forte charge massique avec un rendement élevé.

L'oxyrapid peut être réalisé sous forme circulaire ou rectangulaire. Les parties inclinées de l'ouvrage ont des pentes comprises entre 50 et 55°, la longueur des ouvrages varie de 10 à 120 m.

- Aéro-accélérateur : c'est un bassin combiné de forme généralement circulaire, avec une zone centrale d'aération et une zone annulaire extérieure de clarification. Le retour de boue se fait gravitairement.

b.- Système d'aération :

Les systèmes d'aération ont un double but :

- apporter aux micro-organismes des boues activées l'oxygène;
- provoquer un brassage et une homogénéité suffisants pour assurer un contact intime entre le milieu vivant, les éléments polluants et l'oxygène introduit.

Les systèmes d'aération sont constitués d'un appareil ou d'un ensemble d'appareils placés dans un bassin de volume et de forme déterminés, et destinés à dissoudre dans l'eau un certain poids d'oxygène.

L'aération peut se faire selon plusieurs façons, parmi elles :

- aération de surface;
- aération par air surpressé;
- aération mixte;
- aération par oxygène pur.

Ici ne sont pas étudiés de façon explicite les autres procédés de traitement vu que, la présente étude comportera :  
station à moyenne charge :

- dégrilleur;
- dessableur;
- décanteur primaire;
- bassin d'aération;
- décanteur secondaire.

Station à faible charge :

- dégrilleur;
- dessableur;
- déshuileur;
- bassin d'aération;
- décanteur secondaire.

#### 4. Traitement des boues :

##### A/ - Généralités :

La boue des stations d'épuration est constituée par l'accumulation des matières extraites des eaux résiduaires au cours de leur traitement diluées dans une forte proportion d'eau.

On distingue :

- les boues primaires provenant de la décantation primaire;
- les boues secondaires provenant des traitements biologiques et décantation secondaire.

Traiter une boue c'est la rendre apte à être transportée ou séchée sans nuisance pour le milieu de rejet.

B/ - Traitement des boues :

L'opération de traitement se déroule comme suit :

a.- Dans un digesteur :

Dans le but est de minéraliser les matières organiques des boues, à l'abri de l'air, par l'action de micro-organismes.

On distingue différents types de digesteur :

\* le digesteur séparé  $\left\{ \begin{array}{l} \text{à ciel ouvert,} \\ \text{fermé (chauffé et non chauffé)} \end{array} \right.$

\* la fosse à double étage.

Dans notre étude, le choix est fixé pour un digesteur séparé, fermé et chauffé à 35°C.

b.- Dans un épaisseur :

Conditionner une boue c'est la rendre apte à subir un traitement ultérieur où à être déshydratée.

Les procédés de conditionnement les plus couramment employés sont :

- L'épaississement qui est employé :

\* soit pour épaisir les boues primaires et secondaires avant leur refoulement dans un digesteur séparé;

\* soit pour épaisir les boues traitées en aérobie avant leur épandage sur les lits de séchage.

- L'élutriation ou lavage de la boue digérée pour en réduire l'alcalinité et réduire la demande en réactifs lors d'un traitement chimique.

- La coagulation chimique de la boue par réactifs qui produisent un floc de matières en suspension et colloïdales.

Dans notre étude, on est amené à employer un épaisseur à boue, réalisé en béton sous la forme d'une cuve ouverte à fond tronconique ou pyramidal. L'épaisseur comprend :

- une tuyauterie de prise des boues à la pointe du radier avec vanne d'arrêt;
- une évacuation par trop-plein.

c.- Lit de séchage :

Les boues recueillies sur une station d'épuration ont une teneur en eau variable de 90 à 99%, selon leur nature et le traitement qu'elles ont subi. Dans cet état, elles occupent un volume important et ne peuvent être évacuées que par tonne de vidange. La déshydratation par séchage a pour but d'éliminer une partie de l'eau de constitution, donc, de volume. Le procédé employé dans notre cas : séchage naturel sur lits de séchage, il s'effectue en deux phases :

- \* dès remplissage du lit, dégagement gazeux et drainage de l'eau infiltré à travers le lit;
- \* le séchage proprement dit par évaporation, selon les conditions atmosphériques, finalement, il y a l'évacuation des boues sèches.

## 5. Variantes techniques possibles :

D'après l'étude des procédés de traitement, on a retenu deux variantes de traitement des eaux usées de la ville de Boghni. 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.  
(fig. 8 et 9).

Nous avons écarté les autres procédés de traitement pour différentes raisons notamment la nature des eaux usées de la ville, le nombre d'habitants (réel et équivalent), les conditions monographiques de la ville. Ainsi que, l'écartement du traitement par lagunage pour diverses raisons notamment :

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

Le traitement biologique sur lit bactérien est écarté pour les difficultés d'entretien nécessitant ainsi un personnel qualifié et de sa mauvaise souplesse vis à vis des variations de charge.

Les variantes choisies répondent en général, à ces exigences. Toutefois, ces deux variantes feront l'objet d'une étude technico-économique séparément pour en prendre la décision finale.

## CHAPITRE V.:

## CALCUL DE LA VARIANTE "A" : MOYENNE CHARGE.

1. Hypothèse de calcul : (pour le dimensionnement de la station d'épuration à l'horizon 2000).

|                                                                                                           |                |                         |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------|-------------------------|
| * débit de pointe par temps sec :                                                                         | $Q_{ts}$ ..... | 169,085 l/s             |
| * débit moyen par temps sec :                                                                             | $Q_m$ .....    | 94,46 l/s               |
| * volume moyen des rejets journalier :                                                                    | $V_j$ .....    | 8161,344 m <sup>3</sup> |
| * volume journalier par habitant :                                                                        | $v$ .....      | 170 l                   |
| * population équivalente :                                                                                | $P'$ .....     | 48000 hab.              |
| * débit admis dans la station :                                                                           | $Q_{KI}$ ..... | 338,2 l/s               |
| * débit diurne de temps sec supposé réparti<br>sur 18 heures :                                            | $Q_d$ .....    | 126 l/s                 |
| * poids journalier de $DBO_5$ dans les eaux usées<br>à l'entrée de la station à raison (60 g/hab/j) ..... |                | 2880 kg/j               |
| * poids journalier des M.E.S. (70 g/hab/j) .....                                                          |                | 3360 kg/j               |
| * Concentration en $DBO_5$ .....                                                                          |                | 353 mg/l                |
| * concentration en M.E.S. ....                                                                            |                | 412 mg/l.               |

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

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

Le choix de débit de pointe de temps sec pour le dimensionnement des ouvrages de traitement primaire et secondaire a été adopté, car il se situe entre les valeurs extrêmes  $Q_m$  et  $Q_{KI}$ .

Cependant, il est à signaler qu'un by-pass sera placé juste après les ouvrages de prétraitement et régularisera en temps d'orage le débit admissible dans les installations suivantes.

Qualité de traitement :

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

DRO<sub>5</sub> : ..... 30 mg/l : ..... en moyenne sur 24 heures;  
DCO : ..... 90 mg/l : ..... en moyenne sur 24 heures  
M.E.S.: ..... 30 mg/l ; ..... en moyenne sur 24 heures

Ces valeurs sont obtenues généralement après un traitement biologique aux boues activées.

## 2. Les traitements préliminaires :

Le traitement commence par le passage de l'eau usée brute dans des ouvrages destinés à protéger les installations de la station de traitement en éliminant à l'aval par rétention et écartement des matières séparables qui nécessitent le traitement telles que papiers, chiffons, détritiques de toutes sortes ainsi que celles dont la densité est nettement supérieure ou inférieure à l'unité comme les graisses et les sables.

### A./ - Dégrillage (fig. 11).

L'objet du dégrillage est d'éliminer les matières les plus grossières que contient l'eau de rejet. Cette opération constitue donc, la phase préliminaire de l'épuration.

L'élimination des matières retenues sur les barreaux de grille peut être effectuée manuellement ou mécaniquement.

#### a.- Calcul du dégrillage :

\* Grille grossière :

La largeur totale de la grille est donnée par la relation suivante d'après KITTELBERGER :

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

où : L : largeur totale des grilles

- d : largeur des barreaux = 15 mm
- e : espacement entre les barreaux = 50 mm
- n : degré d'encrassement = 40%
- $Q_{KI}$  : débit admis de dimensionnement en  $m^3/s = 0,34 m^3/s$
- h : profondeur d'eau en amont des grilles = 0,5 m
- V : vitesse au passage des grilles = 1 m/s

d'où : 
$$L = \frac{15 + 50}{50} \cdot \frac{1}{1-0,4} \cdot \frac{0,34}{1 \cdot 0,5} = 1,47 \text{ m}$$

choix : une grille de largeur = 1,50 m.

\* Grille fine : espacement e entre les barreaux = 20 mm, ce qui donne :

$$L = \frac{15 + 20}{20} \cdot \frac{1}{1-0,4} \cdot \frac{0,34}{1 \cdot 0,5} = 1,98 \text{ m}$$

choix : une grille de largeur = 2,00 m.

b.- Résidu du dégrillage :

Le volume du refus des dégrilleurs grossier et fin exprimé en l/hab/an est donné par la relation :

$$V = \frac{12 \text{ à } 15}{e} = \frac{12}{5} + \frac{12}{2} = 8,4 \text{ l/hab/an}$$

e : étant l'espacement entre les barreaux en cm.

Le refus journalier sera de :  $\frac{V}{365} \cdot \text{population équivalente}$

$$\frac{8,4}{365} \cdot 48000 = 1104,66 \text{ l/j}$$

Pour toutes grilles, il est impératif d'évacuer tous les jours les matières dégrillées qui peuvent contenir jusqu'à 80% de matières organiques et putréfient rapidement surtout par temps de chaleur. On peut se débarrasser des déchets de grille :

- par enfouissement dans le terrain avoisinant;
- par enlèvement aux ordures ménagers;
- par incinération.

Tous les jours, nettoyage au jet d'eau des parois, de la grille et du rateau pour enlever les matières adhérentes.

B./ - Dessablages : (à écoulement horizontal).

Dans les dessableurs, on élimine les matières minérales lourdes et en particulier les sables afin d'éviter une abrasion rapide des ouvrages, une corrosion élevée par flottement et pour empêcher une perte en volume utilisable dues aux durs dépôts qui se forment dans les dessableurs. (fig. 1c).

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

Pour maintenir une vitesse constante, les chambres de dessablage sont munies d'un étranglement venturi à leur sortie. Une vitesse de l'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  $70 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ .

a.- Dimensionnement des dessableurs :

En adoptant :

$$V_h = 0,30 \text{ m/s} \text{ vitesse d'écoulement}$$
$$V_s = 0,016 \text{ m/s} \text{ vitesse de sédimentation des particules de diamètre supérieur à 2 mm}$$
$$Q_{KI} = 0,34 \text{ m}^3/\text{s} \text{ débit de dimensionnement.}$$

En considérant deux chambres de dessablage :

$$Q = \frac{Q_{KI}}{2} = 0,17 \text{ m}^3/\text{s}$$

Section horizontale pour chaque dessableur :

$$S_h = \frac{Q}{V_s} = \frac{0,17}{0,016} = 10,625 \text{ m}^2$$

Section verticale :

$$S_v = \frac{Q}{V_h} = \frac{0,17}{0,3} = 0,567 \text{ m}^2$$

Largeur sera : (la hauteur du bassin fixée à 0,8 m) :

$$l = \frac{S_v}{h} = \frac{0,567}{0,8} = 0,71 \text{ m}$$

La longueur sera :

$$L = \frac{S_h}{l} = \frac{10,625}{0,71} = 14,97 \text{ m}$$

On adopte pour chaque bassin :

- section horizontale : ..... 12 m<sup>2</sup>
- section verticale ..... 0,64 m<sup>2</sup>
- largeur ..... 0,8 m
- longueur ..... 15 m
- hauteur ..... 0,8 m

- d'où :
- charge hydraulique :  $C_h = \frac{Q}{S_h} = \frac{0,17}{12} \cdot 3600 = 51 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$
  - temps de séjour :  $t_s = \frac{V}{Q} = \frac{L \cdot l \cdot h}{Q} = 56 \text{ s environ } 1\text{mn.}$

On a prévu un étrangement Venturi à la sortie des chambres de dessablage en vue de maintenir une vitesse constante d'écoulement (voir fig. 12).

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

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

où : Q : débit traversant la chambre de dessablage

K : est une caractéristique de l'étranglement (1,93 en unités m et sec)

$l_1$  : largeur de l'étranglement en m

h : la hauteur d'eau maximale en amont de l'étranglement en m (0,8 m)

donc :

$$l_1 = \frac{0,170}{1,93 (0,8)^{3/2}} = 0,128 \text{ m}$$

La largeur pour chaque sortie de chambre = 12 cm.

b.- Quantité de matières éliminée par les dessableurs :

La quantité des M.E.S à l'entrée des dessableurs dépend du volume journalier des eaux usées qui est de  $8161,344 \text{ m}^3$  ce qui nous donne le poids journalier de M.E.S =  $3360 \text{ kg/j}$ , cette quantité contient :

- 70% de matières volatiles en suspension (M.V.S);
- 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 :

$$3360 \cdot 0,3 \cdot 0,8 = 806,4 \text{ kg/j}$$

La quantité de MM entrant dans les décanteurs primaires est :

$$\text{M.M} = 3360 \cdot 0,3 \cdot 0,2 = 201,60 \text{ kg/j}$$

La quantité totale de M.E.S non éliminée :

$$\begin{aligned} \text{M.E.S} &= 0,7 \text{ M.E.S.} + \text{M.M} \\ &= 0,7 \cdot 3360 + 201,60 = 3561,60 \text{ kg/j.} \end{aligned}$$

Effectuer journallement la mesure de la profondeur du sable de pose. Lorsque le sable atteint le niveau du seuil d'entrée, on doit procéder à son extraction des boues sableuses par transport hydraulique vers une trémie. Elles seront ensuite évacuées vers la décharge après égouttage.

3. Traitement primaire ou décantation primaire :

A/ - Généralités :

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. (Fig. 13).

La charge superficielle maximale dans les décanteurs primaires doit être inférieure à  $2,5 \text{ m}^3/\text{h}$  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

B/ - Dimensionnement des décanteurs primaires :

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

$$V_t = Q_{ts} \cdot t_s = 608,706 \cdot 1,1 = 669,580 \text{ m}^3$$

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

$$t_s = \frac{V_t}{Q_m} = \frac{669,58}{340,056} = 1,96 \text{ heures.}$$

Choix : 2 décanteurs primaires à alimentation centrale (facilitant la répartition de l'effluent). On adopte généralement des hauteurs de 2 à 3,50m pour des décanteurs raclés. Pour nos calculs, nous choisissons  $H = 2,5 \text{ m}$ .

