

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

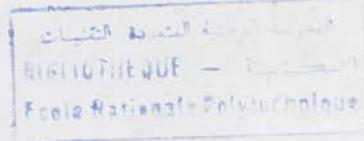
5/82

U. S. T. H. B

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE SANITAIRE

1EX



Projet de Fin d'Etudes

DIMENSIONNEMENT D'UNE STATION
D'EPURATION D'EAUX USEES
VILLE DE SOUMAA

Proposé par

Mr. A. GAID

Présenté par

**M. HOUDJENANE
D. HAIDER**

JUIN 1982

Ministère de l'enseignement supérieure et de la
recherche scientifique.

U. S. T. H. B

Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.

Département : Génie Sanitaire.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

- projet de fin d'étude -

Dimensionnement d'une station
d'épuration d'une eau usée.

Ville de SOUMAA

proposé par : A. GAÏD

Étudiée par : AOUJEHANE M.
HAÏDER N.

- juin 82 -

Dédicace

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Je dédie

À mon père qui a contribué à ma formation

À ma mère

À mes frères et sœurs

À mes cousins et cousines

À mes amis, et particulier :

Mair Louad

Chérid Samia et Bahdja

Belkai Louisa

Boumessid Yasmina

Sayahi L'hor et Tomina

Terid Anissa et Harima

Maaricha Kheira

Toit Meziane Yamina

Boudriess Rafika

Malika

Je dédie

À ma grand-mère

À mes parents

À mon frère et à mes sœurs

À mes amis

Kadia.

R E M E R C I E M E N T S

Qu'il nous soit permis, au terme de cette étude d'exprimer notre profonde gratitude à Messieurs GAID et REHI qui n'ont cessé de nous guider et de s'intéresser à notre travail.

Nos remerciements vont également à Monsieur SCHULMANN " Chef de projet OMS ", et Madame NEZZAL " Chef du département génie sanitaire ".

Nous remercions, les Ingénieurs de la SONAGHTER ONAMHYD et SETHYAL qui ont mis à notre disposition tous les moyens nécessaires à l'élaboration de la présente étude.

Nous remercions Mesdemoiselle MIR et BEHAR qui ont bien voulu accepter de dactylographier ce texte. Ce qui représente une bonne somme de travail et de patience.

Que tous ceux qui ont contribué de loin et de près à l'élaboration de ce travail soient remerciés

ETUDE DES EAUX RESIDUAIRES DE LA VILLE DE SOUMAA

PROPOSITION :

- INTRODUCTION/

Chapitre I : PRESENTATION DE LA VILLE.

I.1.) Caractéristiques physiques :

- I.1.1. - Situation géographique.
- I.1.2. - Topographie.
- I.1.3. - Hydrographie.
- I.1.4. - Climatologie :
 - a) Climat.
 - b) Pluviométrie.

I.2.) Population :

- I.2.1. - Population actuelle
- I.2.2. - Perspectives de la population et évolution de la région.

I.3.) Alimentation en eau potable :

- I.3.1. - Infrastructures.
- I.3.2. - Besoins et perspectives.
 - I.3.2.1. - Calculs des débits caractéristiques.
- I.3.3. - Systèmes d'alimentation proposé.
- I.3.4. - Ressources en eau actuelle.
- I.3.5. - Ressources en eau future.
- I.3.6. - Qualité.
- I.3.7. - Industries existantes.

I.4.) Pollution :

- I.4.1. - Sources.
- I.4.2. - Milieu récepteur.

I.5.) Réseau d'assainissement :

- I.5.1. - Situation actuelle.
- I.5.2. - Situation future.

- CONCLUSION/

Chapitre II : CARACTERISATION DE LA POLLUTION ET METHODES D'EPURATION.

INTRODUCTION/

II.1. Généralités sur les eaux usées.

II.1.1. - Composition des eaux usées.

II.1.2. - Quantités.

II.1.3. - Définition de quelques paramètres.

1°) La demande biochimique en oxygène (D.B.O).

2°) La demande chimique en oxygène (D.C.O.).

3°) Les matières en suspension (M.E.S.).

II.2. - Moyens de réduction de la pollution.

II.2.1. Les traitements préliminaires.

II.2.1.1. - Le dégrillage.

II.2.1.2. - Le déssablage.

II.2.2. - Traitement primaire.

II.2.3. - Traitement secondaire.

II.2.3.1. - Epuration de l'effluent liquide après
décantation.

II.2.3.1.1. - Epuration par lits bactériens.

II.2.3.1.2. - Epuration par boues activées.

II.2.3.2. - Traitement des boues.

II.2.3.2.1. - Composition des boues.

II.2.3.2.2. - Stabilisation et concentration
des boues.

II.2.3.2.2.1. - Stabilisation par voie anaérobie.

II.2.3.2.2.2. - Stabilisation par voie aérobie.

II.2.3.2.3. - Epaissement.

II.2.3.2.4. - La déshydratation.

II.2.3.2.4.1. - Lits de séchage.

CONCLUSION.

Chapitre III : ETUDE DU REJET

- INTRODUCTION.

III.1. - Prélèvement.

III. 1.1. - Echantillonnage.

III. 1.2. - Lieu de prélèvement.

III. 1.3. - Matériel d'échantillonnage.

III. 1.4. - Horaire de prélèvement.

III. 1.5. - Conditionnement.

III.2. Quantification de la pollution.

III.2.1. - Débit.

III.2.2. - Méthodes d'analyses et résultats.

III.2.2.1. - D.B.O₅.

III.2.2.2. - D.C.O.

III.2.2.3. - M.E.S.

III.2.3. - Interprétation des résultats.

III.2.3.1. - D.B.O₅.

III.2.3.2. - M.E.S.

CONCLUSION.

CHAPITRE IV.

CHOIX DU PROCEDE ET DIMENSIONNEMENT :

- Implantation :

IV.1. Dimensionnement pour l'an 1990

IV.1.1. Données de base

- A) débits
- B) pollutions

IV.1.2. Finalité de traitement

IV.1.3. Principe de traitement adopté

- A) Prétraitements
- B) Traitement physique
- C) Traitement biologique

IV.1.4. Description et dimensionnement de l'installation

- A) Relevage
- B) Dégrillage
 - B.1) Prédégrillage
 - B.2) Dégrillage moyen
 - B.3) Résidu du dégrillage
- C) Déblage
- D) Traitement biologique.

VARIANTE A. : Boues activées

A) Dimensionnement des ouvrages.

- A.1.) Traitement des eaux sans décantation primaire
 - A.1.1) Caractéristiques de l'effluent
 - A.1.2) Bassin d'aération
- A.2.) Traitement des eaux avec décantation primaire.
 - A.2.1) Décantation primaire
 - A.2.2) Bassin d'activation

- 5 -

A.2.3) Bilan des boues

- a- Boues en excès
- b- recirculation
- c- boues primaires
- d- boues secondaires

A.2.4) Poste. de pompage. des boues fraîches

- a- Les boues primaires
- b- pompage des boues secondaires
 - b.1) Boues de recirculation
 - b.2) Boues en excès

A.2.5) Clarificateur.

A.3.) Traitement des boues.

A.3.1) Stabilisation

A.3.2) Lits de séchage

A.4.) Amélioration de la filière de traitement des boues.

A.4.1) Stabilisation

A.4.2) Epaisseur

A.4.3) Lits de séchage

VARIANTE B. : Lits bactériens

B) Dimensionnement des ouvrages.

- Données relatives à la 1ère phase.

B.1.) Traitement des eaux

B.1.1. Décantation primaire

B.1.2. Lit bactérien

B.1.3. Décantation secondaire

B.2.) Traitement des boues

B.2.1. Bilan des boues

a- Boues primaires

b- Boues secondaires

./.

B.2.2. Poste de pompage des boues fraîches

- a- Pompage des boues fraîches
- b- Pompage des boues secondaires

B.3.) Traitement des boues

B.3.1. Digestion anaérobie

B.3.1.1. Digesteur non chauffé

B.3.1.2. Digesteur chauffé.

B.4.) Amélioration de la filière de traitement des boues.

B.4.1. Digestion anaérobie (35°)

B.4.2. Epaississement

B.4.3. Lits de séchage.

CONCLUSION GENERALE.

BIBLIOGRAPHIE.

- 7 -

CHAPITRE I

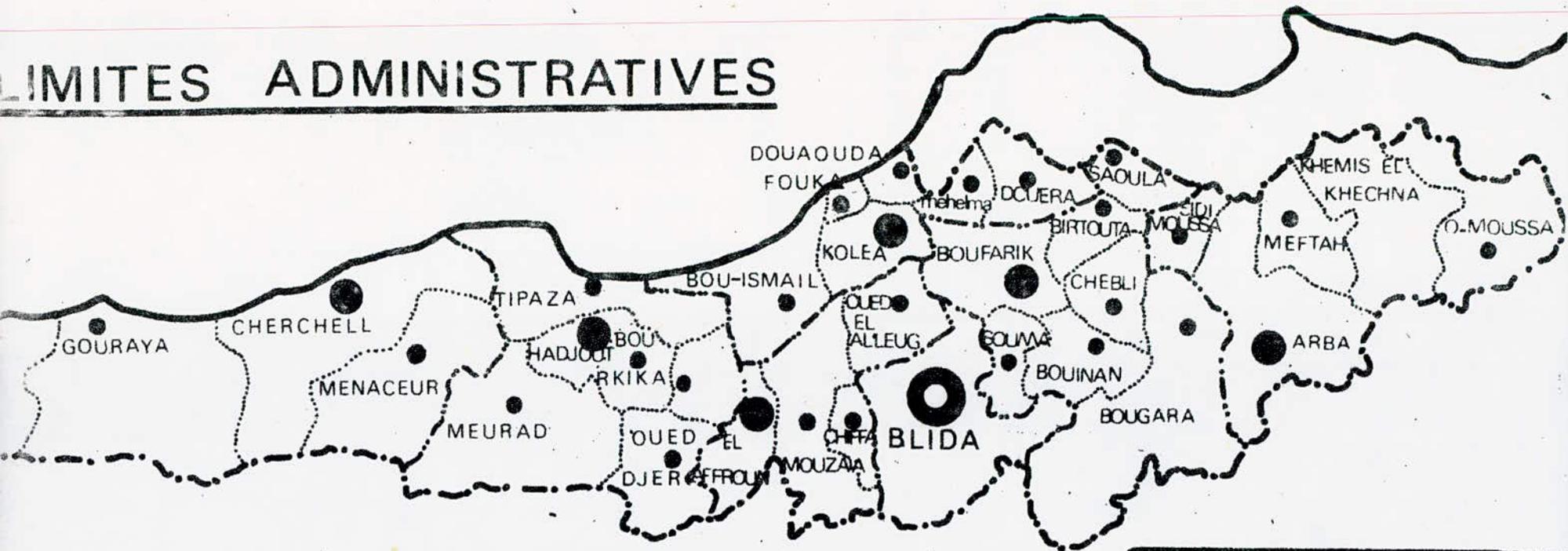
PRESENTATION DE LA VILLE.

SITUATION GÉOGRAPHIQUE
DE LA COMMUNE DE SOUMAA

LÉGENDE.

- délimitation administratives.
- Oued.
- S.E. station d'épuration.

LIMITES ADMINISTRATIVES



LEGENDE

- CHEF LIEU DE COMMUNE
- " " DE DAIRA
- " " DE WILAYA
- LIMITE DE WILAYA
- - - " DE DAIRA
- " DE COMMUNE

ECH = 1:500 000



Chapitre I : PRESENTATION DE LA VILLE.

I.1.) Caractéristiques physiques.

I.1.1. - Situation géographique.

La Commune de Soumaâ est située dans la partie Sud de la Mitidja au pied de l'Atlas Blidéen. Elle est limitée au Nord par la Commune de Bouinan et à l'Ouest par celle de Blida.

Elle fait partie de la Daïra de Boufarik, de la Wilaya de Blida, et elle est située à environ 30 km au Sud-Est d'Alger.

Le chef-lieu est traversé par la Nationale 29 reliant Boudouaou à Blida, et il est entouré des agglomérations secondaires suivantes :

Guerouzeuo, Graba, Halouiya, Beni-Kina, et Ferroukha. Dès les années 1955-1956, les parties les plus élevées de la chaîne montagneuse se sont vidées de leur population. Les fellahs ont dû s'établir par leurs propres moyens, soit à la périphérie des centres urbains (et notamment à Blida), soit dans les agglomérations secondaires environnantes (nombreux dans cette région).

La commune de Soumaâ est une région, à vocation agricole, les cultures pratiquées sont surtout les céréales, le tabac, les cultures maraîchères et fruitières.

Le territoire de la Commune de Soumaâ compte 4.763 ha.

I.1.2. - Topographie.

L'altitude moyenne de l'agglomération est d'environ 155 mètres. Cette ville est située sur la plaine de la Mitidja.

Elle est limitée à l'Ouest par la vallée de l'Oued El Khemis et à l'Est par la vallée de l'Oued Bouchemla.

I.1.3.- Hydrographie.

Trois Oueds traversent la superficie de la Commune de Soumaâ : Oued Cherifia, Oued El Khemis et l'Oued Bouchemla, par lesquels s'effectuent l'écoulement des eaux de surface.

Le sens de l'écoulement de ces Oueds est en général Sud-Nord. Ils drainent le versant Nord de l'Atlas et se jettent dans la mer. Dévalant de fortes pentes, ces Oueds sont de types torrentiels, du moins dans leurs cours supérieurs.

Le régime irrégulier est fonction de la pluviométrie. Ils entrent en crûe en hiver et sont pour la plupart à sec en été, ce sont des Oueds intermittents.

I.1.4. - Climatologie.

a) Climat.

Le climat de la Mitidja est un climat chaud, légèrement humide. Il est caractérisé par une alternance de saison sèche et chaude (mai à septembre) et d'une saison humide et fraîche (octobre à avril).

b) Pluviométrie.

La Mitidja reçoit annuellement 600 à 900mm d'eau. Les rythmes pluviométriques sont caractérisés par une double irrégularité annuelle et inter-annuelle. Il y a une nette opposition entre la saison froide et humide, et la saison chaude et sèche.

La courbe annuelle des précipitations se caractérise par un maximum très accusé en décembre-janvier, et un minimum en juillet-août. Les pluies présentent une autre caractéristique : la torrencialité. La moyenne des précipitations est de 930mm. Les pluies sont assez importantes, mais elles sont mal réparties dans l'année agricole.

La moyenne de la pluviométrie (1) de la région est reportée sur le tableau (1).

1er septembre-31 août Année	pluie annuelle (mm)	pluie journalière maximale
70 - 71	526,5	oct. 45,5
71 - 72	879,5	nov. 85,0
72 - 73	1101,3	nov. 86,3
73 - 74	893,1	mars 84,4
74 - 75	638,1	nov. 49,2
75 - 76	952,0	nov. 69,5
76 - 77	435,2	déc. 44,2

référence : (1) D.E.M.R.H.

I.2.) - Population.

I.2.1. Population actuelle.

La Commune de Soumaâ présente deux importantes particularités :

- forte dispersion de la population,
- voisinage d'une ville importante (Blida) et des futures zones industrielles et universitaires.

Dans les années précédentes, Soumaâ-centre n'a pas été attractif, mais aujourd'hui, la situation est un peu différente, parce que le taux d'accroissement de Soumaâ a fortement augmenté après la construction de 100 logements. L'agriculture qui représentait le secteur d'activité prédominant au recensement 1966 avec 68,2% a été délaissée ces 10 dernières années au profit des secteurs industriels et publics.

De ce fait, la population liée à l'agriculture ne représente plus que 20% de la population totale, qui ne permet plus d'attribuer à Soumaâ, le rôle rural des années 60.

I.2.2. - Perspectives de la population et évolution de la région.

Pour la période 1966-1977, le chef-lieu était le secteur d'habitat ayant le taux d'accroissement global le plus bas.

Les agglomérations secondaires et la zone éparse ont eu des taux d'accroissement plus élevés pour cette même période (1966-1977). Selon les prévisions faites par le bureau d'étude; (2), le chef-lieu de la Commune connaîtrait une évolution croissante, du fait de l'installation des infrastructures suivantes :

- Université.
- Institut Nationale de la Bonification.
- Polyclinique.
- Gare (installée à l'intérieur du périmètre communal).
- Ferme expérimentale.

Les activités qui seront le plus développées dans le chef-lieu seraient principalement celles du tertiaire (commerce, administrations...). En ce qui concerne, les différentes agglomérations secondaires, l'accroissement ne sera pas de la même intensité, et elles auront quant à elles, une diminution de leur population, surtout en début de période (an 1960); puis une légère augmentation en l'an 2000, et finalement une stabilisation.

La zone éparse aurait un taux d'accroissement plus élevé que celui des agglomérations secondaires. Ces dernières resteraient attractives certes, étant donné les équipements qui seraient installés aux environs, de la proximité des grands axes (vers Blida, Boufarik, Béni-Merad) ainsi que les possibilités qu'elles peuvent offrir en matières d'habitat (habitations occupant de grands espaces favorables à une éventuelle construction familiale).

L'agglomération secondaire la plus attractive serait celle de Guerrouaou qui se trouve près de l'axe routier : Blida-Boufarik-Alger, ayant une infrastructure routière favorable (bien desservie en matière de transport) et elle se trouve à côté du chef-lieu, et des infrastructures.

(2) référence : CNERU : Centre National d'Etude et de Réalisation en Urbanisme.

Hallouiya et Graba sont les deux agglomérations qui seraient les moins attractives.

Les investissements ainsi programmés, sont ceux prévus pour l'ensemble de la Commune de Blida, mais touchent de très près la Commune de Soumaâ, car celle-ci sera grandement bénéficiaire en matières d'emplois.

Le développement de la Commune de Soumaâ serait lié en quelque sorte à celui des Communes de Blida et Boufarik.

La population de la Commune de Soumaâ (Soumaâ, Graba, Béni-Kina, Halouiya, Guerrouaou et Ferroukha) a été estimée selon le plan d'urbanisme à 30.000 habitants pour l'horizon 1990.

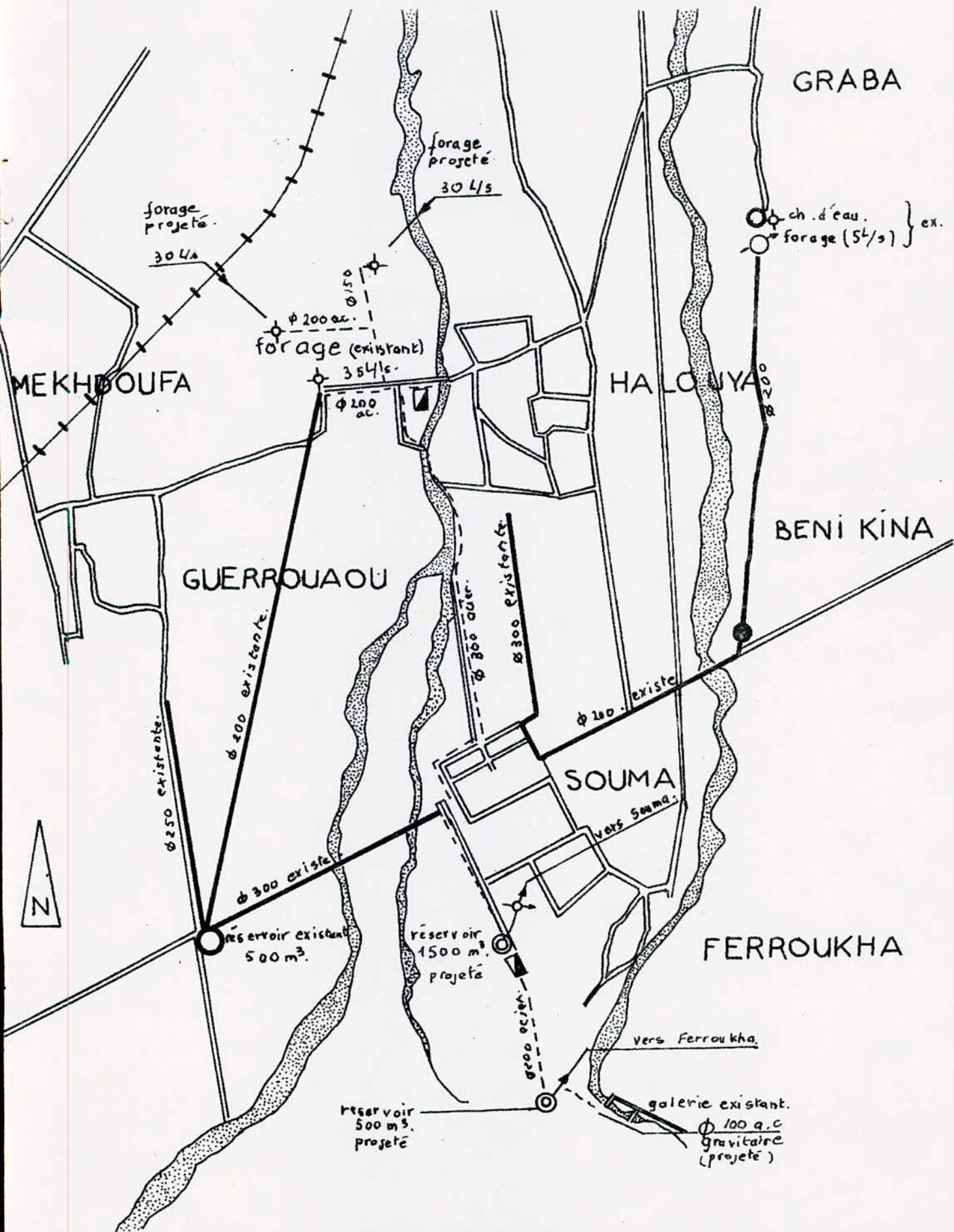
Le tableau (2) reporte l'évolution des populations de Soumaâ pour les années 1990 et 2000.

