

وزارة التعليم و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

1E*

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT : GENIE DE L'ENVIRONNEMENT

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UNE INSTALLATION
DE TRAITEMENT DES EAUX USEES URBAINES AU NIVEAU
DU LABORATOIRE

Proposé par :

D^r: S. MAHIOUT

Etudié par :

B. HAMRIOUI

Dirigé par :

D^r : S. MAHIOUT

PROMOTION : JUIN 1987

EXTRA STRONG

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT : GENIE DE L'ENVIRONNEMENT

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UNE INSTALLATION
DE TRAITEMENT DES EAUX USEES URBAINES AU NIVEAU
DU LABORATOIRE

Proposé par :

D^r : S. MAHIOUT

Etudié par :

B. HAMRIOUI

Dirigé par :

D^r : S. MAHIOUT

PROMOTION ; JUIN 1987

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT : GENIE DE L'ENVIRONNEMENT

PROMOTEUR : DOCTEUR S. MAHIOUT

ELEVE INGENIEUR : HAMRIOUI BELKACEM

SUJET : ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UNE INSTALLATION
DE TRAITEMENT DES EAUX USEES URBAINES AU NIVEAU
DU LABORATOIRE.

المخلص: يهدف مشروعنا إلى دراسة منظومة لمعالجة المياه الحضرية المستعملة، وتحديد أبعاد هذه المنظومة في النطاقين: المخبري والنموذجي. وتسمح لنا هذه المنظومة بمعالجة تلوث الكميات الصغيرة من المياه الحضرية المستعملة قبل رميها في الوسط الملائم. مع صياغة بعض الاقتراحات بغية تعميم هذه المعالجة.

Résumé; Nôtre projet à pour but, l'etude et dimensionnement des installations de traitement des eaux usées urbaines, au niveau du laboratoire et au niveau pilote. Celles-ci, nous permettent de traiter la pollution de petites quantités d'eaux usées, avant le rejet dans le milieu récepteur et d'y apporter quelques recommandations pour un aménagement global

Abstract; The aim of this subject is to study the dimension of the traitement installation of waste urban wates in the laboratory and in the pilot level. With these installations, we are able to treat little quantity of waste urban waters, before the throwing out in the receiving environment. This study give us some recommandations for a total fittings.

» Dedicaces.«

Je dédie ce Modeste travail
en signe de reconnaissance et de
respect :

» A mon père, pour ses sacrifices et
son aide à mon égard.

» A ma mère.

» A ma femme.

» A mon fils, Amine.

» A tous mes frères.

» Ainsi, qu'à mes amis.

Belkacem Hamrioui.

"Remerciements"

Je tiens à remercier vivement mon promoteur, Monsieur, le Docteur S. MAHIOUT, pour l'aide et les conseils qu'il m'a prodigué tout au long de ce projet.

Mes remerciements vont également à tous ceux ou celles qui de près ou de loin ont contribué à ma formation et à la réalisation de ce travail, en particulier ;

- M^r le Docteur R. KERBACHI, Chef de département de Génie de l'environnement.

- Les assistants de l'I.A.P, qui m'ont aidé à faire les analyses au niveau de leur laboratoire.

- A tous les enseignants du département de Génie de l'environnement.

Mes respects, vont de même, aux membres du Jury, qui me feront l'honneur de juger mon travail.

B. HAMRIOUI.

Table Des Matières

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION	1
CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE DES EAUX USEES	
I.1 GENERALITES	3
I.2 ORIGINE DES EAUX USEES	4
I.2.1 Généralités	4
I.2.2 Eaux usées urbaines.....	5
I.2.3 Eaux usées industrielles.....	15
I.2.4 Caractéristiques des eaux usées... urbaines et industrielles.....	22
I.2.5 Récapitulation	23
CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DE LA POLLUTION ET PROCEDES DE TRAITEMENT DES EAUX USEES	
2.1 GENERALITES	24
2.2 CRITERES CARACTERISTIQUES DES EAUX USEES.	
2.2.1 Paramètres physiques (matières en suspension)	24
2.2.2 Paramètres chimiques (matières organiques dissoutes)	27
2.2.3 Paramètres biologiques	32
2.3 PROCEDES DE TRAITEMENT DES EAUX USEES ..	34
2.3.1 Généralités	34
2.3.2 Schéma de traitement	35
2.3.3 Traitement préliminaire	35
CHAPITRE 3 : TRAITEMENT BIOLOGIQUE	
3.1 GENERALITES	47
3.2 PROCEDES D'EPURATION BIOLOGIQUES	48
3.2.1 Procédés intensifs	48
3.2.2 Procédés extensif	53

3.3 DECANTATION SECONDAIRE	56
3.3.1 Généralités	56
3.3.2 Rôle de la décantation secondaire..	57
3.3.3 Les décanteurs secondaires	57
 CHAPITRE 4 : TRAITEMENT DES BOUES	
4.1 GENERALITES	61
4.2 STABILISATION DES BOUES	64
4.2.1 Stabilisation aérobie	65
4.2.2 Stabilisation anaérobie	65
4.2.3 Réalisation des digesteurs	66
4.3 EPAISSISSEMENT DES BOUES	67
4.3.1 Principe de l'épaississement	68
4.3.2 l'Epaississement par gravitation...	
4.4 LA DESHYDRATATION DES BOUES	71
4.4.1 Mise en oeuvre des lits de séchage..	
4.4.2 Centrifugation	71
4.5 RECAPITULATION	72
 CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT D'UNE INSTALLATION DE TRAITEMENT DES EAUX USEES URBAINES AU NIVEAU DU LABORATOIRE	
5.1 PRESENTATION DU PROCESS	73
5.2 CARACTERISTIQUES HYDRAULIQUES	76
5.2.1 Le débit d'eaux usées synthétiques.	78
5.2.2 Détermination de la charge en DBO ₅ par jour	78
5.2.3 Le débit moyen	78
5.2.4 Le débit diurne	78
5.2.5 Le débit de pointe	79
5.2.6 Calcul des charges polluantes	79
5.2.7 Composition des MES	80
5.2.8 Paramètres de dimensionnement	80
5.3 DIMENSIONNEMENT	81
5.3.1 Prétraitement	81

5.3.2 Décanteur primaire..... 87
 5.3.3 Traitement biologique..... 91
 5.3.4 Traitement des boues..... 104

CHAPITRE 6 : DIMENSIONNEMENT D'UNE STATION D'EPURATION
 DES EAUX USEES AU NIVEAU PILLOTE

6.1 SITUATION DU LAC DE REGAIA109
 6.2 LE COLLECTEUR DE LOUED DE REGAIA109
 6.3 PRELEVEMENT ET ECHANTILLONNAGE111
 6.4 RESULTATS EXPERIMENTAUX111
 6.5 INTERPRETATION DES RESULTATS113
 6.6 CARACTERISTIQUES HYDRAULIQUES ET DONNEES
 DES EAUX USEES A ETUDIER115
 6.6.1 Calcul de la charge en DBO₅ par jour. 115
 6.6.2 Determination du debit moyen..... 115
 6.6.3 Le débit diurne..... 115
 6.6.4 Le débit de pointe par temps sec.. 115
 6.6.5 Composition des MES..... 116
 6.6.6 Calcul des charge polluantes..... 116
 6.6.7 Paramètre de dimensionnement..... 117
 6.7 DIMENSIONNEMENT 117
 6.7.1 Prétraitement..... 117
 6.7.2 Décanteur primaire..... 124
 6.7.3 Traitement biologique..... 127
 6.7.4 Traitement des boues..... 141

CONCLUSION 144

ANNEXES

BIBLIOGRAPHIE

INTRODUCTION

A notre époque, où le développement de la démographie et de la croissance industrielle, conditionnent notre environnement et notre manière de vivre, il importe plus que jamais de nous inquiéter de tout ce qui peut nuire à notre bien être et à nos conditions de vie.(2).

Il est vrai que l'accroissement industriel comporte d'immense bénéfices aussi bien sur le plan économique et social, il apporte une nette amélioration du niveau social. Cependant, le revers de la médaille fait que cet essort industriel s'accompagne des nuisances de nature biologique, physique et chimique (pesticides, additifs alimentaires, hydrocarbures, etc...) qui se répercutent à court terme ou à long terme sur notre organisme à travers la chaîne alimentaire de laquelle nous dépendons.

Parallèlement, la population active délaissant les campagnes, s'est rapprochée et développée autour des centres industriels, créant ainsi de grandes villes, dont les habitants déversent quotidiennement leur flux polluant dans un milieu récepteur pouvant être un lac, une rivière ou la mer.

Cette double pollution urbaine et industrielle tendra irrévérablement à limiter nos ressources en eau, si de sérieuses mesures préventives ne sont pas prises.(3).

Le déversement dans un milieu récepteur (rivière, lac, cours d'eau ...) d'eaux usées provoque diverses réactions susceptibles de transformer l'équilibre écologique du milieu.

La sauvegarde de la nature écologique et de l'espèce humaine passent inévitablement par un traitement de ces rejets.(1).

On peut pour cela établir certains principes généraux du traitement des effluents qui sont :

- . Réduction de la pollution à la source et diminution des volumes d'eaux utilisées
- . Uniformisation des rejets
- . Elimination des produits indésirables et toxiques
- . Réduction des matières organiques et en suspension

C'est pourquoi, quelque soit l'effluent traité, le processus d'épuration comprend deux phases :

- . Un prétraitement pour permettre l'épuration biologique des eaux usées
- . Une épuration biologique nécessaire, si l'on veut approcher les normes en tout genre imposées par la législation.

C'est pour cette raison, que nous avons envisagé dans le cadre de notre étude d'évaluer la pollution dans les zones urbaines, avant le rejet dans le milieu récepteur et d'y apporter quelques recommandations pour un aménagement final.

- CHAPITRE 1 -

~ Etude Bibliographique
Des Eaux Usées. ~

1.1. GENERALITES /

Les usages domestiques, urbains, industriels, agricoles de l'eau sont multiples tant par leurs quantités que par leurs qualités . L'eau est en outre réceptacle de beaucoup de déchets, de résidus, de rejets d'habitations, de collectivités et des industries.

Il est donc inévitable qu'il y est des eaux souillées.

Ces dernières sont les plus souvent rejetées consciemment ou inconsciemment dans le milieu naturel (cours d'eau, Oueds, rivières, lacs, etc...), sans avoir subi préalablement un traitement quelconque et constituent de ce fait autant d'actes répréhensibles envers les eaux de surface qui tendent à devenir la principale source d'alimentation.

De la manière la plus générale, une eau usée est une eau, dont le déversement a pour effet de provoquer ou d'accroître la pollution du milieu naturel dans lequel elle est déversée. (11)

Dès lors, on considère comme source de pollution, tout rejet (domestique, industriel, artisanal ou agricole) qui tend à provoquer ou entraîner dans l'émissaire, une altération du régime chimique-biologique des eaux, c'est à dire :

- Un changement des conditions esthétiques (coloration visible due à des goudrons par exemple).

- Un changement des conditions hygiéniques, telles que le dégagement d'odeurs nauséabondes (hydrogène sulfuré) et la prolifération des micro-

bes pathogènes qui provoquent des flambées d'épidémies (thyphoïdes, parathyphoïdes, dysenterie). (4)

- Une variation démesurée de la température et du PH.
- La mort des poissons par des produits toxiques tels que, (cyanures, chlore libre, détergents, pesticides chlorés, phénols, hydrocarbures, chrome, zinc, etc...).
- Un arrêt du processus naturel d'auto-épuration qui conduit à une surproduction des planctons et de microorganismes dans les couches profondes de l'eau et favorisant ainsi la décomposition en aérobiose des matières organiques.

Les conséquences sont alors la production du gaz (NH_3 , H_2S , CH_4) et le dépôt des boues putrifiées au fond du bac.

Enfin, nous citerons la définition de la pollution contenue dans la charte Européenne de l'eau et qui est très significative à cet égard :

La pollution est une modification généralement provoquée par l'homme, dans la qualité de l'eau, qui la rend impropre ou dangereuse à la consommation humaine, à l'industrie, à l'agriculture, à la pêche, aux loisirs, aux animaux domestiques et à la vie sauvage. (11).

1.2.- ORIGINE DES EAUX USEES /

1.2.1.- Introduction :

Il y a une dizaine d'années, les techniques de traitement des eaux relevaient plus de l'art que d'une véritable science, il n'en est plus ainsi aujourd'hui.

On s'attache actuellement à l'élimination de polluants dits secondaires (azote, phosphore et matières organiques réfractaires) et aux possibilités de recyclage des eaux dans l'industrie ou en agriculture. Cet engagement a provoqué la réalisation de recherches fondamentales et appliquées qui ont ainsi facilité les problèmes de calcul et de gestion des stations de traitement. Aujourd'hui la résolution des problèmes d'épuration exige une approche multidisciplinaire du problème dans laquelle la qualité souhaitée des eaux, relève des exigences de l'agriculture, des municipalités, des zones de loisirs et des besoins industriels.

Dans la plupart des cas, il faut comparer le bénéfice résultant d'une qualité d'eau donnée et le coût d'obtention d'une telle qualité.

Les eaux usées proviennent de trois sources principales : (9)

1) Eaux usées urbaines :

a)- Eaux usées domestiques.

b)- Eaux de pluies et lavage des voiries (Réseau unitaire) (eaux de ruissellement urbaines).