Volume de chaque décanteur :

$$V = \frac{V_t}{2} = \frac{669,58}{2} = 334,8 \text{ m}^3$$

On choisit alors un volume de  $335 \text{ m}^3$  pour chaque décanteur :

- la surface :  $S = \frac{V}{H} = \frac{335}{2,5} = 134 \text{ m}^2$

- le diamètre correspondant à chaque décanteur :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 134}{\pi}} = 13,1 \text{ m}$$

On adoptera pour chaque décanteur :

- hauteur (H) ..... 2,5 m
- diamètre (D) ..... 13,5 m
- surface (S) ..... 143,07 m<sup>2</sup>

Vérifions la charge superficielle :

$$C_s = \frac{Q_{ts}}{Q_t} \quad \text{ou : } S_t : \text{ est la surface totale des décanteurs en m}^2$$

$$S_t = 2 \cdot S = 2 \cdot 143,07 = 286,14 \text{ m}^2$$

$$C_s = \frac{608,706}{286,14} = 2,13 \text{ m/h} \quad (C_s \text{ inférieure } 2,5 \text{ m/h}).$$

C/ - Boues primaires :

La quantité de M.E.S entrant dans les décanteurs primaires est de 3561,60 kg/j. En admettant que les décanteurs primaires éliminent 70% des M.E.S et 30% de la  $DBO_5$ , on aura :

$$M.E.S = 3561,50 \cdot 0,7 = 2493 \text{ kg/j}$$

$$DBO_5 = 2880 \cdot 0,3 = 864 \text{ kg/j.}$$

La quantité de M.E.S à la sortie des décanteurs primaires sera :

$$3561,60 - 2493 = 1068,6 \text{ kg/j.}$$

La quantité totale de boues destinées au traitement s'élève à :

$$3264 \text{ kg/j.}$$

4. Le traitement secondaire :

A/ - Les bassins d'aération :

a.- Généralités :

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 03 étapes essentielles :

- adsorption et absorption des matières organiques par les floccs biologiques;

- oxydation et dégradation de ces matières organiques et synthèse de nouveaux micro-organismes;

- 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.

b.- Dimensionnement des bassins d'aération :

- Paramètres de dimensionnement :

\* charge massique

$$C_m = \frac{L_0}{S_v} \dots\dots\dots 0,2 \text{ à } 0,5 \text{ kg DBO}_5/\text{j/kg M.V.S.}$$

\* charge volumique :

$$C_v = \frac{L_0}{V} \dots\dots\dots 0,6 \text{ à } 1,5 \text{ kg DBO}_5/\text{j/m}^3 \text{ du bassin}$$

\* temps de séjour :

$$t_s \dots\dots\dots 3 \text{ à } 6 \text{ heures}$$

$$* \text{ DBO}_5 \text{ reçu par jour } L_0 = 2880 \cdot 0,7 = 2016 \text{ kg/j.}$$

- Dimensionnement des bassins d'aération :

On se fixe un volume utile de  $V = 1000 \cdot 2 = 2000 \text{ m}^3$ , vérifions les temps de séjour : sur  $Q_{ts} = 169,085 \text{ l/s} = 608,706 \text{ m}^3/\text{h}$

$$t_s = \frac{V}{Q_{ts}} = \frac{2000}{608,706} = 3,28 \text{ heures}$$

$$\text{sur } Q_m = 94,46 \text{ l/s} = 340,056 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$t_s = \frac{V}{Q_m} = \frac{2000}{340,056} = 5,88 \text{ heures.}$$

- Dimensions du bassin adopté :

- hauteur H ..... 2 m
- longueur L ..... 50 m
- largeur l ..... 10 m
- surface horizontale S.  $500 \text{ m}^2$
- volume V .....  $1000 \text{ m}^3$ .

Vérification de la charge volumique :

$$C_v = \frac{L_o}{V} = \frac{2016}{2000} = 1,008 \text{ kg de DBO}_5/\text{j/m}^3 \text{ de bassin}$$

donc :  $C_v$  est vérifiée.

Détermination de la masse de M.V.S. contenues dans le bassin d'aération :

$$\frac{C_v}{C_m} = S_v$$

avec :  $S_v$  : teneur en M.V.S en  $\text{kg/m}^3$

charge massique adoptée :  $0,3 \text{ kg DBO}_5/\text{j/kg de M.V.S.}$

$$S_v = \frac{1,008}{0,3} = 3,36 \text{ kg de M.V.S/m}^3$$

Masse de M.V.S contenues dans les bassins :

$$B_a = S_v \cdot V = 3,36 \cdot 2000 = 6720 \text{ kg.}$$

c.- système d'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 des bactéries épuratrices.

- Les besoins en oxygène : Les besoins 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 ( $\text{kg O}_2/\text{j}$ )

$L_o - L_f$  : fraction éliminée de la  $\text{DBO}_5$  ( $\text{kg/j}$ )

$B_a$  : masse de M.V.S 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  $\text{DBO}_5$  en matières vivantes, le second terme correspond aux besoins en oxygène dûs à la respiration endogène des boues actives.

a' : fraction de substrat oxydé (kg d'O<sub>2</sub>/kg DBO<sub>5</sub>)

b' : traduit la consommation en oxygène du métabolisme endogène (kg d'O<sub>2</sub>/kg de M.V.S/jour).

Ces deux coefficients sont fonctions de la charge massique, quand celle-ci est exprimée sur la base des charges en DBO<sub>5</sub>, d'où :

$$a' = 0,57 \text{ kg d'O}_2/\text{kg DBO}_5$$

$$b' = 0,075 \text{ kg d'O}_2/\text{kg de M.V.S/jour}$$

\* besoins en oxygène (théorique) :

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

L<sub>f</sub> : DBO<sub>5</sub> de rejet L<sub>f</sub> = 30 mg/l = 30 · 8,161344 = 245 kg/j

$$P(O_2) = 0,57 (2016 - 245) + 0,075 · 6720 = 1496,37 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

$$P(O_2) = 62,35 \text{ kg d'O}_2/\text{heure}$$

Quantité d'oxygène à fournir en pointe :

On considère dans ce calcul que la DBO<sub>5</sub> est éliminée pendant 18 heures et que le métabolisme endogène s'effectue en permanence :

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

$$P(O_2)_{\text{max.}} = 0,57 \frac{(2016 - 245)}{18} + 0,075 \frac{6720}{24}$$

$$P(O_2)_{\text{max.}} = 77,08 \text{ kg d'O}_2/\text{heure.}$$

\* Passage aux conditions nominales :

Les différents systèmes 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 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 x T

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

$$T = T_p \cdot T_d \cdot T_t$$

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

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

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

$$T_p = 0,85$$

$T_d$  : 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,  $t^\circ$ )

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

$C_{s10}$  : concentration de saturation en oxygène dans les conditions nominales (à  $10^\circ\text{C}$  et pression 760 mm Hg)

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

avec :  $C_{ST}$  : concentration en oxygène à la température moyenne ( $18,2^\circ$ )

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

$P_e$  : pression atmosphérique à 230 m d'altitude (740 mm Hg)

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

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

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

on prend  $\beta = 0,95$  (eau usée domestique)

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

$$s = \frac{475 - 2,65 S}{475} = 0,95$$

car S : étant la salinité en mg/l = 9,41 mg/l (eau usée domestique);

$$T_t: \text{coefficient de vitesse de transfert} = 1,024^{t-10}$$

où : t est la température exprimée en °C.

- Calculs :

$$C_{S18,2} = \frac{475}{33,5 + 18,2} = 9,19 \text{ mg/l}$$

$$C_{STP} = 9,19 \cdot \frac{740}{760} \cdot 0,95 \cdot 0,95 = 8,07 \text{ mg/l}$$

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

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

$$T_d = \frac{8,07 - 1,50}{10,92} = 0,60$$

$$T_t = 1,024^{18,2-10} = 1,22$$

$$T = 0,85 \cdot 0,60 \cdot 1,22 = 0,63.$$

Les besoins réels en oxygène sont donc :

$$\text{- en moyenne } P(O_2) = \frac{62,35}{0,62} = 100,56 \text{ kg d'O}_2/\text{h}$$

$$\text{- en pointe } P(O_2)_{\text{max}} = \frac{77,08}{0,63} = 122,34 \text{ kg d'O}_2/\text{h}.$$

Les bassins d'aération seront équipés par des aérateurs de surface dont le type est à flux radial (faible vitesse).  
Ils seront montés sur des plate-formes fixes pour en faciliter l'accès.  
Les apports spécifiques d'oxygène des aérateurs à faible vitesse se situent entre 1,5 et 2,5 kg d'O<sub>2</sub>/kw h.  
La puissance à fournir pour le transfert de l'oxygène, sachant que l'apport spécifique est de 2 kg d'O<sub>2</sub>/kw h :

$$P_a = \frac{122,34}{2} = 61,17 \text{ kw}$$

A cette puissance, s'ajoute la puissance de brassage :

$$25 \text{ à } 30 \text{ w/m}^3$$

Elle permettra d'éviter les dépôts et d'assurer une bonne homogénéisation. On prend  $p = 25 \text{ w/m}^3$  :

$$P_b = 0,025 \cdot V = 0,02 \cdot 2000 = 50 \text{ kw.}$$

La puissance totale à fournir :

$$P = P_a + P_b = 61,17 + 50 = 111,17 \text{ kw}$$

$$P = 111 \text{ kw.}$$

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

Caractéristiques des aérateurs à mettre en place (catalogue dégrémont - actirotor - n° 1336 D) ou similaire.

Choix :

- 3 aérateurs de type R 512 par bassin.

Puissance du moteur 18,5 kw.

Vitesse turbine 59 trs/mn.

Nombre de poles 12.

Diamètre du rotor 1420 mm.

Rendement épuratoire théorique :

$$r = \frac{L_o - L_f}{L_o} = \frac{2016 - 245}{2016} = 89\%.$$

B/ - 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 peut être exprimée par la relation suivante :

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

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

$L_e$  : pollution organique éliminée (kg/j)

- $a_m$  : taux de conversion de la  $DBO_5$  en matières volatiles en suspension;  
M.V.S (kg M.V.S/kg  $DBO_5$ )
- $B_{min}$  : boues minérales non éliminée (kg/j)
- $B_{dur}$  : matières volatiles en suspension difficilement biodégradables  
(kg/j)
- $B_a$  : masse de M.V.S contenue dans le bassin d'aération (kg)
- $b$  : coefficient reliant l'auto-oxydation à la quantité de boues détruites ( $j^{-1}$ )
- $B_{eff}$  : boues de sortie (kg/j)
- $a_m L_e$  : boues synthétisées (kg/j) avec  $L_e = L_o - L_f$
- $bB_a$  : quantité de boues détruites par l'auto-oxydation (kg/j).

Le coefficient  $b$  peut être déterminé en fonction de la consommation en oxygène par les micro-organismes.

On prend en général :  $b = 0,05 j^{-1}$ .

Le coefficient  $a_m$  est fonction de la charge massique :

$$a_m = 0,82 \text{ kg M.V.S/kg } DBO_5 \quad (\text{pour } C_m = 0,3).$$

a.- Calculs :

Les charges en M.E.S. et en  $DBO_5$  entrant dans les réacteurs biologiques sont :

charge en M.E.S. : ..... 1399 kg/j  
 dont : ..... 110,50 kg/j de M.M  
 et : ..... 1288,50 kg/j de M.V.S  
 charge de  $DBO_5$  : ..... 2016 kg/j.

$$\begin{aligned}
 B_{min} &= 0,02 \cdot 3360 = 0,02 \cdot \text{M.E.S} : \dots\dots\dots + 67,2 \text{ kg/j} \\
 a_m L_e &= 0,82 (2016 - 245) : \dots\dots\dots + 1452,22 \text{ kg/j} \\
 B_{dur} &= 0,063 \cdot \text{M.E.S} = 0,063 \cdot 3360 : \dots\dots\dots + 211,68 \text{ kg/j} \\
 bB_a &= 0,05 \cdot 6720 : \dots\dots\dots - 336 \text{ kg/j} \\
 B_{eff} &= 0,03 \cdot 8161,344 : \dots\dots\dots - 244,84 \text{ kg/j} \\
 & \hspace{15em} \underline{\hspace{10em}} \\
 & \hspace{15em} B = 1150 \text{ kg/j}
 \end{aligned}$$

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

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

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

Prenons  $I_M = 100$  (bonne décantation des boues) :

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

Le volume des boues à extraire journalièrement est :

$$V_{B2} = \frac{B}{S_r} = \frac{1150}{12} = 95,83 \text{ m}^3/\text{j.}$$

b.- 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 :  $C$  : taux de concentration =  $\frac{S_r}{S'_v}$

avec :  $S'_v$  : concentration en M.E.S à l'intérieur du bassin

$$S'_v = \frac{S_v}{0,7} \quad (\text{les M.E.S contiennent } 70\% \text{ de M.V.S})$$

$$S'_v = \frac{3,36}{0,7} = 4,8 \text{ g/l}$$

donc :  $C = 2,5$  d'où :  $R = \frac{1}{2,5 - 1} = 66\%$ .

Débit de recirculation :

\* en moyenne :  $Q_m^R = R Q_m = 0,66 \cdot 340,056 = 224,44 \text{ m}^3/\text{h}$

\* en pointe :  $Q_{ts}^R = R \cdot Q_{ts} = 0,66 \cdot 608,706 = 401,75 \text{ m}^3/\text{h}$

c.- Age des boues :

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

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

$$A = \frac{R_a}{B} = \frac{6720}{1150} = 5,8 \text{ jours.}$$

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

d.- Poste de reprise des boues :

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

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

En considérant que le débit de recirculation maximal est de  $401,75 \text{ m}^3/\text{h}$  soit  $112 \text{ l/s}$ , on devrait utiliser 2 pompes à vis sans fin dont les débits sont variables de 0 à  $80 \text{ l/s}$ . On devra, en outre, disposer d'une pompe identique de secours.

- Boues en excès : les débits secondaires en excès de débit  $15,50 \text{ l/s}$  seront envoyées vers l'épaississeur au moyen d'une pompe à vis de débit variant de 0 à  $20 \text{ l/s}$ , et une autre pompe identique est à prévoir pour parer aux pannes.

- Volume du poste de reprise : le volume des boues secondaires étant de  $95,8 \text{ m}^3$ . Le volume à prévoir pour le poste de reprise est de  $100 \text{ m}^3$ .

C/ - Dimensionnement des décanteurs secondaires :

La décantation secondaire a pour rôle, 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 à celui des traitements primaires.

La différence réside dans la faiblesse des vitesses ascensionnelles, comprises entre 0,85 et 1,9 m/h, selon la nature du débit admis au maximum. Le temps de séjour est d'environ 1 à 3 heures.

- Calcul :

- \* on prend un temps de séjour = 2 heures;
- \* une hauteur de : 1,5 m;
- \* alors la vitesse ascensionnelle sera de :  $V_a = \frac{2}{2} = 1 \text{ m/h}$ ;
- \* la surface totale utile est :

$$S = \frac{(1 + R) Q_{ts}}{V_a} = \frac{1,66 \cdot 608,706}{1} = 1010 \text{ m}^2$$

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

hauteur H ..... 1,5 m  
 diamètre D ..... 26 m  
 surface S ..... 531 m<sup>2</sup>  
 volume du bassin ..... 796,5 m<sup>3</sup>

vérification du temps de séjour :

$$\text{sur } (1 + R) Q_{ts} \quad t_s = \frac{2 \cdot V}{(1 + R) Q_{ts}} = \frac{1593}{1,66 \cdot 608,706} = 1,57 \text{ heures}$$

$$\text{sur } (1 + R) Q_m \quad t_s = \frac{2 \cdot V}{(1 + R) Q_m} = \frac{1593}{1,66 \cdot 340,056} = 2,8 \text{ heures}$$

Les décanteurs primaires et secondaires seront munis de racleurs. Leur radier sera légèrement incliné pour faciliter l'évacuation des boues vers le puits central.

D/ - Bassin de stérilisation :

Les bassins de stérilisation seront le siège de destruction des germes pathogènes contenus dans l'eau épurée. Elle se fera par injection de chlore dilué dans l'eau épurée dans une proportion qui sera déterminé suivant l'analyse des eaux traitées et selon son utilisation finale.

- Dimensionnement :

Le temps de contact étant pris égal à 15 mm. Le débit à désinfecter est le débit de pointe de temps sec. Le volume du bassin :

$$V = Q_{ts} \cdot t_s = 608,706 \cdot \frac{15}{60} = 153 \text{ m}^3$$

dont les dimensions seront donc :

hauteur ..... 2 m;  
largeur ..... 6 m;  
longueur ..... 15 m;  
surface ..... 90 m<sup>2</sup>;  
volume ..... 180 m<sup>3</sup>.