Villages	Population 1977	Population 1990	Population 2000
Soumaâ	3950	6000	8095
Graba	3165	4800	6485
Béni-Kina	2309	3500	4740
Halouiya	3895	5900	7980
Guerrouaou	4385	6600	8990
Ferroukha	2100	3200	4310
Total	19804	30000	40600

I.3.) - Alimentation en eau potable.

I.3.1. - Infrastructures.

La Commune de Soumaâ qui se compose du chef-lieu "Soumaâ" et de cinq agglomérations secondaires est en principe alimentée en eau potable par un réseau existant. Pour les besoins actuels, l'alimentation en eau potable s'avère suffisante et il est évident que pour le développement urbain, il sera nécessaire d'élargir ce réseau.



LÉGENDE

—	conduite existante.
- - -	conduite projetée.
●	compteur existant.
○	compteur projeté.
○	reservoir existant.
◎	reservoir projeté.
⊕	forage existant.
⊕	forage projeté.
▭	station de pompage projetée.

AEP DE LA COMMUNE DE SOUMAA

PLAN DE SITUATION

Echelle : 1:25 000

Le système d'alimentation actuel se présente comme suit :

- à l'Ouest de Halouiya existe un forage F_1 , d'une capacité de 35 l/s, permettant l'alimentation du réservoir R_1 ($500m^3$) implanté près de la R.N.29 et du carrefour avec le C.W. 148. Le fond du réservoir est sur l'altitude 180,0m et le trop plein à la côte 185,0m. A partir de ce réservoir, l'alimentation se fait par gravitation.

- Guerrouaou : est alimenté par une conduite d'adduction (\varnothing 300mm) en acier, réalisée en 1977.

- Bahli : est alimentée par une conduite de diamètre 300mm.

- Ferroukha : n'est pas équipée actuellement d'un réseau d'alimentation d'eau potable. Il y'a quelques maisons qui sont branchées sur la conduite qui canalise l'eau du captage d'une source près de l'Oued Boucherla au Sud de Ferroukha. Certaines maisons sont alimentées à partir de puits.

- Graba : est alimentée par un réseau indépendant à partir d'un château d'eau de $600m^3$. A côté de celui-ci se trouve un forage de capacité 5 l/s.

Le centre de Soumaâ est alimenté par un vieux réseau (datant de 1922) qui sera remplacé par un nouveau réseau d'après le projet d'alimentation en eau potable qui a été élaboré par la SETHYAL en juin 1981.

I.3.2.- Besoins et perspectives.

I.3.2.1. - Calculs des débits caractéristiques.

Le calcul des débits pour les besoins domestiques est basé sur une consommation en eau de 120l/hab/jour (selon les informations de la SETHYAL (3)).

I.3.3.-Système d'alimentation proposé.

La Commune de Soumaâ et son agglomération sont à des altitudes variant entre 85,0 m et 250 m. Cette différence de hauteur ne permet pas de desservir la commune à partir d'un seul réservoir. Le C.N.E.R.U. (2) propose l'alimentation étagée.

Tout le secteur sera donc divisé en quatre zones d'alimentation, équipées chacune d'un réservoir indépendant.

Selon la proposition du plan d'urbanisme directeur (2), la répartition peut-être réalisée ainsi :

a) zone inférieure : Graba, Bahli et Halouiya.

Elle est située de 85 m à 135 m d'altitude, desservie par un réservoir R_5 de $2 \times 500 \text{ m}^3$.

b) 1ère zone : de 135 à 175 m d'altitude.

Dans cette zone, il existe un réservoir R_1 d'une capacité de 500 m^3 , qui devra être renforcé par un autre réservoir R_2 d'une capacité de $1\,500 \text{ m}^3$.

Les réservoirs desserviront : Soumaâ (chef-lieu), Guerrouaou et l'école de police.

c) 2ème zone : de 165 à 210 m d'altitude.

Pour alimenter cette zone, il serait nécessaire d'implanter un réservoir R_3 composé de deux cuves de 500 m^3 chacune. Il alimentera l'agglomération de Ferroukha.

d) 3ème zone : de 210 à 255 m d'altitude, un réservoir R_4 d'une capacité de 250 m^3 est nécessaire pour desservir cette zone.

Ce réservoir alimentera seulement la zone d'extension Sud de Ferroukha.

I.3.4. - Ressources en eau actuelle.

L'alimentation des villages actuellement est assurée par :

- forage de Guerrouaou (F₁) : 351/s (disponible),
- forage de Graba : 51/s,
- réservoir à quatre fermes (situé à l'Ouest de Soumaâ, chef-lieu) volume 500m³,
- château d'eau de Graba, capacité estimée 150m³.

I.3.5. - Ressources futures en eau.

Pour l'avenir, on propose d'élargir le forage F₁, par deux nouveaux forages, chacune d'une capacité de 301/s (selon le projet SETHYAL de 1981)(3).

I.3.6. - Qualité.

Du point de vue qualité, les eaux d'alimentation de la ville de Soumaâ sont distribuées, sans traitement préalable.

I.3.7.) - Industries existantes.

Actuellement, on ne rencontre que certaines industries telles que

- unités de transformation des produits agricoles : SEMPAC, conserveries alimentaires,
- unités de tissage,
- unités de chausserie.

I.4.) Pollution.

I.4.1 - Sources.

La charge polluante (en D.B.O₅) devra tenir compte des effluents domestiques, des rejets industriels et également des eaux usées des activités futures (polycliniques, ferme etc...).

I.4.2 - Milieu récepteur.

Il s'agit de l'Oued Cherifia, de l'Oued El Khenis et l'Oued Bouchemla.

I.5.) - Réseau d'assainissement.

I.5.1. - Situation actuelle.

A présent, on peut constater que la Commune de Soumaâ de même que les agglomérations secondaires n'ont pas de réseaux d'assainissement, quelques maisons et usines seulement sont drainées directement dans l'Oued.

Il n'existe que deux collecteurs des eaux usées créés l'un avec la réalisation de la nouvelle cité H.L.M., l'autre avec la création de l'école de police. Ces deux collecteurs sont indépendants et sont exclusivement particulières. Ils déversent leurs eaux dans l'Oued Cherifia sans aucun traitement.

L'assainissement du centre-ville est donc assurée d'une part par quelques puisards, d'autre part, par des fosses réalisées par les habitants eux-mêmes pour leur propre usage.

Les autres douars et centres traitent le problème de la même façon, quelques uns directement dans les oueds lorsque leur situation le permet.

I.5.2. - Situation future.

Le projet initial relatif à l'assainissement de Soumaâ et de son agglomération se présentait sous forme de plusieurs réseaux indépendants. Chacun de ces réseaux aboutissant à une station d'épuration indépendante.

Actuellement, ce schéma a été revu, basé sur :

1°) - L'impossibilité de construire plusieurs petites stations de traitement.

2°) - L'éventuel transfert des eaux usées de l'ensemble de la commune vers une station d'épuration unique.

Le réseau des agglomérations secondaires sera aussi relié à la future station d'épuration; donc il n'est pas nécessaire de proposer des fosses septiques dans les maisons.

Conclusion/

Vu que la ville de Soumaâ est une région à vocation agricole, la réalisation de cette station d'épuration permettra la réutilisation de l'eau usée pour l'agriculture.

C H A P I T R E · II

C A R A C T E R I S A T I O N D E L A P O L L U T I O N

E T

M E T H O D E S D ' E P U R A T I O N

Chapitre II : CARACTERISATION DE LA POLLUTION
ET METHODES D'EPURATION.

INTRODUCTION/

Une eau est considérée polluée, lorsque par suite de rejet, un facteur physique, chimique ou biologique aura atteint une valeur telle qu'elle risque de perturber l'équilibre biologique de cette eau et de causer tort à autrui.

La pollution est donc une grandeur relative qui dépend à la fois de la nature du rejet, et du cours d'eau dans lequel on la rejette. De plus en plus, les rejets sont collectés dans des réseaux d'égout et subissent une épuration avant d'arriver au cours d'eau.

II.1. - Généralités sur les eaux usées.

II.1.1. - Composition des eaux usées (1).

- Les eaux usées urbaines comprennent :
 - a) les eaux usées domestiques.
 - b) Les eaux de ruissellement.
- Les eaux usées domestiques comprennent :
 - a) les eaux ménagères.
 - b) Les eaux vannes.
- Les eaux de ruissellement comprennent :
 - a) les eaux pluviales.
 - b) Les eaux de lavage des caniveaux.
 - c) Les eaux d'arrosage des voies publiques.

II.1.2. - Quantités (3).

On adopte les valeurs suivantes :

- 150 l par habitant et par jour pour une population inférieure à 10.000 habitants.
- 200 l par habitant et par jour pour une population de 10.000 habitants.
- 200 à 500 l par habitant et par jour pour les villes de plus de 50.000 habitants.

I.1.3. - Définition de quelques paramètres.

Dans le domaine des eaux usées urbaines, on définit un certain nombre de paramètres particuliers en raison de l'intérêt porté à la qualité des eaux pour ses nombreux emplois.

1°) - Le débit.

Le débit d'eau usée varie considérablement dans le temps, au cours de la journée et d'une saison à une autre. Cependant, il n'est pas facile de mesurer le débit d'eau usée, on a alors recours à une estimation à partir du volume consommé par unité de temps.

2°) La demande biochimique en oxygène (D.B.O).

Quantité d'oxygène exprimée en mg/l et 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 des matières organiques biodégradables présentes dans l'eau usée avec l'aide des micro-organismes. Ce phénomène dure longtemps (près d'un mois) et, pour des raisons de faciliter, on choisit l'indice de pollution correspondant à la quantité d'oxygène consommé en cinq jours : c'est la D.B.O₅.

3°) La demande chimique en oxygène (D.C.O.).

Quantité d'oxygène exprimée en mg/l qu'il faut apporter par une attaque chimique puissante dans des conditions bien déterminées à un litre d'eau, pour déterminer la totalité des matières oxydables et ceci sans l'intervention des micro-organismes.

4°) Les matières en suspension (M.E.S).

Ces matières peuvent-être décantables (les plus denses et les plus grosses) et non décantables (fines et colloïdales), une partie est oxydable et l'autre est non oxydable.

II.2. - Moyens de réduction de la pollution.

Une station d'épuration a pour rôle non pas de rendre potable une eau d'égout, mais de diminuer la pollution du rejet.

En tête d'une station d'épuration, on placera des ouvrages de prétraitements, ceux-ci permettent de retenir les matières volumineuses grâce à des grilles (dégrillage), les sables (dessablages), les liquides moins denses que l'eau (désuilage).

On effectuera après un prétraitement, un traitement primaire qui ne répondra pas aux normes de rejets, ainsi, on aura alors recours au traitement biologique.

II.2.1. - Les traitements préliminaires (4).

Le traitement commence par le passage de l'eau usée dans des appareils destinés à la protection des installations de traitements avals, par rétention et élimination des matières séparables, qui seraient très gênantes pour la suite du traitement.

II.2.1.1. - Le dégrillage.

Le dégrillage soulage le travail d'épuration des points de vue biologique. La dégradation de ces matières volumineuses par voie biologique est totalement impossible, et de même leurs actions mécaniques provoquent des chocs et des obturations des canalisations, des pompes et d'ouvertures en tous genres, et par ailleurs, le dégrillage doit toujours s'effectuer avant une opération de relèvement.

La quantité de matières retenues dépend évidemment de l'écartement des barreaux; on distingue :

- le prédegrillage (50 à 100mm),
- le dégrillage moyen (10 à 25mm),
- le dégrillage fin (3 à 10mm).

II.2.1.2. - Le déssablage.

Le déssablage 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. Le domaine usuel du déssablage porte sur les particules, de granulométrie supérieure à 200 microns. Une granulométrie inférieure sera du ressort de la décantation.

II.2.2. - Traitement primaire.

Une décantation simple de deux heures sur une eau usée, ne conserve que 40% des matières décantables et 65% environ de la demande biologique en oxygène d'origine.

II.2.3. - Traitement secondaire.

Avec les traitements secondaires, on entre dans une phase plus élaborée de l'épuration, où l'on continue à épurer l'effluent liquide et où l'on procède à la stabilisation définitive des déchets de traitement, c'est-à-dire des boues et leur évacuation ainsi que celle des gaz produits par ce même traitement.

Ainsi, les traitements secondaires se divisent en :

- épuration de l'effluent liquide après décantation.
- Traitement des boues y compris celle de la décantation.

II.2.3.1. - Epuration de l'effluent liquide après décantation.

Le procédé biologique est le mode de traitement secondaire le plus employé à l'heure actuelle. Il comporte des procédés extensifs et intensifs qui se divisent eux-mêmes selon deux grandes techniques, celles des boues activées et celles des lits bactériens.

A) Procédés intensifs.

II.2.3.1. - Epuraton par lits bactériens (5).

On distingue :

- les lits à faible charge constitués, par un empilement de faible épaisseur (0,8 à 1,2m) et alimentés à faible débit (charge hydraulique inférieure à $0,4m^3/m^2.j.$)
- Les lits à forte charge plus épais (2 à 3m parfois plus) alimentés à un débit tel que la charge hydraulique dépasse $0,6m^3/m^2.h.$

II.2.3.1.2. - Epuraton par boues activées. (6).

C'est le procédé actuellement le plus répandu pour l'épuration des eaux résiduaires urbaines.

a) Les traitements à très faible charge.

Les stations à aération prolongée dont la charge massique (cm) est inférieure à 0,1, sont caractérisées par un temps de rétention élevé (au moins 24h).

La charge volumique (cv) est inférieure à 0,35 ($cv \leq 0,35$), la concentration en matières volatiles en suspension est comprise entre 4 et 6 (M.V.S. : $4-6kg/m^3$) (6).

Un rendement épuratoire de 95%.

b) Les traitements à faible charge.

Le système à faible charge, dont Cm est comprise entre 0,1 et 0,2, produit des boues non fermentescibles et stables. La charge volumique (Cm) est comprise entre 0,35 et 0,5, la concentration en M.V.S. est comprise entre 3 et 4. Le rendement épuratoire est de 80 à 90%.

c) Les traitements à moyenne charge.

Le système correspond à des valeurs de Cm comprises entre 0,2 et 0,5, et il produit des boues qui doivent être stabilisées, mais le temps de séjour des eaux, donc le volume des ouvrages est réduit par rapport aux procédés cités. Le rendement épuratoire reste important (90%). La charge volumique (Cv) est comprise entre 0,5 et 2(6).

Ce procédé permet, avec les eaux résiduaires domestiques, d'obtenir une très bonne épuration allant jusqu'à la nitrification.

d) Les traitements à forte charge.

Les stations à forte charge sont caractérisées par une valeur de C_m supérieure à 1, et ce système est utilisé pour les eaux peu polluées des grandes agglomérations. Le temps de séjour est réduit à 1h. en pointe, 2 à 3 heures, en moyenne, et les rendements épuratoires sont un peu inférieures aux précédents.

La charge volumique (C_v) est supérieure à 2 ($C_v \gg 2$). La valeur de la charge massique influe sur la qualité de la boue que l'on caractérise généralement par l'indice de Mohlman, celui-ci représente le volume occupé par 1g de poids sec d'une boue activée après $\frac{1}{2}$ heure de décantation dans une éprouvette de 1 litre.

Plus la valeur de l'indice est élevée, moins la boue décante bien.

Une boue activée de bonne structure a un indice de 100. Au-dessous de 50, la boue a un aspect granuleux et risque de former facilement des dépôts.

Au-dessus de 150, on considère que la boue est en gonflement (bulking).

B) Procédés extensifs.

Parmi ces procédés extensifs, on distingue :

- le lagnage,
- l'épandage.

1) Le lagnage. Dans les pays ensoleillés, la pratique du lagnage est conseillé, celle-ci se fait dans des bassins de faible profondeur, où on peut obtenir une épuration du type aérobie grâce à un développement actif utilisant la pollution comme source de nourriture, et aboutissant à la formation d'une boue activée, dispersée.

L'oxygène nécessaire est fourni par l'activité photosynthétique.

2) L'épandage.

On distingue trois procédés d'épandage :

- irrigation,
- recharge,
- ruissellement superficiel.

Le procédé le plus employé est l'irrigation.

II.2.3.2. - Traitement des boues.

II.2.3.2.1. - Composition des boues (3).

Les boues d'un décanteur, dites "fraîches" sont de couleur grises ou jaunâtres, elles contiennent environ 60% de matières organiques, et 10% de matières minérales. Leur teneur en eau est variable suivant qu'elles proviennent :

- d'un décanteur primaire : 95 à 97,5%,
- d'un décanteur secondaire, après lit bactérien : 92 à 95% ,
- d'un décanteur secondaire, après bassin d'activation : 98,5 à 99,3%

quant aux quantités de boues, on peut considérer avec IMHOFF, qu'elles sont les suivantes par jour et par habitant :

- à la sortie d'un décanteur primaire : 1,8 à 2,16 litres dont 54g de résidu sec,
- à la sortie d'un décanteur secondaire : 0,16 à 0,40 litre dont 13 à 20g de résidu sec, après un lit bactérien,
- à la sortie d'un décanteur secondaire : 2,07 à 4,43 litres dont 31g de résidu sec, après un bassin d'activation.

II.2.3.2.2. - Stabilisation et concentration des boues (7).

II.2.3.2.2.1. - Stabilisation par voie anaérobie.

C'est un procédé très généralement employé, qui s'effectue dans un digesteur.

- Principe.

Lorsqu'on laisse des boues fraîches sous l'eau dans un volume fermé, il se produit successivement deux types de fermentation sous l'action des micro-organismes :

- une fermentation acide,
 - une fermentation méthanique où les bactéries méthaniques transforment les acides volatiles de la phase précédente en gaz méthanique.
- La température influe profondément sur la vitesse de digestion.

II.2.3.2.2.2. - Stabilisation par voie aérobie.

La stabilisation aérobie se réalise dans un bassin spécial. Ce procédé consiste, par une aération prolongée, à provoquer ou poursuivre le développement de micro-organismes aérobies (où "boues activées") jusqu'à réaliser l'auto-oxygénation des cellules.

II.2.3.2.3. - Épaississement (7).

Ce procédé est utilisé pour diminuer le volume des boues. L'épaississement jouera donc un double rôle :

- rôle de concentration de boues, diminution du volume de boue, ce qui entraîne un gain de surface,
- rôle de stockage, afin de permettre une régulation des boues dans le lit de séchage.

II.2.3.2.4. - La déshydratation.

Les boues stabilisées par digestion possèdent des propriétés qui leur permettent soit d'être utilisées comme fertilisants dans l'agriculture, soit d'être simplement mises en dépôt inerte.