2) Eaux usées industrielles.

3) Eaux usées de ruissellement.

Dans le cadre de ce chapitre, nous distinguerons les eaux usées urbaines et industrielles.

1.2.2. Eaux usées d'origine urbaine :

Les eaux usées urbaines sont essentiellement de 2 types :

- Les eaux usées domestiques.

- Les eaux usées de ruissellement urbaines.

(Eaux pluviales auxquelles, il faut rajouter les eaux de lavage de voirie).

La nature et la qualité des charges polluantes dans les eaux usées urbaines (eaux d'égouts) doivent s'appuyer sur la connaissance passée et future des plans d'expansion de l'habitat, des collectivités (casernes, internats, etc...) et des plans de mise en valeur des terrains. Ceci représente un travail de longue haleine. Toutefois, dans le cadre de notre étude, nous contenterons d'approches bibliographiques.

1.2.2.1.- Les eaux usées domestiques :

Les eaux usées domestiques, plus ou moins diluées par les eaux de ruissellement urbaines, comprennent :

- Les eaux ménagères (eaux de toilette, de lessive, de cuisine)
- Les eaux vannes (en provenance des W.C, matières fécales et urines).

Les eaux usées domestiques constituent un effluent pollué et même nocif.

1.- Qualités des eaux usées domestiques :

a)- Caractères physico-chimiques.

Les eaux ménagères contiennent des matières en suspension (terre, sable déchets végétaux et animaux, matières grasses plus ou moins émulsionnées, fibres diverses) et des matières dissoutes (sels minéraux et substances

organiques diverses).

Les eaux vannes contiennent des matières minérales, de la cellulose, des lipides, protides, de l'urée, de l'acide urique, des amino-acides, des acides gras, des alcools, des glucides, etc...).

Dan l'ensemble, les eaux usées domestiques contiennent donc, des matiè - res minérales et des matières organiques .

- Les matières minérales :

Elles sont constituées par le résidu sec de l'ensemble des matières, après incinération à 550°C ; elles ne sont pas dangereuses (chlorures , phosphates, sulfates, etc...).(5).

- Les matières organiques :

Elles sont volatisées lors du chauffage.

Parmi les matières minérales ou organiques, contenues dans les eaux usées, on distingue :

- Les matières en suspension vraie qui sont décantables.

- Les matières dissoutes.

- Les matières en suspension non décantables, soit en raison de leur granulométrie très fine, de leur densité, très voisine de l'eau ou enco - re de leur état colloïdal. (8)

A toutes ces matières contenues dans les eaux usées, il faut ajouter les **micro-organismes**, (champignons, protozoaires, bactéries, virus).(04).

On admet généralement, qu'une eau d'égout (en système séparatif) correspondant à un rejet de l'ordre de 150 L par habitant et par jour, contient en moyenne 600 mg/l de matières en suspension et 660 mg/l de matières dissoutes.

Les matières en suspension comprennent en moyenne 200 mg/l de matières minérales et 400mg/l de matières organiques.

Les matières dissoutes comprennent en moyenne 300mg/l de matières minérales et 330 mg/l de matières organiques.

b)- Les caractères biologiques :

Les eaux usées contiennent tous les germes de matières fécales y compris des germes pathogènes qui d'ailleurs plus ou moins vite, par concurrence vitale ; néanmoins des études ont mis en évidence la présence du virus de bactéries et des protozoaires de maladies dangereuses. (4)

Les bactéries et le complexe enzymatique qui leur est associé jouent un rôle essentiel dans les phénomènes d'épuration.

c)- Inhibiteur :

Les eaux ménagères sont à l'origine de certains apports de produits qui, en quantités très faibles, peuvent jouer un rôle très important, et souvent nocifs dans le déroulement des opérations d'épuration (détergents hydrocarbures, etc...). Les consommations d'eau varient d'un pays à un autre. Voilà, par ailleurs la consommation totale d'eau par habitant et

par jour pour quelques pays : (11).

R.F.A. : 1 000.L ; U.S.A. : 3 800.L ; pays méditerranéens : 100.L.

2. - Quantités à évacuer :

Les quantités d'eau à évacuer sont en seconde analyse à considérer sous l'angle des débris, lesquels conditionnent le calcul des sections des canalisations d'égout. A cet effet, il y a lieu de distinguer les réseaux urbains courants. Pour le cas des réseaux urbains, il y a évaluation de la quantité d'eau évacuée quotidiennement qui s'effectue à partir de la consommation par habitant correspondant aux plus fortes consommations journalières de l'année.

Toutefois, en égard aux pertes d'eau (réservoirs, canalisations) et au fait que toute l'eau utilisée n'est pas rejetée au réseau (arrosages), il sera admis évacuée n'est que les 70 % à 80 % de l'eau consommée.

Dans les secteurs d'habitat nouveau dépourvus de statistiques, on pourra se baser sur une consommation journalière par habitant de 200 l à 350l, selon le degré de confort des habitations. (09).

En ce qui concerne, le nombre d'habitants à prendre en compte, il faudra prendre en considération l'accroissement prévisible de la population selon les hypothèses définies aux schémas directeurs _____

D'aménagement et d'urbanisme (S.D.A.U.), les plans d'action régionales (P.A.R.) et les plans d'occupation des sols (P.O.S.). Il est finalement

recommandé de procéder à des études locales aussi poussées que possible, tant sur les plans de consommation par habitant et le nombre d'habitants, afin d'éviter aussi bien les sous-investissements que les investissements surabondants. Ces études pourront d'ailleurs conduire à diviser l'agglomération en zones où les utilisations de l'eau sont nettement différenciées (jardins, industriels) .

Les quantités d'eau à évacuer devront permettre les calculs des débits correspondants.

- Aux points d'avenir, conditionnant la détermination des sections.
- Aux débits minimums permettront l'appréciation des possibilités d'auto-curage.

3.- Caractérisation des eaux usées domestiques :

Les eaux usées domestiques renferment des matières organiques solubles colloïdales et en suspension. La pollution des réseaux d'égouts urbains est habituellement évaluée par habitant. Les mesures effectuées entre 1958 et 1964 dans 73 villes de 27 états des Etats-Unis donnent les résultats suivants : 511 l/habitant/jour, 90,7 g DBO₅/Habitant/jour et 104g de matières en suspension / habitant / jour. (9)

Les caractéristiques moyennes d'une eau usée domestique sont indiquées au tableau (1.1.)

Tableau : 1.1. - Caractéristiques moyennes de rejets urbains

" D'après HUNTER et HEJKELEKIAN " (09) .

Caractéristiques	Maximale	Moyenne	Minimale
PH	7,5	7,2	6,8
Matières décantables (mg/l)	6,1	3,3	1,8
Matières solides totales(mg/L)	640	453	322
Matières volatiles totales(mg/l)	388	217	118
Matières en suspension(mg/l)	258	145	83
Matières volatiles en suspension (mg/l)	208	120	62
Demande biochimique (D.B.O)* (mg/l)	436	288	159
Chlorures (mg/l)	45	35	25

* - Définition; DBO: (voir, chap.2).

Les caractéristiques chimiques des eaux usées domestiques sont rassemblées au tableau suivant : (9).

Tableau : 1.2. Caractéristiques chimiques des rejets urbains :

Constituant	Type	Concentration
Acides volatiles	Formique, acétique, propioniques, butyriques et valériques	8,5 à 20mg/l
Acides solubles non volatils	G lutarique, glycolique, lactique, critique, benzoïque et phényl-lactique	0,1 à 1 mg/l selon l'acide
Acides gras supérieurs	Palmitique, stéarique et oléique	2/3 du contenu en acide gras
Protéines et amino-acides	Glucose, sucrase, lactose, en partie galactose fructose	-

La composition des eaux usées domestiques établie par HUNTER et HEUKLE-
KIAN est présentée au tableau suivant :

Tableau : 1.3. Composition des rejets urbains

Fraction (%)	Matières totales	Matières organiques	Matières azotées.
Décantable	18	30	23
Colloïdale	07	13	11
Soluble	64	38	22
Paramètres principaux	En suspension %	Solubles %	
Matières totales	34,7	65,3	
Matières volatiles	57,6	42,4	
Demande chimique en oxygène (D.C.O.)*	77,3	22,7	
Azote organique	80,5	19,5	

*. Définition; D.C.O.:(voir § 2.2.2.2)

1.2.2.2.- Les eaux de ruissellement urbaines

La pollution des eaux de ruissellement urbaines est variable dans le temps : Elle est plus forte au début d'une précipitation ou d'un lavage qu'à la fin. Ces eaux sont polluées par les matières qu'elles entraînent en provenance des trottoirs, des chaussées, et des surfaces balayées (mazout bitume, pesticides, grains de sable et déchets divers).

Les eaux qui ruissellent sur les toitures, les cours, les jardins, les espaces verts, les voies publiques et les marchés entraînent toutes sortes de déchets minéraux et organiques ; de la terre, les limons, des boues, des silts, des sables, des déchets végétaux (herbes, pailles, feuilles, graines etc...) et toutes sortes de micropolluants (hydrocarbures, pesticides venant des jardins, détergents utilisés pour le lavage des cours, des voies publiques, des automobiles, débris microscopiques de caoutchouc venant de l'usine des pneumatiques des véhicules, plomb venant du plomb-tétraéthyle contenu dans l'essence, retombées diverses de l'atmosphère, provenant notamment des cheminées domestiques). (18).

Les eaux de ruissellement des zones urbanisées peuvent être collectées de 2 façons différentes :

Soit dans un réseau d'égouts du système unitaire, recevant à la fois les eaux usées et les eaux pluviales, soit dans les évacuateurs d'eaux pluviales (enterrés ou à ciel ouvert, selon le cas), il s'agit d'assainissement du système séparatif.

- Dans le système unitaire, la charge polluante des eaux de ruissellement urbaines est entièrement reçue par la station d'épuration, s'il en existe une, tant que les déversoirs d'orage ne débitent pas. Par contre, quand ces derniers débitent, une fraction de la charge polluante des eaux de ruissellement est évacuée sans épuration dans le milieu récepteur naturel en même temps qu'une fraction de la charge polluante des eaux usées.

- Dans le système séparatif, la charge polluante des eaux de ruissellement est intégralement évacuée dans le milieu récepteur naturel sans épuration (le dessablage nécessaire mis à part), tout au moins jusqu'à présent.

En résumé, le rejet des eaux usées urbaines présente un danger pour le milieu récepteur et l'environnement, en général.

Le besoin de contrôler la pollution de ces eaux se fait de plus en plus sentir. Depuis plusieurs années, des recherches ont été entreprises, et ont permis de mettre au point en fonction de la pollution, des méthodes de traitements adéquates, avant leur rejet dans le milieu récepteur.

1.2.3.- Les eaux usées industrielles :

1.2.3.1.- Généralités :

Les eaux usées industrielles sont caractérisées par une concentration de polluants qui dépendent du type d'industrie des soins apportés à l'exploitation du recyclage des eaux et d'autres facteurs. (09).

Elles constituent un important problème pour la sauvegarde de l'environnement et de la lutte contre leurs rejets ; a subi durant la dernière décennie de grands développements.

Les eaux usées industrielles sont celles en provenance des diverses usines de fabrication ou de transformation.

1.2.3.2. Qualité des eaux usées industrielles;

Les eaux usées industrielles sont extrêmement variées selon le genre d'industrie dont elles proviennent.

Elles contiennent les substances les plus diverses, pouvant être acides ou alcalins, corrosives ou entartrantes, à température élevée souvent odorantes et colorées. (13).

Ces eaux peuvent nécessiter un prétraitement en usine, car il faut éviter d'accueillir dans le réseau général, des eaux ayant subi des altérations de nature telle que le traitement se révélant difficilement compatible avec celui des effluents urbains. Leur rejet direct dans le réseau, s'il est possible, nécessite une étude soignée du nombre d'équivalents-habitants auquel correspond l'industrie étudiée et de l'influence des corps toxiques et inhibiteurs qu'elles contiennent.

1.2.3.3.- Quantités à évacuer - Probabilités

de satisfaction :

Les quantités d'eau évacuées par les industries dépendant de plusieurs facteurs : (12).

- nature de l'industrie
- procédé de fabrication utilisé
- taux de recyclage effectivement réalisé.

Il ne peut donc être indiqué que des fourchettes de quantités évacuées, une étude étant à entreprendre dans chaque cas particulier. S'il s'agit d'industries transférées dans une zone industrielle, le projecteur pourra, soit se baser sur les données existantes, soit effectuer des mesures in-situ avant transfert.

Par contre, si l'occupation de la zone n'est pas connue à priori, la fourchette de rejet pourrait osciller entre $30 \text{ m}^3/\text{J. / habitant}$, loti à $60 \text{ m}^3/\text{J. / habitant}$ l \hat{o} ti (1) (5).

Les dernières études statistiques effectuées ont montré que les probabilités de satisfaction correspondant à des quantités moyennes journalières d'eau consommée seraient celles mentionnées au (tableau 1.4)

QUANTITE MOYENNE D'EAU CONSOMMEE ($\text{m}^3/\text{j}/\text{hab.}/\text{l.}$)	15	40	100	225	500
PROBABILITE DE SATISFACTION(%).	25	50	75	90	97,5

TABLEAU 14 PROBABILITES DE SATISFACTION (1)

(1).- La tendance actuelle après les dernières études effectuées, oscille entre $35 \text{ m}^3/\text{j}/\text{hab.}$ l \hat{o} ti et $40 \text{ m}^3/\text{j}/\text{hab.}$ l \hat{o} ti.