5. Traitement des boues

Les traitements primaires et secondaires produisent une boue très importante. Celle-ci doit être éliminée ou du moins traitée de façon à ne pas présenter de danger au milieu de rejet.

Leur traitement se déroule comme suit :

- épaissement;
- digestion;
- déshydratation par séchage.

A/ - Bilan des boues :

- boues provenant des décanteurs primaires :

2493 kg/j dont 197 kg/j de M.M.  
et 2296 kg/j en M.V.S.

- Boues provenant des décanteurs secondaires :

1150 kg/j dont 67,2 kg/j de M.M.  
et 1082,8 kg/j de M.V.S.

Les boues primaires sont extraites avec une concentration de 20 à 30 g/l, nous adoptons : C = 20 g/l.

Le volume à extraire journallement est :

$$V_{B1} = \frac{2493}{20} = 124,65 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le volume à extraire des décanteurs secondaires avec  $C = 12 \text{ g/l}$ .

$$V_{B2} = \frac{1150}{12} = 95,83 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Le volume total des boues est :

$$V_t = V_{B1} + V_{B2} = 124,65 + 95,83 = 220,50 \text{ m}^3/\text{j}.$$

B/ - Epaisseur :

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

$$C_s = 60 \text{ kg de MS/m}^2/\text{j}.$$

La surface horizontale sera donc :

$$S_H = \frac{1150 + 2493}{60} = 61 \text{ m}^2.$$

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

$$V = V_t \cdot 1\text{j} = 220,50 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Choix : l'épaisseur sera de caractéristiques :

- hauteur ..... 1,5 m
- diamètre ..... 9 m;
- surface horizontale .... 63,6  $\text{m}^2$ ;
- volume ..... 222,6  $\text{m}^3$ .

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

C/- Digesteur anaérobie : (avec chauffage à 35°C). ( fig 15);

La digestion des boues se fera à moyenne charge et en un seul stade.

Le volume journalier des boues rentrant dans le digesteur :

$$\frac{(1150 + 2493)}{60} = 61 \frac{\text{kg/j}}{\text{g/l}} = 61 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le temps de digestion pour une température de 35°C est de 25 jours.

$$V = 61 \cdot 25 = 1525 \text{ m}^3.$$

On fixe la hauteur du digesteur à 8 m, la surface du digesteur sera de 190,63 m<sup>2</sup>, le diamètre correspondant sera de 15,5 m.

La digestion assure une dégradation de 45% des matières organiques.

La quantité de M.V.S détruite sera :

$$(2296 + 1082,8) \cdot 0,45 = 1520,50 \text{ kg de M.V.S détruits/jour.}$$

\* Production de gaz :

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

Sachant que 1 kg de matière organique détruite produit 900 l de gaz, alors, on a une production totale : de :

$$1520,50 \cdot 900 = 1368450 \text{ l/j} = 1368,450 \text{ m}^3 \text{ de gaz/j.}$$

Soit une production de 65% de méthane, donc une production de :

$$P_m = 1368,45 \cdot 0,65 = 889,50 \text{ m}^3 \text{ de méthane par jour.}$$

La quantité de matières sèches à déshydrater sera :

$$0,55 \cdot M.V.S_{\text{totale}} + M.M_t = 2122,54 \text{ kg/j.}$$

D/ - Lits de séchage :

Les aires de séchage sont 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. 14).

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

$$V = \frac{2122,54}{60} = 35,5 \text{ m}^3/\text{j}$$

La production annuelle sera de :

$$35,5 \cdot 365 = 12957,50 \text{ m}^3/\text{an.}$$

La durée de séchage dans un climat méditerranéen est de 1 mois environ. L'extraction des boues se fera 1 fois par semaine à raison donc de :

$$35,5 \cdot 7 = 248,50 \text{ m}^3/\text{semaine.}$$

Adoptons une couche de 30 cm d'épaisseur, la surface nécessaire du lit sera de :

$$S = \frac{248,50}{0,3} = 828 \text{ m}^2.$$

Un lit prend les boues issues du digesteur 1 fois par semaine, il retiendra les boues pendant un mois, donc, il faudra 3 autres lits qui prendront les extractions des 3 semaines suivantes du même mois. En outre, il faut également prévoir un lit de séchage qui servira de dépannage pour parer à un excès accidentel des boues ou au moment d'entretien d'un des lits prévus. La surface totale sera donc :

$$S_t = 5 \cdot S = 5 \cdot 828 = 4140 \text{ m}^2.$$

La densité correspondant à la superficie occupée par les lits de séchage par rapport au nombre d'habitant équivalent, qui est de 48000 hab., sera :

$$d = \frac{48000}{4140} = 11,60 \text{ éq. hab./m}^2.$$

Les boues ainsi traitées peuvent être :

- soit déposées en décharge contrôlée;
- soit incinérées;
- soit utilisées en agronomie après traitement complémentaire nécessaire.

## CHAPITRE VI. :

## CALCUL TECHNIQUE DE LA VARIANTE B : FAIBLE CHARGE :

## 1. Les traitements préliminaires :

Le système de traitement à faible charge massique ne présente pas de décanteur primaire mais on devra inclure un déshuilage dans la phase de prétraitements. L'étude des différents ouvrages du prétraitement sont étudiés dans la variante "A", nous commencerons alors le calcul par l'installation du déshuilage.

## a.- 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 raclée manuellement.

Le temps de séjour ne doit pas être inférieur à 7 minutes sur le débit maximum admis et la charge superficielle ne doit pas dépasser  $30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ .

## b.- Dimensionnement du déshuileur :

$$\begin{aligned} \text{Le débit maximum admis} &= Q_{KI} = 338,2 \text{ l/s} \\ &= 20,3 \text{ m}^3/\text{min.} \\ &= 1217,52 \text{ m}^3/\text{h.} \end{aligned}$$

En adoptant ::  $t_s = 7 \text{ min.}$

$$C_s = 30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

Le volume :  $V = Q_{KI} \cdot t_s = 142 \text{ m}^3$

La section horizontale :  $S_H = \frac{Q_{KI}}{C_s} = \frac{1217,52}{30} = 40,58 \text{ m}^2$ .

En fixant :  $L = 15 \text{ m}$  (longueur du déshuileur).

La largeur l sera donc, égale à :

La largeur l sera donc égale à ::

$$l = \frac{40,58}{15} = 2,7 \text{ m}$$

La hauteur H :  $H = \frac{V}{S} = \frac{142}{40,58} = 3,5 \text{ m.}$

On adopte pour le déshuileur, les dimensions suivantes :

$$\begin{aligned} S &= 42 \text{ m}^2 \\ L &= 15 \text{ m} \\ l &= 2,8 \text{ m} \\ H &= 3,5 \text{ m} \\ V &= 147 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

2. Traitement secondaire :

A/ - Aération :

a.- 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 les dispositifs d'agitation mécanique des eaux, d'insufflation d'air.

b.- Dimensionnement :

Les paramètres de fonctionnement sont fixés comme suit :

- charge massique en kg DBO<sub>5</sub>/kg M.V.S/j : de 0,07 à 0,2;
- charge volumique (C<sub>v</sub>) en kg DBO<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>/j : de 0,35 à 0,6;
- concentration en biomasse assimilée en M.V.S. (S<sub>v</sub>) en kg MVS/m<sup>3</sup> : de 3 à 5.

On se fixe::

- une charge massique (C<sub>m</sub>) de 0,1 kg DBO<sub>5</sub>/kg M.V.S/j;
- une concentration en biomasse assimilée en M.V.S dans le bassin d'aération S<sub>v</sub> = 4 kg/m<sup>3</sup>.

La charge volumique correspondante est :

$$C_v = C_m \cdot S_v = 0,1.4 = 0,4 \text{ kg de DBO}_5/\text{m}^3 \text{ de bassin/j.}$$

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

$$L_o = 2880 \text{ kg/j}$$

$$V = \frac{2880}{0,4} = 7200 \text{ m}^3.$$

Choix : 3 bassins de  $2400 \text{ m}^3$  chacun.

Vérification du temps de séjour :

$$\text{sur } Q_{ts} : \dots t_s = \frac{V}{Q_{ts}} = \frac{7200}{608,706} = 12 \text{ heures}$$

$$\text{sur } Q_m : \dots t_s = \frac{V}{Q_m} = \frac{7200}{340,056} = 21 \text{ heures.}$$

On adoptera pour chaque bassin :

hauteur H ..... 3 m;  
longueur L ..... 50 m;  
largeur l ..... 16 m;  
surface S .....  $800 \text{ m}^2$ ;  
volume  $V_u$  .....  $2400 \text{ m}^3$ .

Rendement éputoire :

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

avec :  $L_o$  : pollution initiale  $353 \text{ mg/l}$

$L_f$  : pollution finale  $30 \text{ mg/l}$ .

$$r = \frac{353 - 30}{353} = 91\%.$$

## c.- Système d'aération :

- Besoin en oxygène du point de vue théorique.

Les besoins en oxygène sont donnés par la relation suivante :

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

avec : a' et b' : coefficients respirométriques

$B_a$  : masse de M.V.S contenue dans les bassins

$L_e$  : pollution éliminée

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

$$b' = 0,065 \text{ kg d'O}_2/\text{kg M.V.S/j}$$

$$B_a = S_v \cdot V = 4 \cdot 7200 = 28800 \text{ kg/j}$$

$$L_e = L_o - L_f = 2880 - 259,2 = 2620,80 \text{ kg/j}$$

$$P(O_2) = 0,65 \cdot 2620,80 + 0,065 \cdot 28800 = 3575,50 \text{ kg d'O}_2/\text{j.}$$

Soit la quantité d'oxygène horaire à fournir :

$$\frac{3575,50}{24} = 149 \text{ kg d'O}_2/\text{h.}$$

Capacité de pointe d'oxygénation :

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

$$P(O_2) = 0,65 \cdot \frac{2620,80}{18} + \frac{0,065 \cdot 28800}{24} = 172,64 \text{ kg d'O}_2/\text{h.}$$

- Besoins en oxygène aux conditions standart.:

Le coefficient correctif T a été déterminé précédemment et est égal à 0,63.

Les coefficients réels en oxygène sont :

$$\frac{\text{quantité d'O}_2}{T}$$

$$\text{en pointe : } P(O_2)_p = \frac{172,64}{0,63} = 274 \text{ kg d'O}_2/\text{h}$$

$$\text{en moyenne : } P(O_2)_m = \frac{149}{0,63} = 236,5 \text{ kg d'O}_2/\text{h.}$$

On équipera les bassins d'aération par des aérateurs à flux radial. Le nombre d'aérateurs à installer dans chaque bassin est de 5 unités de rotor. Leur disposition est bien déterminée.

Puissance à fournir pour le transfert d'oxygène : (le rapport spécifique est de 2 kg d'O<sub>2</sub>/kw h), est ::

$$P_a = \frac{274}{2} = 137 \text{ kw.}$$

Puissance totale à fournir : pour le brassage :

$$P_b = 0,03.V = 0,03 \cdot 7200 = 216 \text{ kw.}$$

Puissance totale à fournir :

$$P_t = P_a + P_b = 137 + 216 = 353 \text{ kw.}$$

Caractéristiques des aérateurs à mettre en place : (catalogue dégrément - actirotor - N° 1336 D) ou similaire.

- 15 aérateurs de type R 609 (5 aérateurs par bassin).

Puissance du moteur ..... 25 kw.

Vitesse de turbine ..... 53 trs/mn.

Nombre de pales ..... 9.

Diamètre du rotor ..... 1650 mm.

B/ - Boues secondaires :

a.- Bilan des boues :

La quantité de boues issues des décanteurs secondaires est :

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

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

$$a_m = f(C_m) \longrightarrow a_m = 0,79 \text{ kg M.V.S/kg DBO}_5$$

Calcul :

$$B_{\min} = 0,2 \text{ M.E.S} = 0,2 \cdot 3360 = + 672 \text{ kg/j}$$

$$B_{\text{dur}} = 0,25 \cdot 0,7 \text{ M.E.S} = 0,25 \cdot 0,7 \cdot 3360 = + 588 \text{ kg/j}$$

$$a_m \cdot L_e = 0,79 (2880 - 259,2) = + 2070,43 \text{ kg/j}$$

$$bB_a = 0,046 \cdot 28800 = - 1324,8 \text{ kg/j}$$

$$B_{\text{eff}} = 0,03 \cdot 8161,344 = - 244,84 \text{ kg}$$

---


$$B = 1761 \text{ kg/j.}$$

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 les boues ayant subi une bonne d canta-  
tion).

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

Taux de recirculation ::

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

où :  $C$  : taux de concentration

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

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

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

Débit de recirculation :

\* en moyenne :  $Q_m^R = R \cdot Q_m = 0,9 \cdot 340,056 = 306 \text{ m}^3/\text{h}$

\* en pointe :  $Q_{ts}^R = R \cdot Q_{ts} = 0,9 \cdot 608,706 = 547,8 \text{ m}^3/\text{h.}$

Age des boues :

$$A = \frac{B}{a} = \frac{28800}{1761} = 17 \text{ jours.}$$

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.

b.- Les boues de recirculation :

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

Le débit maximal à recycler est de  $547,8 \text{ m}^3/\text{h} = 152,2 \text{ l/s}$ , on préconise l'emploi de 2 pompes à vis dont les caractéristiques sont les suivantes : débit de 0 à 80 l/s et diamètre 600 mm.

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

c.- Boues en excès :

Les boues en excès de débit  $18,34 \text{ l/s}$  seront envoyées vers l'épaississeur au moyen d'une pompe à vis dont les caractéristiques sont : débit variant de 0 à 20 l/s et diamètre de 400 mm. Une pompe similaire de secours est à prévoir.

d.- Volume de poste de reprise :

Le volume des boues secondaires étant de :  $V_{B2} = \frac{B}{S_r} = 146,75 \text{ m}^3$ , on prévoit un volume de  $150 \text{ m}^3$ .

C/ - Dimensionnement du décanteur secondaire :

Le débit de pointe arrivant aux clarificateurs est:  $Q$

$$Q = Q_{ts} (1 + R) = 608,706 (1 + 0,9) = 1156 \text{ m}^3/\text{h}$$

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

La surface du clarificateur est :

$$S = \frac{Q_{ts} (1 + R)}{v_a} = 1156 \text{ m}^2$$

le volume sera donc  $V = SH = 1156 \cdot 2 = 2312 \text{ m}^3$ , d'où un temps de séjour de :

\* en pointe :  $t_s = \frac{V}{Q_{ts} (1 + R)} = \frac{2312}{1156} = 2 \text{ heures}$

\* en moyenne :  $t_s = \frac{V}{Q_m (1 + R)} = \frac{2312}{340,056 \cdot 1,9} = 3,6 \text{ heures.}$

Choix : on propose deux bassins de décantation raclés dont les dimensions seront :

hauteur ..... 2 m;  
diamètre ..... 27 m;  
surface .....  $578 \text{ m}^2$ ;  
volume .....  $1156 \text{ m}^3$ .

D/ - Stérilisation : (voir variante A).

On a : un bassin de caractéristiques :

hauteur ..... 2 m;  
largeur ..... 6 m;  
longueur ..... 15 m;  
surface .....  $90 \text{ m}^2$   
volume .....  $180 \text{ m}^3$ .