II.2.3.2.4.1. - Lit de séchage.

Ce séchage consiste à répartir les boues éjectées périodiquement, du digesteur en couche de 0,40cm d'épaisseur environ, sur des lits de séchage constitués par des massifs drainants. Une partie de l'eau des boues s'évapore, une autre partie percole à travers le massif drainant.

Conclusion/

Le procédé de traitement biologique à utiliser doit-être économique tant du point de vue investissement, que du point de vue exploitation.

C H A P I T R E I I I



E T U D E D U R E J E T



Chapitre III : ETUDE DU REJET.

INTRODUCTION/

L'étude du rejet est basée sur la détermination des valeurs des paramètres de pollution, et l'interprétation de celles-ci. Les analyses sont effectuées sur des échantillons moyens ou ponctuels. La signification des résultats est fonction de l'échantillonnage, d'où l'intérêt d'un prélèvement correct d'échantillon représentatif.

III.1. - Prélèvement.

III.1.1. - Echantillonnage.

Pour la détermination des paramètres de pollution, nous avons effectué un seul échantillonnage :

- échantillonnage horaire.

III.1.2. - Lieu de prélèvement.

Le prélèvement de l'échantillon horaire a été effectué au niveau de l'émissaire du H.L.M.

III.1.3. - Matériel d'échantillonnage.

L'échantillon a été prélevé dans des flacons en verre brun, préalablement bien lavés et rincés plusieurs fois avec l'eau à examiner.

III.1.4. - Horaire de prélèvement.

Notre échantillon a été prélevé au début de l'après-midi, soit vers 13 heures.

III.1.5. - Conditionnement.

Du fait que les moyens de conditionnement faisaient défaut, il a alors été procédé immédiatement, après notre retour, aux analyses de certains paramètres évolutifs (D.B.O., D.C.O), le reste des analyses a été poursuivi le lendemain (M.E.S.).

III.2. - Quantification de la pollution.

II.2.1. - Débits.

Les débits à prendre, ont été donnés dans le chapitre I "présentation de la ville". Soit, on adoptera les valeurs suivantes :

Années	Dotation l/hab/j.	Population	Débit (m ³ /j)
1990	120	30.000	3 600
2000	150	40.600	6 100

III.2.2. - Méthodes d'analyses et résultats.

III.2.2.1. - D.B.O₅.

Pour l'analyse de la D.B.O₅, nous avons utilisé un appareil dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Description de l'appareil.

Principe.

Les échantillons à analyser sont mis dans des bouteilles, et soumis à une agitation à l'aide d'agitateurs magnétiques. On introduit deux gouttes de KOH dans le bouchon en caoutchouc renversé de chaque bouteille. L'introduction de KOH permet l'absorption du CO₂ dégagé par les micro-organismes. La consommation d'oxygène par les micro-organismes se traduit par une hauteur de mercure au niveau de chaque bouteille contenant l'échantillon d'eau à analyser.

hauteur de mercure x facteur de correction = D.B.O ₅ (mg/litre)

Les facteurs de correction sont donnés par le tableau suivant :

Volume d'échantillon d'eau à analyser (ml)	Facteur de correction
420	0,1
360	0,2
244	0,5
157	1,0
94	2,0
56	4,0

Les résultats d'analyses de l'échantillon sont donnés par le tableau I et la figure I.

Finalement, on obtient une D.B.O.₅ de valeurs suivantes :

- 350 mg/l
- 420 mg/l
- 376 mg/l
- 416 mg/l

soit, une valeur moyenne de 400mg/l.

III.2.2.2. - D.C.O. (2).

Une seule analyse a été faite sur l'échantillon, on a obtenu la valeur suivante de la D.C.O. = 870mg/l.

III.2.2.3. - M.E.S. (2)

Dans ce cas-ci, une seule analyse a été faite, on a obtenu les résultats suivants :

- M.E.S. = 201,5mg/l
- M.O. = 143,5mg/l, soit un pourcentage : 71,2%
- M.M. = 58mg/l, soit un pourcentage : 28,8%.

III.2.3. - Interprétation des résultats.

III.2.3.1. - D.B.O₅.

Concentration en D.B.O₅.

$$Q_m = 3600 \text{ mg/l.}$$

$$\text{Donc (D.B.O.}_5) = \frac{3600 \times 0,4}{30.000} = \underline{48 \text{ g/hab/j.}}$$

vu que l'analyse a été faite sur un échantillon provenant d'un seul prélèvement, on considèrera alors une valeur moyenne de 40g/hab/j.

III.2.3.2. - M.E.S.

La concentration en M.E.S. a adopté :

$$\begin{aligned} \text{(M.E.S.)} &= \frac{0,2015 \times 3600}{30.000} = 0,02418 \text{ kg/j} \\ &= \underline{24 \text{ g/hab/j.}} \end{aligned}$$

On constate que la valeur de la concentration en M.E.S. est assez faible, pour plusieurs raisons :

- 1) L'échantillon pris était instantané.
- 2) Horaire de prélèvement : 13 heures, donc on a une pollution assez faible à cette heure-ci.
- 3) Le rejet provient d'un seul H.L.M.

Finalement, on prendra la valeur donnée par la bibliographie, soit 50g/hab/j (8).

Conclusion/

a)

Années	1990	2000
dotation l/hab/j	120	150
D.B.O ₅ g/hab/j.	40	40
M.E.S. g/hab/j.	50	50

b) Le rapport $\frac{D.C.O.}{D.B.O_5}$ peut exprimer la fraction de matières biodégradables, ainsi on peut dire qu'un effluent est biodégradable, si ce rapport est compris entre 1,5 et 2,5, au-dessus de 3,3, il faut envisager un pré-traitement, améliorant la biodégradabilité.

Dans notre cas, on aura le rapport suivant :

$$\frac{D.C.O.}{D.B.O_5} \cong 2,17$$

La nature des eaux rejetées par la Commune de Soumaâ, nous permet d'opter pour un traitement biologique.

c) La valeur du Ph a été prise pour ce prélèvement,

$$Ph = 6,5.$$

// H A P I T R E IV.

CHOIX DU PROCEDE ET DIMENSIONNEMENT

II M P L A N T A T I O N

Toute la commune de SOUMAA se trouve au piémont de l'Atlas BLIDEEN, ainsi que sur la plaine de la Mitidja.

Nous proposons d'épurer les eaux usées dans une station d'épuration, qui sera implanté dans notre cas, au Nord de l'agglomération de GRABA.

Le territoire de la commune de SOUMAA est en principe un seul bassin versant avec la pente vers le Nord, et il permet de construire une seule station d'épuration à côté de l'oued Bouchemla.

CHAPITRE IV.

CHOIX DU PROCEDE ET DIMENSIONNEMENT

IV.1. Dimensionnement pour l'an 1990

Le projet que nous proposons est établi en tenant compte du fait que la station sera réalisée en deux phases :

- La première devant satisfaire les besoins de 1990
- La seconde qui sera une extension de la première faisant face aux besoins de l'an 2000.

IV.1.1. Données de base

A) Débits

En ce qui concerne les débits, les données de base du dimensionnement sont les suivants :

	Année	
Désignation	1990	2000
Nombre d'habitants	30.000	40.000
Dotation/habitant (l/hab.j)	120	150
Volume journalier d'eaux usées (m ³ /J.)	3.600	6.000
Volume horaire (m ³ /h)	150	250
Cp _e	1,89	1,8
Débit de pointe par temps sec (m ³ /h)	284	450
Débit diurne (m ³ /h)	225	375

- Calcul du coefficient de pointe

a) Pour l'an 1990

Le coefficient de pointe sera calculé selon la relation suivante :

$$(1) \quad C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}}$$

Q_m : débit moyen (l/s)

$$Q_m = 3600 \text{ m}^3/\text{J} = \frac{3600}{24} \times \frac{10^3}{3600} = \frac{421}{\text{s}}$$

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{42}} = \underline{1,89}$$

b) Pour l'an 2000

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

$$Q_m = \frac{6000}{24} \times \frac{10^3}{3600} = \frac{701}{\text{s}}$$

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{70}} = \underline{1,8}$$

- Calcul du débit de pointe par temps sec

a) Pour l'an 1990

$$(2) \quad Q_p = C_p \cdot Q_m = 1,89 \times 150 = \underline{284 \text{ m}^3/\text{h}}$$

b) Pour l'an 2000

$$Q_p = C_p \times Q_m = 1,8 \times 250 = \underline{450 \text{ m}^3/\text{h}}$$

B) Pollutions

La pollution reçue par la station proviendrait que des rejets domestiques.

./.

En ce qui concerne, les rejets industriels dûs aux extensions de la ville de SOUMAA ; nous proposons que des traitements soient effectués au niveau des industries-mêmes.

Dans les conditions actuelles, la pollution totale reçue par la station serait de :

	A N N E E	
DESIGNATION	1 9 9 0	2 0 0 0
Population prise en compte	30.000	40.000
Consommation journalière par habitant (l/hab/J)	120	150
Débit moyen (m ³ /J)	3.600	6.000
Pollution journalière par habitant en D.B.O _s (g)	40	40
Pollution journalière en D.B.O _s (Kg/J)	1200	1600
Concentration en D.B.O _s des eaux brutes (mg/l)	330	270
Charge en M.E.S par habitant et par jour (g/hab.J)	50	50
Quantité en M.E.S journalière (kg/J)	1500	2000
Concentration en M.E.S des eaux brutes (mg/l)	400	350

IV. 1.2. Finalité de traitement

Les caractéristiques de rejets seraient les suivantes :

M.E.S Totale	:	30 mg/l en moyenne sur 24h.
D.B.O ₅	:	30 mg/l en moyenne sur 24h.
D.C.O	:	90 mg/l en moyenne sur 24h.

IV.1.3. Principe de traitement adopté

La nature des eaux rejetées par la commune de SOUMAA nous permet d'opter pour un traitement biologique étant donné que les rejets prédominants sont d'origine domestiques.

Cependant, d'autres opérations s'avèrent nécessaires, à savoir :

- Les prétraitements ; pour protéger les ouvrages de traitement, pour éviter l'inhibition ou la diminution de l'intensité du traitement biologique comme la présence d'huile.
- Le traitement des boues qui consiste en une réduction de leur volume et de leur pouvoir fermentescible, et ce pour éviter l'apparition de nouvelles nuisances.

A/ Prétraitements

La station d'épuration comprendra, outre un poste de relevage des eaux brutes ; les opérations de prétraitements suivantes :

- Prédegrillages (degrillage grossier avec grille manuelle)
- Dégrillage mécanique moyen, raclage manuel)
- Désablage.

B/ Traitement physique

Ce traitement physique consiste en une décantation primaire des eaux.

C/ Traitement biologique

Le choix du procédé d'épuration par voie biologique est le plus délicat, vu les impératifs techniques et économiques.

Parmi les procédés les plus utilisés dans l'épuration des eaux résiduaires, on cite : le lagunage, les boues activées et les lits bactériens. La pratique du lagunage est une technique d'épuration favorable pour la région (région ensoleillée) ; mais la grande superficie qu'il nécessite, ne convient pas à la région.

Pour pouvoir faire une comparaison économique ; nous proposons une filière à boues activées et une filière à lit bactérien.

IV.1.4. Description et dimensionnement de l'installation

A/ Relevage des eaux brutes

Les eaux brutes arrivant par le collecteur de diamètre 800 mm, seront prédégrillées dès leur arrivée dans la bêche de pompage à l'aide d'une grille grossière à nettoyage manuel. Cette grille comportera des espacements de 50 mm ; protégera les pompes contre les corps volumineux susceptibles d'être amenés par le collecteur.

De façon à répartir au mieux le débit sur les ouvrages de traitement et à éviter des refoulements de gros débits par à-coup, nous prévoyons l'installation de trois (3) groupes électro-pompes de 451/s en première phase, l'un d'eux assurant un secours.

On aura donc :

- Pour le relevage du débit moyen, soit 421/s, un groupe électro-pompe de 451/s en fonctionnement.

- Pour le relevage du débit de pointe, soit 791/s, deux groupes de 451/s, chacun en fonctionnement.

Le troisième groupe assurera le secours de l'un des deux autres, en cas de nécessité.

En seconde phase (an 2000), on aura :

- Pour le relevage du débit moyen, les deux (2) groupes précédents en fonctionnement.

- Pour le relevage du débit de pointe, soit 125l/s les trois groupes précédents en fonctionnement.

Un quatrième groupe identique aux précédents sera installé dans la bêche de pompage, il assurera un éventuel secours.

B/ Dégrillage

Après leur relèvement, les eaux brutes seront acheminées vers le dégrillage.

L'objet du dégrillage est de débarrasser l'effluent des matières les plus volumineuses, à la surface ou entre deux eaux. On adopte en général, une vitesse moyenne de passage entre les barreaux, comprise entre 0,60 et 1,0 m/s.

Pour éviter les inondations, lors de l'engorgement de la grille par des pluies soudaines, ou par un maniement inattentif, chaque grille doit être équipée d'un by-pass.

B.1. Prédégrillage

Un dégrillage grossier sera réalisé en amont du pompage du poste de relèvement des eaux brutes.

Les eaux brutes seront alors prédégrillées dès leurs arrivées dans la bêche de pompage, à l'aide d'une grille grossière à nettoyage manuel. Cette grille, comportant des espacements de 50 mm, protégera

les pompes contre les corps volumineux susceptibles d'être amenés par le collecteur.

La section minimale de la grille est calculée à partir de la relation suivante :

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

Q_p : débit de pointe (m^3/s).

V : vitesse de passage de l'eau entre les barreaux (m/s).

On adoptera les valeurs suivantes :

$$Q_p = 284 \text{ m}^3/\text{h} = 0,079 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

D'où la section sera de :

$$S = \frac{0,079}{1} = 0,079 \text{ m}^2$$

La grille manuelle devra être inclinée d'un angle α , afin de permettre le raclage des éléments captés.

Si on suppose que la hauteur maximale d'eau est de 20 cm ; la largeur de la grille est donnée par :

$$(3) \quad l = \frac{S \cdot \sin \alpha}{H_{\max} (1 - \sqrt{3})}$$

l : largeur de la grille (m)

α : angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontale ;
compris entre 60° et 80° ; on choisit $\alpha = 60^\circ$

H_{\max} : hauteur maximale d'eau = 0,20 m.

1-B : coefficient du vide.

$$1-B = 1 - \frac{\text{épaisseur des barreaux}}{\text{espacement} + \text{épaisseur des barreaux}}$$

Espacement entre barreaux = 50 mm

Épaisseur des barreaux = 20 mm

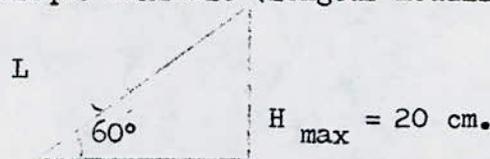
$$1-B = 1 - \frac{20}{50 + 20} = 1 - \frac{2}{7} = 0,714$$

Finalement, la largeur de la grille sera de :

$$l = \frac{S \cdot \sin 60^\circ}{(1-B) H_{\max}} = \frac{0,079 \times 0,86}{0,714 \times 0,20} = \underline{0,475 \text{ m}}$$

largeur : 47,5 cm

La longueur oblique maximale (longueur mouillée) sera de :



$$\sin 60^\circ = \frac{H_{\max}}{L} \implies L = \frac{H_{\max}}{\sin 60^\circ} = \frac{0,20}{\sin 60^\circ} = 0,23$$

La longueur mouillée sera de 30 cm

B.2. Dégrillage moyen

On opte pour un dégrillage mécanique moyen, dont l'écartement des barreaux est compris entre 10 à 25 mm.

./.

La section de la grille sera de :

$$S = \frac{Q_p}{V} = \frac{0,079}{1} = 0,079 \text{ m}^2$$

La hauteur d'eau sera de 0,20 m ; la largeur de la grille sera donnée par :

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

1 - B : coefficient du vide.

$$1 - B = 1 - \frac{\text{épaisseur des barreaux}}{\text{espacement} + \text{épaisseur}}$$

Espacement entre barreaux : 25 mm

Epaisseur des barreaux : 20 mm.

$$\text{d'où : } 1 - B = 1 - \frac{20}{20 + 25} = 1 - \frac{20}{45} = 0,55$$

finalement la largeur de la grille sera de :

$$l = \frac{S \cdot \sin \alpha}{(1-B) H_{\max}} = \frac{0,079 \sin 60^\circ}{0,55 \cdot 0,20} = 0,622 \text{ m}$$

La largeur sera de : 62,2 cm = 65 cm

La longueur oblique maximale (longueur mouillée), sera de :

$$L = \frac{H_{\max}}{\sin 60^\circ} = \frac{0,20}{0,86} = 0,23 \text{ m}$$

./.

La longueur mouillée de : 30 cm

B.3. Résidu du dégrillage (grossier et moyen)

En considérant un refus annuel par habitant de :

5 litre/habitant. an

Le refus journalier sera de :

$$\frac{5}{365} \times 30.000 = 411 \text{ l/J}$$

Le résidu du dégrillage sera envoyé à la décharge publique.

./.

- Caractéristiques des deux grilles :

Caractéristiques	Grilles grossière	Grille moyenne
Section (m ²)	0,079	0,079
Largeur (m)	0,475	0,65
Hauteur d'eau (m)	0,20	0,20
Espacement entre barreaux (mm)	50	25
Epaisseur des barreaux (mm)	20	20
Vitesse maximale d'écoulement (m/s)	1	1
Longeur oblique mouillée (m)	0,30	0,30
Angle d'inclinaison	60°	60°

C/ Dessablage

Après le dégrillage, les eaux sont acheminées vers un bassin de dessablage.

Dans les dessableurs, on élimine des eaux usées ; des matières facilement décantables, minérales et non putrescibles (sable) pour protéger les autres constructions de la station d'épuration contre une corrosion élevée par frottement (conduites, pompes etc...).

Le dépôt de fines matières organiques putrescibles dans le dessableur doit en tout cas être évité.

On a constaté par voie empirique qu'avec des vitesses moyennes d'écoulement $v_H = 0,30$ m/s ; les grains de sable retenus se décantaient encore et restaient au fond ; tandis que les matières solides fines plus légères en poids spécifiques étaient balayées vers la sortie. (9)

En eaux résiduaires urbaines ; les dessableurs sont calculés avec un temps de séjour d'environ 1 à 2 minutes, et une charge hydraulique maximale d'environ $70 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$. Les dessableurs permettent une retenue de l'ordre de 80% des matières minérales.

On choisit une valeur de la charge hydraulique de :

$$C_s = 50 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

La valeur du débit de pointe :

$$Q_p = 284 \text{ m}^3/\text{h}$$

La surface horizontale sera de :

$$S_H = \frac{Q_p}{C_s} = \frac{284}{50} = 5,68 \text{ m}^2 \quad \underline{S_H \leq 6 \text{ m}^2} \quad ./.$$

La vitesse dans la section droite : $V = 0,30$ m/s (vitesse d'entraînement), donc la surface verticale sera de :

$$S_v = \frac{Q_p}{V_e} = \frac{284}{0,30 \times 3600} = 0,263 \text{ m}^2$$

$$S_v = \underline{0,3 \text{ m}^2}$$

Si on maintient la hauteur de la lame d'eau dans le dessableur égale à celle dans le cas de la grille, la largeur du dessableur sera de :

$$h_{\max} = 0,20 \text{ m} ; S_v = b \times h_{\max} \implies b = \frac{S_v}{h_{\max}} = \frac{0,3}{0,2} = \underline{1,5 \text{ m}}$$

$$\text{largeur : } b = \underline{1,5 \text{ m}}$$

La longueur du canal sera de :

$$S_H = L \times b \implies L = \frac{S_H}{b} = \frac{6}{1,5} = \underline{4 \text{ m}}$$

Or, afin de briser les turbulences ; il convient d'ajouter 1 m (10) donc la longueur du canal sera réellement de :

$$L = 4 + 1 = \underline{5 \text{ m}}$$

Le volume du dessableur sera de :

$$V = Q_p \times t_s.$$

Or, le temps de séjour est de : $t_s = 1 - 2$ mn ; donc on choisit un temps de séjour de $t_s = 1$ mn.

$$\text{soit } V = 284 \times \frac{1}{60} = 4,7 \text{ m}^3.$$

$$V = \underline{5 \text{ m}^3}.$$

./.