La surface l \hat{o} tie est la surface totale de la zone, diminuée de la surface des voies de desserte et des espaces accessoires.

1.2.3.4.- Caractéristiques indésirables des eaux usées industrielles

Parmi ces caractéristiques indésirables on peut citer :

- . La présence possible des matières organiques solubles, telles que les phénols qui épuisent l'oxygène dissous du milieu aquatique, récepteur des goûts et des odeurs à l'eau.

- . La présence possible de matières toxiques et d'ions des métaux lourds, tels que les pesticides, les cyanures, le bore, le zinc, etc...

. La couleur et la turbidité sont indésirables, ne fut-ce que du point de vue esthétique ; tandis que les huiles et les matières flottantes doivent être éliminées complètement.

. Des valeurs de Ph, trop éloignées de la neutralité (Ph optimum 6,5- 7,5), des matières en suspension qui peuvent former des dépôts et la température élevée qui conduit à l'épuisement de l'oxygène dissous.

1.2.3.5.- Principaux types d'eaux résiduaires industrielles

D'une industrie à une autre, et d'un procédé à un autre pour une même industrie, les eaux usées industrielles présentent des caractéristiques différentes :

a) Les eaux résiduaires de raffinerie de pétrole :

Elles comportent des huiles libres et des huiles émulsionnées, des matières en suspension, des boues de fond, des sulfures, du plomb, de fortes concentrations en chlorures, des phénols et de l'ammoniac ; ce sont des eaux chargées en D.CO et D.BO. (13).

b) Les eaux résiduaires de papeterie :

La fabrique de pâte à papier et les papeteries mettent en oeuvre plusieurs types d'opérations concernant les matières premières et leur préparation. Ces différentes opérations se font en présence d'eau par des procédés au sulfate.

c) Les eaux résiduaires de galvanoplastie :

Elles contiennent des acides, des produits de nettoyage, des graisses et des huiles, des métaux lourds comme le chrome, le zinc, le cuivre, le nickel, l'étain ainsi que des cyanures. (13).

d) Les eaux résiduaires d'aciéries :

Les procédés de base dans la fabrication des textiles sont le dégraissage, la teinture, le blanchiment et la finition. Ces opérations mettent en oeuvre, en présence d'eau, des détergents, des enzymes, de l'acide, du soufre, de l'acétate, de l'hypochlorite et le chlorite de sodium.

1.2.3.6.- Normes de rejet des eaux usées industrielles

Malgré la politique de l'environnement en Algérie, il n'existe pas de réglementation concernant le rejet des effluents industriels.

Cependant, la C.A.D.A.T. (Caisse Algérienne d'Aménagement du Territoire) a établi des normes de concentrations limites du rejet des eaux résiduaires après traitement ; et ceci uniquement au niveau des zones industrielles (Reghaia, Rouiba, Sétif, Bel-Abbès, etc...) qu'elle contrôle. Ces normes (non officialisées) sont utilisées comme de simples recommandations. Les concentrations limites adoptées par l'URBASE, sont mentionnées au tableau suivant:

TABLEAU 1.5

CONCENTRATIONS LIMITES DU REJET APRES TRAITEMENT
(ADOPTÉES PAR L'URBASE)

FACTEUR	VALEURS LIMITES MAXIMALES
PH	6,5 à 8,5
TEMPERATURE	30° Centigrade
MATIERES EN SUSPENSION (M.E.S.)	20 mg/l
DEMANDE BIOCHIMIQUE EN OXYGENE (D.B.O ₅)	30 mg/l 20/24 heures
DEMANDE CHIMIQUE EN OXYGENE (D.C.O.)	90 mg/l 60/24 heures
PHOSPHATES	2 mg/l

Les concentrations limites pour le déversement (Normes Suisses) sont rassemblées au tableau ci-dessous (Tab. 1.6) . (17).

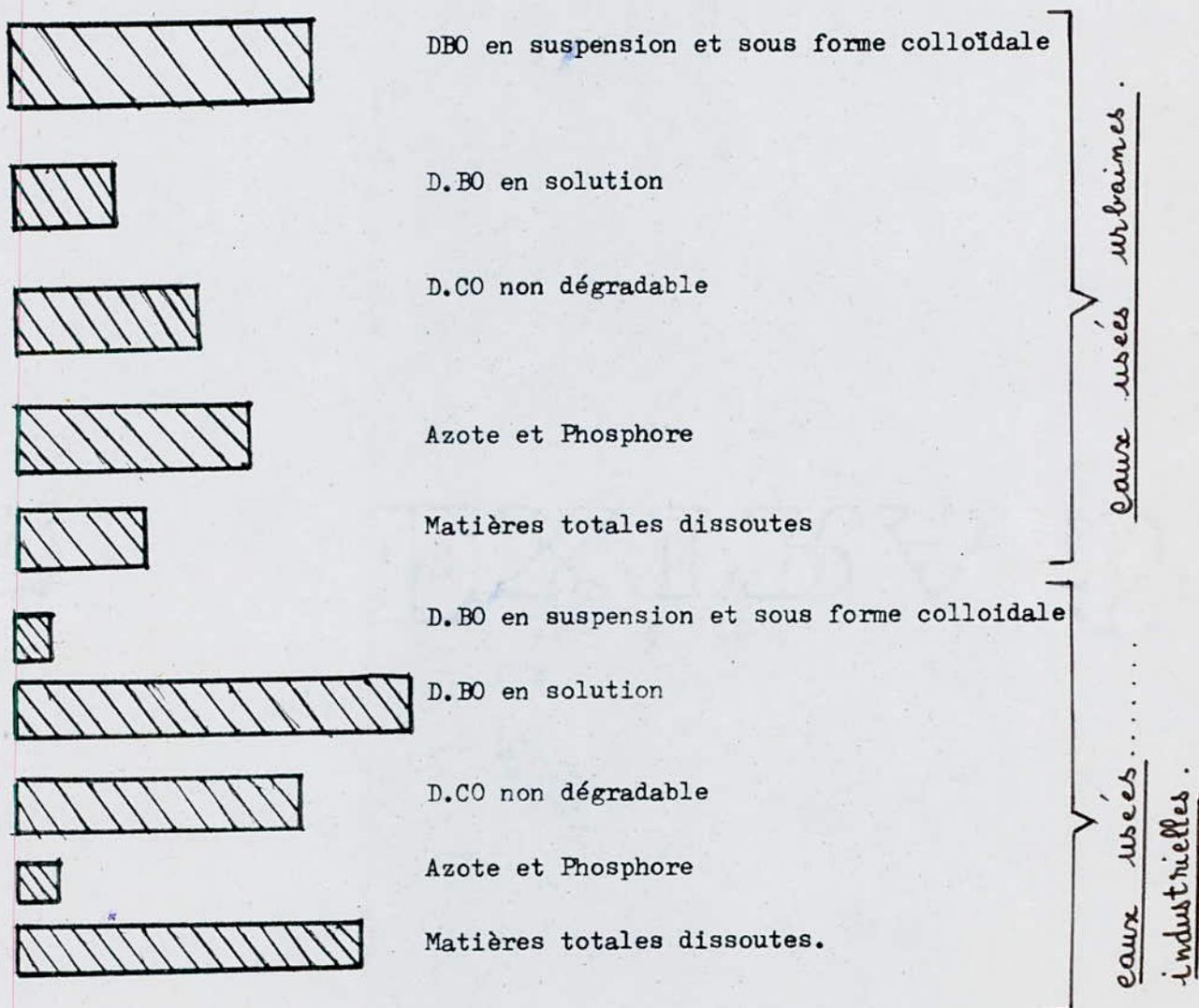
TABLEAU 1.6 CONCENTRATIONS LIMITEES POUR LE DEVERSEMENT

PARAMETRES	OBJECTIF DE QUALITE DES EAUX DE SURFACE	QUALITE DES EFFLUENTS REJETES DANS LES EAUX DE SURFACE
TEMPERATURE	MAX 25° C	MAX 30° C
PH	pH Naturel	6,5 à 8,5
OXYGENE	6 mg/l	6 mg/l dans le milieu récepteur
PHOSPHATE TOTAL	Très faible inférieur à 0,5mg/l	inférieur à 1
D. BO ₅	4 mg/l	20 mg/l

1.2.4.- Caractéristiques des eaux usées urbaines et industrielles

La figure suivante présente schématiquement les caractéristiques propres à une eau usée urbaine et à une eau usée de l'industrie chimique organique. On voit que toutes les eaux usées possèdent leurs propres caractéristiques, tant en composition qu'en concentration.

Fig. 1.- COMPARAISON ENTRE LA COMPOSITION D'UNE EAU USEE URBAINE ET UNE EAU USEE INDUSTRIELLE. (9).



1.2.5.- RECAPITULATION

On peut déjà tirer quelques conclusions à caractère général. Il existe des différences importantes entre une eau usée urbaine et une eau usée industrielle.

En premier lieu, une partie importante de la DBO_5 se trouve en suspension ou à l'état colloïdal pour les eaux usées urbaines, alors que les eaux usées industrielles, ont une DBO_5 généralement sous forme dissoute.

La D.C.O. non dégradable des eaux usées urbaines est faible (généralement inférieure à 60 mg/l), tandis qu'elle peut atteindre plus de 500 mg/l dans les eaux résiduaires industrielles. Les eaux usées urbaines présentent, contrairement aux eaux usées industrielles, des teneurs élevées relativement à la DBO_5 en Azote (N) et Phosphore (P). Ceci peut être mis à profit, l'excès en N et P de l'eau usée urbaine permettant de palier la carence en Azote (N) et Phosphore (P) de l'eau usée industrielle.

La teneur en sels des eaux usées urbaines est liée essentiellement à la salinité de l'eau du réseau ; l'activité industrielle provoque au contraire très souvent, une augmentation de la salinité des eaux du réseau.

* CHAPITRE 2 *

.. Caractéristiques De La
Pollution Et Procédés De
Traitement Des Eaux Usées...

2.1.- GENERALITES

D'une manière générale, une eau polluée est une eau dont le déversement a pour effet de provoquer ou d'augmenter la pollution du milieu récepteur dans lequel elle est rejetée. (20).

Cette pollution est provoquée par des matières en suspension colloïdales ou en solution d'origine organique, chimique. Une épuration des eaux usées des réseaux d'égouts est nécessaire avant leur rejet dans le milieu récepteur. (11)

2.2.- CRITERES CARACTERISTIQUES DES EAUX USEES

L'intérêt croissant porté, dans ses multiples usages, à la qualité de l'eau, a conduit à définir pour les eaux usées urbaines, un certain nombre de paramètres spécifiques. Il s'agit de :

2.2.1.- Paramètres physiques (Matières en suspension)

On doit tenir compte des facteurs, tels que la turbidité, la température, la couleur. (5)

2.2.1.1.- La turbidité

Tenant à la présence plus ou moins importante de matières en suspension, d'origine minérale ou organique.

2.2.1.2.- La couleur

Elle est liée au déversement de composés chimiques solubles présentant une coloration marquée. Pour mémoire, on signalera que le déversement des seules eaux résiduaires urbaines n'est pas susceptible de modifier durablement la coloration des milieux récepteurs.

2.2.1.3.- La température

La température reste un paramètre dont la détermination est souvent négligée ; il est des cas où son contrôle est indispensable. Le fonctionnement de certains ouvrages de la chaîne de traitement nécessite que l'effluent présente une température inférieure à 30°C. Cette condition est pratiquement toujours vérifiée pour ce qui concerne les effluents domestiques.

2.2.1.4.- La charge pondérale des effluents

Les matières en suspension contenues dans les eaux usées constituent un paramètre important, qui marque généralement bien le degré de pollution d'un effluent urbain.

Suivant les besoins, on sera amené à considérer :

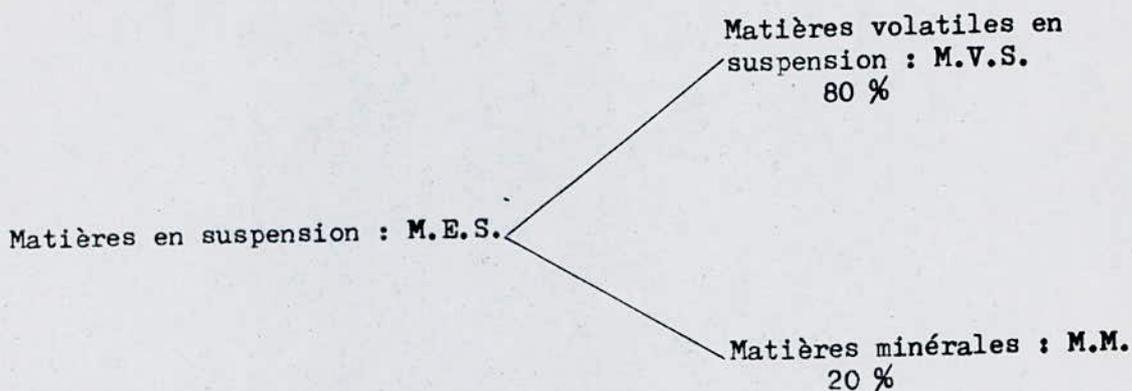
- . Les matières en suspension (M.E.S.)
- . Les matières volatiles en suspension (M.V.S.)
- . Les matières minérales en suspension
- . Les matières décantables
- . Le pH

a) Les matières en suspension (M.E.S.)