3. Traitement des boues :

Les boues provenant des décanteurs secondaires sont stables. La filière de traitement consiste à :

- épaissement gravitaire;
- déshydratation sur lit de séchage;

A/ - Bilan des boues :

La quantité de boues s'élève à 1761 kg/j dont 678 kg/j de M.M.  
Les boues sont extraites à une concentration de  $C = 12$  g/l.  
Le volume des boues extraites journallement :

$$\frac{1761}{12} = 147 \text{ m}^3/\text{j}.$$

B/ - Epaisseur :

La quantité arrivant à l'épaisseur est égale à 1761 kg/j.  
Donc, un volume quotidien à épaisir de  $147 \text{ m}^3$ .  
On se fixe une hauteur  $H = 3,5$  m et un temps de séjour  $t_s = 7$  j.  
Volume de l'épaisseur :

$$V_e = V \cdot t_s = 147 \cdot 7 = 1029 \text{ m}^3.$$

On réalisera deux épaisseur de volume : 2 fois  $514,5 \text{ m}^3$ , ce qui donne les caractéristiques de chaque épaisseur :

hauteur ..... 3,5 m;  
diamètre ..... 14 m;  
surface horizontale ...  $153 \text{ m}^2$ ;  
volume .....  $535,5 \text{ m}^3$ .

C/ - Lit de séchage :

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

$$V_b = \frac{1761}{30} = 58,7 \text{ m}^3/\text{j} \text{ soit } 21426 \text{ m}^3/\text{an}.$$

La durée de séchage sera fixée vu le climat à 1 mois. Les boues seront extraites de l'épaisseur 1 fois par semaine :

$$58,7 \cdot 7 = 410,9 \text{ m}^3/\text{semaine}.$$

Si la couche de boues sur le lit de séchage a une épaisseur de  $0,35$  m, on aura alors :

la surface du lit :  $S = \frac{410,9}{0,35} = 1174 \text{ m}^2$ .

Un lit prend les boues que l'on retire de l'épauvrisseur une fois par semaine de ce fait, il nous faut 3 autres lits identiques pour pouvoir retirer durant les 3 autres semaines du mois. En outre, on prévoit un lit de secours.

La surface totale sera :

$$S = 1174 \cdot 5 = 5870 \text{ m}^2.$$

Ce qui donne une densité de : (pour 48000 habitants équivalents) :

$$\frac{48000}{5870} = 8,17 \text{ hab./m}^2.$$

CHAPITRE VII.:

RECAPITULATIF :

1. Variante "A" : boues activées à moyenne charge.

a.- Prétraitements :

- Dégrillage :

1 grille grossière :

largeur ..... 1,50 m;  
espacement de barreaux ..... 5 cm.

1 grille fine :

largeur ..... 2 m;  
espacement de barreaux ..... 2 cm.

- Dessablage :

2 chambres de dessablage (longitudinales à couloir).

hauteur ..... 0,8 m;  
longueur ..... 15 m;  
largeur ..... 0,8 m;  
section horizontale .....  $12 \text{ m}^2$ ;  
section verticale .....  $0,64 \text{ m}^2$ ;  
capacité unitaire .....  $9,60 \text{ m}^2$ .

b.- Traitement primaire :

- Décantation primaire :

2 décanteurs circulaires raclés :

diamètre ..... 13,50 m;  
hauteur ..... 2,50 m;  
surface de radier .....  $143,07 \text{ m}^2$ ;  
capacité unitaire .....  $357,67 \text{ m}^3$ .

c.- Traitement secondaire :

- Epuration biologique :

2 bassins d'aération :

hauteur ..... 2 m;  
longueur ..... 50 m;  
largeur ..... 10 m;  
surface horizontale .....  $500 \text{ m}^2$ ;  
capacité unitaire .....  $1000 \text{ m}^3$ .

- Aération :

6 aérateurs à flux radial :

puissance totale ..... 111 kw.

- Clarification (décantation secondaire) :

2 décanteurs circulaires raclés :

hauteur ..... 1,50 m;  
diamètre ..... 26 m;  
surface .....  $531 \text{ m}^2$ ;  
capacité unitaire .....  $796,50 \text{ m}^3$ .

- Stérilisation :

1 bassin :

hauteur ..... 2 m;  
largeur ..... 6 m;  
longueur ..... 15 m;  
surface .....  $90 \text{ m}^2$ ;  
volume .....  $180 \text{ m}^3$ .

- Poste des reprise des boues :

Volume de  $100 \text{ m}^3$  :

3 pompes à vis de débit de 0 à 80 l/s;  
2 pompes à vis de débit de 0 à 20 l/s.

d.- Traitement des boues :

- Epaissement :

1 épaisseur :

hauteur ..... 3,50 m;  
diamètre ..... 9 m;  
surface horizontale ..... 63,6 m<sup>2</sup>;  
volume ..... 222,60 m<sup>3</sup>.

- Digestion anaérobie :

1 digesteur :

hauteur ..... 8 m;  
diamètre ..... 15,50 m;  
surface ..... 190 m<sup>2</sup>;  
volume ..... 1520 m<sup>3</sup>.

- lit de séchage :

nombre de lits ..... 5;  
superficie totale ..... 4140 m<sup>2</sup>.

2. Variante "B" : boues activées faible charge.

a.- Prétraitements :

- Dégrillage :

1 grille grossière :

largeur ..... 1,50 m;  
espacement de barreaux ..... 5 cm.

1 grille fine :

largeur ..... 2 m;  
espacement de barreaux ..... 2 cm.

- Dessablage :

2 chambres de dessablage :

hauteur ..... 0,80 m;  
longueur ..... 15 m;  
largeur ..... 0,80 m;  
section horizontale ..... 12 m<sup>2</sup>;  
section verticale ..... 0,64 m<sup>2</sup>;  
capacité unitaire ..... 9,60 m<sup>3</sup>.

- Déshuilage :

1 déshuileur :

hauteur ..... 3,50 m;  
longueur ..... 15 m;  
largeur ..... 2,80 m;  
surface ..... 42 m<sup>2</sup>;  
volume ..... 147 m<sup>3</sup>.

b.- Traitement secondaire :

- Epuration biologique :

3 bassins d'aération :

hauteur ..... 3 m;  
largeur ..... 16 m;  
longueur ..... 50 m;  
surface horizontale ..... 800 m<sup>2</sup>;  
capacité unitaire ..... 2400 m<sup>3</sup>.

- Aération :

15 aérateurs à flux radial :

puissance totale ..... 360 kw;

- Clarification :

2 décanteurs circulaires raclés :

hauteur ..... 2 m;  
diamètre ..... 27 m;  
surface ..... 278 m<sup>2</sup>;  
capacité unitaire ..... 1156 m<sup>3</sup>.

- stérilisation :

1 bassin de stérilisation :

hauteur ..... 2 m;  
largeur ..... 6 m;  
longueur ..... 15 m;  
surface .....  $90 \text{ m}^2$ ;  
volume .....  $180 \text{ m}^3$ .

- Poste de rerpise des boues :

volume de  $150 \text{ m}^3$ :

pompes : \* 4 pompes à vis de débit de 0 à 80 l/s;  
          \* 2 pompes à vis de débit de 0 à 20 l/s.

c.- Traitement des boues :

2 Epaisseurs :

hauteur ..... 3,50 m;  
diamètre ..... 14 m;  
surface horizontale .....  $153 \text{ m}^2$ ;  
volume .....  $535,50 \text{ m}^3$ .

5 lits de séchage :

superficie totale .....  $5870 \text{ m}^2$ .

## CHAPITRE VIII.:

### ETUDE TECHNICO - ECONOMIQUE DES VARIANTES :

#### 1. Introduction :

Après l'étude de chaque variante, le critère de choix devient le coût pour prendre la décision finale. Toutefois, avant d'entamer l'étude économique de chaque variante, il serait utile de tracer un bref aperçu sur les performances des variantes considérées.

#### 2. Etude technique :

A/ - Traitement à moyenne charge : ce traitement produit des boues fermentescibles d'où la nécessité de les stabiliser.

Le traitement permet d'obtenir une bonne épuration allant jusqu'à la nitrification dans le cas des effluents résiduaux domestiques. La consommation d'énergie est assez élevée mais les volumes d'ouvrages réduits. La conduite des installations, en particulier, le digesteur, est assez difficile.

B/ - Traitement à faible charge : ce traitement produit des boues stables, non fermentescibles.

La consommation d'énergie est élevée puisque l'oxydation est poussée au maximum.

L'exploitation est très simplifiée et les rendements d'épuration sont satisfaisants.

Les traitements à faible charge conduisent à une nitrification complète.

C/ - Du point de vue technique : on conclut que la variante "B" est légèrement avantageuse.

### 3.- Etude économique :

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

#### A/ - 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 du :

- coût des différents ouvrages de traitement;
- coût du terrain selon la superficie;
- coût de l'équipement.

Les frais d'exploitation comprennent :

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

Dans cette présente partie de l'étude, on ne tient pas compte des installations communes aux deux variantes puisqu'il s'agit d'une comparaison de coûts.

#### B/ - Frais d'investissement :

On dispose de prix unitaires valables en 1984. On considère que les différents ouvrages de traitement seront réalisés et équipés en une seule tranche. L'achèvement des travaux est prévu pour la fin de l'année 1986.

L'actualisation des prix unitaire concernent les deux variantes, donc, on en tiendra pas compte puisqu'il s'agit d'une comparaison de coût. On exprimera les frais d'investissement en DA/an. Il s'agit 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 à pour expression :

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

où : A : annuité  
i : taux d'annuité  
n : nombre d'années (20 ans)

$$A = 0,1018.$$

Coût des opérations unitaires lié à l'investissement.

\* 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;  |
| épaississeur .....            | 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 :                |                         |
| - de 0 à 20 l/s .....         | 15000 DA/unité;         |
| - de 0 à 80 l/s .....         | 26500 DA/unité;         |
| équipements digesteur .....   | 600 DA/m <sup>3</sup> ; |
| aérateur :                    |                         |
| - 25 kw .....                 | 30000 DA/unité;         |
| - 18,5 kw .....               | 22000 DA/unité.         |

\* Expropriation :

|                       |             |
|-----------------------|-------------|
| coût du terrain ..... | 80 DA/unité |
|-----------------------|-------------|

C/ - 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 l'énergie consommée par les aérateurs :  
0,19 DA/kw.h.

D/ - Calculs :

a.- Frais d'investissement :

- variante "A" :

|                     |               |
|---------------------|---------------|
| génie civil .....   | 220285        |
| équipements .....   | 224939        |
| expropriation ..... | 165934        |
| total .....         | <u>611158</u> |

- variante "B" :

|                     |               |
|---------------------|---------------|
| génie civil .....   | 301100        |
| équipements .....   | 288526        |
| expropriation ..... | 224680        |
| total .....         | <u>814306</u> |

b.- Frais d'exploitation :

- variante "A" :

|                        |               |
|------------------------|---------------|
| personnel .....        | 174000        |
| pièces de rechange ... | 56234         |
| énergie .....          | 184748        |
| total .....            | <u>414982</u> |

- Variante "B" :

|                        |               |
|------------------------|---------------|
| personnel .....        | 126000        |
| pièces de rechange ... | 72132         |
| énergie .....          | 624150        |
| total .....            | <u>822282</u> |

c.- Bilan :

coût de la variante "A" : 1026140 DA/an;

coût de la variante "B" : 1636488 DA/an.

4. Conclusion :

Le coût de la variante "A" est nettement inférieur à celui de la variante "B".

Nous suggérons la réalisation d'une : STATION A BOUE ACTIVEES A MOYENNE CHARGE.

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 envisagée.

CONCLUSION GENERALE :

- Obtention en permanence du meilleur rendement de la station doit toujours être le souci du responsable. Ce dernier doit connaître par un simple examen de l'effluent à l'entrée et à la sortie, de la qualité des boues et du comportement des différents ouvrages.

↳ Nous recommandons une surveillance et un entretien rigoureux des différents blocs de traitements de la station. D'autre part, le bâtiment d'exploitation doit être équipé d'un laboratoire d'analyse en vue de contrôler les différents paramètres de fonctionnement de la station.

- Enfin, nous souhaitons que, cette modeste étude puisse servir de référence pour le projet d'assainissement de la ville de Boghni, ainsi que comme référence à l'étude de la station d'épuration.

//- FIGURES :

## TABLE DES FIGURES, ABAQUES ET PLANCHES :

### 1. ASSAINISSEMENT :

#### a.- Figures

- fig. 1 : vue en plan du tracé des collecteurs principaux
- fig. 2 : regard de visite simple
- fig. 3 : joint à embout et anneau d'élastomère plein
- fig. 4 : branchement simple
- fig. 5 : bouche d'égout
- fig. 6 : pose des conduites
- fig. 7 : déversoir d'orage

#### b.- Planches :

- planche I : profil du collecteur "oued Boghni"
- planche II: profil du collecteur "oued Souk-El-Had"

#### c.- Abaques :

- annexe VII : réseaux pluviaux en système unitaire et séparatif
- annexe X : variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.

### 2. STATION D'EPURATION :

#### a.- Figures :

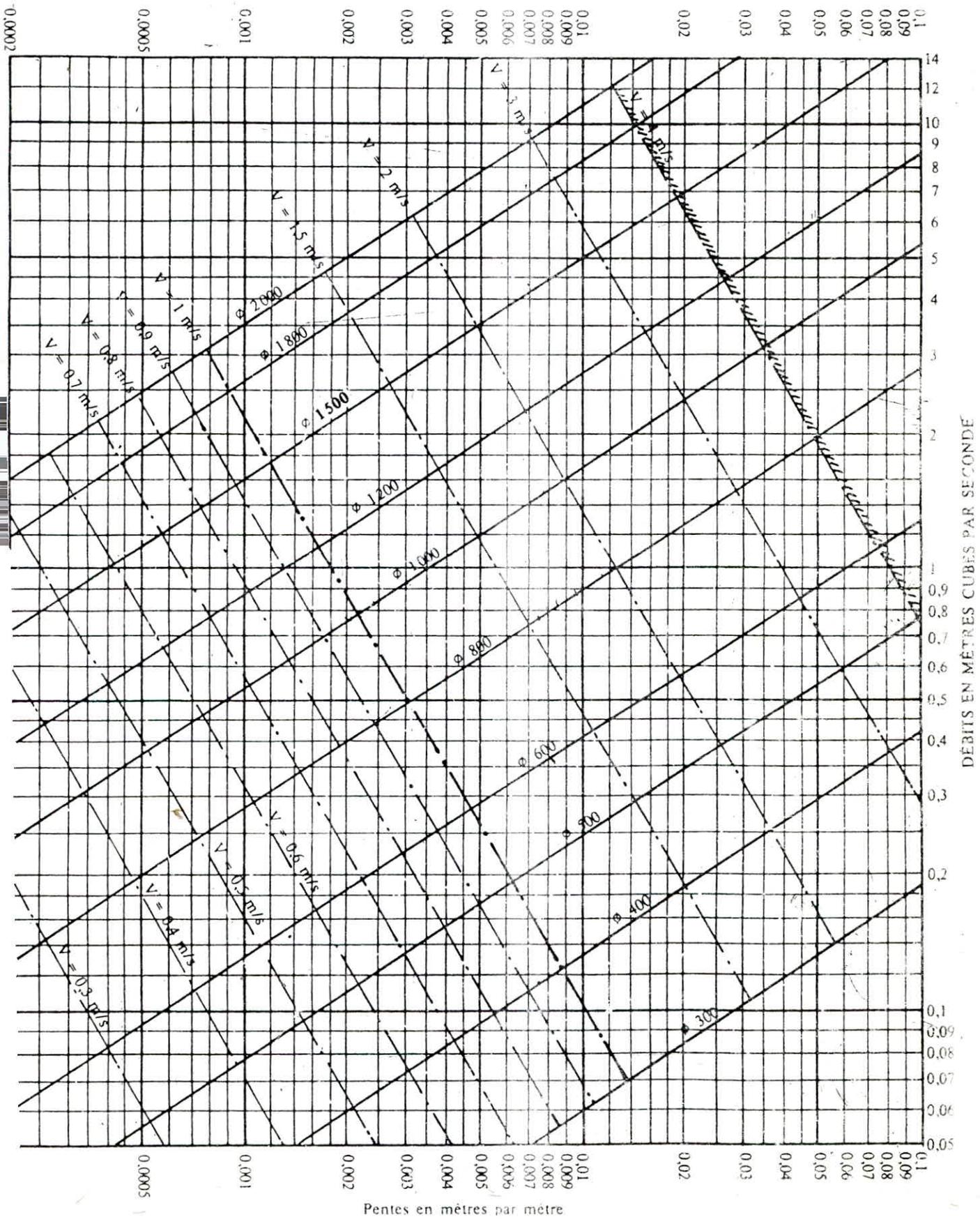
- fig. 8 : schéma de la station à moyenne charge
- fig. 9 : schéma de la station à faible charge
- fig. 10: dessableur
- fig. 11: dégrilleur
- fig. 12: étranglement Venturi
- fig. 13: décanteur circulaire raclé
- fig. 14: coupe longitudinale d'un lit de séchage
- fig. 15: digesteur.