La hauteur du canal :

$$V = H \times S_H \implies H = \frac{V}{S_H} = \frac{5}{6} = \underline{0,8 \text{ m}}$$

En admettant un rendement de 80 % sur les matières minérales d'entrée ; la quantité de matières minérales éliminée par le dessableur sera de :

- Soit la quantité de M.E.S. admise à l'entrée : 1500kg/J.

Ces M.E.S. contiennent :

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

- 30% de M.M. (matières minérales), soit une quantité de :

$$1500 \times 0,3 = \underline{450 \text{ kg/J.}}$$

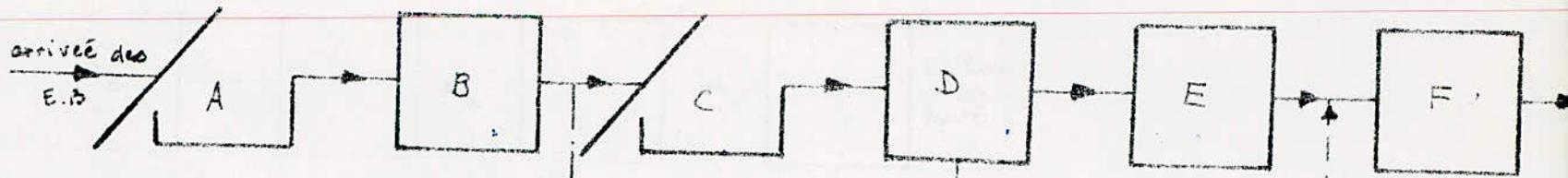
Le désableur élimine : $450 \times 0,80 = 360 \text{ kg/j.}$

La quantité de matières minérales non éliminées par le dessableur sera alors de :

$$450 - 360 = \underline{90 \text{ kg/J.}}$$

Les caractéristiques du dessableur :

Vitesse d'entraînement	:	0,30 m/s
Temps de séjour	:	1 mn
Charge hydraulique	:	50 m ³ /m ² .h
Surface horizontale	:	6,0 m ²
Surface verticale	:	0,3 m ²
Hauteur maximale d'eau	:	0,20 m



Légende.

- A - dégrillage grossier.
- B - poste de relevage.
- C - dégrillage moyen.
- D - dessablage.
- E - décantation primaire.
- F - bassin d'aération.
- G - décantation secondaire.
- H - bache de reprise des boues.
- I - stabilisation aérobie.
- J - épaisseur.
- K - lits de séchage.

— circuit eau
 - - - circuit boue.

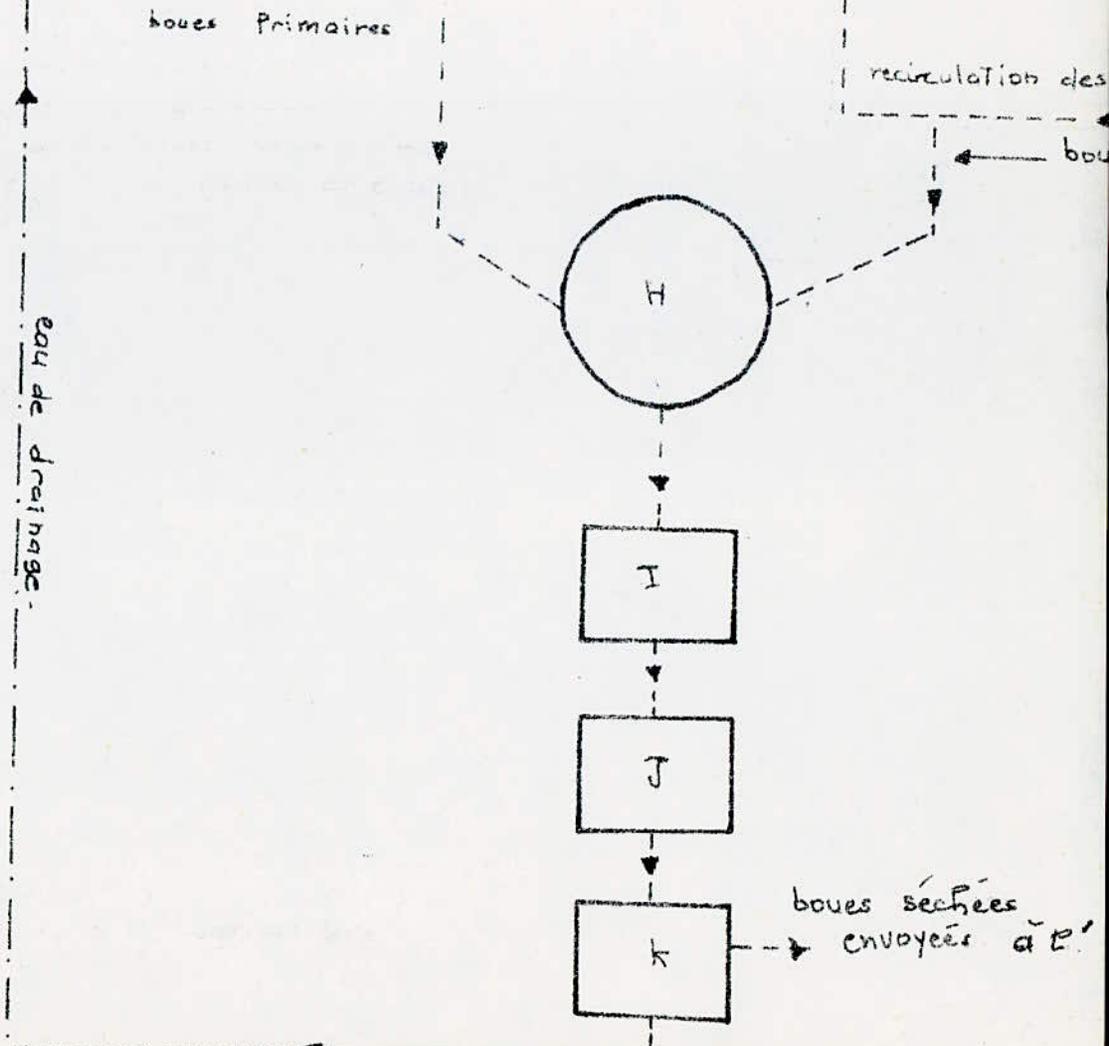


schéma de principe : Boues activées.

Largeur	:	1,5 m
Longueur	:	5 m
Volume	:	5 m ³
Hauteur du canal	:	0,8 m.

D/ Traitement biologique

Variante A/ Boues activées

Les procédés à moyenne charge (appelés procédés conventionnels) et à faible charge permettent habituellement d'atteindre les seuils légaux de rejets (20 à 30 mg/l de D.B.O₅).

Le procédé à moyenne charge (conventionnel) est celui qui généralement réalise le meilleur compromis entre le bon fonctionnement de l'économie de l'unité de boues activées, et le bon fonctionnement et l'économie de l'unité de traitement des boues.

Ainsi, les petites stations utilisent le traitement à moyenne charge avec une digestion aérobie des boues.

On obtient alors un résultat très voisin de celui de l'aération prolongé, pour une consommation d'énergie semblable mais avec une réduction assez importante des volumes d'ouvrages (30 à 50% de réduction des volumes totaux).

En général, les petites stations utilisent le traitement à moyenne charge, sans décantation primaire ; étant donné qu'on traite les boues par une stabilisation aérobie.

A). Dimensionnement des ouvrages

A.1.) Traitement des eaux sans décantation primaire.

A.1.1.) Caractéristiques de l'effluent

a) Pollution

- charge en D.B.O₅ entrante :

$$L_e = 1200 \text{ kg/J.}$$

$$\text{concentration} = 330 \text{ mg/l}$$

- charge en D.B.O₅ finale :

$$L_f = 30 \times 10^{-3} \times 3600 = 108 \text{ kg/J}$$

- charge en M.E.S. entrante :

$$\text{M.E.S.} = 1500 \text{ kg/J.}$$

Ces matières en suspension contiennent :

- 70 % de M.V.S.

$$1500 \times 0,7 = \underline{1050 \text{ kg/J}}$$

- 30 % de M.M.

$$1500 \times 0,3 = \underline{450 \text{ kg/J}}$$

b) Débits

- Volume journalier d'eaux usées : 120 l/hab-J, soit on obtient les débits suivants :

$$Q_m = 150 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 284 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_d = 225 \text{ m}^3/\text{h}$$

A.1.2.) Bassin d'activation

Les eaux usées du décanteur primaire seront acheminées vers le bassin d'aération.

Pour le procédé à moyenne charge on aura les paramètres de fonctionnement suivants :

- Charge massique (Cm) :

$$0,2 \text{ Cm} \quad 0,5 \text{ kg D.B.O}_5/\text{kg M.V.S.J.}$$

- Charge volumique (Cv) :

$$0,6 \text{ Cv} \quad 1,5 \text{ kg D.B.O}_5/\text{m}^3 \cdot \text{J.}$$

- Indice de Mohlmann (I_M) :

$$110 \text{ I}_M \quad 180 \text{ ml/gr} \quad (10)$$

./.

- Concentration en biomasse dans le bassin d'activation :

$$2,5 < X_a < 3 \text{ g/l} \quad (10)$$

- Le temps de séjour :

Le temps de séjour minimum de l'effluent dans le bassin d'aération est donné par la relation suivante :

$$L_f = \frac{L_c}{1 + K' X_a L_f} \quad (11)$$

L_f : D.B.O₅ de l'effluent épuré après clarification (mg/l).

L_c : D.B.O₅ de l'effluent brut entrant dans le B.A (mg/l).

X_a : Matières vivantes dans le bassin d'activation assimilée aux M.V.S. (g/l).

t_s : Temps de séjour minimum de l'effluent dans le bassin d'activation en heures.

K' : Coefficient de dégradation de la D.B.O₅ par les boues activées.

On admet que :

- Si on n'a pas de décantation primaire :

$$0,3 < K' < 0,5$$

- Si la décantation primaire existe :

$$K' = 1$$

$2,5 < X_a < 3 \text{ g/l}$; nous prendrons : $X_a = 2,7 \text{ g/l}$, qui est une concentration compatible avec une bonne clarification (10).

./.

- Si on veut avoir une D.B.O₅ = 30 mg/l ; qui répond aux normes de rejets sur le milieu receveur ; le temps de séjour (t_s) sera de :

$$t_s = \frac{L_0 - L_f}{K' \cdot X_a \cdot L_f} = \frac{330 - 30}{0,4 \times 2,7 \times 30} = \underline{9,3 \text{ heures}}$$

- Le volume du bassin :

La charge polluante est reçue par la station non pas en 24 h ; mais en 14h (en 16h à 18h pour les stations de 20.000 à 50.000 habitants, et pour les plus importantes ; en 18 à 24 heures), donc le volume du bassin est calculé sur le débit diurne : $V = Q_d \times t_s$.

$$V = \frac{3600}{16} \times 9,3 = \underline{2092,5 \text{ m}^3}$$

- Surface du bassin d'aération :

En se donnant une hauteur de bassin ; $H = 3\text{m}$; la surface du bassin sera de :

$$V = S \times H \implies S = \frac{V}{H} = \frac{2092,5}{3} = \underline{697,5 \text{ m}^2}$$

- Charge massique (Cm) :

$$Cm = \frac{L_0}{X} = \frac{L_0}{X_a \cdot V}$$

./.

X : masse de matières volatiles en suspension dans le bassin d'aération.

$$\text{Soit } X = X_a \cdot V = 2,7 \times 2092,5 = \underline{5.649,75 \text{ kg/J.}}$$

$$\text{d'où } C_m = \frac{1200}{2092,5 \times 2,7} \cdot 0,212 \text{ kg D.B.O}_5/\text{kg M.V. J.}$$

- Charge volumique (Cv) :

$$C_v = \frac{L}{V} = \frac{1200}{2092,5} = \underline{0,575 \text{ kg D.B.O}_5/\text{m}^3 \text{ J.}}$$

- Rendement épuratoire :

$$R' = \frac{1200 - 108}{1200} = 0,91 \implies \underline{R' = 91 \%}$$

- Besoins en oxygène :

Le bassin d'aération sera équipé d'aérateurs mécaniques de surface fournissant l'oxygène nécessaire au développement des microorganismes qui entraînent la dégradation de la pollution.

Ces aérateurs servent aussi à provoquer un brassage et une homogénéité suffisante pour assurer un contact intime entre le milieu vivant, les éléments polluants et l'oxygène introduit.

Le besoin théorique en oxygène est donné par la relation suivante:



$$(S) \quad P_{O_2} \text{ (kg/J)} = a' L_e + b' X$$

a', b' : coefficients respirométriques.

Les valeurs de a' et b' sont données par la littérature.

$$a' = 0,55$$

$$b' = 0,08$$

$$X = X_a \cdot V = 2,7 \times 2092,5 = 5649,75 \text{ kg/J.}$$

$$L_e = (330 - 30) \cdot 10^{-3} \times 3600 = 1080 \text{ kg/J.}$$

Donc :

$$P_{O_2} \text{ (kg/J)} = 0,55 \cdot 1080 + 0,08 \times 5649,75 \\ = 1046 \text{ kg } O_2/\text{J.}$$

$$\text{Soit } P_{O_2} \text{ réelle (kg/h)} = \underline{\underline{43,6 \text{ kg } O_2/\text{h}}}$$

Par mesure de sécurité, durant la période du débit diurne, la quantité d'oxygène théorique à fournir est de :

$$P_{O_2} \text{ pointe (kg/h)} = a' \frac{L_e}{16} + b' \frac{X}{24}$$

$$\text{soit : } P_{O_2} \text{ pointe (kg/h)} = 0,55 \times \frac{1080}{16} + 0,08 \times \frac{5649,75}{24} \\ = 56 \text{ kg}_{O_2} / \text{h.}$$

./.

Le besoin théorique en oxygène est ramené aux conditions standards d'aération (en eau claire à 10° C, et pour une concentration nulle d'oxygène dissous), avec un coefficient de transfert ; $T = 0,7$.

Donc, en tenant compte du coefficient de transfert ; eau propre, eaux usées ; de $T = 0,7$; la quantité d'oxygène à fournir réellement sera de :

$$P_{O_2} \text{ réelle} = \frac{43,6}{0,7} = 62,3 \text{ kg } O_2/h$$

$$\text{ou } P_{O_2} \text{ réelle de pointe} = 80 \text{ kg } O_2/h. = \frac{56}{0,7}$$

- Puissance du réacteur :

Actuellement ; les aérateurs de surface ont des rendements d'oxygénation variant de $R = 1,5$ à $1,8 \text{ kg } O_2/kwh$. Certains systèmes ont même des rendements de $1 \text{ kg de } O_2 \text{ par kwh}$.

La puissance minimale à fournir sera donc de :

$$P_{kwh} = \frac{P_{O_2} \text{ pointe}}{R}$$

Dans le cas présent ; on obtient :

$$P_{kwh} = \frac{80}{1,5} = \underline{53,5 \text{ kwh}}$$

A cette condition d'oxygénation : s'ajoute la puissance de brassage qui varie, selon les systèmes de 25 à 30 W/m³ de bassin, soit dans notre cas :

$$P_B = 0,025 \times 2092,5 = \underline{52,5 \text{ kwh.}}$$

Cette puissance (P_B) est nécessaire pour assurer un brassage de la liqueur et éviter les dépôts.

Finalement, la puissance totale à fournir en pointe sera de :

$$P_{\text{totale}} = 53,5 + 52,5 = \underline{106 \text{ kwh.}}$$

Or, on doit éliminer 1080 kh/J de D.B.₀₅, donc il faudra utiliser la quantité suivante de kwh pour éliminer 1 kg de D.B.₀₅, soit :

$$\frac{106 \times 24}{1080} = 2 \text{ kwh/kg D.B.}_{05}$$

- Si le rendement d'oxygène de l'aérateur est de 5 % ; le débit d'air sera de :

a) En pointe :

$$80 \times \frac{100}{5} \times \frac{1}{1,29} = \underline{1240,5 \text{ m}^3/\text{h.}}$$

./.

b) En moyenne :

$$62,3 \times \frac{100}{5} \times \frac{1}{1,29} = \underline{966 \text{ m}^3/\text{h}}$$

- Soit par unité de volume du bassin :

a) En pointe :

$$\frac{1240,5}{2092,5} = 0,590 \text{ m}^3/\text{m}^3 \text{ de bassin, h}$$

b) En moyenne :

$$\frac{966}{2092,5} = \underline{0,46 \text{ m}^3/\text{m}^3 \text{ de bassin, h.}}$$

Les caractéristiques du bassin d'aération

Temps de séjour	9,3 heures
Volume du bassin	2092,5 m ³
Hauteur	3 m.
Surface	697,5 m ²
Cm	0,212 kg D.B.O ₅ /kg M.V.S.'J.
Cv	0,575 kg D.B.O ₅ /m ³ . J
Besoin en O ₂ .	80 kg d'O ₂ /h (moyenne) 62,3 kg d'O ₂ /h (en pointe)
Puissance du réacteur	106 kwh.
Rendement d'air	1240,5 m ³ /h (en pointe) 966 m ³ /h (en moyenne).

On observe ainsi que les contraintes liées à une moyenne charge sans décantation primaire donnent une valeur des volumes énormes, et donc des puissances d'aération très importantes.

Il faut donc précéder le bassin d'aération d'une décantation primaire qui éliminera 35% de la D.B.O₅ et 60% sur les M.E.S.

A.2.) Traitement des eaux avec décantation primaire.

A.2.1.) Décantation primaire

La décantation primaire élimine une partie de la D.B.O₅ sous forme de M.E.S. décantable.

La décantation primaire éliminera 35% de la D.B.O₅ et 60% des M.E.S., avec un temps de séjour d'environ de 1h 30 mn sur le débit de pointe.

- Vitesse ascensionnelle dans le décanteur sera de :

$$v_a = \frac{H}{t_s}$$

H : hauteur d'environ 3m.

t_s : temps de séjour de 1 heure 30mn sur le débit de pointe (Qp).

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

- Surface du bassin :

$$S = \frac{Q_p}{V_a} = \frac{284 \times 1,5}{3} = \underline{142 \text{ m}^2}$$

- Volume du bassin :

$$V = S \times H = 142 \times 3 = \underline{426 \text{ m}^3}$$

- Diamètre du bassin :

$$\varnothing = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 142}{\pi}} = \underline{13,5 \text{ m}} \text{ soit } \underline{\varnothing = 14 \text{ m}}$$

- Charge hydraulique :

$$C_H = \frac{Q_p}{S} = \frac{284}{142} = 2 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h.}$$

- Détermination de la D.B.O₅ à la sortie du décanteur primaire :

a) D.B.O₅ éliminée par le décanteur primaire :

$$1200 \times 0,35 = 420 \text{ kg/J}$$

b) D.B.O₅ à l'entrée du bassin d'aération :

$$1200 - 420 = 780 \text{ kg/J;}$$

Finalement, la concentration en D.B.O₅ à l'entrée du B.A.

$$\frac{780}{3500} = 0,216 \text{ g/l} = \underline{220 \text{ mg/l}}$$

- Détermination de la M.E.S. à la sortie du décanteur primaire

- Charge en M.E.S. à l'entrée de la station : 1500 kg/J ; qui contient :

./.

- Matières minérales : 450 kg/J.
- Matières volatiles
en suspension : 1050 kg/J.

Le dessableur élimine 80% des MM, soit une quantité de :

$$450 \times 0,80 = 360 \text{ kg/J.}$$

- Quantité de M.M à l'entrée du décanteur primaire sera de :

$$450 - 360 = 90 \text{ kg/J.}$$

- Finalement, la quantité de M.E.S. entrant dans le décanteur primaire sera de :

$$\text{MES} = \text{M.M} + \text{M.V.S} = 90 + 1050 = 1140 \text{ kg/J.}$$

Le décanteur primaire élimine 60% des M.E.S, soit :

$$\text{M.E.S} = 1140 \times 0,6 = 684 \text{ kg/J}$$

- La quantité de M.E.S. à la sortie du décanteur primaire :

$$1140 - 684 = 456 \text{ kg/J.}$$

Etant donné que ces 456 kg/J représente 40% des M.E.S. entrant dans le décanteur primaire ; ils contiennent :

$$\underline{X_{\text{Min}}} = 90 \times 0,4 = \underline{36 \text{ kg/J.}}$$

$$X_{\text{M.V.S}} = 1050 \times 0,4 = \underline{420 \text{ kg/J.}}$$

./.