Théoriquement, ce sont les matières qui ne sont ni solubilisées, ni à l'état colloïdal. Elles constituent le dépôt obtenu au bout de 2 h, dans une éprouvette conique graduée d'un volume de 41. (17).

On exprime en (mg/l) leur poids sec.

En général, ces matières en suspension comportent les matières volatiles en suspension et les matières minérales.



d) Les matières volatiles en suspension

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension. Elles sont mesurées par calcination à 650°C. (22)

c) Les matières minérales

C'est la différence entre les matières en suspension et les matières volatiles. Elles représentent le résidu des matières en suspension après calcination à 525 ± 25°C.

d) Les matières décantables

Les matières décantables représentent la fraction des matières en suspension qui sédimentent pendant un temps donné (généralement 2h). On utilise un cône Imhoff ou coin.

e) Le pH

Selon la valeur du pH, on peut dire qu'une eau est acide, neutre ou basique.

Le pH montre le degré d'acidité de l'eau usée et décrit le caractère agressif ou inexistant d'une eau.

2.2.2.- Paramètres chimiques (matières organiques dissoutes)

Les matières organiques nécessitent de l'oxygène pour leur métabolisation par les micro-organismes. Cette demande en oxygène peut être représentée biologiquement ou chimiquement suivant divers paramètres, tels que la D.B.O, la D.C.O. Elles sont composées des lipides, protides, des amino-acides, glucides et autres substances de réserves, dont certains jouent le rôle de catalyseur ou d'inhibiteur des fonctions biologiques.

2.2.2.1.- La demande biochimique en oxygène (D.B.O.)

Elle représente la quantité d'oxygène consommée par l'eau usée pendant une certaine durée. Elle correspond à la quantité d'oxygène nécessaire pour décomposer par oxydation, et avec l'intervention des bactéries, les matières organiques de l'eau usée. Sur une eau usée urbaine riche en matières organiques azotées, on suit à intervalles rapprochés, la consommation d'oxygène résultant de l'action naturelle des micro-organismes. (18)

Par convention, la D.B.O est la valeur obtenue après cinq (5) jours d'incubation, c'est la D.B.O₅ mesurée à 20°C.

Il est vrai que la fraction journalière de la D.B.O consommée est différente suivant la température, comme l'illustre le tableau(2.1).

(Voir ci-après).

Tableau 2.1. : La fraction journalière de la D.B.O.

Température (°c.)	5	10	15	20	25	30
% Consommée	10,9	13,5	16,7	20,6	25,2	30,5

En fait, des travaux ont abouti à une loi mathématique d'évolution de la D.B.O telle que :

$$D.B.O_t = D.B.O_{\infty} (1 - e^{-Kt})$$

où $D.B.O_{\infty}$: est la D.B.O correspondant à la minéralisation totale de la matière organique carbonée.

K est un facteur variable de l'ordre de 0,2 pour les eaux d'égout.

2.2.2.2.- La demande chimique en oxygène D.C.O.

La demande chimique en oxygène traduit la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder chimiquement les matières organiques contenues dans l'effluent. La mesure de la D.C.O se fait à l'aide d'un oxydant énergétique. (18)

Le tableau (2.2). rappelle, l'ordre de grandeur de consommation d'oxygène d'un certain nombre d'effluents par la méthode de la $D.B.O_5$.

Tableau 2.2. : Ordres de grandeur de $D.B.O_5$. (9).

(Voir tableau ci-après).

Origine des effluents	Concentration d'oxygène (mg/l)
Effluents domestiques (1)	D.B.O ₅ = 300 ± 65
Effluents domestiques (2)	D.B.O ₅ = 268 ± 31
Conserveries :	
. Campagnes salsifis	D.B.O ₅ = 2 500.
. Campagnes petits-pois	D.B.O ₅ = 1.100.
Laiteries :	
. Fromageries	D.B.O ₅ = 2.000.
. Laiteries (beurreries, fromage)	D.B.O ₅ = 1.050.
. Sérum	D.B.O ₅ = 50.000.
Abattoires :	
. Abattoire de porcs	D.B.O ₅ = 2.500.
. Abattoire de volailles	D.B.O ₅ = 1.500.

(1).- Enquête du C.T.G.R.E.F.

(2).- Laboratoire du génie sanitaire de l'E.N.S.P., provenant de stations de traitement d'Ille et Vilaine.

Il est souvent recommandé d'effectuer la mesure de la D.C.O avant celle de la D.B.O., afin d'estimer la proportion des dilutions à effectuer.

2.2.2.3.- Les chlorures

L'inconvénient des chlorures est la saveur désagréable donnée à l'eau, surtout lorsqu'il s'agit de chlorure de sodium, par contre la saveur peut être moins marquée en présence de Calcium (Ca) et de Magnésium (Mg).

La corrosion dans les canalisations et les réservoirs, en particulier pour les éléments en acier inoxydable, est due à la présence des chlorures à partir d'une teneur de 50 mg/l. (24)

2.2.2.4.- Les phosphores

Le phosphore est présent dans les eaux sous-forme de sels minéraux (ortho et polyphosphates provenant surtout des lessives). (17)

Le phosphore peut se trouver sous de différentes formes oxydées, sous la forme d'acide telle que :

Méta (HPO_3) ; Pyro ($\text{H}_4\text{P}_2\text{O}_7$) et ortho (H_3PO_4).

En milieu aqueux, les acides méta et pyro tendent vers une forme plus stable : l'orthophosphate.

Dans les eaux usées, la part des rejets ne représente que 30 à 50 % du phosphore total, le reste provenant des produits de nettoyage.

L'ordre de grandeur de consommation d'oxygène d'un certain nombre d'effluents par la méthode de la D.C.O est donné au (tableau 2.3)

Tableau 2.3 : L'ordre de grandeur de consommation d'oxygène (09).

(Voir tableau ci-après).

Origine des effluents	Consommation d'oxygène (mg/l)
Effluents domestiques (1)	D.C.O = 570 ± 110
Effluents domestiques (2)	D.C.O = 573 ± 49
Conserverie :	
. Campagne salsifis	D.C.O = 4.400.
. Campagne petits-pois	D.C.O = 1.600.
Laiteries :	
. Fromageries	D.C.O = 3.200.
. Laiteries (beurreries, poudre.lait)..	D.C.O = 1.650.
. Sèrum	D.C.O = 63.000.
Abattoires :	
. Abattoires de porcs	D.C.O = 4.500.
. Abattoires de volailles	D.C.O = 2.300.

(1).- Document C.T.G.R.E.F

(2).- Document laboratoire génie sanitaire (E.N.S.P.).

2.2.2.5.- L'azote

L'azote peut être présent dans les eaux sous de nombreux états de valence : (17)

- . Forme réduite : azote organique (NH_4^+)
- . Forme moléculaire : azote dissous ($\approx 20 \text{ mg/l}$) à la température ambiante
- . Forme oxydée : azote nitreux (NO_2^-) et azote nitrique (NO_3^-)

La teneur en azote ammoniacal dans les eaux naturelles devait être relativement faible, puisque l'ammoniac est oxydé graduellement en nitrites et nitrates.

Les eaux usées contiennent toujours de l'azote ammoniacal, produit normal de la biodégradation de l'azote organique (acides-aminés, protéines, etc...).(24).

L'azote organique et ammoniacal exerce une demande d'oxygène importante lors de leur déversement dans les milieux récepteurs.

Il convient donc de surveiller attentivement le déversement de différentes formes azotées pour diverses raisons :

- Limiter le développement de la flore aquatique.
- Préparer une désinfection, par chloration notamment (influence de la présence de NH_4^+).
- Limiter les risques pour la santé publique.

2.2.3.- Les paramètres biologiques

Les eaux usées évacuent les matières fécales et les urines des populations. Elles sont chargées en germes commensaux habituels de l'homme et en germes pathogènes en provenance de porteurs sains ou de malades.

Les effluents hospitaliers en provenance des pavillons de contagieux ou du lavage de linge et du matériel souillé peuvent venir grossir la charge des effluents.

Les micro-organismes pathogènes présents dans les eaux usées peuvent être classés en quatre groupes principaux :

. Les bactéries pathogènes, essentiellement des entérobactéries : Salmonelles (fièvres thyphoïdes et parathyphoïdes, toxi-infection), Shigelles (bacilles dysentériques), colibacilles, auxquelles ils faut ajouter les leptospires, les mycobactéries (bacilles de la tuberculose). (10)

. Les virus, représentés par :

- Les entérovirus : poliovirus, coxsachie A et B et échovirus (méningites). A ce sujet, il convient de signaler que le virus polio rencontré habituellement est désormais le virus vaccinal

(inoffensif) et non la forme sauvage. (10)

- Les réovirus et les adénovirus (affections respiratoires).

- Les rotavirus (diarrhées du jeune sujet).

- Les virus de l'hépatite A.

. Les parasites : Oeufs des vers (ténia, ascaris,...), kystes d'amibes, de Giardia, etc...

. Les champignons : encore assez mal connus.

La mise en évidence des agents pathogènes est difficile, en raison de la faiblesse de leur nombre dans les eaux usées, des techniques de recherche et de dénombrement souvent complexes, longues et fastidieuses.

Des enquêtes récentes ont permis d'avancer quelques chiffres concernant le niveau de contamination des eaux résiduaires urbaines avant traitement. Malgré la dispersion des résultats, on aboutit aux concentrations suivantes (nombre de germes /100 ml) : (04) .

- Coliformes totaux	180. 10 ⁶ / 100ml
- Coliformes fécaux	40. 10 ⁶ / 100ml
- Streptocoques fécaux	4. 10 ⁶ / 100ml

En ce qui concerne les pathogènes, le nombre moyen de particules virales serait de 103 dans 100ml, celui des salmonelles de l'ordre de 100, avec de très larges variations selon l'état sanitaire de la collectivité : Un certain nombre d'échantillons peut en effet se révéler négatif pour ces derniers germes. (04) .

Devant la difficultés de mettre en évidence les agents pathogènes eux-mêmes, on se contente, dans la pratique courante des opérations de surveillance et de contrôle, de rechercher dans le milieu des germes dont la présence soit synonyme de la possibilité d'existence de germes pathogènes.

2.3.- PROCEDES DE TRAITEMENT DES EAUX USEES

2.3.1.- Généralités

Il existe un grand nombre de procédés de traitement des eaux usées dont l'application dépend à la fois des caractéristiques des eaux à traiter et du degré d'épuration désiré. (14) .

Pour épurer l'eau, il faut généralement combiner plusieurs traitements élémentaires dont les bases peuvent être physiques, chimiques, ou biologiques et dont l'effet est de diminuer et d'éliminer tout d'abord les matières en suspension, ensuite les substances colloïdales, puis

les substances (minérales ou organiques). Il faut enfin corriger certaines caractéristiques. (19).

Plusieurs principes peuvent être mis en oeuvre pour chaque étape, selon les buts recherchés.

2.3.2.- Schéma de traitement (14).

- . Prétraitement : - Dégrillage
 - Dessablage
- . Traitement physique : - Décantation primaire
- . Traitement biologique : - Bassin d'aération
 - Décantation secondaire
- . Traitement des boues : - Epaissement
 - Digestion
 - Séchage sur lit
- . Traitement tertiaire : - Déphosphorisation
 - Elimination de l'azote
 - Filtration
 - Désinfection

2.3.3.- Traitement préliminaire

Sous cette appellation, seront étudiés le dégrillage et le déssablage.

2.3.3.1.- Le dégrillage

L'objet du dégrillage est de débarasser l'effluent des matières en suspension de grandes dimensions avant tout autre procédé de traitement.

Dans le traitement des eaux usées domestiques, les dégrilleurs sont

habituellement en tête de station, pour retenir les matériaux grossiers.

Selon l'efficacité désirée, il est possible de distinguer entre :

- Le pré-dégrillage (espacement des barreaux : 30 - 100 mm)
- Le dégrillage moyen (espacement : 10 - 30 mm)
- Le dégrillage fin (espacement : 3 - 10 mm).

En eau usée, il est conseillé de parvenir à un criblage à 25 mm.

Techniquement, de nombreux types de grilles existent :

a) Les grilles manuelles

Les grilles manuelles sont réservées aux très petites installations. La grille est fortement inclinée à 60 - 80° sur l'horizontal et munie d'un by-pass destiné à éviter les débordements en cas d'obstruction. Le nettoyage quotidien de l'appareil est effectué manuellement à l'aide d'un rateau, car si la grille reste longtemps sans nettoyage, l'effluent risque de refluer dans le collecteur d'arrivée, enfin les débris sont recueillis dans une goulotte d'égouttage ou directement dans un seau. (04)

b) Les grilles mécaniques

Au delà de 2.000.équivalents - habitants, la station doit être équipée de grilles mécaniques. Cette mécanisation est indispensable afin d'éviter un colmatage rapide des canalisations. Parmi celles-ci, on distingue les grilles courbes et les grilles droites : (4)

- Les grilles courbes :

Elles sont constituées de barreaux de fer plat formés en quart de cercle, dont la concavité est tournée vers l'amont. Elles sont

nettoyées soit par un double rateau tournant (grille "rotative"), soit par un rateau unique d'un parallélogramme de bielles venant s'appliquer contre la grille lors de son mouvement de remontée.