#### b.- Planches :

- planche I : schéma d'implantation variante "A"
- planche II: schéma d'implantation variante "B"
- planche III: schéma de fonctionnement de la variante choisie : variante "A". (moyenne charge).

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

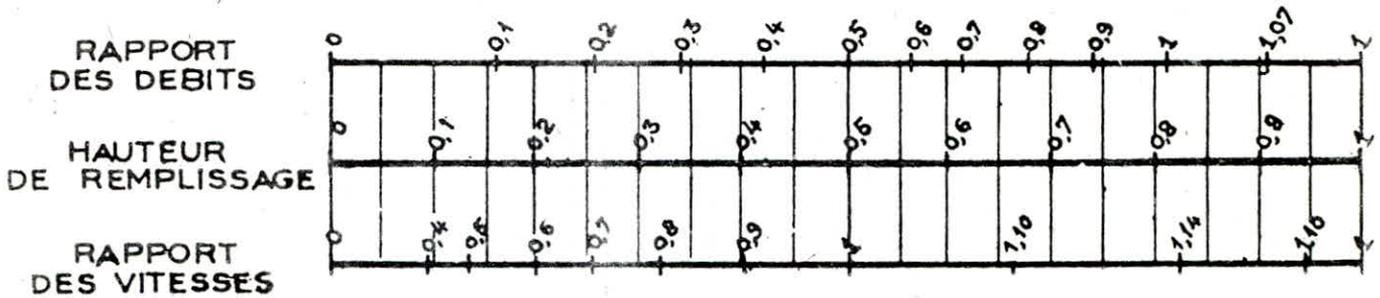


ANNEXE X

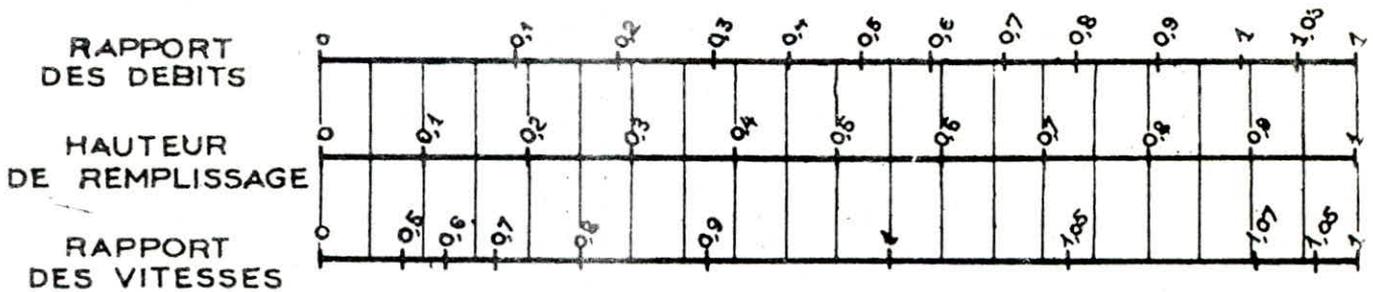
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux  $3/10$ , le débit est les  $2/10$  du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les  $78/100$  de la vitesse correspondant au débit à pleine section

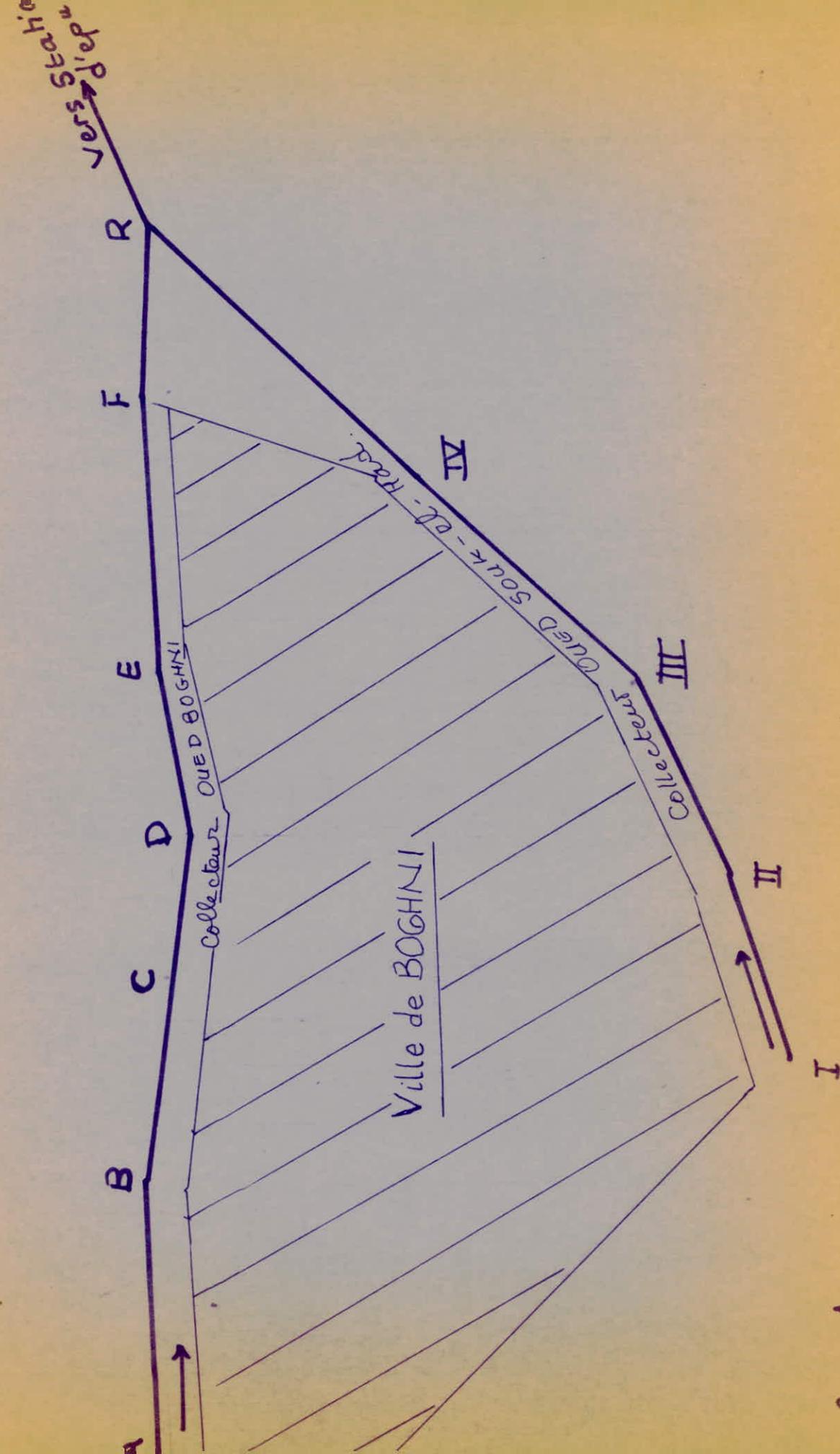


Fig 1 : Vue en plan du tracé des collecteurs principaux

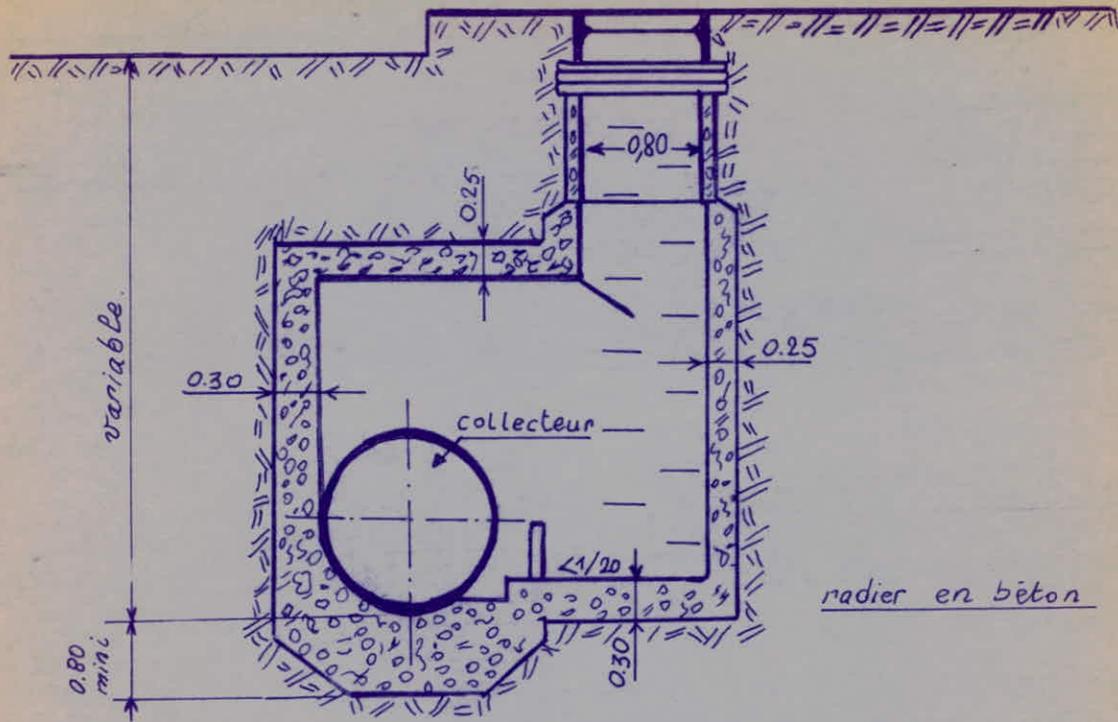


fig. 2: Regard de visite simple.

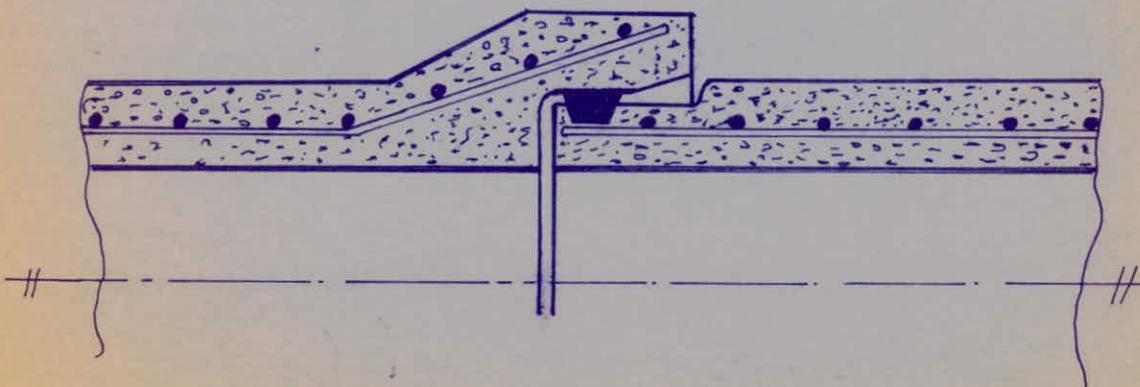


fig. 3: Joint à embout rainuré et anneau d'élastomère plein.

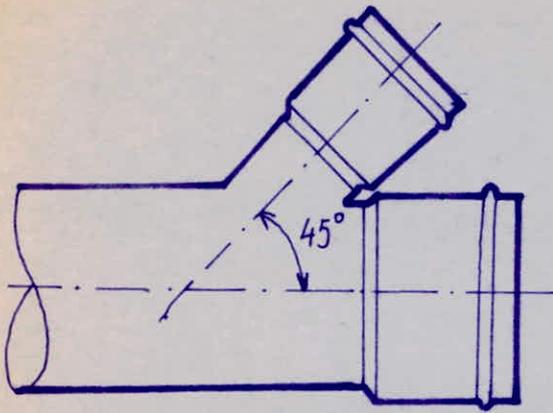


fig 4 Branchement simple

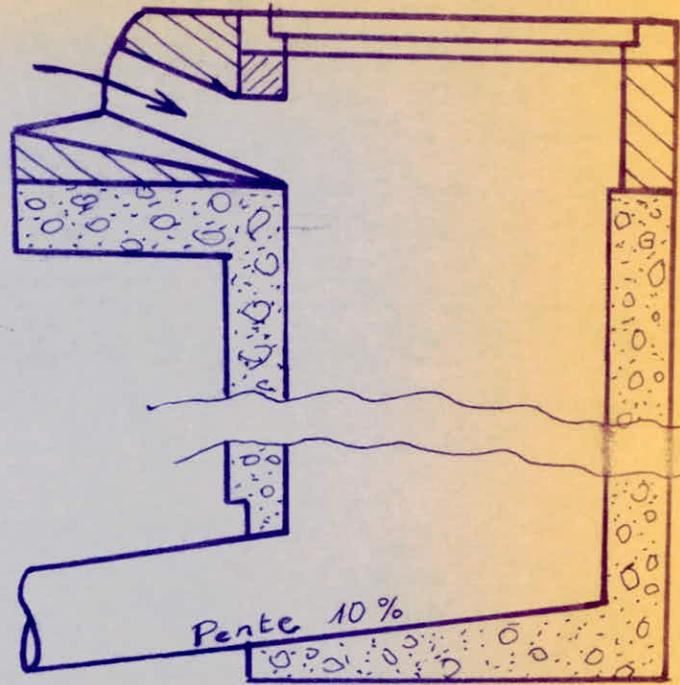


fig 5: Bouche d'égout.