Le décanteur sera équipé d'un pont racleur à entraînement périphérique. Les boues se déverseront et seront dirigées vers la bêche de reprise des boues.

Les eaux décantées seront recueillies par surverse dans une rigole périphérique pour être dirigées vers le traitement biologique.

- Les caractéristiques du décanteur primaire :

Temps de séjour	1,5 h
Hauteur	3m
Vitesse ascensionnelle	2m/h
Surface du bassin	142 m ²
Volume	426 m ³
Diamètre	14 m.

Ä.2.2.) Bassin d'activation

- Le temps de séjour :

$$t_s = \frac{L - L_f}{K' \cdot X_a \cdot L_f} = \frac{220 - 30}{1 \times 2,7 \times 30} = \underline{2,5 \text{ h}}$$

./.

- Le volume du bassin :

$$V = Q_d \times t_s = \frac{3600}{16} \times 2,5 = \underline{563 \text{ m}^3}$$

- Surface du bassin :

En se donnant une hauteur : $H = 3\text{m}$.

$$S = \frac{V}{H} = \frac{563}{3} = 188 \text{ m}^2.$$

- Charge massique (Cm) :

$$Cm = \frac{L_c}{X} = \frac{L_c}{X_a \cdot V}$$

$$X = X_a \cdot V = 2,7 \times 563 = \underline{1520 \text{ kg/J.}}$$

$$\text{d'où : } Cm = \frac{L_c}{X} = \frac{780}{1520} = \underline{0,51 \text{ kg D.B.O}_5/\text{kg M.V.S/J.}}$$

- Charge volumique (Cv) :

$$Cv = \frac{L_c}{V} = \frac{780}{563} = \underline{1,4 \text{ kg D.B.O}_5/\text{m}^3/\text{J.}}$$

En conclusion, on constate que les valeurs de la charge volumique (Cv) et de la charge massique (Cm) sont celles d'un traitement biologique à boues activées à moyenne charge.

- Rendement épuratoire :

$$R' = \frac{780 - 108}{780} = 0,86 \implies \underline{R' \approx 86\%}$$

- Besoins en oxygène :

Le besoin en oxygène est donné par la relation suivante :

$$(5) \text{Po}_2 \text{ (kg/J)} = a' L_e + b' X.$$

a' , b' : coefficients respirométriques.

Les valeurs de a' et b' sont données par la littérature (10)

$$a' = 0,55$$

$$b' = 0,08$$

$$X = X_a V = 2,7 \times 563 = \underline{1520 \text{ kg/J.}}$$

$$L_e = L_a - L_f = 780 - 108 = \underline{672 \text{ kg/J.}}$$

Donc :

$$\text{Po}_2 \text{ (kg/J)} = 0,55 \times 672 + 0,08 \times 1520 = \underline{491 \text{ kgo}_2/\text{J.}}$$

$$\text{Soit : } \text{Po}_2 \text{ (kg/h)} = \frac{491}{24} = \underline{20,5 \text{ kgo}_2/\text{h}}$$

./.

Dans le cas présent ; on obtient :

$$P_{\text{kwh}} = \frac{40}{1,5} = \underline{27 \text{ kwh.}}$$

A cette condition d'oxygénation, s'ajoute la puissance de brassage qui varie ; selon les systèmes de 25 à 30 w/m³. de bassin, soit dans notre cas :

$$P_B = 0,025 \times 563 = \underline{14 \text{ kwh}}$$

Finalement, la puissance totale à fournir en pointe sera de :

$$P_{\text{totale}} = 27 + 14 = \underline{41 \text{ kwh}}$$

Or on sait, que l'on doit éliminer 672 kg de D.B.O₅, donc il faudra utiliser la quantité suivante de kwh pour éliminer 1 kg de D.B.O₅, soit :

$$\frac{41 \text{ kwh} \times 24}{672} = 1,42 \text{ kwh/kg de D.B.O}_5$$

- Débit d'air

Si le rendement d'oxygène de l'aérateur est de 5%,
le débit d'air est de :

a/ En pointe

$$Q_{\text{air}} = 40 \times \frac{100}{5} \times \frac{1}{1,29} = \underline{620 \text{ m}^3/\text{h.}}$$

b/ En moyenne

$$Q_{\text{air}} = 29,3 \times \frac{100}{5} \times \frac{1}{1,29} = \underline{454,5 \text{ m}^3/\text{h.}}$$

Soit par unité de volume de bassin :

a/ En pointe

$$Q'_{\text{air}} = \frac{620}{563} = 1,1 \text{ m}^3 \text{ d'air/m}^3 \text{ de bassin/h.}$$

b/ En moyenne

$$Q'_{\text{air}} = \frac{454,5}{563} = \underline{0,8 \text{ m}^3/\text{m}^3 \text{ de bassin}}$$

- Types d'aérateurs :

On utilisera 2 turbines dont la puissance installée est de 21 kwh, soit au total, une puissance de 42 kwh.

- Dimensions du bassin :

./.

On choisira une forme rectangulaire pour notre bassin d'aération, soit de dimension suivante :

Longueur = 20m

Largeur = 10m

Les caractéristiques du bassin d'aération sont :

- Temps de séjour	2,5h
- Volume du bassin	563 m ³
- Hauteur	3m
- Surface	188 m ²
- Cm	0,51 kg D.B.O ₅ /kg M.V.S/J.
- Cv	1,4 kg D.B.O ₅ /m ³ /J.
- Besoin en oxygène	40 kg d'O ₂ /h (en pointe) 29,3 kg d'O ₂ /h (en moyenne)
- Puissance du réacteur	41 kwh
- Débit d'air	620 m ³ /h (en pointe) 454,5 m ³ /h (en moyenne)
- Longueur du bassin	20m
- Largeur du bassin	10m

A.2.3.) Bilan des boues

a) Boues en excès

Les boues en excès sont issues de la décantation secondaire ; et envoyées vers le traitement des boues.

Les boues en excès sont évaluées par la relation suivante :

$$(6) \Delta x = X_{\min} + X_{\text{dur}} + a_m L_e - bX'_t - X_{\text{eff}}$$

X_{\min} = boues minérales (kg/J).

X_{dur} = boues non biodégradables ou difficilement biodégradables, et souvent évaluées à 30% des M.V.S (kg/J).

$a_m L_e$: boues synthétiques (rendement cellulaire) (kg/J).

a_m = 0,53

b : coefficient de la respiration endogène

X'_t : masse de matières en suspension dans le bassin d'aération (kg/J.)

$b'X'_t$: fraction de boues détruites par auto-oxydation

X_{eff} : boues partant avec l'effluent de sortie (kg/J).

./.

Le déssableur élimine 80% des M.M, soit une quantité de : $450 \times 0,80 = 360 \text{ kg/J}$; donc il sortira du déssableur, des MM = $450 - 360 = 90 \text{ kg/J}$. Le décanteur primaire élimine 60% de ces M.M, soit : $90 \times 0,60 = 54 \text{ kg/J}$; donc il sortira du décanteur primaire, les M.M suivants :
 $90 - 54 = 36 \text{ kg/J}$.

Finalement, il entrera dans le bassin d'activation ; les MM suivantes = 36 kg/J .

$$X_{\min} = 36 \text{ kg/J.}$$

La quantité de matières en suspension dans le bassin d'aération est :

$$\begin{aligned} X'_t &= VX'a \\ X'_a &= \text{concentration en M.E.S. dans le bassin d'aération.} \\ X_a &= 0,80. X'a, \text{ soit alors :} \end{aligned}$$

$$X'a = \frac{X_a}{0,80}$$

$$X_a = 2,7 \text{ g/l} \implies X'a = \frac{2,7}{0,8} = 3,4 \text{ g/l}$$

$$\text{soit } X'_t = V.X_a = 563 \times 3,4 = \underline{1914 \text{ kg/J.}}$$

La quantité de boues non biodégradables (30% des M.V.S.)

$$X_{\text{dure}} = X_{\text{M.V.S}} \times 0,3 = 420 \times 0,3 = 126 \text{ kg/J.}$$

La quantité de boues synthétiques est de :

./.

$$a_{m.e} L_e = 0,53 (780-108) = 0,53 \times 672 = 356 \text{ kg/J.}$$

Nous savons qu'il faut 1,42 gr. d'oxygène pour faire la synthèse de 1 gramme de matière cellulaire, donc ;

$$b \times 1,42 = b' \implies b = \frac{b'}{1,42} = \frac{0,08}{1,42} = \underline{0,056}$$

$$\text{soit } b X'_t = 0,056 \times 1914 = \underline{107 \text{ kg/J.}}$$

$$X_{\text{eff}} = 3010^{-3} \times 3600 = \underline{108 \text{ kg/J.}}$$

Finalemment :

$$\Delta X = 36 + 126 + 356 - 107 - 108 = \boxed{303 \text{ kg/J.}}$$

Les boues sont extraites du décanteur secondaire avec une concentration en M.V.S de (X_r) :

$$X_r = \boxed{\frac{1200}{IM}}$$

$$\text{Or, } IM = 150 \text{ ml/gr.}$$

$$\text{donc } X_r = \frac{1200}{150} = 8 \text{ kg/m}^3 = \boxed{8 \text{ g/l}}$$

Le volume de boues en excès à extraire du décanteur secondaire par jour est de :

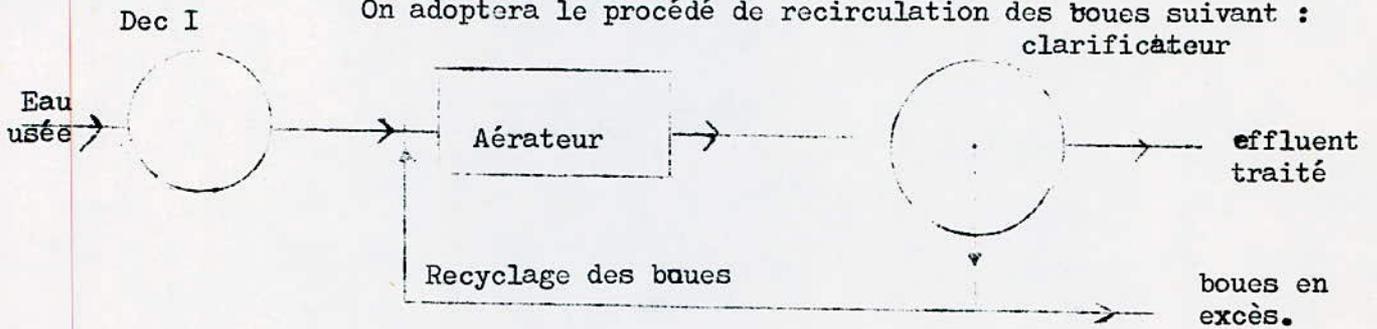
$$V_{\text{boues en excès}} = \frac{303}{8} = \boxed{38 \text{ m}^3/\text{J.}}$$

./.

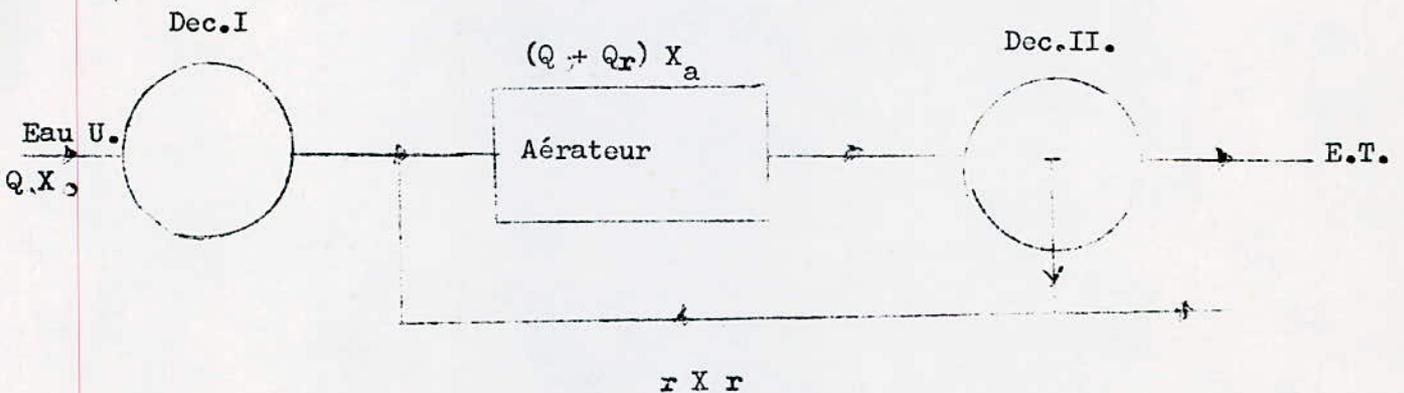
4

b) Recirculation

Afin de maintenir la concentration en M.V.S. constante dans le bassin d'activation, il est nécessaire de procéder à une recirculation des boues du clarificateur. On adoptera le procédé de recirculation des boues suivant : clarificateur



Soit le bilan de la matière sèche donné par le schéma suivant :



./.

Q_o : Débit d'entrée.

rQ_o : Débit recyclé.

X_o : Concentration en M.V.S. à l'entrée.

X_a : Concentration en M.E.S. à maintenir dans le bassin.

X_r : Concentration en M.E.S. des boues recyclées.

On aura, alors le bilan suivant :

$$Q_o X_o + rQ_o X_r = (Q_o + rQ_o) X_a.$$

Or, on peut supposer que X_o est négligeable par rapport à X_a et X_r

donc :

$$rQ_o X_r = (Q_o + rQ_o) X_a$$

$$X_a = \frac{rQ_o X_r}{Q_o (1+r)} = \frac{rX_r}{(1+r)}$$

Or, nous savons de même, que la concentration en matière sèche dans la boue recyclée est en fonction de l'indice de Mohlmann par :

$$X_r = \frac{1200}{IM}$$

$$X_a = \frac{r}{(1+r)} \times \frac{1200}{IM}$$

$$\text{soit : } r = \frac{X_a}{\frac{1200}{1M} - X_r}$$

Finalement le taux de recirculation sera de

$$M = \frac{\frac{3,4}{1200}}{150 - 3,4} = 0,75 \text{ soit } r = \underline{75\%}$$

Soit le débit de recirculation est de :

$$Q_r \approx Q_m \times r = \underline{113 \text{ m}^3/\text{h}}$$

- Age des boues

$$G = \frac{Xt \text{ (poids totale des boues dans le bassin)}}{\text{purge quotidienne}}$$

$$G = \frac{V \cdot X \cdot a}{X} = \frac{563 \times 3,4}{303} = \underline{6,3 \text{ jours}}$$

c) Boues du décanteur primaire

La masse de matières en suspension arrivant à la station est de 1500 kg/J ; soit un pourcentage en matières minérales et matières volatiles en suspension de :

- Quantité de MM (30% des M.E.S) = 450 kg/J.
- Quantité de M.V.S (70% des M.E.S) = 1050 kg/J.

Le déssableur élimine 80% des matières minérales ;
finalement la quantité de M.M entrant dans le décanteur pri-
maire sera de :

$$MM = 90 \text{ kg/J.}$$

Ainsi, la quantité de M.E.S entrant dans le décan-
teur primaire est de :

$$M.E.S = MM + M.V.S = 90 + 1050 = \underline{1140 \text{ kg/J.}}$$

Le décanteur élimine 60% des M.E.S, soit :

$$M.E.S = 1140 \times 0,6 = \underline{684 \text{ kg/J.}}$$

Le poids de matières minérales contenu dans les
boues :

$$90 \times 0,6 = 54 \text{ kg/J} = \underline{X_{\min}}$$

Le poids de matières volatiles contenu dans les
boues :

$$1050 \times 0,6 = 630 \text{ kg/J} = \underline{X_{MVS}}$$

Finalement les boues primaires sont de : 684 kg/J.

Les boues primaires sont extraites du décanteur primaire avec une concentration de 30 g/l ; donc le volume des boues extraites sera de :

$$V_{\text{boues primaires}} = \frac{684}{30} = \underline{23 \text{ m}^3/\text{J.}}$$

d) Boues du décanteur secondaire

Les boues extraites du décanteur secondaire sont les boues en excès, soit la quantité de boues secondaires sera de :

$$\text{boues secondaires : } X = \underline{303 \text{ kg/J.}}$$

Ces boues secondaires sont composées de matières minérales et volatiles en suspension :

$$X = X_{\text{min}} + X_{\text{dur}} + a_m L_e - b X'_t - X_{\text{eff}}$$

$$X_{\text{min}} = \text{MM} = 36 \text{ kg/J.}$$

$$X_{\text{dur}} = \text{M.V.S} = 126 \text{ kg/J.}$$

$$a_m L_e = \text{M.V.S} = 356 \text{ kg/J.}$$

./.

$$\begin{aligned} X'_t &= M.E.S = 107 \text{ kg/J.} & MM &= 107 \times 0,20 = 21 \text{ kg/J} \\ & & MVS &= 107 \times 0,80 = 86 \text{ kg/J.} \\ X_{\text{eff}} &= M.V.S = 108 \text{ kg/J.} \end{aligned}$$

Finalemment :

$$\underline{X'_{MM}} = 36 - 21 = \underline{15 \text{ kg/J.}}$$

$$\underline{X'_{MVS}} = 126 + 356 - 108 = \underline{288 \text{ kg/J.}}$$

Ces boues secondaires sont extraites du décanteur secondaire à une concentration de 8 g/l ; soit le volume des boues extraites sera de :

$$V_{\text{boues extraites}} = \frac{303}{8} = \underline{38 \text{ m}^3/\text{J.}}$$

./.

A.2.4.) Poste de pompage des boues fraîches

Le mélange des boues issues de la décantation primaire et de la décantation secondaire constitue les boues fraîches.

a) Boues primaires

Les boues primaires seront collectées dans une fosse située au centre du bassin, puis elles seront dirigées vers la bêche de reprise des boues.

b) Pompage des boues secondaires

b.1/ Boues de recirculation

Les boues secondaires reprises du décanteur secondaire sont relevées au moyen de pompes à débit variable ramenées en tête du bassin d'aération.

Les débits recyclés dépendent d'abord :

- de la quantité d'eau traitée;
- de la concentration des boues activées dans les bassin d'aération ;
- de leur teneur en matières sèches ;

Le pourcentage des boues en retour est de 75% du débit traité,

soit : $0,75 \times \frac{3600}{24} = \underline{113 \text{ m}^3/\text{h}}$.

./.

On peut alors choisir une pompe à débit variable de :
capacité : 32 l/s.

b.2/ Boues en excès

Il est indispensable de conserver une concentration moyenne des boues activées dans le bassin d'aération. Dans le procédé biologique les boues activées prolifèrent et de ce fait la quantité journalière excédentaire doit être éliminée.

Les boues issues de la décantation secondaire, et qui ne seront pas recirculées ; seront renvoyées vers la bêche de reprise des boues primaires.

Le volume journalier étant de $V =$

Le volume de boue à extraire journalièrement étant de :
 $V = 38 \text{ m}^3/\text{J} = 0,5 \text{ l/s.}$

On pourra alors choisir une pompe à débit variable de capacité ; 0,5 l/s.

Finalement, les boues fraîches (primaire + secondaire) seront acheminées vers le traitement des boues, au moyen d'une pompe de capacité : 1 l/s.

./.

A.2.5.) Clarificateur

Il permet la séparation des boues des eaux usées, et on cherche souvent à réaliser des clarificateurs dans lesquels les boues séjournent le moins longtemps possible pour éviter l'anaérobiose des boues.

On peut avoir une vitesse ascensionnelle de :

$$v_a = 1 \text{ m/h} ; \text{ sur le débit diurne (Qd).}$$

Soit ; la surface du clarificateur sera de :

$$S = \frac{Qd}{v_a} = \frac{225}{1,0} = 225 \text{ m}^2.$$

On tiendra compte d'une hauteur d'eau claire de 0,5 m ; d'une hauteur de sédimentation de 1 m , et d'une hauteur globale d'épaississement de 0,5 m ; soit une hauteur totale de 2m.