- Les grilles droites :

Les grilles droites sont fortement relevées sur l'horizontale (80°), parfois mêmes verticales.

Elles sont conçues avec des dispositifs de nettoyage différents tels que :

- . des rateaux ou des peignes
- . des brosses montées sur chaîne sans fin
- . des grapins alternatifs, à commande par câble, permettant de remonter les détritrus sur de grandes hauteurs.

Elles peuvent être installées à l'amont ou à l'aval avec un écartement des barreaux de 4 à 6cm.

Le fonctionnement automatique du système est commandé par une horloge électrique ou encore un indicateur de perte de charge.

Les déchets sont évacués, soit hydrauliquement avant égouttage, soit par transporteur à bande.

Une grille propre provoque une perte de charge qui est fonction du rapport vides/pleins de l'appareil, de son inclinaison, de la forme des barreaux et de la vitesse d'approche. On peut l'évaluer par la formule :

$$\Delta h = \beta \left(\frac{1}{b} \right)^{4/3} \cdot h_v \cdot \sin \beta \quad \left(\text{d'après KIRSHMER} \right).$$

où :

Δh = est la perte de vitesse
 β = le coefficient de forme des barreaux

- h_v = est un terme en $\frac{v^2}{2g}$ en amont des barreaux.
 B = l'angle de la grille avec l'horizontale.
 b = l'espacement entre les barreaux.
 l = la largeur apparente des barreaux.

La vitesse de traversée ne doit pas être inférieure à 0,50 m/s pour éviter le dépôt des sables. Elle se tiendra de préférence entre 0,70 ou 0,80 m/s, sans dépasser si possible, 1,2 m/s au débit de pointe.

Il paraît donc judicieux que le dégrillage, précédant notre installation de traitement des eaux usées urbaines au niveau du laboratoire, soit manuel ; en outre, il paraît expédient de prévoir un espacement de 5mm, un by-pass avec grille de garde, d'épaisseur de barreaux de 5mm, étant mis en place pour pallier un défaut de surveillance (Fig 2-1).

2.3.3.2. Dessablage.

Il est important d'éliminer les sables présents dans l'effluent :

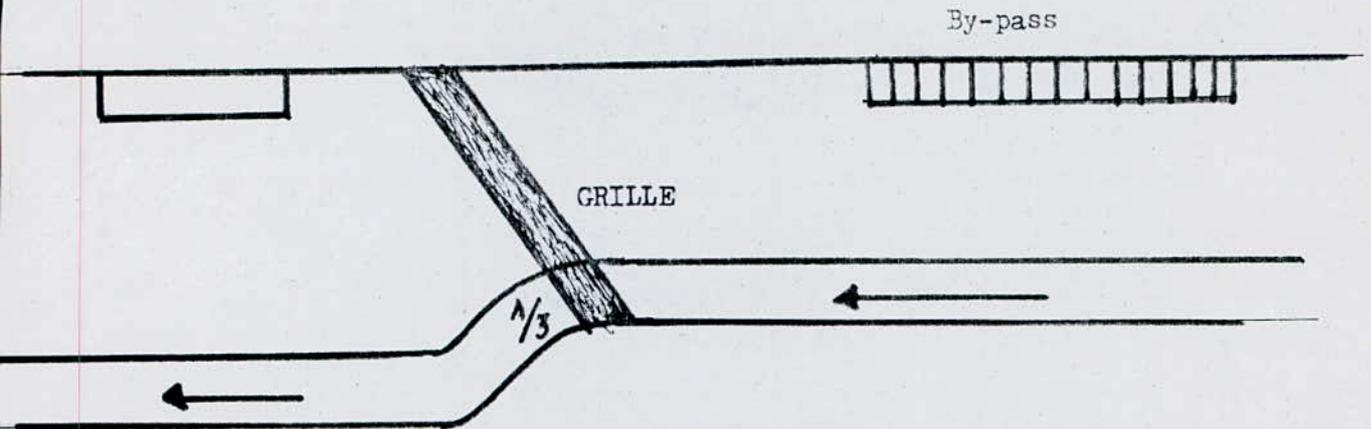
- . pour éviter leur sédimentation ultérieure, qui peut amener le bouchage de canalisations qu'il sera difficile de désobstruer, surtout si elles sont enterrées. (07)
- . pour protéger les organes mécaniques en mouvement rapide (axes de chaînes, pompes de relèvement, rotors de centrifugeuses à boues).

Le dessablage concerne les particules minérales de diamètre supérieur à 0,2mm environ.

Un problème pratique difficile à résoudre sera de recueillir les seules matières minérales, en évitant le dépôt de matières organiques ra-

La figure ci-dessous schématise une installation de dégrillage.

COUPE LONGITUDINALE



P L A N

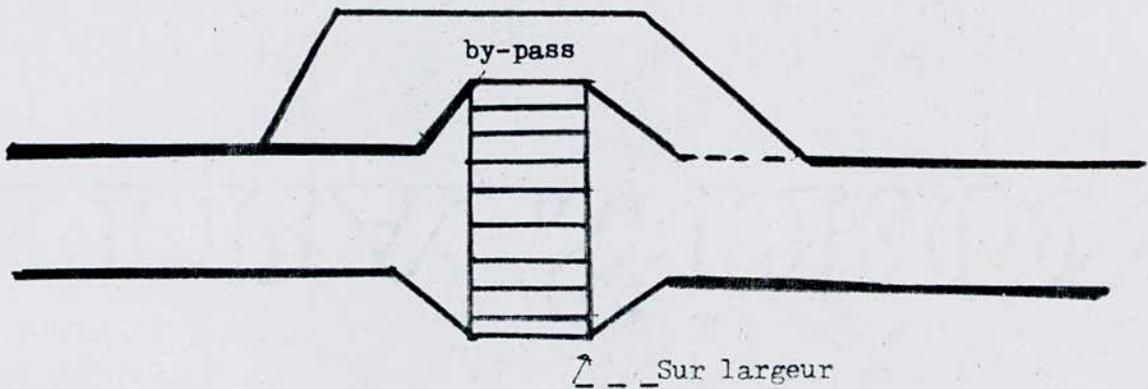


Fig:2.1 - Shéma d'une installation de dégrillage manuelle.

pidement fermescibles, qui risqueraient d'être à l'origine de mauvaises odeurs.

Il existe divers types de dessableurs, sont / (4) .

- les dessableurs à couloirs,
- les dessableurs carrés,
- les dessableurs aérés.

a).- Les dessableurs à couloirs

1. dessableurs à couloirs simples :

Il peut s'agir de dessableurs à couloirs simples qui sont des canaux à section élargie et rectangulaire, dans lesquels la vitesse de passage est inférieure à 0,30m/s de façon à éviter le ré-entraînement des particules par le courant de l'eau.

2. dessableurs à couloirs à vitesse constante :

Il existe également des dessableurs à couloirs à vitesse constante qui ont l'inconvénient d'être sensibles aux variations journalières de débit et donc de remettre en mouvement les particules déposées.

b).- Les dessableurs carrés

On a imaginé des dessableurs carrés à fond plat, où l'eau est admise sur toute la largeur du bassin. L'eau sort par le côté opposé et les sables sont recueillis par râclage. (4)

c).- Les dessableurs aérés

Les dessableurs aérés, dans lesquels l'insufflation de l'air impose aux eaux, un mouvement de rotation et entraîne :

. une décantation des grains de sable

. un rafraichissement des eaux par l'apport d'oxygène.

Le temps de séjour est de 4 à 5mn et l'injection d'air est de 1 à 1,5 m³/ m³ d'eau.

d).- Autres dessableurs

Il existe des dessableurs circulaires alimentés tangentiellement et dans lesquels, les sables sont projetés vers la paroi et redescendent en décrivant une spirale d'axe vertical. La vitesse est de l'ordre de 0,80 m/s et le temps de séjour est de 1 mn environ.

Enfin, la vitesse de sédimentation des particules est fonction de leur nature, de leur diamètre et de la viscosité du liquide dans lequel elles se trouvent. Le tableau (2.4), donne une idée de la vitesse de sédimentation de quelques matériaux : (4) .

MATERIAUX	DIAMETRE (mm)	MASSE SPECIFIQUE (g/cm ³)	VITESSE DE SEDIMENTATION cm/sec.
Sable fin	0,02 à 2,0	2,65	2,00 - 100
Limons	0,002 - 0,02	2,65	0,04 - 2,0
Argile	0,002	2,65	0,005 - 0,04
Matières organiques	0,01 - 0,4	1,01	0,3 - 2,00

. Récapitulation

Au niveau du laboratoire, nous conseillons des dessableurs rectangulaires aérés ; ce sont des canaux dans lesquels l'insufflation de l'air impose aux eaux un mouvement de rotation et entraîne :

- une décantation des grains de sable.
- un rafraichissement des eaux par l'apport d'oxygène.

Les sables déposés sont périodiquement évacués. Des matières organiques sédimentent également, et peuvent être à l'origine d'odeurs désagréables. Il est souhaitable que les sables retirés soient détassés et lavés avant d'être envoyés en décharge (Fig. 2.2).

2.3.3.3.- Décantation primaire

Les eaux résiduaires domestiques dégrillées, partiellement dessablées, contiennent encore des matières minérales et colloïdes restant en suspension représentant une proportion importante de la charge en D.CO des eaux (45 à 80 % ; 65 % en moyenne) et en D.BO₅ (30 à 40 %).

IMHOFF estimait que les matières organiques dissoutes, en suspension et colloïdales, représentaient chacune 1 tiers en moyenne de la population exprimée en DBO₅. (07)

La décantation primaire a pour but de séparer de l'eau usée, les matières dont la densité est supérieure à 1. C'est une simple décantation qui réduit la charge polluante.

Pour une eau usée domestique, on attend de la décantation primaire qu'elle élimine 30 à 35 % de la DBO_5 de l'effluent dégrossi, 60 % environ des matières en suspension et 90 % des matières décantables.

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

Il existe divers types de décanteurs variables suivant leurs formes et suivant le mouvement du liquide qui les traverse :

a).- Décanteurs statiques sans râclage

1. Décanteurs coniques ou cylindro-coniques :

Dans ce type d'ouvrage, la composante verticale est prédominante. Généralement ces décanteurs sont calculés pour de petites installations.

Lorsque le volume des boues est faible, et que leur densité est élevée, ces décanteurs peuvent être dimensionnés d'une manière plus importante.

2. Décanteurs statiques à flux horizontal :

Dans ce type d'ouvrage, il est nécessaire de prévoir une zone d'entrée, une zone de sortie et une zone à boues. Ces décanteurs de conception très ancienne exigeraient systématiquement une vidange de boues par une évacuation totale de l'eau du bassin. Les meilleurs rendements de décantation sont obtenus en régime laminaire.

b).- Décanteurs statiques à râclage mécanique des boues

1. Décanteurs circulaires :

Dans les décanteurs circulaires à râclage rotatif par bras tournants, des racleurs ramènent les boues vers un puits central ; sa conception est différente suivant les modèles fabriqués.

La construction la plus habituelle est l'utilisation du pont racleur à entraînement périphérique. Le racleur de surface est fixé d'une manière rigide à la passerelle tournante.

2. Décanteurs longitudinaux rectangulaires :

Il existe deux types de décanteurs rectangulaires avec râclage :

- . les décanteurs à pont racleur
- . les décanteurs à chaîne.

2.1.- Les décanteurs à pont racleur :

Les ponts racleurs se déplacent selon un système de va et vient et procèdent au râclage selon un mouvement à contre-courant.

Pendant la période de râclage, la vitesse ne peut excéder 3cm/s qui limite à 60m, les dispositifs de râclage. (18)

Dans tous les décanteurs râclés le dispositif porteur entraîne également un écumeur de surface reprenant les matières flottantes.

Il est à noter qu'une décantation, largement dimensionnée, soulage l'épuration biologique, située en aval, laquelle est généralement consommatrice d'énergie.

Fig. 2.2. Dessableur rectangulaire aéré.