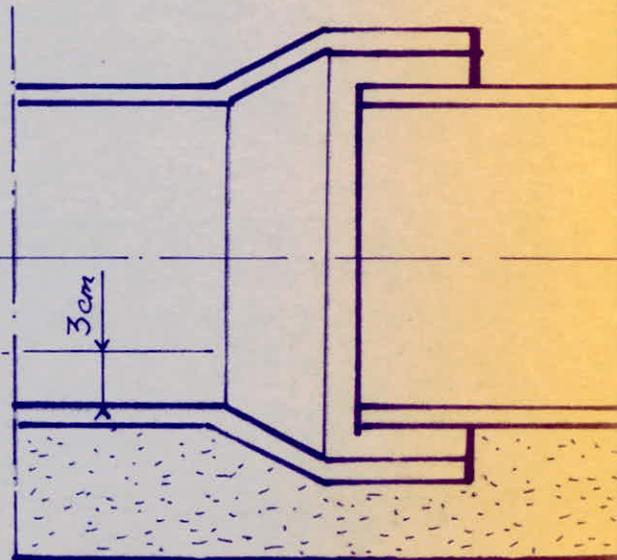
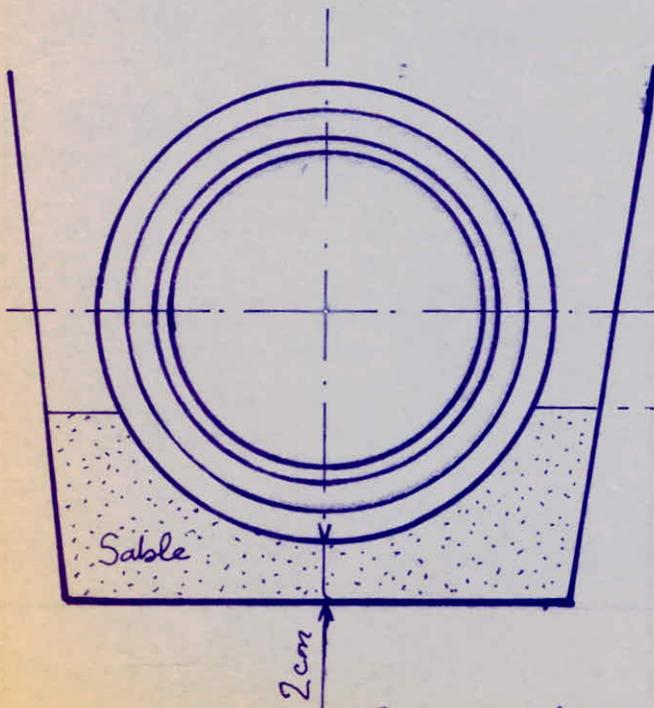
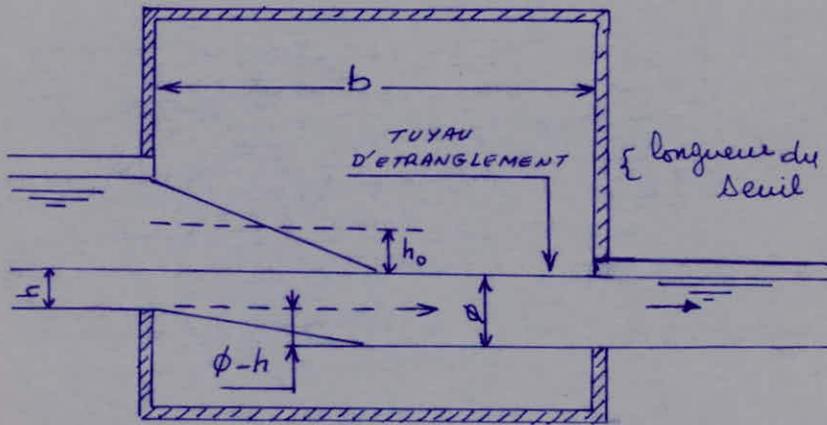
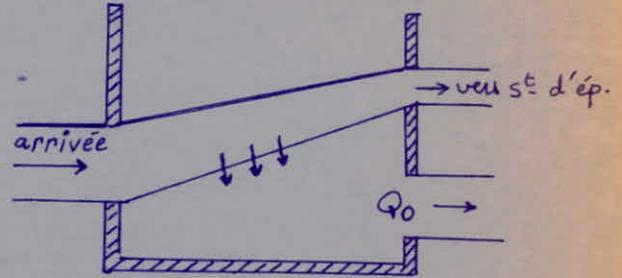
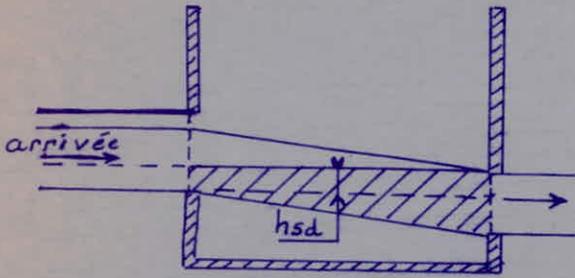


fig 6 : Pose des conduites

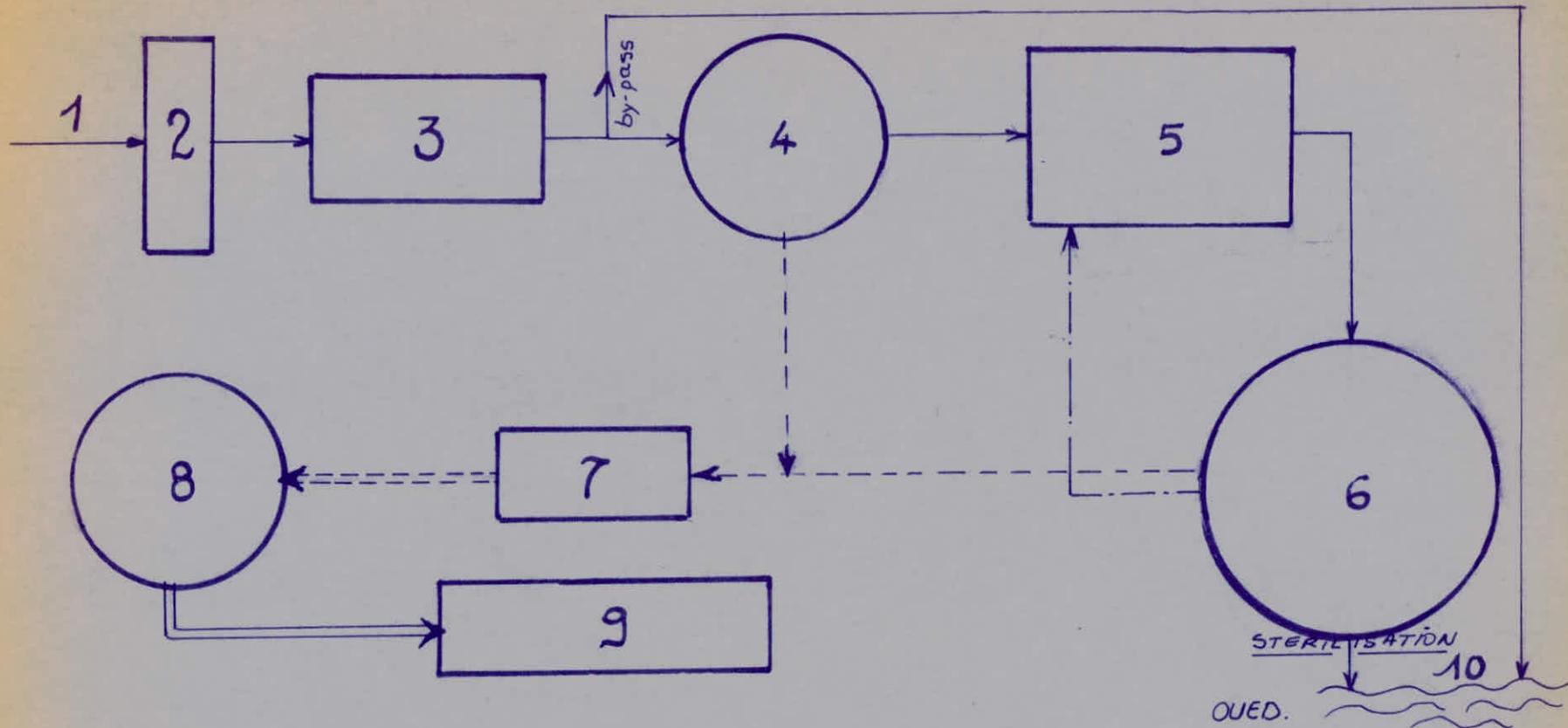


$$b = \frac{3}{2} \frac{Q_0}{\mu \sqrt{2g} h_0}^{3/2}$$

$$\text{ou } h_0 = \frac{H-h}{2}$$

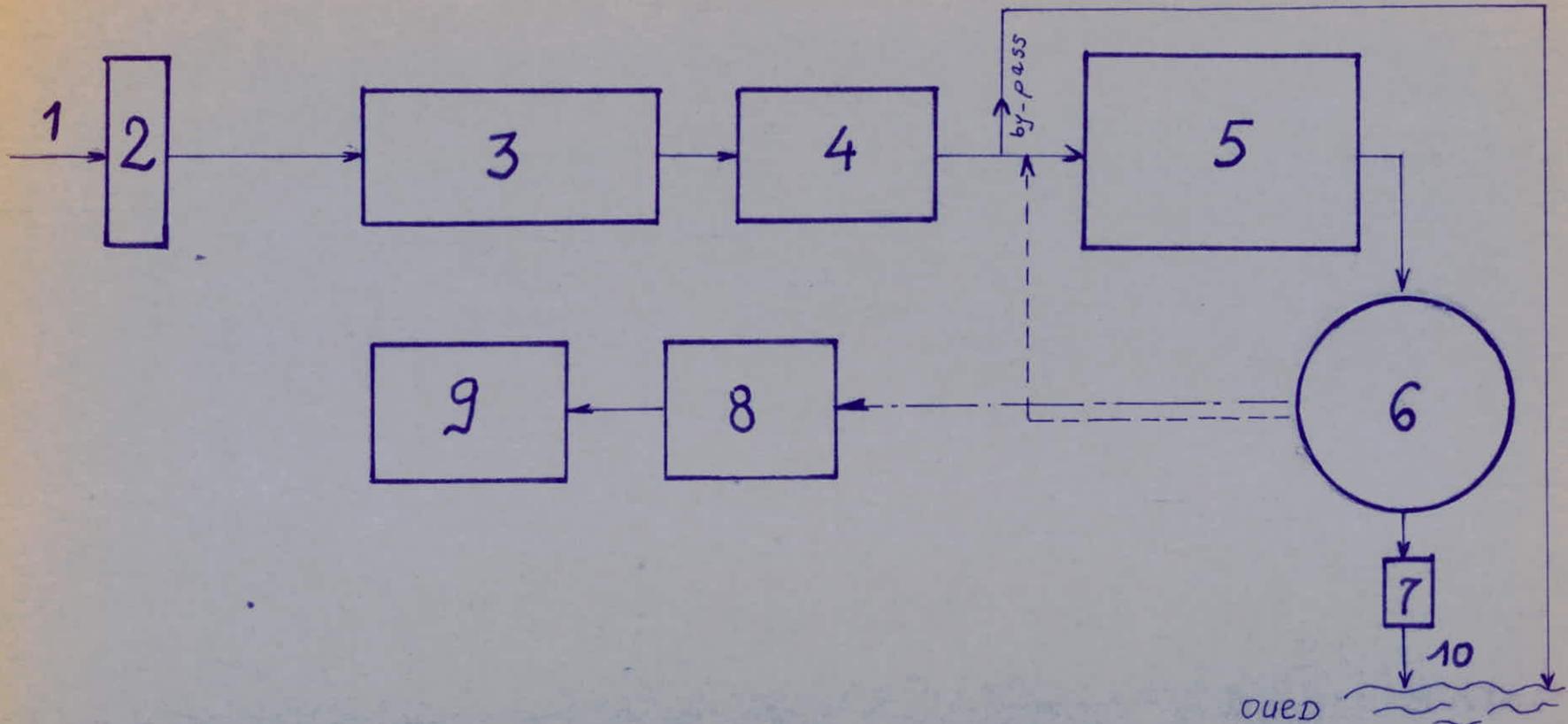
fig 7 : Deversoir d'orage

fig 8 : Schéma de la station à moyenne charge.



|       |                 |   |                        |    |                   |
|-------|-----------------|---|------------------------|----|-------------------|
| _____ | Eau à traiter   | 1 | Arrivée des eaux usées | 6  | Décanteur Second. |
| _____ | Boues de retour | 2 | Dégrilleur             | 7  | Épaississeur.     |
| ----- | Boues à traiter | 3 | Dessableur             | 8  | Digester.         |
| ===== | Boues épaissies | 4 | Décanteur primaire     | 9  | Lits de séchage.  |
| ===== | Boues digérées  | 5 | Bassin d'aération      | 10 | Effluent traité.  |

fig 9 : Schéma de la station à faible charge.



----- Boues recyclées.

----- Boues en excès à traiter.

1 Arrivée des eaux usées.

2 Dégrilleur.

3 Dessableur.

4 Déshuileur.

5 Bassin d'aération.

6 Decanteur secondaire.

7 Bassin de stérilisation.

8 Epaisseur.

9 Lits de séchage.

10 Effluent traité.

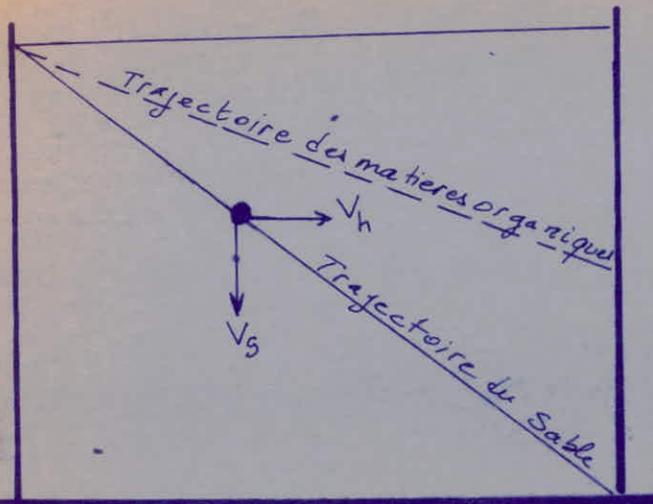


fig 10 : Dessableur.

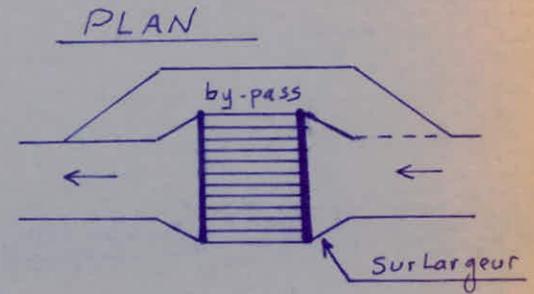
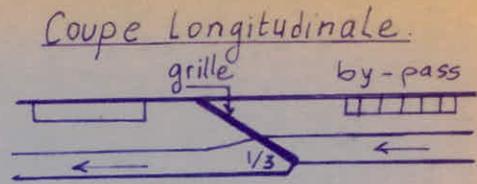


fig 11 : Degrillage manuelle.

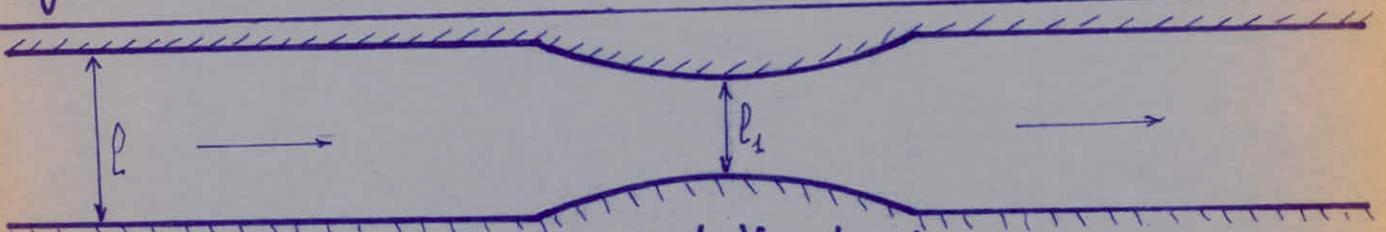


fig 12 : Etranglement Venturi

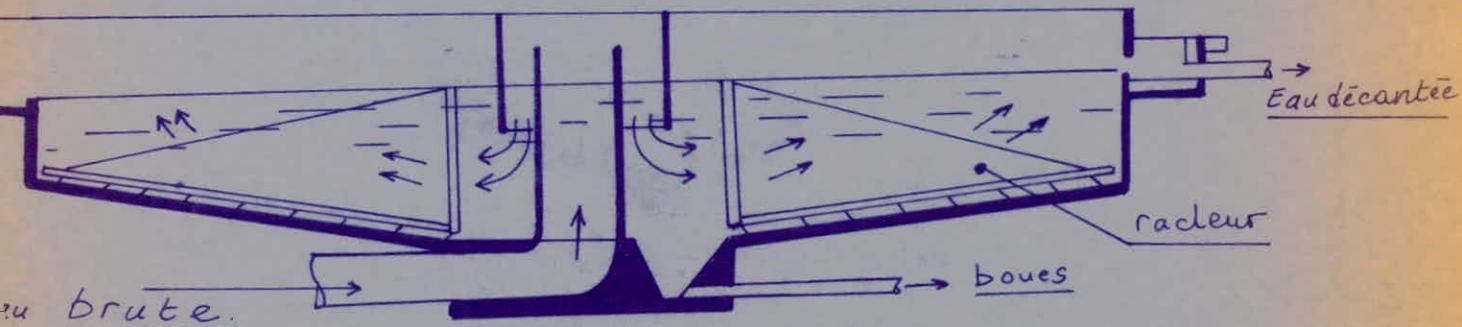


fig 13 : Decanteur circulaire racle.