Le volume du clarificateur sera de :

$$V = S \times H = 225 \times 2 = 450 \text{ m}^3.$$

- Diamètre du bassin :

$$\varnothing = 17\text{m.}$$

./.

- Temps de séjour dans le clarificateur :

a) Sur le débit de pointe (Qp).

$$t_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{450}{284} = \underline{1,6h.}$$

b) Sur le débit diurne (Qd).

$$t_s = \frac{V}{Q_d} = \frac{450}{225} = \underline{2h.}$$

c) Sur le débit moyen (Qm).

$$t_s = \frac{V}{Q_m} = \frac{450}{150} = \underline{3h.}$$

Les valeurs trouvées sont vérifiées pour le temps de séjour.

Caractéristiques du clarificateur

Section	225 m ²
Volume	450 m ³
Hauteur	2m
Temps de séjour sur Qd.	2h
Temps de séjour sur Qp.	1,6h
Temps de séjour sur Qm.	3h
Diamètre	17m.

./.

A.3.) Traitement des boues.

A.3.1.) Stabilisation

Les boues à traiter sont issues du décanteur primaire et secondaires. Afin de poursuivre la minéralisation et éviter l'apparition de nuisances, la stabilisation est nécessaire avant leur séchage. Les boues produites en excès doivent séjourner dans une cellule de stabilisation pendant un temps relativement très long. Ce dernier est fonction de la charge massique appliquée dans la boue activée. Le but recherché par la stabilisation est de détruire 45% des matières volatiles contenues dans les boues. L'alimentation se fait régulièrement, 1 fois par jour et le mélange est intégral (boues et affluent finement mélangés.; polluants, boues et D.B.O₅ sont alors finement réparties); système le plus employé.

a/ Bilan des boues

- Boues du décanteur primaire :

$$\begin{array}{l} \text{M.E.S} = 684 \text{ kg/J} \\ \begin{array}{l} X_{\text{Min}} = 54 \text{ kg/J} \\ X_{\text{M.V.S}} = 630 \text{ kg/J} \end{array} \end{array}$$

- Boues du décanteur secondaire :

./.

$$\begin{aligned} \text{MES} = 303 \text{ kg/J} \quad X'_{MM} &= 15 \text{ kg/J} \\ X'_{MVS} &= 288 \text{ kg/J.} \end{aligned}$$

Finalement, la quantité totale de boues entrant dans le stabilisateur sera de :

$$\begin{aligned} \text{M.V.S} &= (X + X')_{MM} + (X + X')_{MVS} = (54 + 15) + (630 + 288) \\ &= \underline{987 \text{ kg/J.}} \end{aligned}$$

b/ Temps de stabilisation

Le temps nécessaire à la stabilisation est déterminé par la relation suivante :

$$(7) \quad \frac{X_f}{X} = \frac{1}{1 + K_3 \cdot t}$$

X_f : teneur en M.V.S après 1 jour de stabilisation.

X : teneur en M.V.S initiale (à l'entrée du stabilisateur)

K_3 : constante cinétique de dégradation variant de 0,05 à 0,1 J^{-1} .

t : temps de stabilisation des boues.

Le rendement de stabilisation, soit d'élimination de M.V.S est de 45% ; donc on aura :

$$X_f = 0,55 X \quad \implies \quad \frac{X_f}{X} = 0,55 \quad (8)$$

En remplaçant (8) dans (7), on obtient :

$$0,55 = \frac{1}{1 + K_3 \cdot t}$$

En choisissant $K_3 = 0,55$ on obtient un temps de séjour de :

$$t = \frac{1 - 0,55}{0,55 \times 0,05} = \underline{16 \text{ jours.}}$$

Pour une valeur de $K_3 = 0,1$ on aura un temps de séjour de :

$$t = \frac{1 - 0,55}{0,55 \times 0,1} = \underline{8 \text{ jours.}}$$

Donc on peut prendre une moyenne de 12 jours.

c/ Volume du stabilisateur

Déterminant la concentration des boues dans le stabilisateur.

Soit la masse totale de boue entrant dans le stabilisateur :

$$M_t = \text{Masse totale} = \underline{987 \text{ kg/J.}}$$

Le volume totale des boues est de :

$$V_t = V + V' = 23 + 38 = \underline{61 \text{ m}^3/\text{J.}}$$

./.

La concentration des boues dans le stabilisateur sera de :

$$\text{conc.} = \frac{M_t}{V_t} = \frac{987}{61} = \underline{16 \text{ g/l}}$$

La masse de boues à maintenir dans le stabilisateur en considérant un temps de séjour de : $t_s = 12\text{J}$.

$$M = 987 \times 12 = \underline{11844 \text{ kg}}$$

Le volume du stabilisateur :

$$V = \frac{M}{\text{conc}} = \frac{11844}{16} = \underline{740 \text{ m}^3}$$

Si on choisit une hauteur de ; $H = 3\text{m}$, on aura une section de :

$$S = \frac{V}{H} = \frac{740}{3} = \underline{247 \text{ m}^2}$$

e/ Besoin en oxygène

On détruit une quantité de M.V.S égale à 45 % des M.V.S initiale.

La quantité de M.V.S dans le bassin de stabilisation est de :

./.

$$(X + X')_{M.V.S} = 630 + 288 = 918 \text{ kg/J.}$$

Or, le rendement d'élimination est de 45%, soit la quantité de M.V.S éliminée par la stabilisation sera de :

$$918 \times 0,45 = 413 \text{ kg/J.}$$

Or, on sait qu'il faut 1,42 kg d'O₂ pour éliminer 1 kg de M.V.S ; ainsi la quantité d'oxygène nécessaire sera de :

$$O_2 \text{ nécessaire} = 413 \times 1,42 = \underline{586,5 \text{ kg } O_2/J.}$$

Pour des raisons de sécurité et d'exploitatio, l'aération pourra s'effectuer en 16h (manoeuvre, soutirage des boues, etc...), on devra fournir une quantité d'oxygène de :

$$P_{O_2} = \frac{586,5}{16} = \underline{37 \text{ kg } O_2/h.}$$

Avec un coefficient de transfert de T = 0,6 ; on devra réellement fournir :

$$P_{O_2} = \frac{37}{0,6} = \underline{62 \text{ kg } O_2/h.}$$

Et avec un rendement d'oxygénation de 1,2 kg d'O₂/kwh, il faudra un aérateur de puissance :

./.

Dimension du bassin de stabilisation

Notre bassin de stabilisation sera rectangulaire avec les dimensions suivantes :

Longueur : 22m.

Largeur : 11m.

Caractéristiques du bassin de stabilisation

Temps de stabilisation	12 jours
Volume	740 m ³
Puissance du réacteur	74 kwh
Débit d'air	961 m ³ /h
Besoin en O ₂	62 kg _{O₂} /h
Section	247 m ²
Hauteur	3m
Longueur	22m
Largeur	11m.

A.3.2.) Lits de séchage

La désydratation des boues par leur séchage sur des lits de sable drainés, a été la technique la plus utilisée jusqu'à ces dernières années. ./.

$$P \text{ (kwh)} = \frac{62}{1,2} = \underline{52 \text{ kwh}}$$

La condition de brassage sera de : $(30W/m^3)$.

$$P \text{ (kwh)} = 0,03 \times 740 = \underline{22 \text{ kwh.}}$$

La puissance totale à fournir est de :

$$P \text{ (kwh)} = 52 + 22 = \underline{74 \text{ kwh.}}$$

Si le rendement d'oxygène de l'aérateur est de 5% ;

le débit d'air sera de :

$$Q_{\text{air}} = 62 \times \frac{100}{5} \times \frac{1}{1,29} = \underline{961 \text{ m}^3/\text{h.}}$$

Soit par unité de volume du bassin :

$$Q_{\text{air}} = \frac{961}{740} = \underline{1,3 \text{ m}^3 \text{ air}/\text{m}^3 \text{ de bassin.}}$$

Types d'aérateurs :

On pourra utiliser 2 turbines dont la puissance d'alimentation serait de 21 kwh, celle-ci pourra couvrir la demande, soit $p_t \text{ (kwh)} = 74 \text{ kwh.}$

./.

Leur volume, en considérant une concentration à la sortie du stabilisateur de 25 g/l ; sera de :

$$V_{\text{boues à la sortie du stabilisateur}} = \frac{\text{Masse de boues à la sortie du stabilis.}}{\text{Conc. des boues à la sortie du stabli- sateur.}}$$

Soit à déterminer la masse de boue à la sortie du stabilisateur. Etant donné que la stabilisation assurera une réduction de 45% ; on aura alors :

$$\begin{aligned} M &= (X + X')_{MM} + 0,55 (X + X')_{M.V.S.} \\ &= (54 + 15) + 0,55 (630 + 288) = \underline{574 \text{ kg/J.}} \end{aligned}$$

- Le volume de boues à la sortie du stabilisateur :

$$V_{\text{boues}} = \frac{M}{\text{conc.}} = \frac{574}{25} = \underline{23 \text{ m}^3/\text{J.}}$$

Actuellement, le volume des boues sera de :

$$V_{\text{boues}} = 23 \times 365 = \underline{8395 \text{ m}^3}$$

Si on choisit une hauteur du lit de séchage de 0,4 m ; et 8 rotations par an ; à raison de 1 mois et demi de séchage ; la hauteur annuelle sera de :

$$h_t = 8 \times 0,4 = \underline{3,2 \text{ m.}}$$

./.

La surface du lit de séchage :

$$S_{\text{lit}} = \frac{8395}{3,2} = \underline{2623,5 \text{ m}^2}.$$

$$\text{Soit : } \frac{30.000}{2623,5} = \underline{12 \text{ habitants/m}^2}.$$

A.4.) Amélioration de la filière de traitement des boues

On constate qu'on obtient un nombre d'habitant assez faible pour une unité de surface du lit de séchage.

Afin de réduire la superficie du lit de séchage, et le volume des boues liquides, un épaisseur est nécessaire après la stabilisation aérobie.

A.4.1.) Stabilisation

Les dimensions du bassin de stabilisation sont identiques à celles qui ont été calculées précédemment.

A.4.2.) Épaisseur

Son principe est basé sur la décantation statique ; il permet d'augmenter la consistance des boues. La concentration doit être ramener entre 40 à 50 g/l ; donc : l'épaisseur permet d'amener la concentration des boues en M.E.S de 25g/l à 40-50g/l.

./.

- Volume journalier de boues à épaisir.

$$V_{\text{boues à épaisir}} = \frac{\text{Masse des boues à l'entrée de l'épaisseur}}{\text{Conc. des boues à l'entrée de l'épaisseur}}$$

$$V_{\text{boues}} = \frac{574}{25} = 23 \text{ m}^3/\text{J.}$$

Le temps de séjour dans un épaisseur est de 12 jours, donc le volume de l'épaisseur est de :

$$V_{\text{épaisseur}} = 23 \times 12 = \underline{276 \text{ m}^3}.$$

Pour une hauteur de : $H = 3,5 \text{ m}$; la section sera de :

$$S = \frac{V}{H} = \frac{276}{3,5} = \underline{79 \text{ m}^2}.$$

Diamètre : $\emptyset = 10\text{m}$

- Caractéristiques de l'épaisseur

Volume	276 m^3 .
Section	79 m^2 .
Hauteur	$3,5\text{m}$.
Diamètre	10m .

A.4.3.) Lits de séchage

La concentration des boues à la sortie de l'épaississeur varie de 40 à 50 g/l ; donc la quantité de boues à sécher sera de :

$$V_{\text{boues}} = \frac{574}{45} = \underline{13 \text{ m}^3/\text{J.}}$$

Annuellement, le volume sera de :

$$V_{\text{boues}} = 13 \times 365 = \underline{4745 \text{ m}^3}.$$

La surface du lit de séchage sera, en considérant une hauteur totale de : $H = 3,2\text{m}$.

$$S_{\text{lit}} = \frac{4745}{3,2} = \underline{1483 \text{ m}^2}.$$

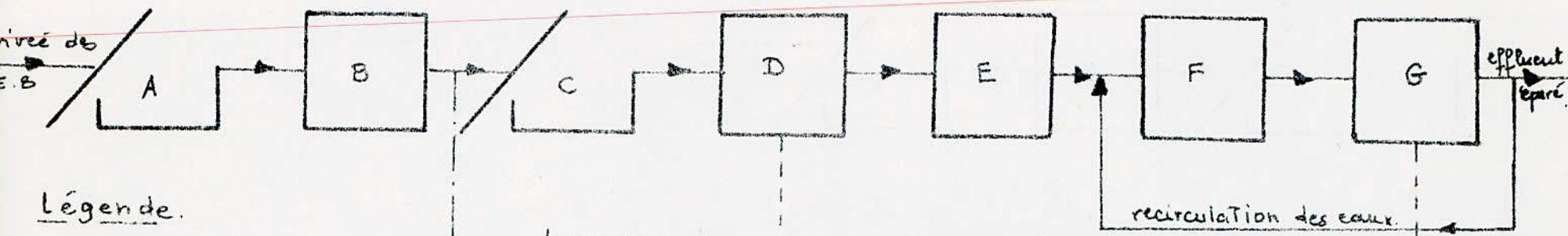
$$\text{soit : } \frac{30.000}{1.483} = 20 \underline{\text{habitants/m}^2}.$$

Finalement dans ce cas, on obtient un nombre d'habitant plus élevé sur une unité de surface du lit de séchage.

./.

- Caractéristiques du lit de séchage

Section	1483 m ² .
Hauteur	3,5m.
Nombre d'habitants/m ² .	20 hab/m ² .
Nombre de lits de séchage	10 lits
Section d'un lit	148,5 m ² .
Longueur	13,5 m.
Largeur	11m.



Légende.

- dégrillage grossier.
- poste de relevage
- dégrillage moyen.
- dessablage.
- décantation primaire.
- lit bactérien.
- décantation secondaire.
- bache de reprise des boues.
- digestion anaérobie.
- épaisseur.
- lits de séchage.

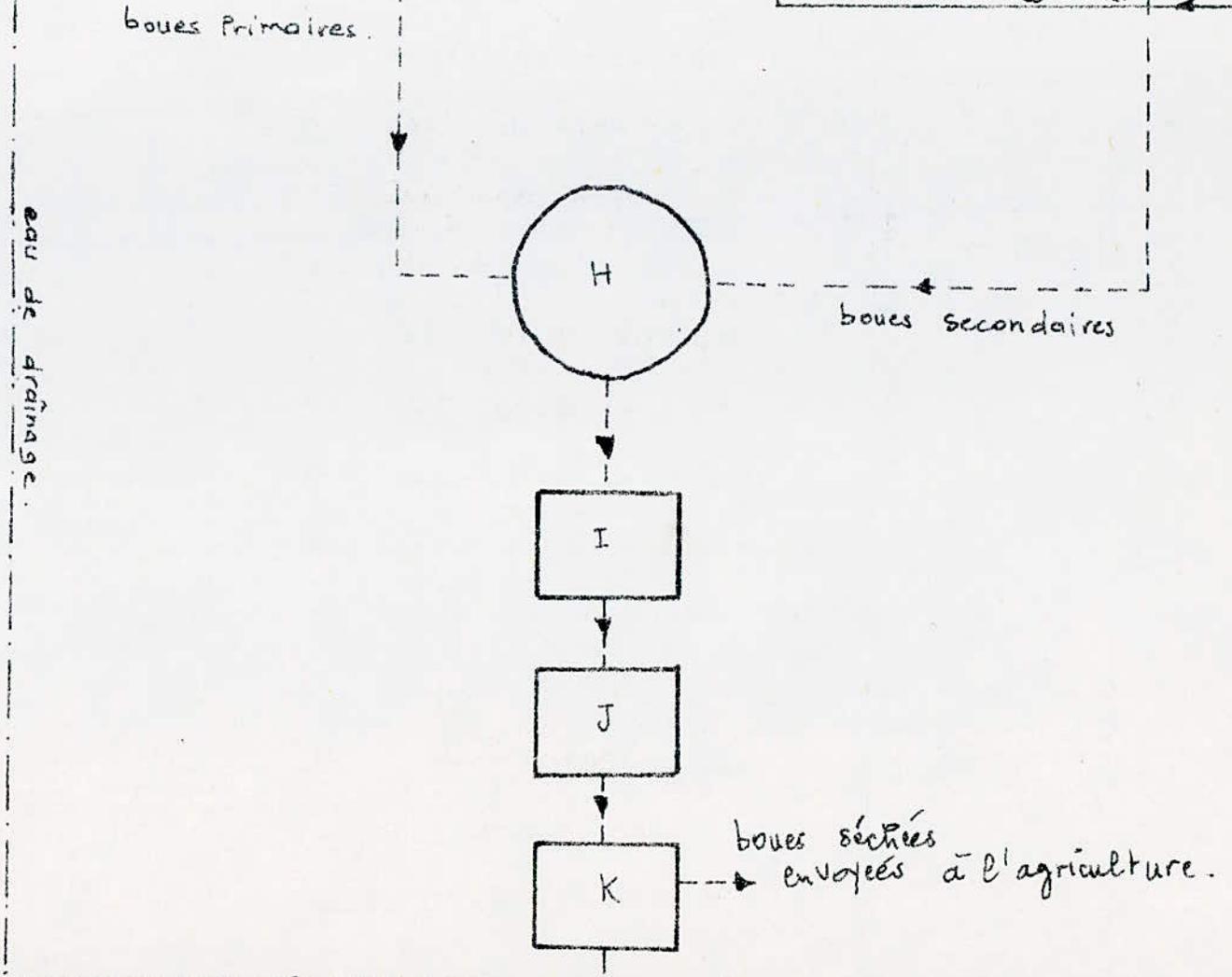


Schéma de principe : lit bactérien.

VARIANTE . B. : Lit bactérien à remplissage traditionnel et digestion anaérobie des boues.

=====
B. Dimensionnement des ouvrages
Données relatives à la première phase (1990)

Population	30.000
Dotation en eau potable	120l/hab.J.
Débit moyen	150m ³ /h
Coefficient de pointe	1,89
Débit diurne	225m ³ /h.
Pollution journalière par habitant en D.B.O ₅	40g.hab.J .
Pollution journalière en DBO ₅	1200 kg/J.
Concentration en D.B.O ₅	330 mg/l.
Charge en MES par habitant et par jour	50 g/hab.J.
Quantité en M.E.S.journalière	1500 kg/J.
Concentration en MES des eaux brutes	400mg/l

B/A. Traitement des eaux

B.1.1. Décanteur primaire

Le décanteur primaire reçoit une pollution de 1200 kg/J, ce qui correspond à une concentration en DBO₅ de 330 mg/l il est dimensionné pour abattre 60% des matières solides

décantables et 35% de la DBO_5 présente dans les eaux brutes.

A la sortie du décanteur primaire, on aura donc une pollution de :

$$L = 330 \cdot 0,65 = 215 \text{ mg/l.}$$

sachant qu'à la sortie, l'effluent doit avoir une DBO_5 de 30 mg/l, le rendement de l'épuration est de :

$$\eta = \frac{215 - 30}{215} = 86 \%$$

Le décanteur primaire diminue une partie de la DBO_5 sous forme de MES décantables et permet d'éviter le colmatage du lit. Nous choisissons un décanteur primaire à alimentation centrale (il facilite la répartition de l'effluent).

Le temps de séjour en débit moyen est choisi égale à 2 Heures et en débit de pointe égal à 1 heure 30 minutes.

$$Q_p = 284 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Le volume du décanteur sera de :

$$V = Q_p \times t$$

$$V = 284 \cdot \frac{90}{60} = 426 \text{ m}^3.$$

./.

On adopte généralement des hauteurs de 2m à 3m 50 pour des décanteurs raclés. Pour nos calculs nous choisissons :

$$H = 3m.$$

La surface du bassin sera de :

$$S = \frac{V}{H} = \frac{426}{3} = 142 \text{ m}^2.$$

Le décanteur aura un diamètre de 14m.

Les boues se déverseront dans une trémie et seront dirigées vers la bêche de reprise des boues. Les eaux décantées seront recueillies par surverse dans une rigole périphérique pour être dirigée vers le traitement biologique.