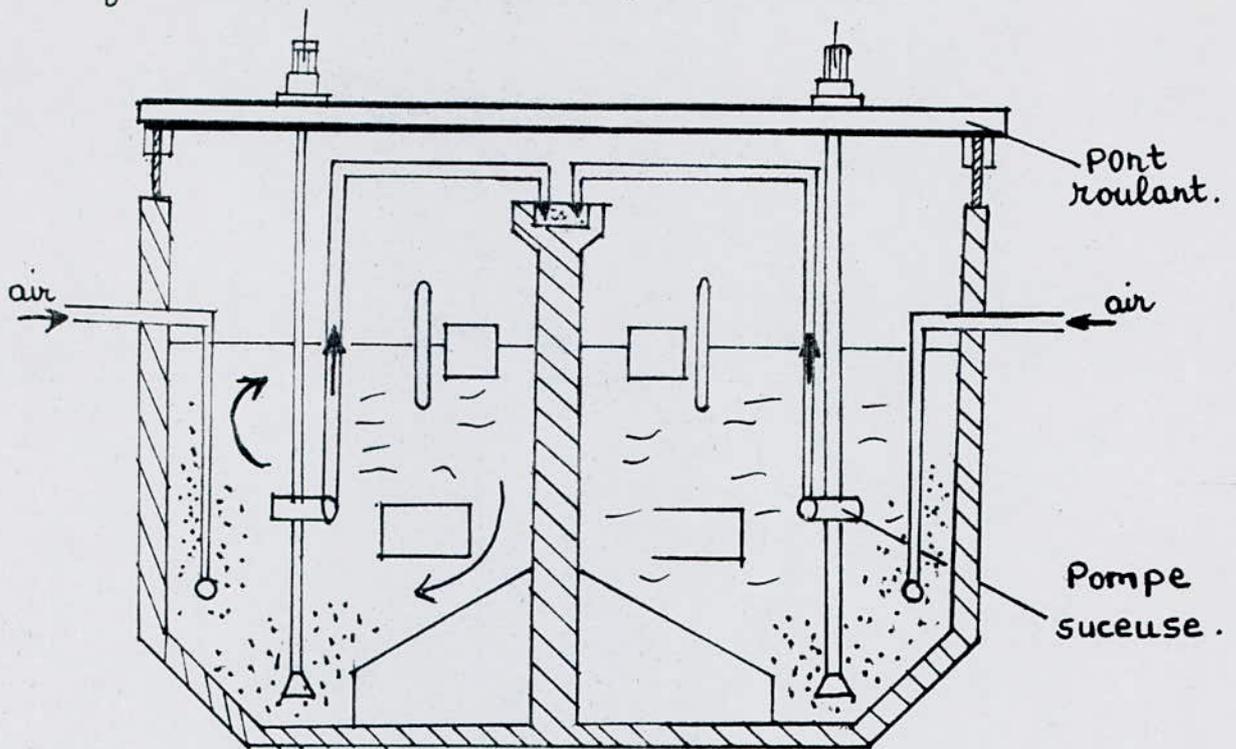
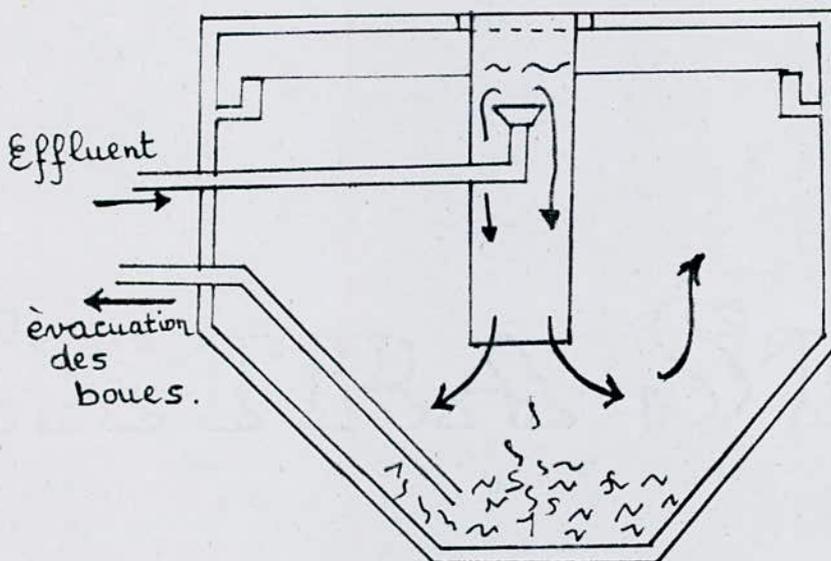


Fig. 2.3. Décanteur cylindro-conique.



2.2.- Les décanteurs à chaînes :

Dans ce type d'ouvrage, les boues sont ramenées vers un puit. (situé généralement en tête de l'ouvrage), par un râcleur longitudinal à chaînes. La longueur des plus grands ouvrages atteint 90 mètres, mais est plus fréquemment limitée à 30m. La largeur d'un compartiment varie (en ordre de grandeur) de 5 à 10m, suivant qu'il est disposé un ou deux râcleurs longitudinaux en parallèle. (18).

En résumé, il est recommandé, pour notre installation, d'utiliser des décanteurs statiques sans râclage de type cylindro-coniques (Fig 2.3).

Généralement ce type de décanteur est utilisé pour des petites installations. On utilise ces ouvrages de forme cylindro-conique, qui sont terminés à leur partie inférieure par un tronc de cône où les boues se rassemblent. L'eau brute descend dans une cheminée verticale, s'épanouit par un cheminement oblique en remontant vers la périphérie et se déverse dans une rigole circulaire.

CHAPITRE - 3

..Traitement Biologique..

3.1.- GENERALITES

Le traitement biologique des eaux est essentiellement développé comme moyen adapté à l'épuration des eaux usées urbaines. Il repose alors sur le principe de la dégradation des matières organiques à l'aide des micro-organismes. (15).

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

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

- . aérobies, si elles provoquent une oxydation directe à partir de l'oxygène dissous dans l'eau.
- . anaérobies, si l'oxydation obtenue est indirecte, c'est-à-dire caractérisée par une perte d'hydrogène fixée par un accépteur autre que l'oxygène moléculaire. (07)

Dans le traitement biologique des effluents, on fait généralement appel aux processus aérobies.

La dégradation est un phénomène complexe de l'énergie nécessaire à la vie des micro-organismes et à ses manifestations : reproduction, croissance, déplacement, ...etc. Les micro-organismes n'agissent pas directement sur les matières dégradées mais par le canal d'enzymes, qui sont des corps protéiniques produits par les micro-organismes et qui jouent le rôle de catalyseurs. Ainsi, la vitesse de dégradation dépend de plusieurs paramètres tels que, la quantité d'oxygène nécessaire, la masse totale de micro-organismes, la température et surtout la nature des substances à traiter.

Enfin, on dira que la composition des eaux usées fait apparaître une production importante de matières organiques. C'est le cas des eaux usées urbaines. Aussi, la nature des bactéries responsables de l'épuration des eaux usées urbaines est hétérotrophe.

3.2.- PROCEDES D'EPURATION BIOLOGIQUES (BASSIN D'AERATION)

On distingue : (18)

- . Les procédés intensifs
 - a) Lits bactériens
 - b) Boues activées
- . Les procédés extensifs
 - Lagunage

3.2.1.- Procédés intensifs

3.2.1.1.- Procédés à boues activées

Le procédé à boues activées est un système fonctionnant en continu dans lequel des micro-organismes sont mis en contact avec les eaux usées contenant des matières organiques. De l'oxygène est injecté dans le milieu, permettant de fournir aux bactéries cet élément vital à leurs besoins respiratoires. En fait, on peut considérer que le système à boues activées est une extension artificielle des phénomènes d'épuration naturels.

Pour qu'une boue activée se forme dans le traitement biologique, il faut :

- . Une nourriture abondante : matières organiques, apportée par

les eaux usées et surtout certains éléments tels que l'azote et le phosphate.

- Une limitation de la prolifération de cellules par extraction de la charge appliquée :

a) Les traitements à très faible charge

La charge massique, C_m , est de l'ordre de :

$$C_m < 0,07 \text{ Kg D.B.O}_5 / \text{J. kg M.V.S.}$$

Le rendement d'épuration pouvant atteindre 95%, avec un temps de séjour $t_s = 20\text{h}$ et une charge volumique :

$$C_v < 0,35 \text{ Kg D.B.O}_5 / \text{J. m}^3.$$

b) Les traitements à faible charge

Ils sont caractérisés par une charge massique :

$$0,07 < C_m < 0,2 \text{ Kg D.B.O}_5 / \text{J. kg M.V.S.}$$

et une charge volumique qui est comprise entre :

$$0,35 < C_v < 0,6 \text{ Kg D.B.O}_5 / \text{J. m}^3.,$$

ainsi, le rendement épuratoire peut dépasser les 90%.

c) Les traitements à moyenne charge

La charge massique variant entre :

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

et une charge volumique qui oscille entre :

$$0,6 < C_v < 1,5 \text{ Kg D.B.O}_5 / \text{J. m}^3.,$$

avec un temps de séjours de l'ordre de 6 heures, enfin le rendement d'épuration **pourra** atteindre 90%.

d) Les traitements à forte charge

Le temps de séjours étant faible et que le rendement d'épuration se situe aux alentours de 85%.

Ces traitements sont caractérisés par une charge massique :

$$C_m > 0,5 \text{ Kg D.B.O}_5 / \text{J. kg M.V.S.}$$

et que la charge volumique doit être :

$$C_v > 1,5 \text{ Kg D.B.O}_5 / \text{J. m}^3.$$

3.2.1.2.- Les lits bactériens

Cette technique de traitement s'inspire de la filtration par le sol.

L'épuration biologique des eaux usées s'opère par l'action des micro-organismes aérobies qui se déposent sur une couche de matériaux recouverte d'un bio-film sur lequel ruisselle l'eau résiduaire du lit.

Les lits bactériens s'adaptent bien à toute possibilité d'épuration dans la mesure où l'effluent à traiter contient des matières organiques biodégradables. Contrairement aux boues activées, ils supportent les effets de surcharge tels qu'ils peuvent produire un réseau unitaire. (18)

Au cours de la percolation de l'eau à travers le lit, les matières organiques sont éliminées par le bio-film.

a) Réalisation des lits bactériens

Les lits bactériens sont généralement circulaires avec des diamètres allant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres (3 lits bactériens de 53m de diamètre chacun existent à l'usine de traitement de Green Bay dans le Wisconsin aux U.S.A.).

En fait, la réalisation des lits bactériens est basée sur trois paramètres importants :

- Le choix du matériau
- La répartition de l'effluent
- L'utilisation du recyclage

On a amélioré l'alimentation en eau des lits en les équipant de distributeurs rotatifs (ou Sprinklers) (FIG. 3.4/).

b) Classification des lits bactériens

La classification des lits bactériens se fait suivant la charge volumique, C_v :

. Lits bactériens à faible charge

L'eau distribuée d'une façon continue vient en contact interne avec les éléments du lit. Les matières colloïdales et les matières en solution sont absorbées, tandis que les matières en suspension, non décantables s'y accrochent en constituant le film biologique.

. Les lits bactériens à haute charge

Le rôle des lits à haute charge n'est donc plus de décomposer les substances déposées sous l'aspect solide au sein du lit lui-même, à partir des matières dissoutes, mais les évacuer, d'une manière continue sous forme de boues décantables, dont la désintégration est ensuite réalisée par les digesteurs.

(Voir le tableau ci-après).

Fig 3.1. Lit bactérien. (vue de dessus).

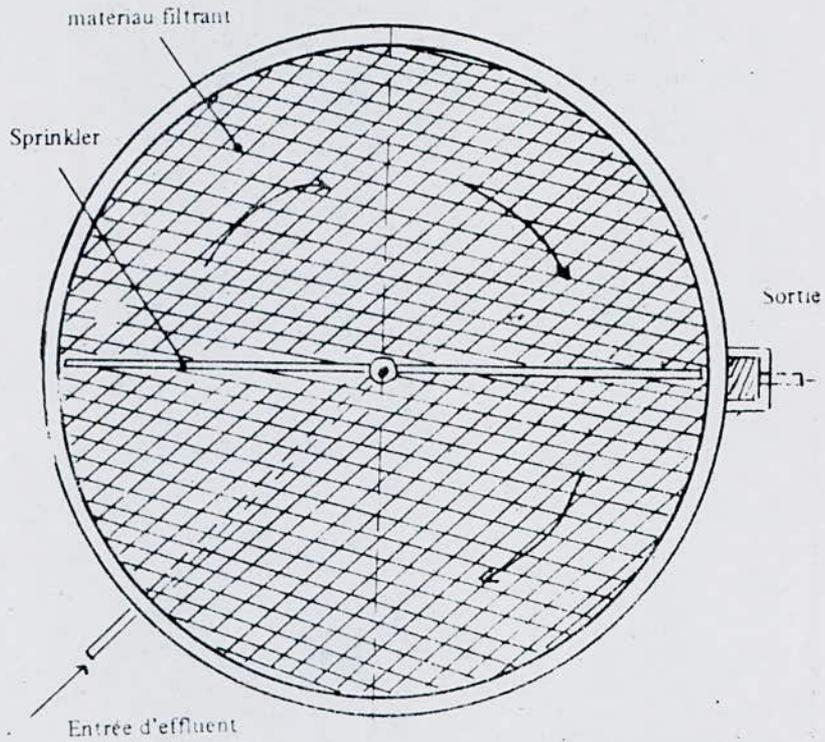
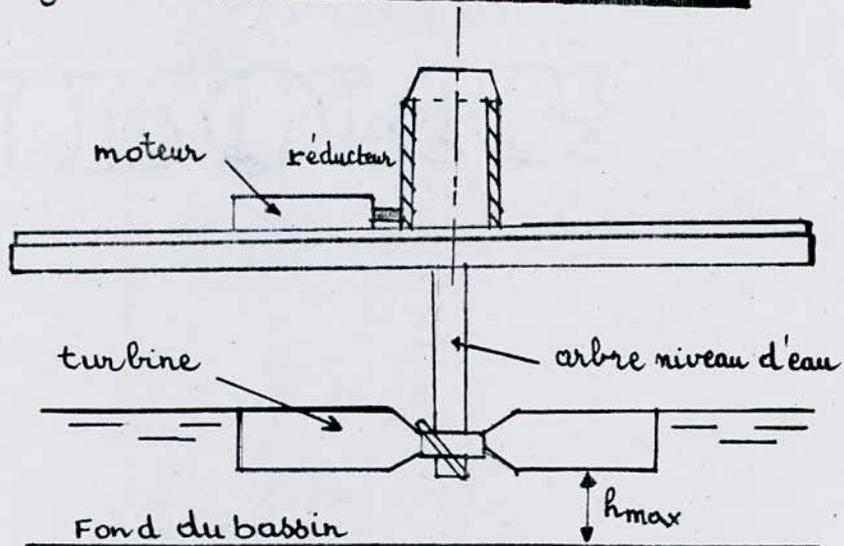


Fig.3.2. Aérateur de surface.