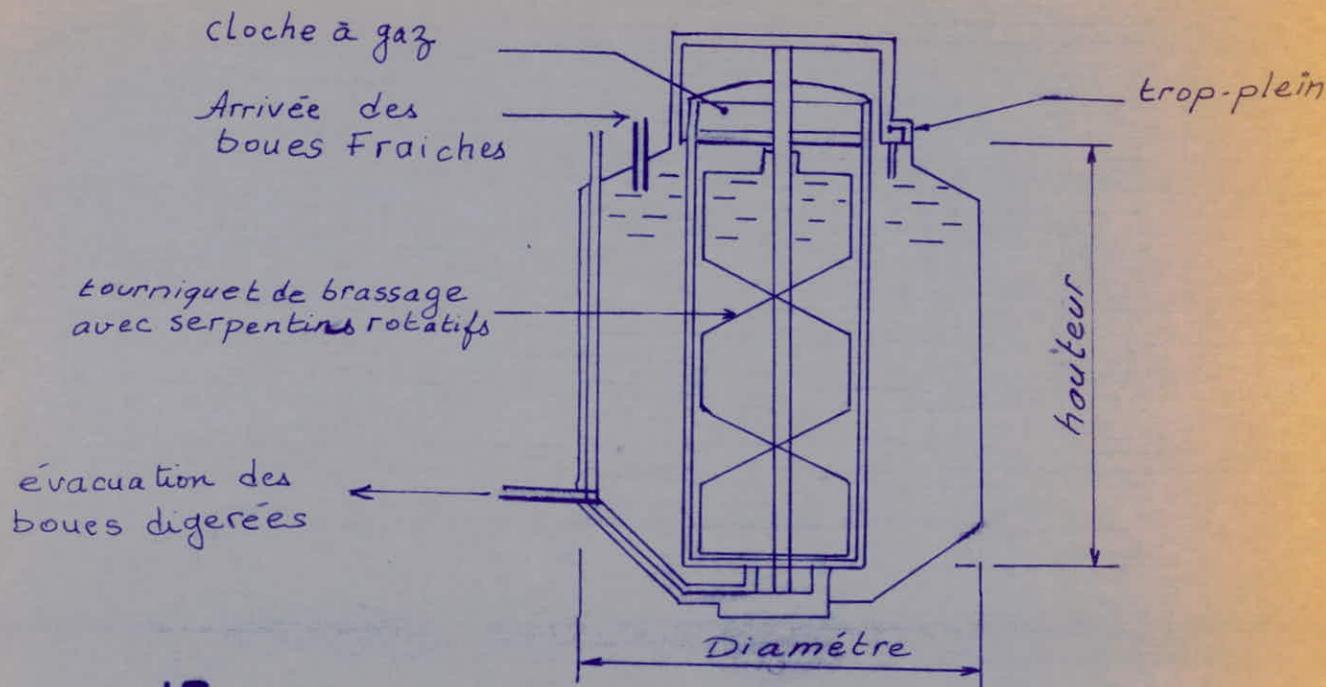


fig 15 : Digesteur équipé de tourniquet de brassage

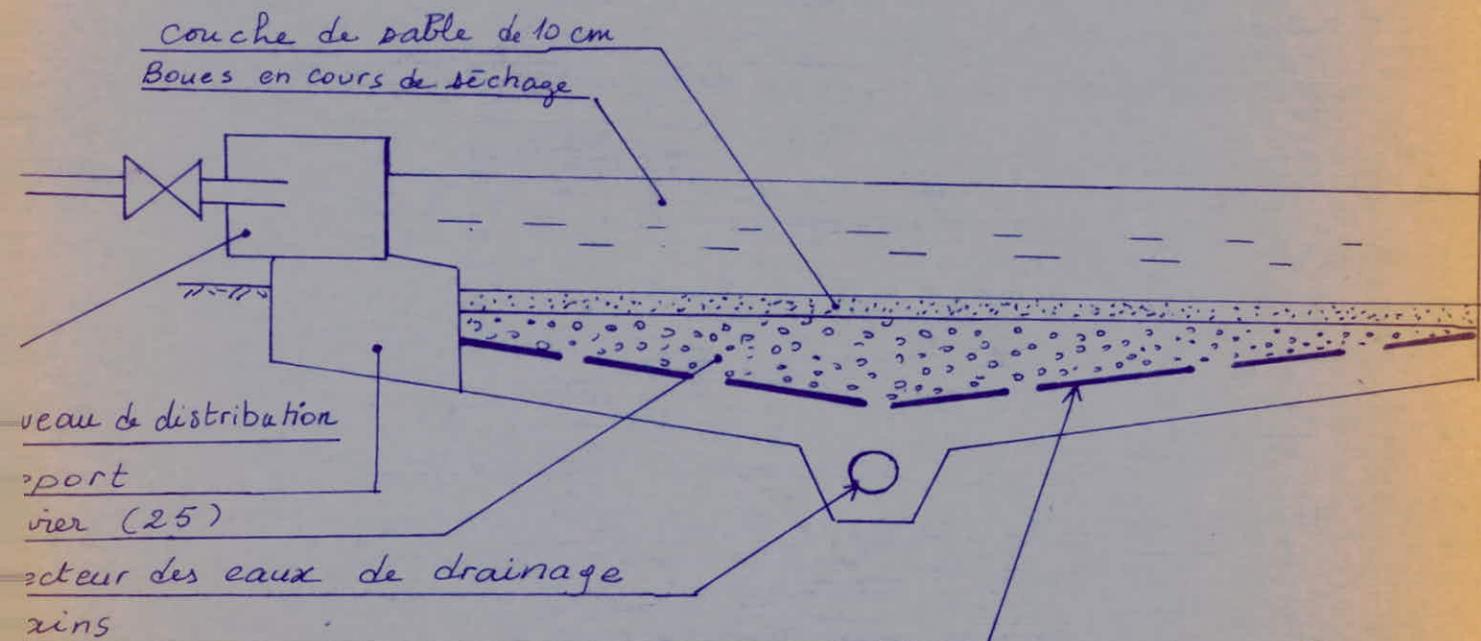
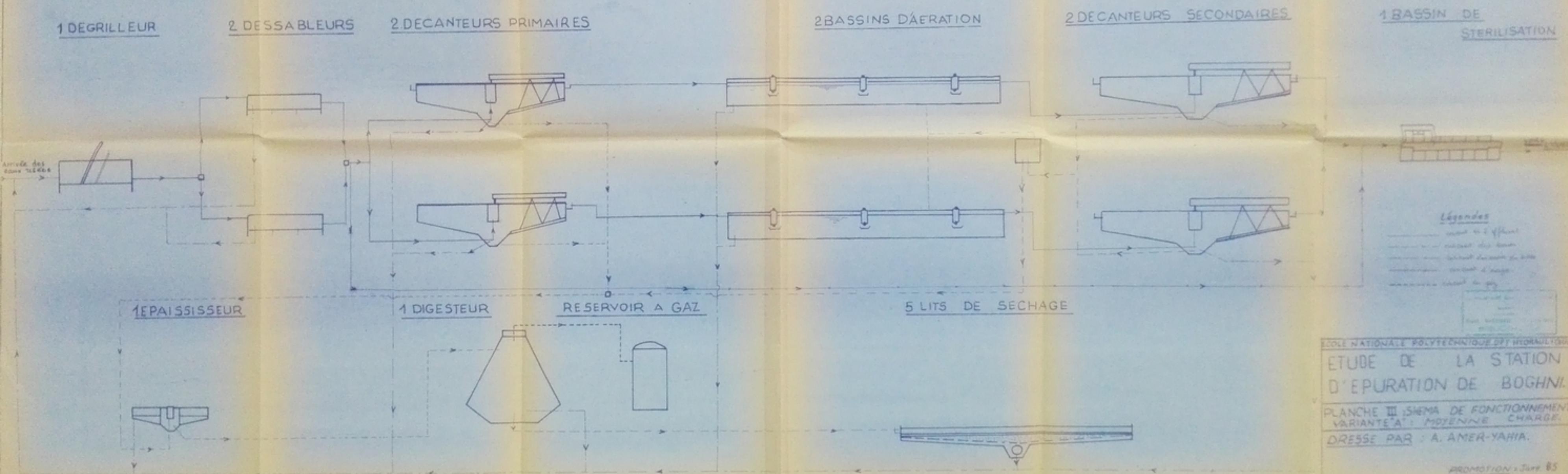


fig 14 : Coupe Longitudinale d'un lit de séchage

 BIBLIOGRAPHIE :

\*\*\*\*\*  
\*\*\*\*\*  
\*\*\*\*\*  
\*\*\*  
\*

- A DUPONT :           Hydraulique urbaine; tome I et II.
- F. VALERON :        La réutilisation des eaux usées.
- C. GOMELLA et H. GUERREE : Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales; tome I et II.
- HENRY MONCHY :     Mémento d'assainissement.
- DEGREMONT :        Mémento technique de l'eau.
- J. BOUNNIN :        Aide mémoire d'hydraulique urbaine.
- LENCASTRE :         Manuel d'hydraulique générale.

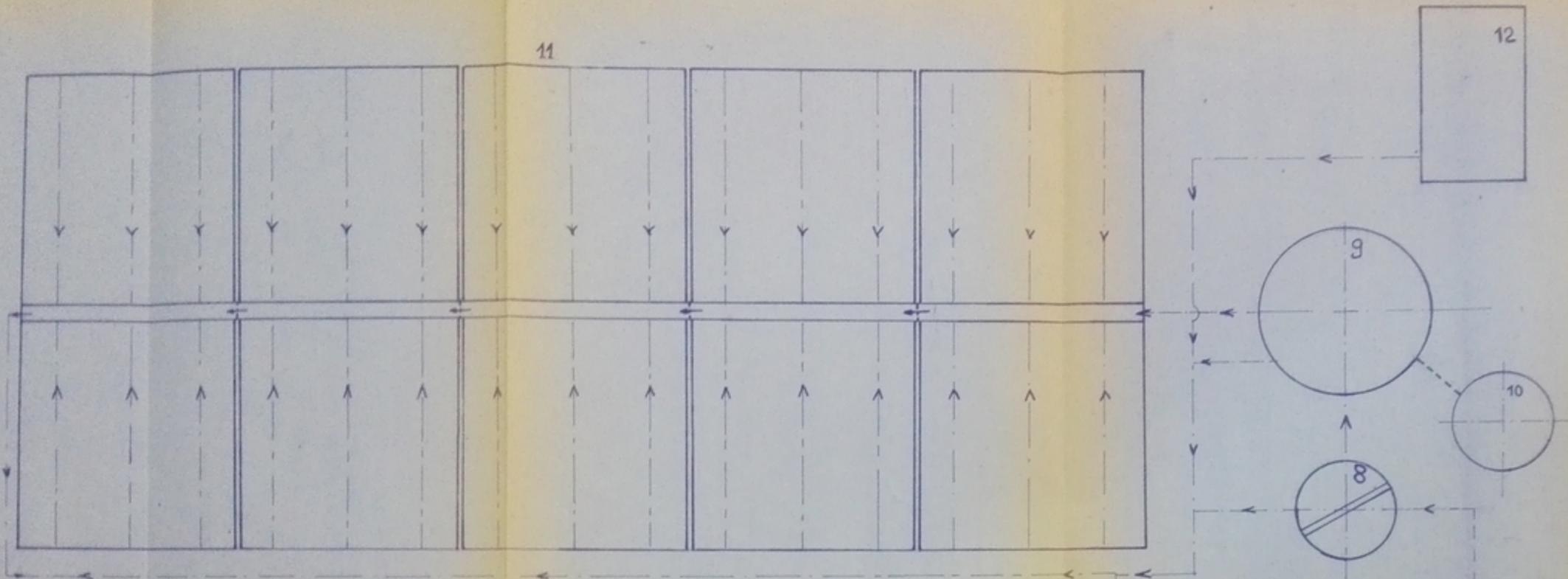


1 BASSIN DE STERILISATION

Légendes  
 - - - - - : canal de dérivation  
 - - - - - : canal de retour  
 - - - - - : canal de purge  
 - - - - - : canal d'aération  
 - - - - - : canal de gaz

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'HYDRAULIQUE  
 ETUDE DE LA STATION  
 D'EPURATION DE BOGHNI.  
 PLANCHE III : SCHEMA DE FONCTIONNEMENT  
 VARIANTE "A" : MOYENNE CHARGE.  
 DRESSE PAR : A. AMER-YAHIA.