Caractéristiques du décanteur primaire

$$C_H = \frac{Q_p}{S} = \frac{284}{142} = 2m/h.$$

Diamètre	14m
Section	142 m ²
Volume	426 m ³
Hauteur	3m

Les eaux décantées seront relevées en tête du lit bactérien au moyen de deux pompes de capacité chacune 40l/s.

B.1.2.) Lit bactérien

On utilise la technologie des lits à haute charge où le film se développe abondamment, mais le débit admis est tel que l'excès de zooglyée est éliminé par le courant, évitant ainsi le colmatage.

Les lits à forte charge sont caractérisés par une charge volumique de 0,5 à 1 kg de DBO₅ par m³ et par jour.

L'auto-curage est généralement assuré pour un débit de 0,8 m³/m² h à 1 m³/m².h. La hauteur du matériau filtrant est voisine de 2 à 3m et cette hauteur fait le lien entre les caractéristiques d'auto-curage et de charge.

$$C_v = \frac{L}{V} = \frac{215.3600.10^{-3}}{V} = 1 \implies V = 774 \text{ m}^3.$$

$$\text{En adoptant } C_H = 1 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$$

$$\text{La surface est alors de : } S = \frac{Q_m}{C_H} = \frac{3600}{24 \cdot 1} = 150 \text{ m}^2$$

Soit une hauteur $H = \frac{V}{S} = \frac{774}{150} = 5,16 \text{ m}$ qui s'avèrera peut-être trop élevé.

$$\text{Pour une hauteur } H = 3 \text{ m} \implies S = \frac{774}{3} = 258 \text{ m}^2 \implies D = 18 \text{ m}$$

La charge hydraulique est de :

$$C_H = \frac{150}{258} = 0,58 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}.$$

Ainsi pour un lit de 3m de haut, et un effluent dont la concentration atteint 215 mg/l, une charge de 1 kg de DBO_5 par m^3 et par jour correspond à $0,58 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$; le débit d'auto-curage n'est pas atteint. Il faut recirculer une partie des eaux traitées. Cette recirculation augmente le temps de contact, amortit les variations qualitatives de l'effluent, assure un ensemencement permanent quoique dilué.

Le taux de recyclage est alors de :

$$(1 + R) \frac{Q_m}{S} = C_H$$

$$\text{Pour } C_H = 1 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h} \quad \text{====} \quad 1 + R = 1 \cdot \frac{258}{150} = 1,72$$

$$R = 72\% \text{ sur } Q_m.$$

Si R. désigne le rapport du débit recirculé au débit moyen de l'effluent, L₀ la DBO de l'effluent décanté, L_f celle de l'effluent traité, L' celle de l'effluent à l'entrée du lit. on aura :

./.

$$Q_m (L_o + RL_f) = Q_m L' (1 + R)$$

$$R = 72\% \implies L'_o = \frac{L_o + RL_f}{1 + R}$$

$$L'_o = \frac{215 + 0,72 \cdot 30}{1,72} = 137 \text{ mg/l}$$

On recirculera 72% du débit moyen pour satisfaire l'auto-curage $C_H \text{ } 1 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$

Comme le rendement à haute charge n'excède pas 80%, si on veut satisfaire aux normes (30mg/l) il faut que L' soit égale à 150 mg/l.

$$(0,8 \cdot 150 = 120 \implies L_f = 150 - 120 = 30 \text{ mg/l})$$

soit alors :

$$L' (1 + R) = L_o + RL_f$$

$$L'_o - L_o = R(L_f - L'_o)$$

$$R = \frac{L'_o - L_o}{L_f - L'_o} = \frac{150 - 215}{30 - 150} = \frac{65}{120} = 0,54$$

./.

On recirculera 54% du débit moyen soit
 $0,54 \cdot 150 = 81 \text{ m}^3/\text{h}$.

Ainsi pour satisfaire à l'auto-curage, il faut
 $R = 72\%$ et pour satisfaire à la DBO de sortie, il faut
 $R = 54\%$ au moins. On admettra une valeur préférentielle de
72%.

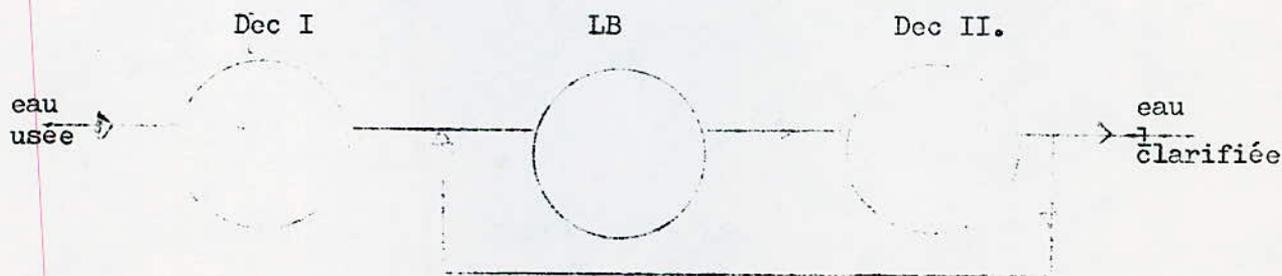
$$Q_R = RQ_m = 0,72 \cdot 150 = 108 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Recirculation

Afin d'assurer l'auto-curage, il est nécessaire de
procéder à une recirculation de l'eau clarifiée.

Cette eau sera relevée au moyen d'une pompe à débit variable
en tête du lit bactérien.

Capacité de la pompe : 35 l/s



$$Q_R = 108 \text{ m}^3/\text{h}$$

Vérification de C_H compte tenu de la recirculation

$$\text{Charge superficielle moyenne : } C_H = \frac{150 + 108}{258} = \frac{258}{258} = 1 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{h}$$

Ce qui remplit les conditions d'autocurage.

Pour la pointe, le débit sera de :

$$284 + 108 = 392 \text{ m}^3/\text{h}$$

La charge superficielle de pointe sera de :

$$C_H \frac{392}{258} = 1,5 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h} \quad \text{soit au dessous de la condition}$$

de lessivage qui est de l'ordre de $1,6 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$

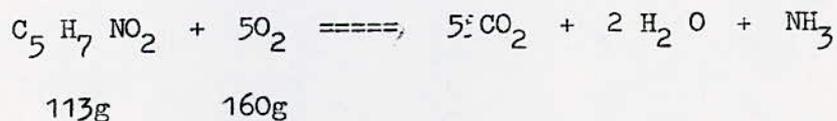
$$\text{En pointe : } r = \frac{Q_d}{Q_m} \cdot \frac{L_c - L'_f}{L'_c - L_f}$$

$$r = \frac{3600}{16 \cdot 150} \cdot \frac{215 - 137}{137 - 30} = 1,09 \text{ soit } 109\% \text{ sur}$$

Q_p .

Besoins en oxygène

La matière organique peut être représentée par une forme simplifiée $C_5 H_7 NO_2$. Pour oxyder 1 kg de matière vivante il faut une quantité d'oxygène égale à 1,42 kg par kg de M.V.S. La réaction qui se fera est :



./.

$$\frac{160}{113} = 1,42 \text{ kg d'O}_2/\text{kg de M.V.S}$$

Compte tenu des pertes, en pratique on considérera la valeur suivante, soit 2 kg d'O₂/kg de M.V.S.

L'aération sera pratiquée par ventilation forcée.

On adopte qu'un lit bactérien à forte charge donne 20g/hab.J de boues.

$$\text{Soit } 20 \times 30000 = 600 \frac{10^3}{\text{g/J}} = 600 \text{ kg/J.}$$

Il faudra donc une quantité d'oxygène de :

$$2 \times 600 = 1200 \text{ kg/J.}$$

Pour un rendement de ventilation égal à 5%, la quantité d'air sera de :

$$1200 \times \frac{100}{5} = 24.000 \text{ kg/J. d'air.}$$

Comme 1,29 kg d'air occupe un volume de 1 m³, il faudra donc $\frac{24.000}{1,29} = 18604,7 \text{ m}^3/\text{J}$. Soit 775,2 m³/h. d'air pour fournir l'oxygène nécessaire.

B.1.3.) Décantation secondaire

Le mélange eau/excès de zooglyée sortant

du lit bactérien sera dirigé vers la décantation secondaire.

On admet une vitesse ascensionnelle de 2m/h.

$$S = \frac{Q'p}{V_s}$$

$$Q'p = Q_p + RQ_m = 284 + 0,72 \cdot 150 = 284 + 108 = 392 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$S = \frac{392}{2} = 196 \text{ m}^2 \quad \text{====> } D = 16\text{m.}$$

On choisit une hauteur $H = 2\text{m.}$

$$V = S \times H$$

$$V = 196 \times 2 = 392 \text{ m}^3.$$

Temps de séjour sur débit moyen

$$t_s = \frac{V}{Q_m + RQ_m} = \frac{392}{150 + 108} = 1,5\text{H} \quad (1\text{H } 30)$$

Temps de séjour sur débit de pointe

$$t_s = \frac{V}{Q_p + RQ_m} = \frac{392}{392} = 1\text{H.}$$

Temps de séjour sur débit diurne

$$t_s = \frac{V}{Q_d + RQ_m} = \frac{392}{225 + 108} = 1,17\text{H.}$$

./.

Les eaux décantées et épurées seront recueillies par surverse dans des goulottes périphériques et évacuées gravitairement vers le canal de comptage de débit. Une partie de ces eaux sera recyclée en amont du lit bactérien

Caractéristiques du clarificateur

Vitesse ascensionnelle	2m/h
Volume	392 m ³
Section	196 m ²
Hauteur	2m
Diamètre	16m

B.2.) Traitement des boues

B.2.1.) Bilan des boues

a) Boues primaires

Les M.E.S arrivants au décanteur primaire sont :

90 kg/J en matière minérale (M.M)

1050 kg/J en matières volatiles sèches (M.V.S)

Soit au total une quantité de 1140 kg/J.

./.

Le décanteur primaire élimine 60% des MES soit une quantité de : $1140 \times 0,6 = 684 \text{ kg/J}$.

Il échappe au décanteur primaire une quantité de M.E.S de :

$$90 \times 0,4 = 36 \text{ kg/J en MM}$$

$$1050 \times 0,4 = 420 \text{ kg/J en MVS}$$

Soit au total 456 kg/J .

b) Les boues secondaires

On ne dispose pas de formule empirique comme pour les boues activées pour calculer la production de boues biologiques dans les lits bactériens. On adopte qu'un lit bactérien à forte charge donne 20g/hab.J de boues.

$$\text{Soit, } 20 \times 30.000 = 600.000\text{g/J} = 600 \text{ kg/J}.$$

Auxquelles on ajoute les MES ayant échappé à la décantation primaire soit :

$$0,4 \cdot 1140 = 456 \text{ kg/J} \begin{cases} \nearrow 36 \text{ kg/J en MM} \\ \searrow 420 \text{ kg/J en MVS} \end{cases}$$

Si on suppose avec beaucoup de précision qu'il existe une production dure parmi les MVS de l'ordre de 30%

$$X_{\text{dure}} = 420 \times 0,3 = 126 \text{ kg/J.}$$

Les boues secondaires seront de :

$$36 + 126 + 600 = 762 \text{ kg/J}$$

Ce qui correspond à 36 . kg/J en MM

$$600 + 126 = 726 \text{ kg/J en MVS}$$

Les boues primaires et secondaires contiennent peu de matières minérales, il convient donc de les stabiliser, c'est à dire d'obtenir des boues ayant une teneur de 45 à 50% de matières minérales. Afin d'éviter une dépense d'énergie électrique, nous proposons une digestion de façon anaérobie.

Les quantités de boues à traiter sont :

- issues du décanteur primaire 684 kg/J

dont 54 kg/J en MM

630kg/J en MVS

./.

- issues du décanteur secondaire 762 kg/J
dont 36 kg/J en MM
726 kg/J en MVS

Les boues primaires sont extraites à une concentration de 30 g/l ce qui représente un volume de :

$$\frac{684}{30} = 23 \text{ m}^3/\text{J}.$$

Les boues secondaires sont extraites à des concentrations allant de 12 à 15g/l. Le volume à extraire sera de :

$$\frac{762}{15} = 51 \text{ m}^3/\text{J}.$$

Soit un volume total de boues à traiter de :

$$V_t = 23 + 51 = 74 \text{ m}^3/\text{J}.$$

B.2.2.) Poste de pompage des boues fraîches

a) Les boues primaires

Les boues se déverseront dans une trémie et seront dirigées vers la bache de reprise des boues.

./.

b) Les boues secondaires

Elles seront envoyées vers la bêche de reprise des boues primaires pour qu'ensuite être acheminées vers le traitement des boues.

Le volume des boues à extraire journallement étant de $51 \text{ m}^3/\text{J}$ soit $0,6 \text{ l/s}$, le pompage se fera à l'aide d'une pompe de capacité 1 l/s .

Le volume de boues fraîches à extraire journallement du puits à boues étant de $74 \text{ m}^3/\text{J}$ soit, $0,9 \text{ l/s}$, une pompe de 1 l/s sera installée pour assurer le pompage vers le digesteur.

B.3.) Traitement des boues

B.3.1.) Le traitement des boues consiste en une digestion anaérobie avec production de gaz

On choisira entre deux types de digesteurs :

- un digesteur non chauffé (13 à 15°C)
- ou - un digesteur chauffé (35°C).

./.

B.3.1.1.) Digesteur non chauffé

Le mélange de boues issues de la décantation primaire et de la décantation secondaire constitue les boues fraîches. Ces boues ont une concentration de :

$$C_t = \frac{M_t}{V_t}$$

M_t : Quantité totale de boues à traiter =
 $684 + 762 = 1446 \text{ kg/J.}$

V_t : Volume total de boues à traiter =
 $23 + 51 = 74 \text{ m}^3/\text{J.}$

$$C_t = \frac{1446}{74} = 20 \text{ g/l}$$

Le volume journalier de boues entrant dans le digesteur est de $74 \text{ m}^3/\text{J.}$

Le temps de séjour pour assurer une bonne digestion étant de 60 jours, le volume du digesteur sera de :

$$V = 74 \times 60 = 4440 \text{ m}^3.$$

La digestion assurera une réduction de 30% des matières volatiles, d'où une quantité de matières sèches de boues digérées de :

$$0,7 \cdot 1356 + 90 = 1039 \text{ kg/J.}$$

Ces boues digérées sont extraites à des concentrations allant de 40 à 50 g/l.

Le volume journalier de boues sera de :

$$V = \frac{1039}{50} = 20,8 \text{ m}^3.$$

Production de gaz

Le digesteur non chauffé à une température de 13 à 15°C. Pour un temps de séjour de 60 jours, on aura une production de gaz de 500 l/kg de matières organiques détruites (4).

La matière organique détruite est de l'ordre de 30% ;

$$\text{soit } 0,3 \times 1356 = 406,8 \text{ kg de MVS/J.}$$

$$406,8 \times 500 = 203400 \text{ l/J.} \rightarrow 6,8 \text{ l/hab.J.}$$

Le gaz produit servira au chauffage d'enceintes publics ou à d'autres moyens.

./.

Lit de séchage

Le volume de boues extraites du digesteur est de $23 \text{ m}^3/\text{J}$.

La production annuelle sera de :

$$20,8 \times 365 = 7592 \text{ m}^3.$$

Si l'on admet 8 rotation par an et une couche de 0,4m de boues sur les lits. La surface S des lits sera de

$$\frac{7592}{0,4 \times 2} = 2372,5 \text{ m}^2.$$

soit $\frac{30.000}{2372,5} = 13$ habitants par m^2 .

B.3.1.2.) Digesteur chauffé

Le volume journalier de boues entrant dans le digesteur est de 74 m^3 .

Dans ce cas, le temps de séjour minimum pour assurer une bonne digestion est de 25 jours.

Le volume du digesteur sera de :

$$V = 74 \times 25 = 1850 \text{ m}^3.$$

La digestion assurera une réduction de 45% des MVS d'ou une quantité de matières sèches de boues digérées de :

$$0,55 \cdot 1356 + 90 = 836 \text{ kg/J.}$$

Ces boues sont extraites à des concentrations allant de 40 à 50 g/l. Le volume journalier de boues sera

$$\text{de : } v = \frac{836}{50} = 16,7 \text{ m}^3.$$

Production de gaz

Le digesteur chauffé à une température de 35°C.

Pour un temps de séjour de 25 jours, on aura une production de gaz de 900 l/kg de matières organiques détruites (4);

La matière organique détruite est de :

$$1356 \times 0,45 = 610,2 \text{ kg de MVS/J.}$$

$$610,2 \times 900 = 549180 \text{ l/J soit } 18,3 \text{ l/hab.J.}$$

Le digesteur sera chauffé par le gaz issus de la fermentation, une cloche gazométrique sera prévue pour recevoir le gaz de digestion. De là le gaz sera dirigé vers les chaudières.

Lit de séchage

Le volume de boues extraites du digesteur est de 16,7 m³/J.

La production annuelle sera de :

$$16,7 \times 365 = 6095,5 \text{ m}^3.$$

La surface S des lits sera de :

$$S = \frac{6095,5}{3,4} = 1904,8 \text{ m}^2 \text{ soit } 16 \text{ habitants/m}^2.$$

	<u>Digesteur chauffé</u>	<u>Digesteur non chauffé</u>
Volume du Digesteur	1850 m ³	4440 m ³
Production de gaz	18,3 l/hab.J.	6,8 l/hab.J.
Lit de séchage	16 hab/m ²	13 hab/m ²

B.4.) Amélioration de la filière de traitement des boues

B.4.1.) Digestion anaérobie

Le volume du digesteur est de 1850 m³

La production de gaz est de 18,31/hab.J.

./.

Nous avons choisi un digesteur chauffé pour les raisons suivantes :

- Volume du digesteur plus réduit
- Quantité de gaz produite plus importante
- Surface des lits de séchage plus réduite.

Cependant pour réduire encore davantage, la surface des lits de séchage, nous proposons un épaisseur qui concentrera les boues à 80 g/l.

B.4.2.) Épaisseur

Les boues extraites du digesteur chauffé ont une concentration de 50g/l soit un volume journalier de 16,7 m³.

Pour un temps de séjour de 15 Jours dans l'épaisseur, la capacité de celui-ci sera de :

$$V = 16,5 \times 15 = 250,5 \text{ m}^3.$$

Pour une hauteur $H = 3\text{m } 50$, la section sera de :

./.

$$S = \frac{V}{H} = \frac{250,5}{3,5} = 71,6 \text{ m}^2 \quad \text{=====} \quad D = 10\text{m}$$

Les boues sont extraites de l'épaississeur à une concentration de 80 g/l. Le volume journalier de boue qui arrive aux lits de séchage sera de :

$$\frac{836}{80} = 10,45 \text{ m}^3.$$

B.4.3.) Lit de séchage

Le volume de boues extraites de l'épaississeur est de :

10,45 m³/J. Soit une production annuelle de :

$$10,45 \times 365 : 3814,25 \text{ m}^3$$

La surface des lits de séchage sera de :

$$\frac{3814,25}{3,2} = 1192 \text{ m}^2 \quad \text{soit } 25 \text{ habitants/m}^2.$$

./.

RECAPITULATIF (1990)

VARIANTE A.

VARIANTE B.

PRETRAITEMENTS

Dégrillage grossier (manuel)

- débit de pointe	0,079 m ³ /s
- Largeur	0,475m
- Hauteur d'eau	0,20m
- Longueur oblique mouillée	0,30m
- Section	0,079 m ²
- Epaisseur des barreaux	20 mm
- Vitesse max. d'écoulement	1 m/s
- Angle d'inclinaison	60°
- Espacement entre barreaux	50 mm

Dégrillage moyen (mécanique)

- Largeur	0,65 m
- Hauteur d'eau	0,20 m
- Longueur oblique mouillée	0,30 m
- Section	0,079 m ²
- Epaisseur des barreaux	20 mm
- Espacement entre barreaux	25 mm
- Vitesse max. d'écoulement	1m/s
- Angle d'inclinaison	60°

Dessablage

- Hauteur	0,8 m
- Vitesse d'entraînement	0,30 m/s
- Temps de séjour	1 mn
- Charge hydraulique	50 m ³ /m ² /h
- Surface horizontale	6 m ²
- Surface verticale	0,3 m ²
- Hauteur maximale d'eau	0,20m
- Largeur	1,5m
- Longueur	5m
- Volume	5 m ³

Traitement primaire

Décantation primaire

- Temps de séjour sur Q_m	2h
- Temps de séjour sur Q_p	1h 30
- Q_p	284 m ³ /h
- Volume	426 m ³
- Hauteur	3m
- Section	142 m ²
- Diamètre	14m
- $C_F C_H = \frac{Q_p}{S}$	2m/h

./.