Charges	Faible charge	Moyenne charge
$C_v : D.B.O_5 \text{ Kg} / \text{m}^3 \cdot \text{J}$	0,08 à 0,32	0,32 à 1,00.
$Ch : \text{m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{H}$	Inférieure à 0,4	Supérieure à 0,7.

3.2.1.3.- Différents systèmes d'aération

La différenciation entre les systèmes d'épuration résultera essentiellement du mode d'introduction de l'air.

Ils comprennent :

- a) Des aérateurs à air comprimé insufflant de l'air dans l'eau à différentes profondeurs du bassin. L'insufflation est réalisée au moyen de compresseurs.
- b) Des aérateurs mécaniques de surface utilisant des aérateurs créant une zone de turbulence à la surface de l'eau. L'air est injecté au niveau de la zone de turbulence.
- c) Des aérateurs à turbine dans lesquels l'air est soufflé depuis une tubulure vers les pales rotatives d'une turbine. L'air est dispersé dans tout le bassin. (04).

3.2.2.- Procédé extensif

• Lagunage

Le traitement de lagunage est réalisé lorsqu'on utilise de grandes surfaces de terrains qui sont constituées par un bassin en terre de grande surface et de faible profondeur dans lequel se déverse l'effluent.

Ce procédé s'applique particulièrement dans les régions chaudes, car un tel traitement est intéressant du fait d'une faible consommation d'énergie et leur facilité de contrôle et d'exploitation.

Il existe trois types de lagunage : (4) .

a) Les lagunages aérobies

Dans laquelle, on maintient une concentration en oxygène dissous dans tout le bassin. Les boues sont maintenues en suspension, et ce système peut être assimilé à celui des boues activées à très faible charge et fonctionnant sans recyclage des boues.

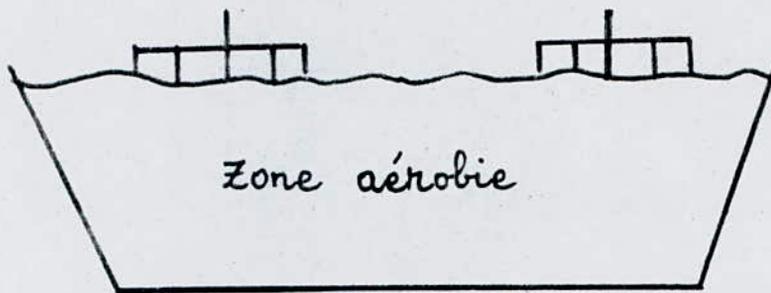
b) Les lagunages facultatifs

Ils résultent en une combinaison des lagunes aérobies et anaérobies dans laquelle l'oxygène n'est maintenue que dans la partie supérieure du bassin et une zone anaérobie est donc présente au fond du bassin. La profondeur des bassins est de l'ordre de 1 à 2,5 mètres.

(La figure 3.3). illustre ces deux types de lagunes /

(Voire la figure ci-après).

* Lagune aérobie *



* Lagune facultative *

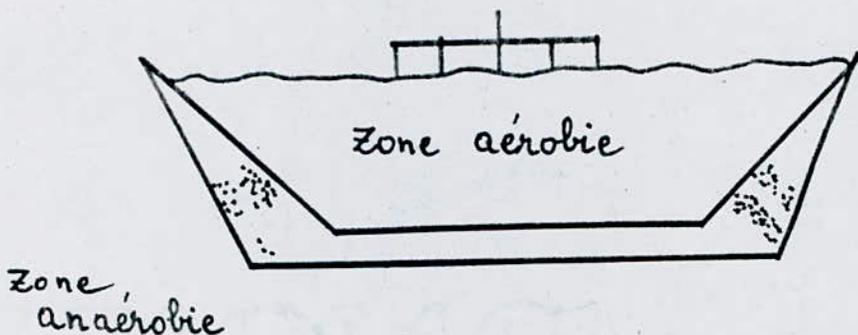


FIG 3.3. : Comparaison de deux types de lagunes.

c) Les lagunages anaérobies

Ils sont caractérisés par une absence d'oxygène dans le milieu. La dégradation des matières organiques est assurée par des bactéries anaérobies. La profondeur des bassins peut atteindre 4 à 5m.

En résumé, il est possible de tirer de ce traitement (bassin d'aération), une conclusion qui est la suivante :

. L'épuration biologique a pour but de ramener la pollution des eaux usées urbaines à un niveau très bas. D'après l'étude faite sur les procédés d'épuration biologique, tels que, les boues activées, les lits bactériens, on a constaté qu'on peut limiter les surfaces utilisées, les risques pour l'environnement, mais nécessité d'une exploitation suivie et très contrôlée. Par contre, pour le procédé de lagunage, elle conduit à des ouvrages de grandes surfaces et que les conditions du milieu soient favorables. (4)

Or, le procédé de traitement des lits bactériens s'inspire de la filtration par le sol, ce qui n'est pas le cas, au niveau du laboratoire.

Le plus simple procédé qui puisse exister au niveau du laboratoire, étant le bassin d'aération à boues activées qui ne demande pas de surfaces importantes, donc, il est recommandé d'utiliser des aérateurs de surface, car le rôle des aérateurs de surface est double, puisqu'il doit apporter de l'oxygène mais aussi assurer le brassage de l'eau, c'est-à-dire maintenir en suspension dans le bassin les boues. (FIG. 3.2.). (4)

3.3.- DECANTATION SECONDAIRE

3.3.1.- Généralités

La transformation — des matières organiques au cours du traitement

biologique réalisé dans le réacteur aérobic conduit à un accroissement de la culture biologique. Cette culture, mêlée à d'autres matières en suspension ou colloïdes, selon les réacteurs, présente une aptitude plus ou moins grande à s'agglomérer en se séparant du liquide qui les entoure. Généralement, on réalise cette séparation dans le décanteur secondaire. (07).

3.3.2.- Rôle de la décantation secondaire

Elle assure la séparation et un premier épaissement des boues entraînées par l'effluent traité, issu de l'ouvrage de traitement biologique. Ces deux fonctions sont très importantes :

a) La première assure la protection du milieu contre les pollutions résiduelles contenues dans les congglomérats biologiques, ce qui est particulièrement important dans le cas des stations à forte charge où les congglomérats biologiques ne sont que très partiellement antioxydés et stabilisés. (07) .

b) La deuxième consiste l'épaississement rapide des boues séparées permet, d'une part, d'assurer une quantité importante de boues en retour dans un bon état de fraîcheur et d'autre part, si la teneur en eau est réduite, de réduire l'importance des ouvrages destinés au traitement final des boues en excés.

3.3.3.- Les décanteurs secondaires

Le principe de calcul des décanteurs secondaires n'est pas sensiblement différent de celui des primaires, néanmoins, ils doivent être dimensionnés de façon à pouvoir arrêter efficacement les congglomérats.

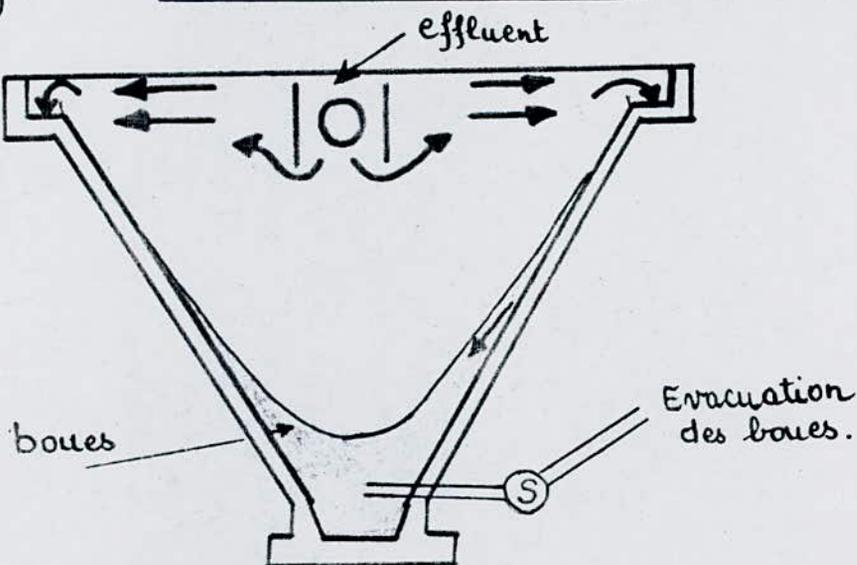
biologiques les plus fins qui sont souvent plus légers que les matières en suspension contenues dans l'effluent brut entrant dans un décanteur primaire.

Il existe différents types de décanteurs secondaires :

3.3.3.1.- Décanteurs secondaires à glissement des boues

La première approche consiste à prévoir des radiers à forte pente, la reprise des boues se faisant dans la région centrale ; on peut alors se dispenser de dispositifs de raclage ; la deuxième approche adopte des radiers relativement plats mais raclés et avec des suceurs qui évacuent les boues dans le minimum de temps après leur dépôt. Dans le premier système les boues sont plus épaisses, dans le deuxième système, leur état de fraîcheur est mieux assuré. (07) .

Fig. 3.4. Décanteur secondaire à glissement des boues.



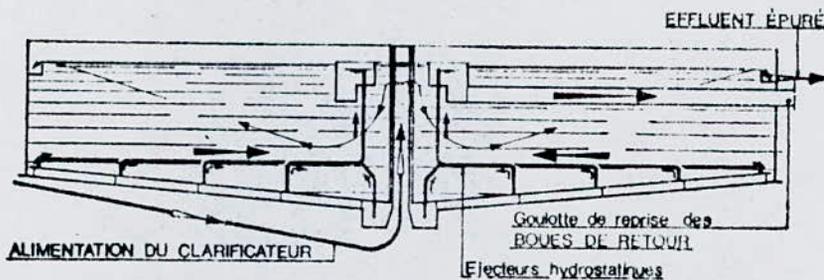
3.3.3.2.- Clarificateur à suction

Le clarificateur à suction a été conçu pour les installations d'activation à haute charge dans lesquelles il est recherché de conserver les boues dans les meilleures conditions d'aérobiose. Alors que dans les appareils classiques, équipés de racleurs, les boues doivent parcourir un long trajet en spirales sur le radier, elles sont dans un clarificateur à suction prélevées instantanément, dès leur arrivée dans la zone d'aspiration des éjecteurs hydrostatiques.

Les boues sédimentées sont poussées devant les aspirations de tubes verticaux débouchant dans un canal qui les déverse dans une goutte circulaire reliée à l'entrée des cuves d'aération. Alors que les tubes verticaux évacuent les boues raclée par simple pression hydrostatique. (04).

L'utilisation des clarificateurs à suction dans les installations modernes comportant les phases d'aération et de décantation secondaire séparées, permet d'obtenir le même résultat quant au transfert rapide des boues de retour, que dans les bassins dits combinés.

Fig 3.5. Clarificateur à suction.



En résumé, pour notre installation au niveau du laboratoire, il est préférable de construire un décanteur secondaire à glissement des boues (voir FIG. 3.4), en adoptant des radiers relativement plats, mais racleés et avec des suceurs qui évacuent les boues dans un temps très court.

Par contre, les décanteurs à succion de l'OMNIUM D'ASSAINISSEMENT, sont réservés pour de grandes installations. (fig. 3.5).

.. CHAPITRE .. 4 ..

'Traitement Des Boues'.

4.1.- GENERALITES

Il n'existe pas de traitement d'épuration d'eau qui n'aboutisse à la production de résidus concentrés contenant les matières de pollution et les produits de transformation insolubles. Ces résidus appelés boues, ont diverses origines. Il convient de les traiter d'une manière rationnelle, économique, sans pour autant conduire à d'autres nuisances. (14)

Selon leur origine, les boues ont une composition différente qu'elles proviennent d'un traitement d'eau possible, d'un procédé physico-chimique ou biologique, d'une eau usée urbaine.

La nature de la boue est donc liée à la composition de l'effluent traité et aussi aux techniques de traitement utilisées.

On peut d'ores et déjà distinguer deux types de boues :

- . Les boues à caractère essentiellement minéral ou assimilable.
- . Les boues à caractère organique. (14).

Le tableau suivant donne une idée des différentes boues obtenues selon diverses origines :

Tableau 4.1. : Les différentes boues obtenues selon diverses origines

(Voir tableau ci-après).

Boues minérales	Traitement utilisé	Origine
Caractère cristallin hydrophobes	Décantation, décarbo- nisation, neutralisa- tion.	Industrie minière, fon- derie, cimenterie.
Caractère colloïdal	Décantation, flocula- tion.	Eau potable, papeterie, raffinerie.
Boue organique	—	—
Caractère colloïdal et hydrophile	Décantation, traite- ment biologique.	Eau urbaine et indus- trielle.