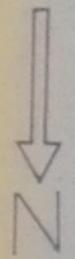
PROMOTION : Juin 85



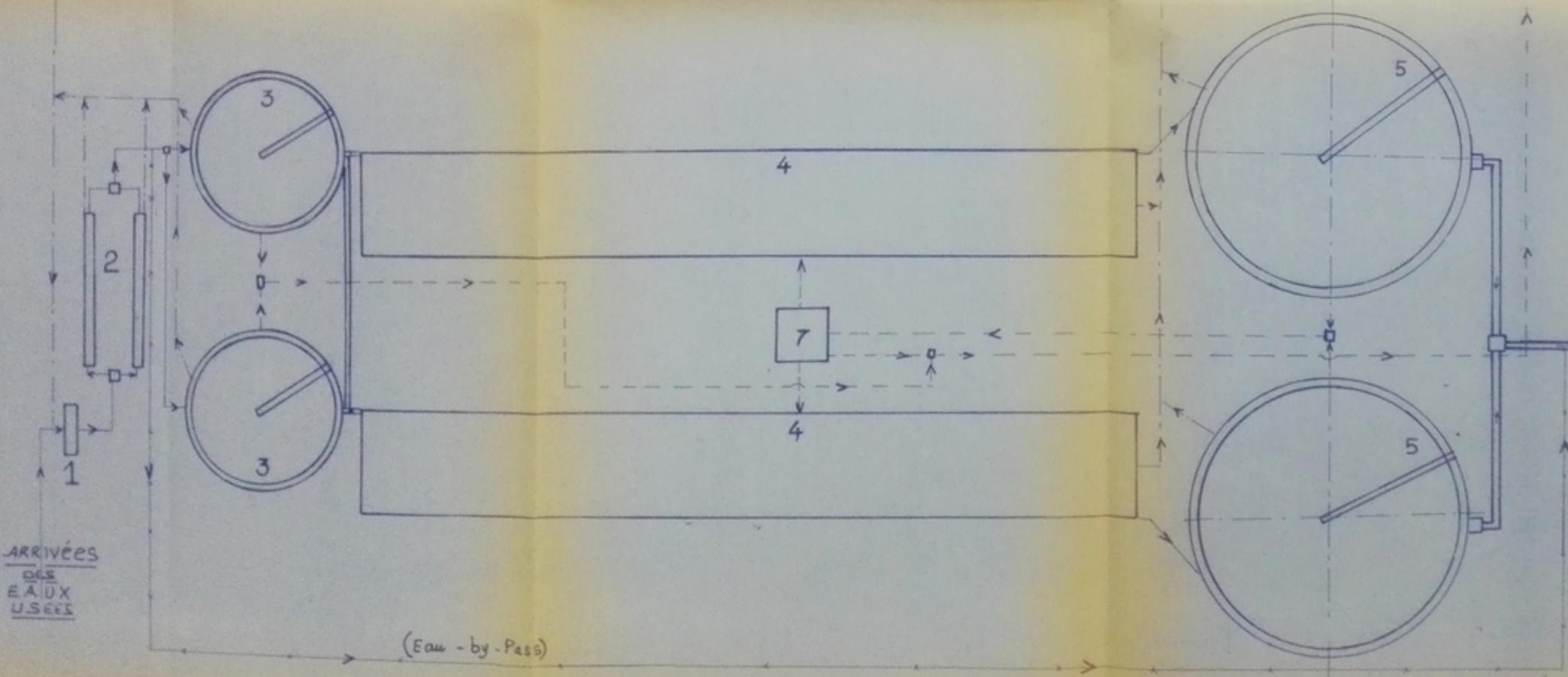
1. DEGRILLEUR
2. DESSABLEUR
3. DECANTEUR PRIMAIRE
4. BASSIN D'AERATION
5. DECANTEUR SECONDAIRE
6. BASSIN DE STERILISATION
7. POSTE DE REPRISE DES BOUES
8. EPAISSISSEUR
9. DIGESTEUR
10. RESERVOIR A GAZ
11. LITS DE SECHAGE
12. BATIMENT D'EXPLOITATION

**LEGENDES**

- circuit de l'effluent
- - - circuit des boues
- · · circuit des eaux de boue
- ← circuit d'orage
- - - circuit du gaz



PH0033  
-02-

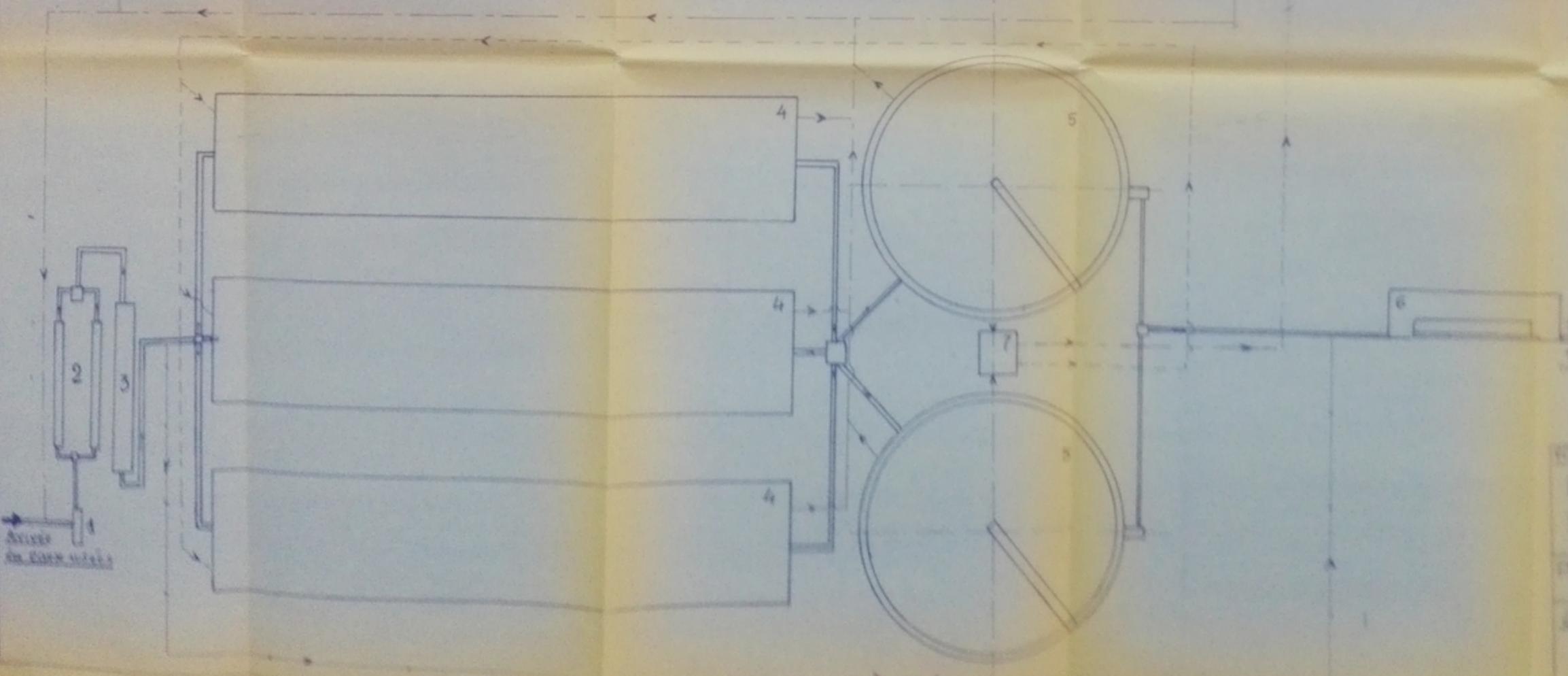
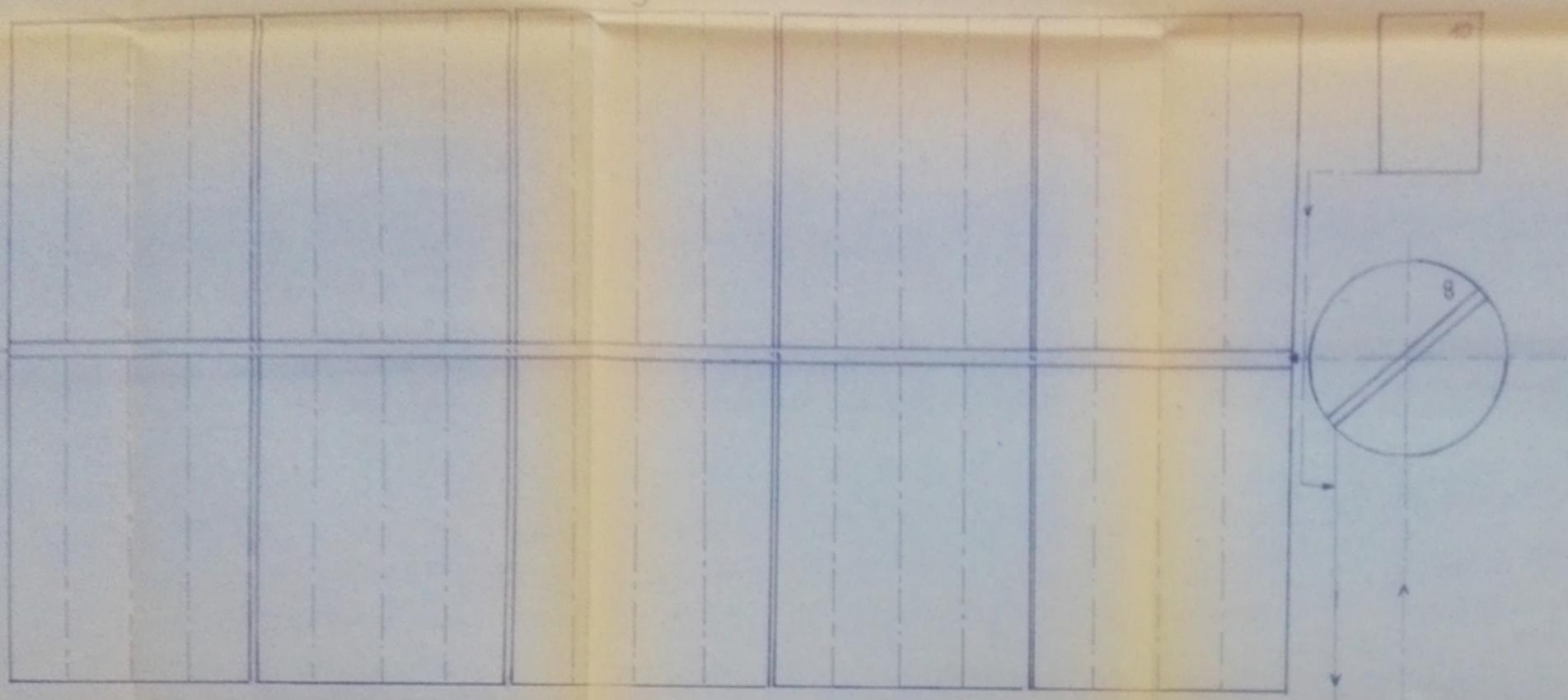


Vers organes de contrôle pour régler (en deux temps) pour reutilisation

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE. DPT HYDRAULIQUE  
**ETUDE DE LA STATION D'EPURATION DE BOGHNI**  
 PLANCHE I : SCHEMA D'IMPLANTATION  
 VARIANTE A : MOYENNE CHARGE  
 DRESSE PAR : A. AMER-YAHIA.  
 ECHELLE : 1 : 250  
 PROMOTION : Janv. 85

- 1. DEGRILLEUR
- 2. DESSABOIEUR
- 3. ...
- 4. BASSIN D'OXIDATION
- 5. CLARIFICATEUR
- 6. BASSIN DE STERILISATION
- 7. POSTE DE ABRASION
- 8. STABILISSEUR
- 9. LITS DE SECHEUR
- 10. BATIMENT D'EXPLOITATION

LEGENDE  
 --- conduit de l'effluent  
 --- conduit de l'eau  
 --- conduit de l'eau de lavage  
 --- conduit d'air



ETUDE DE LA STATION  
 D'EPURATION DE BOGHINI  
 PLAN N° 5 / SCHEMATA D'AMBIENT  
 VARIANTE B - PARIE CHASSE  
 GRESSE PAR : A. AMER. MARA.  
 ECHELLE : 1 : 250

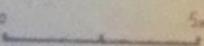
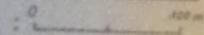


Planche II : Collecteur "Oued Souk-el-Had"

PH00385  
- of -

Assainissement de La  
Ville de BOGHNI

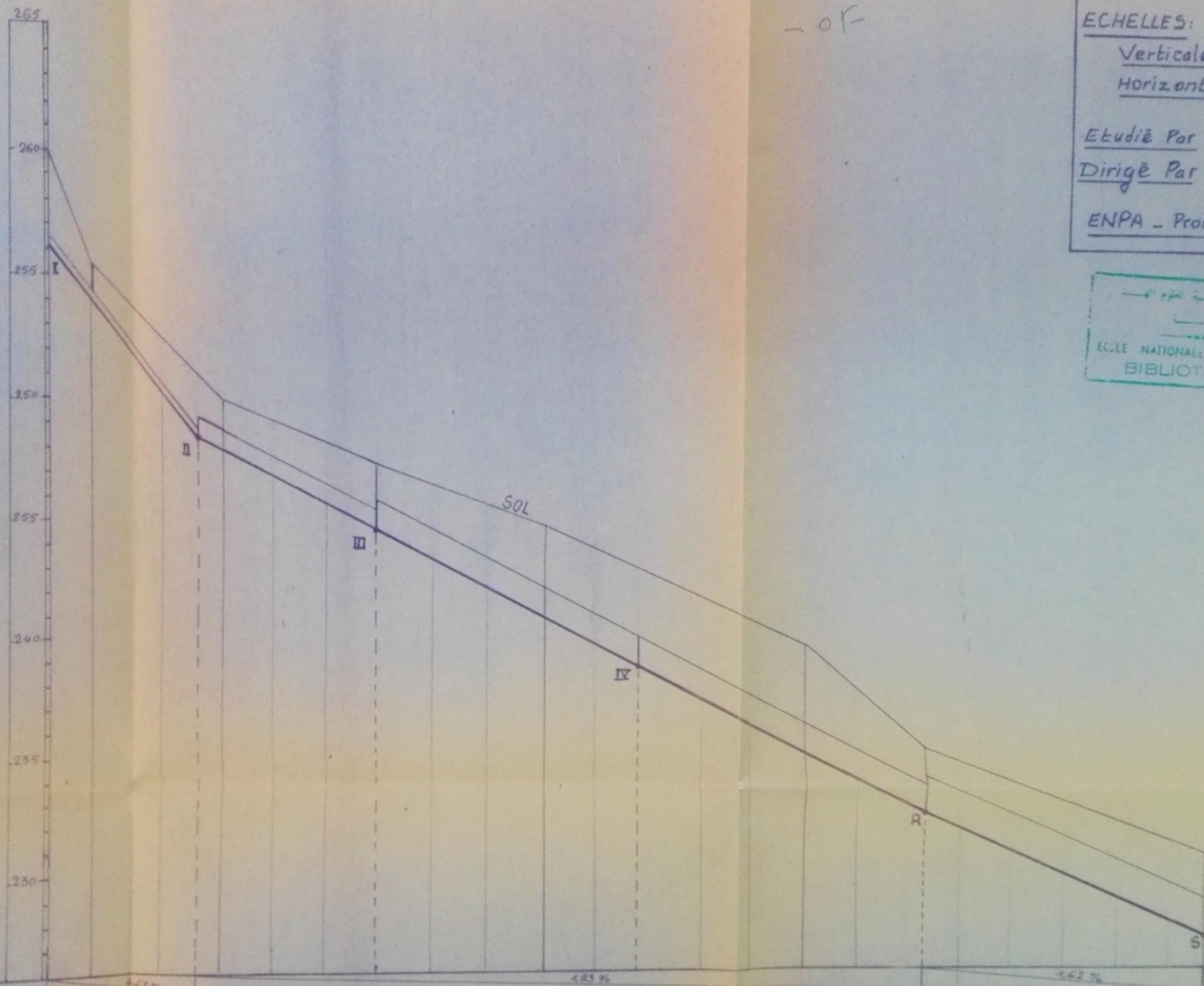
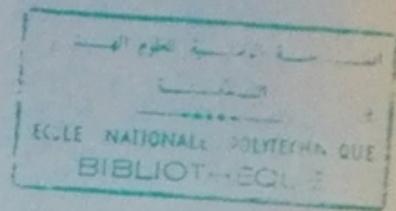
ECHELLES:

Verticale : 0  5m  
Horizontale : 0  100m

Etudié Par : A. AMER-Y.

Dirigé Par : M<sup>r</sup> NAKIB

ENPA - Promotion J. 1985



|                                       |       |       |        |        |        |        |       |       |
|---------------------------------------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|
| Pente du radier du collecteur         | 4.63% |       | 4.85%  |        | 4.62%  |        |       |       |
| Regard de visite                      |       | I     | II     | III    | IV     | R      |       |       |
| Altitudes du terrain (m)              | 269,0 | 259,5 | 250,3  | 249,0  | 245,0  | 240,0  | 237,5 | 231,0 |
| Altitudes du radier du collecteur (m) | 250   | 247,4 | 246,5  | -      | 243,7  | 240,2  | 237,7 | 235,0 |
| Distances partielles (m)              | 16+   | 197   | 292    | 326    | 320    |        |       |       |
| Distances cumulées (m)                | 16+   | 361   | 653    | 979    | 1299   |        |       |       |
| Diamètres des tronçons (mm)           | φ 400 | φ 800 | φ 1200 | φ 1200 | φ 1200 | φ 1500 |       |       |