VARIANTE A.

TRAITEMENT SECONDAIRE

Bassin d'aération

- Charge massique	0,51 kg D.B.O ₅ /kg M.V.S.J
- Charge volumique	1,4 kg D.B.O ₅ /m ³ .J.
- Volume	563 m ³
- Hauteur	3m
- Surface	188 m ²
- Longueur	20 m
- Largeur	10 m
- Temps de séjour	2,5h
- Rend.épuratoire	86%
- Débit d'air	620 m ³ /h
- Taux de recyclage	75%
- Rendement de la ventilation	5%

Décantation secondaire

- Vitesse ascensionnelle	1 m/h
- Débit de pointe	284 m ³ /h
- Surface	225 m ²
- Diamètre	17m
- Hauteur	2m
- Volume	450 m ³
- t _s sur Q _m	3h
- t _s sur Q _p	1,6h
- t _s sur Q _d	2h

./.

VARIANTE B.

Lit bactérien

- Charge volumique	1kg de D.B.O ₅ /m ³ .J.
- Débit d'auto-curage	0,8 à 1 m ³ /m ² .h
- Volume	774 m ³
- Hauteur du lit	3m
- Surface	258 m ²
- Diamètre	18m
- Taux de recyclage	108 m ³ /h = 72% Q _m
- Besoin en oxygène	1200 kg d'O ₂ /J
- Rendement de la ventilation	5%
- Volume d'air nécessaire	775,2 m ³ /h

Décantation secondaire

- Vitesse ascensionnelle	2m/h
- Débit de pointe	392 m ³ /h
- Surface	196 m ²
- Diamètre	16m
- Hauteur	2m
- Volume	392 m ³
- t _s sur Q _m	1,5h
- t _s sur Q _p	1h
- t _s sur Q _d	1,17h

./.

VARIANTE A.

TRAITEMENT DES BOUES

Bilan des boues

- Boues primaires : 684 kg/J.
 - 54 kg/J : M.M.
 - 630kg/J : M.V.S.
- Boues secondaires : 303kg/J
 - 15 kg/J : M.M.
 - 288kg/J : M.V.S.
- Concentration des boues primaires : 30 g/l
- Concentration des boues secondaires : 8 g/l
- Volume total de boues à traiter : 61 m³/J.

Stabilisation aérobie

- Volume de boues à digérer : 61 m³/j.
- Temps de séjour : 12 Jours
- Volume du stabilisateur : 740 m³
- Hauteur : 3m
- Puissance du réacteur : 74 kwh
- Section : 247 m²
- Débit d'air : 961 m³/h

Epaississeur

- Volume des boues à épaisir : 23 m³/J
- t_s : 12 Jours
- Débit : 250
- Capacité : :

./.

- t_s	:	12 Jours
- Volume	:	276 m ³
- Section	:	79 m ²
- Hauteur	:	3,5m
- Diamètre	:	10m

Lit de séchage

- Volume de boues à sécher	:	13 m ³ /J
- Production annuelle	:	4745 m ³
- Surface des lits	:	1483 m ²
- Hauteur	:	3,2m
- Nombre d'habitants/m ²	:	20hab/m ²
- Nombre de lits de séchages	:	10
- Section d'1 lit	:	148,5 m ²
- Largeur	:	11 m
- Longueur	:	13,5 m

VARIANTE B.

Bilan des boues

- Boues primaires : 684 kg/J
 - 54 kg/J : M.M.
 - 630kg/J : M.V.S.

- Boues secondaires : 762 kg/J
 - 36 kg/J : M.M.
 - 726kg/J : M.V.S.

- Concentration des boues primaires : 30 g/l
- Concentration des boues secondaires : 12 à 15 g/l
- Volume total de boue à traiter : 74 m³/J.

Digesteur chauffé (35°C)

- Volume de boues à digérer : 74 m³/J.
- Temps de séjour : 25 Jours
- Volume du digesteur : 1850 m³
- Production de gaz : 18,3 l/hab. J.
- Concentration des boues à la sortie : 40 à 50 g/l

Epaississeur

- Volume de boue à épaisir : 16,7 m³/J

./.

- t_g : 15 jours
- Volume : 250,5 m³
- Hauteur : 3,5m
- Diamètre : 10m
- Concentration de boues à la sortie : 80 g/l

Lit de séchage

- Volume de boue à sécher : 1045 m³/J
- Production annuelle : 3814,25 m³
- Surface des lits, soit 25 hab/m² : 1192 m²
- Nombre de lits de séchage : 10
- Section d'un lit : 119,2 m²
- Largeur : 10m
- Longueur : 12m.

DONNEES RELATIVES A LA SECONDE PHASE (2000)

- Population	40.000
- Dotation en eau potable	150l/hab.J.
- Débit moyen	250 m ³ /h.
- Coefficient de pointe	1,8
- Débit de pointe par temps sec	450 m ³ /h.
- Débit diurne	375 m ³ /h.
- Pollution journalière par habitant en D.B.O ₅	40g/hab.J.
- Pollution journalière en D.B.O ₅	1600 kg/J.
- Concentration en D.B.O ₅	270 mg/l
- Charge en MES par habitant et par jour.	50 g/hab.J.
- Quantité en M.E.S. journalière	2.000 Kg/J.
- Concentration en MES des eaux brutes.	350 mg/l

EXTENSION POUR SECONDE PHASE (2000)

VARIANTE A.

VARIANTE B.

PRETRAITEMENT

Dégrillage grossier (manuel)

- Largeur 76 cm = 0,76m
- Hauteur d'eau 0,20m
- Longueur oblique mouillée 0,30m
- Epaisseur des barreaux 20 mm
- Espacement entre barreaux 50 mm
- Vitesse maxi d'écoulement 1m/s
- Angle d'inclinaison 60°
- Débit de pointe 0,125 m³/s.

Dégrillage moyen (mécanique)

- Largeur 98,5 cm = 0,985m
- Hauteur d'eau 0,20m
- Longueur oblique mouillée 0,30m
- Epaisseur des barreaux 20 mm
- Espacement entre barreaux 25 mm
- Vitesse maxi d'écoulement 1m/s
- Angle d'inclinaison 60°
- Débit de pointe 0,125 m³/s.

./.

Dessablage

- Hauteur	0,8m
- Vitesse d'entraînement	0,30m/s
- Temps de séjour	1mn
- Charge hydraulique	50 m ³ /m ² . h.
- Surface horizontale	9 m ²
- Surface verticale	0,42 m ²
- Hauteur maximale d'eau	0,20m
- Largeur	2,1m
- Longueur	5,3m
- Volume	7,5m

Traitement primaire

Décantation primaire

- Qp	450 m ³ /h
- Temps de séjour sur Qp	1H 30
- Volume	675 m ³
- Hauteur	3m
- Section	225 m ²
- Diamètre	17m
- $C_H = \frac{Q_p}{S} = 2m/h$	

./.

VARIANTE A.

TRAITEMENT SECONDAIRE

Bassin d'aération

- Charge massique	0,52 kg D.B.O ₅ /kg M.V.S.
- Charge volumique	1,4 kg D.B.O ₅ /m ³ .J.
- Volume	750 m ³
- Hauteur	3m
- Surface	250 m ²
- Longueur	
- Largeur	
- Temps de séjour	2h
- Rendement épuratoire	90%
- Débit d'air	863 m ³ /h.
- Taux de recyclage	75%
- Rendement de la ventilation	5%

Décantation secondaire.

- Vitesse ascensionnelle	1m/h.
- Débit de pointe	450 m ³ /h.
- Surface	375 m ²
- Diamètre	22m
- Hauteur	2m
- Volume	750, m ³
- t _s sur Qm	3h
- t _s sur Qp	1,6h
- t _s sur Qd	2h

./.

VARIANTE B.

Lit bactérien

- Charge volumique	1kg D.B.O ₅ /m ³ .J.
- Débit d'auto-curage	0,8 à 1 m ³ /m ² .h.
- Volume	1056 m ³
- Hauteur du lit	3m
- Surface	352 m ²
- Diamètre	21 m
- Taux de recyclage	102,5 m ³ /h soit 41% sur Q _m
- Besoins en oxygène	1600 kg d'O ₂ /J.
- Rendement de la ventilation	5%
- Volume d'air nécessaire	1033,6 m ³ /h

Décantation secondaire

- Vitesse ascensionnelle	2m/h
- Débit de pointe	552,5 m ³ /h
- Surface	276 m ²
- Diamètre	19m
- Hauteur	2m
- Volume	552 m ³
- t _s sur Q _m	1,56 H
- t _s sur Q _p	0,99 H
- t _s sur Q _d	1,15 H

VARIANTE A.

TRAITEMENT DES BOUES

Bilan des boues

- Boues primaires : 912 kg/J.
 - 72 kg/J MM
 - 840kg/J M.V.S.

- Boues secondaires : 447 kg/J.
 - 19 kg/J MM
 - 428kg/J M.V.S.

- Concentration des boues primaires : 30 g/l
- Concentration des boues secondaires : 8 g/l
- Volume total de boues à traiter : 86,5 m³/J.

Stabilisation aérobie

- Volume de boues à digérer : 86,5 m³/J.
- Temps de séjour : 12 Jours
- Volume du stabilisateur : 1020 m³
- Hauteur : 3m
- Puissance du réacteur : 102 kwh.
- Section : 340 m²
- Débit d'air : 1318 m³/h

./.

Epaississeur

- Volume de boues à épaisir	:	32 m ³ /J.
- Temps de séjour	:	12 Jours
- Volume	:	384 m ³
- Section	:	110 m ²
- Hauteur	:	3,5m
- Diamètre	:	12m

Lits de séchage

- Volume de boues à sécher	:	18 m ³ /J.
- Production annuelle	:	6570 m ³ .
- Surface des lits	:	2053 m ² .
- Nombre d'habitants/m ²	:	15 hab/m ²
- Surface d'1 lit	:	159 m ²
- Nombre des lits	:	13 lits
- Largeur	:	11m
- Longueur	:	14,5m

VARIANTE B.

Bilan des boues

- Boues primaires : 912 kg/J.
 - 72 kg/J MM
 - 840kg/J M.V.S.

- Boues secondaires : 1408 kg/J.
 - 48 kg/J MM
 - 1360kg/J M.V.S.

- Concentration des boues primaires : 30 g/l
- Concentration des boues secondaires : 12 à 15 g/l
- Volume total de boue à traiter : 124,3 m³

Digesteur chauffé (35°C)

- Volume de boue à digérer : 124,3 m³/J.
- Temps de séjour : 25 Jours
- Volume du digesteur : 3107,5 m³
- Production de gaz : 22,3 l/hab. J.
- Concentration des boues à la sortie. : 40 à 50 g/l

Epaississeur

- Volume de boue à épaissir	:	26,6 m ³ /J.
- Temps de séjour	:	15 Jours
- Hauteur	:	3,5m
- Volume	:	395 m ³
- Diamètre	:	12m
- Concentration des boues à la sortie.	:	80 g/l

Lits de séchage

- Volume de boue à sécher	:	16,62 m ³ /J.
- Production annuelle	:	6066,7
- Surface des lits soit 21 habitants par m ² .	:	1896 m ²
- Nombre de lits	:	10
- Surface d'un lit	:	189,6 m ²
- Largeur	:	13m
- Longueur	:	15m.

CONCLUSION GENERALE/

- Nous avons proposé pour la Commune de Soumaâ, deux variantes :
- variante A : boues activées à moyenne charge, avec stabilisation aérobie des boues,
 - variante B : lit bactérien à forte charge, avec digestion anaérobie des boues.

Le choix de la filière est basée sur les facteurs suivants :

- a) gestion de la station avec les conditions locales,
- b) fiabilité du procédé de l'eau traitée,
- c) économiques.

a) Gestion de la station.

Les aspects liés à la gestion de la station sont de quatre types :

- énergie consommée,
- personnel employé,
- entretien des équipements électro-mécaniques,
- gestion contrôle du processus.

La variante B présente des caractéristiques gestionnaires plus simple et plus homogène par rapport à la variante A. De surcroît, la consommation en énergie et l'effectif du personnel nécessaire à la variante B sont plus réduites par rapport à la variante A.

La variante A assurera une meilleure qualité de l'effluent (D.B.O.), répartie au cours d'une journée.

La station d'épuration de la Commune de Soumaâ sera située sur un terrain en pente, la variante B, pourra alors assurer 65% d'épuration en cas de panne totale d'électricité ou autres (pompes).

Les frais de personnels sont plus importants dans le cas de la variante A que dans la variante B.

Les équipements électro-mécaniques de la variante B demandent un entretien plus facile que les équipements de la variante A, en s'attachant de plus (cas variante A) à disposer d'un ou plusieurs mécaniciens formés par l'entreprise spécialisée.

Le contrôle du processus d'épuration pour la variante B est beaucoup plus simple que dans les boues activées; et on aura, dans le cas de la variante B, à réaliser un remplissage homogène, permettant d'éviter toutes obturations du lit. En effet dans le cas des boues activées, il importe de contrôler quotidiennement tous les paramètres, tels que l'oxygène dissous, le Ph, l'indice de Molhmann, les M.V.S. dans le bassin d'activation, etc... Ceci est d'autant plus difficile que le personnel qualifié dans ce domaine est peu disponible en Algérie.

b) Fiabilité du procédé de l'eau traitée.

La variante B présente une forte élasticité d'épuration par rapport aux variations de concentrations et de la présence de matières toxiques, qui sont dues à un deversement accidentel de certaines industries, par contre la variante A présente une faible élasticité d'épuration et un fonctionnement qui s'inhibe à la présence des toxiques.

c) Facteurs économiques.

Ce chapitre n'a pu malheureusement être abordé faute de données sérieuses tant sur le plan génie civil que sur l'équipement.

Tableau illustrant les aspects positifs et négatifs des deux variante A et B.

Aspect	Variante A	Variante B
<u>Positif</u>	<ul style="list-style-type: none"> - économie maximale de la surface occupée - absence d'odeurs 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien très simple des installations - faible puissance installé - réalisation et approvisionnement local en matériau
<u>Négatif</u>	<ul style="list-style-type: none"> - forte quantité d'énergie consommée - entretien très spécialisé - approvisionnement en pièces de rechanges 	<ul style="list-style-type: none"> - possibilités d'émanation de mauvaises odeurs - grande surface occupée - approvisionnement en pièces de rechanges.

Conclusion/

En ce qui concerne la ville de Soumaâ, nous proposons une station à lit bactérien à forte charge, compte tenu des impératifs techniques.

Récapitulatif/

Station d'épuration à lit bactérien à forte charge et digestion anaérobie des boues.

Données relatives à la première phase (1990).

- Population	: 30000
- Dotation en eau potable	: 120l/hab/j
- Débit moyen	: 150m ³ /h
- Coefficient de pointe	: 1,89
- Débit de pointe	: 284m ³ /h
- Débit diurne	: 225m ³ /h
- Pollution journalière en DBO ₅ /hab	: 40g/hab/j
- Pollution journalière en DBO ₅	: 1200kg/j
- Concentration en DBO ₅	: 330mg/l
- Charge en MES/hab/jour	: 50g/hab/j.
- Quantité en MES journalière	: 1500kg/j
- Concentration en MES des eaux brutes	: 400mg/l

Prétraitement/

Dégrillage grossier (manuel)

Débit de pointe	: 0,079 m ³ /s
Largeur	: 0,475 m
Hauteur d'eau	: 0,20 m
Longueur oblique mouillée	: 0,30 m
Section	: 0,079 m ²
Epaisseur des barreaux	: 20 mm
Espacement entre barreaux	: 50 mm
Angle d'inclinaison	: 60°
Vitesse max. d'écoulement	: 1m/s

Dégrillage moyen (mécanique)

Largeur	: 0,65 m
Hauteur d'eau	: 0,20 m
Longueur oblique mouillée	: 0,30 m
Section	: 0,079 m ²
Epaisseur des barreaux	: 20 mm
Espacement entre barreaux	: 25 mm
Vitesse max. d'écoulement	: 1m/s
Angle d'inclinaison	: 60°

Dessablage

Hauteur	: 0,8m
Vitesse d'entraînement	: 0,3 m/s
Temps de séjour	: 1mn
Charge hydraulique	: 50 m ³ /m ² .h
Surface horizontale	: 6,0m ²
Surface verticale	: 0,3m ²
Hauteur maximale d'eau	: 0,20m
Largeur	: 1,5m
Longueur	: 5m

Traitement primaire

Temps de séjour sur Qm	: 2 H
Temps de séjour sur Qp	: 1h30
Qp	: 284 m ³ /h
Volume	: 426m ³
Hauteur	: 3m
Section	: 142m ²
Diamètre	: 14 m
C _H	: 2m/h

Traitement secondaire.

Lit bactérien.

Charge volumique	: 1kg de DBO ₅ /m ³ . j
Débit d'auto-curage	: 0,8 à 1m ³ /m ² .h
Volume	: 774 m ³
Hauteur du lit	: 3m
Surface	: 258 m ²
Diamètre	: 18 m (ou 2 de 9 m)
Taux de recyclage	: 108m ³ /h = 72°/o Qm
Besoins en oxygène	: 1200kg d'O ₂ /j.
Volume d'air nécessaire	: 775,2 m ³ /h

Décantation secondaire

Vitesse ascensionnelle	: 2m/h
Débit de pointe	: 392 m ³ /h
Surface	: 196 m ²
Diamètre	: 16 m
Hauteur	: 2m
Volume	: 392 m ²
t _s sur Qm	: 1,5 h
t _s sur Qp	: 1h
t _s sur Qd	: 1,17h

Traitement des boues.

Bilan des boues.

Boues primaires : 684 kg/j

- 54kg/j en MM
- 630kg/j en MVS

Boues secondaires : 762kg/j

- 36kg/j en MM
- 726kg/j en MVS

Concentrations des boues primaires : 30g/l

Concentrations des boues secondaires : 12 à 15g/l

Volume total des boues à traiter : 74 m³/j

Digesteur chauffé (35° C).

Volume de boues à digérer : 74 m³/j

Temps de séjour : 25j

Volume du digesteur : 1850 m³

Production de gaz : 18,31/hab/j

Concentration des boues à la sortie : 40 à 50g/l

Épasseur.

Volume de boues à épaisser : 16,7 m³/j

Temps de séjour : 15j

Volume : 250,5 m³

Hauteur : 3,5 m

Diamètre : 10 m

(C) de boue à la sortie : 80g/l

Lit de séchage.

Volume de boue à sécher : 10,45 m³/j

Production annuelle : 3814,25 m³

Surface des lits : 1192 m² soit 25 habitants/m²

Nombre de lits de séchage : 10

Section d'un lit : 119,2 m²

Largeur : 10 m

Longueur : 12 m

B I B L I O G R A P H I E

1. VAILLANT J.R.
Perfectionnement et nouveautés pour
l'épuration des eaux résiduaires.
 2. RODIER J.
L'analyse chimique et physico-chimique
de l'eau.
Ed. DUNOD 1971.
 3. RYAMOND BLANC.
Eaux résiduaires et eaux industrielles
et épurations industrielles minérales.
Supplément de mars 1973.
 4. DEGREMONT.
Mémento : technique de l'eau.
Huitième Edition - 1978.
 5. Extrait des cahiers techniques , n°1, octobre 1981.
 6. THOMASEAU.
Station d'épuration.
 7. GOMELLA G. et GUERREE H.
Les eaux usées dans les agglomérations
urbaines ou rurales.
Tome 2, le traitement Eyrolles.
 8. IMHOFF K.R.
Manuel de l'assainissement urbain.
Ed. DUNOD, 1970.
 9. TABASARAN O.
Cours d'assainissement urbaine à
l'Université des Sciences et des Techniques.
Alger, Ed. O.P.U.
 10. MASTANTUONO.
Introduction à l'épuration biologique.
T.E.A. n° 330 à 340, 1974-1975.
-

المكتبة الوطنية للعلوم والتقنيات
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