Dans une station d'épuration d'eau usée urbaine, la récupération des boues provient:

- . Des traitements primaires
- . Du décanteur primaire
- . Du décanteur secondaire

Les boues primaires sont très hétérogènes et sont constituée de 65 à 70% de matières organiques putrescibles.

Leur teneur en eau est de 90 à 95%.

Les boues secondaires présentent une teneur en matières organiques égale à 75% et une teneur en eau d'environ 99%. Ce type de boue a une teneur en matières organiques dépendant fortement du traitement

utilisé. Il est évident qu'un traitement à faible charge conduit à des taux organiques bien inférieurs à ceux d'un traitement à forte charge.

Tableau 4.2. : Teneur en eau et résidu sec

Traitement en eau usée urbaine	Résidu sec %	Teneur en eau%
Boue fraîche décantée	2,5	97,5
Lits bactériens :		
. Boue décantée (faible charge).	8,0	92
. Boue décantée (forte charge)..	5,0	95
Boues activées :		
. Boue décantée (faible charge)..	8,0	92
. Boue décantée (forte charge)...	4,5	96

Les boues subiront une filière de traitement comprenant : l'épaississement, stabilisation et la déshydratation, ensuite l'évacuation finale. L'opération de traitement se déroule comme suit : **(5)**.

(Voir schéma ci-après).

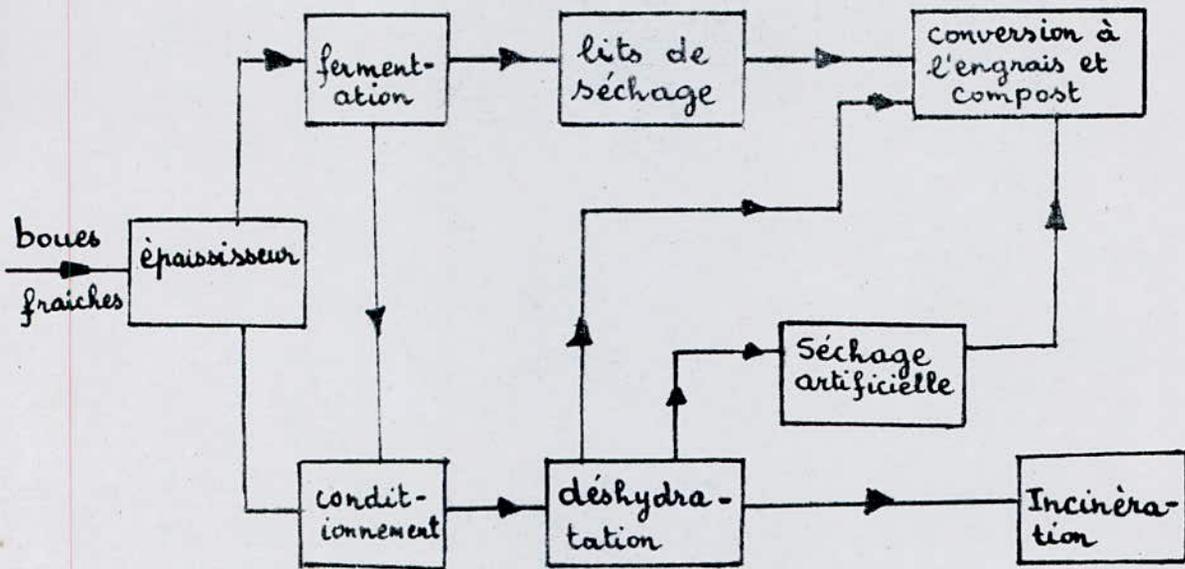


Fig. 4.1. Traitement des boues.

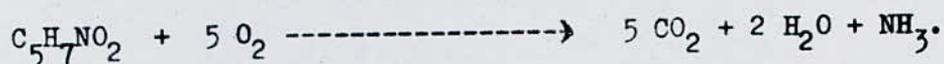
4.2.- STABILISATION DES BOUES

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

4.2.1.- Stabilisation aérobie

La stabilisation aérobie des boues consiste en une minéralisation du mélange ainsi qu'à une oxydation des micro-organismes.

Tels que nous l'avons abordé plus haut, la respiration endogène s'écrit :



Cette élimination des M.V.S., obéit à plusieurs facteurs tels que la nature des boues, du temps et de la température. Elle est réalisée dans des ouvrages appelés digesteurs qui sont alimentés, soit en continu, soit par alimentation intermittente. (5)

4.2.2.- Stabilisation anaérobie

Dans ce procédé, la dégradation des matières organiques est réalisée par des bactéries anaérobies.

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

- . Une première phase au cours de laquelle des acides volatils sont formés par des bactéries acidifiantes. Les acides formés sont l'acide acétique, l'acide propionique et l'acide butyrique. Il s'agit évidemment des plus importants. (5)
- . Une deuxième phase qui est une phase de gazéification réalisée par des bactéries méthanogènes. Des espèces particulières transforment **ces acides en méthane** et gaz carbonique, pour les acides

volatils à longue chaîne. Ces micro-organismes sont très sensibles aux variations de pH et à la température dans le digesteur.

4.2.3.- Réalisation des digesteurs

Il existe différents types de digesteurs que l'on classe suivant la charge appliquée; suivant l'apport de chauffage ou encore suivant les différentes fonctions de l'ouvrage. (18).

. Digesteurs à moyenne charge

Dans cet ouvrage, la concentration des boues et la digestion ont lieu parallèlement. On distingue trois zones dans un tel digesteur :

- Une zone inférieure constituée de boues digérées
- Une zone intermédiaire constituée de boues en cours de digestion
- Une zone supérieure constituée par la phase acqueuse et le chapeau formé.

Suivant les dispositifs, l'évacuation des gazs se fait à l'aide d'une cloche à gaz ou par pompage.

On a choisi, pour notre installation au niveau du laboratoire, dans le cas où c'est utile ; le digesteur simple étage (chauffage eau chaude) (FIG. 4.2.).

(Voir la figure ci-après).

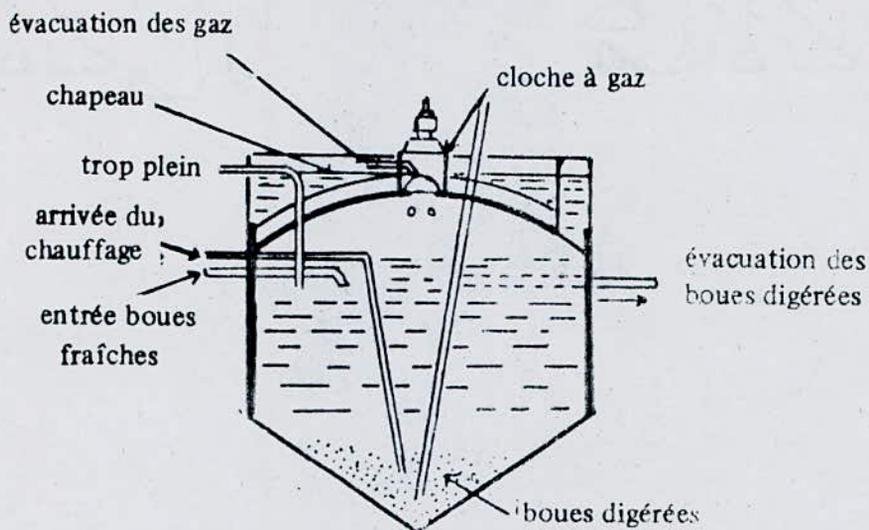


Fig. 4.2 - Digester simple étage.

4.3.- EPAISSISSEMENT DES BOUES

L'épaississement des boues constitue, en fait, le premier stade de la réduction du volume des boues. Cette étape se situe avant la digestion.

Deux techniques sont le plus souvent utilisées pour l'épaississement :

- . La décantation ou sédimentation
- . La flottation

4.3.1.- Principe de l'épaississement

L'épaississement consiste à séparer par gravité (décantation) ou par flottation, l'eau interstitielle des particules de boues. L'épaississement permet d'augmenter le temps de séjour des boues dans le digesteur, en raison de la réduction de volume qu'il occasionne.

Il présente divers avantages :

- . Amélioration du taux de réduction des matières organiques
- . Amélioration des rendements des dispositifs de déshydratation et de séchage
- . Joue le rôle d'un bassin tampon avec la chaîne de traitement des boues et assure une homogénéité des caractéristiques physico-chimiques de la boue
- . Soulage les décanteurs primaires et évite tout risque de fermentation des boues. (18)

On distingue trois sortes d'épaississements :

- . L'épaississement par gravitation
- . L'épaississement avec élutriation
- . L'épaississement par flottation

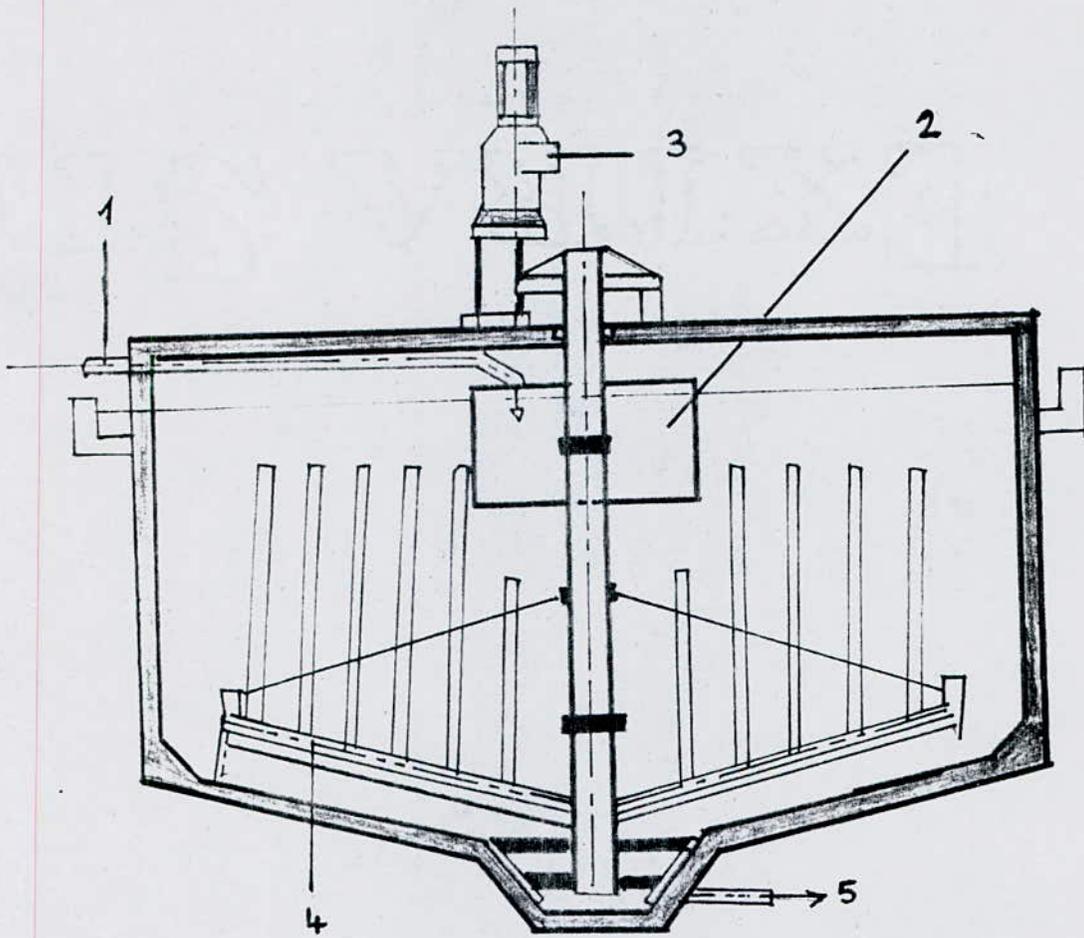
4.3.2./ - L'épaississement par gravitation

Cette technique consiste à introduire la suspension boueuse dans un ouvrage appelé épaisseur de façon à permettre une concentration des boues au fond de l'ouvrage. La hauteur des boues doit être telle

qu'elle évitera toute turbulence dans l'appareil. Le temps de séjour des boues est assez élevé et est de l'ordre de 10 à 15 jours. Cependant, selon la nature de la boue, le temps de séjour peut descendre à 5 jours, afin d'éviter les phénomènes de fermentation (FIG. 4.3.). Une fois concentrées, les boues sont retirées de l'appareil et alimentent les autres maillons de la chaîne de traitement. (05).

Le tableau suivant propose quelques valeurs de boues épaissies :

Origine des boues	Concentration des boues épaissies (g/l)
Boues primaires + Boues activées	80 - 100
Boues primaires	100 - 150
Boues d'eff. de brasserie (Primaires + Activées)	70
Boues de floculation (Suff. Al) eau potable	40 - 60
Boues eff. lavage de bettraves	200 - 300
Boues de trait. de surface	30 - 40



- 1 - alimentation
- 2 - jupe de répartition
- 3 - moteur d'entraînement

- 4 - bras racleur
- 5 - extraction boues .

Fig. 4.3 - Epaississeur râclé.

4.4.- LA DESHYDRATATION DES BOUES :

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

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

1°)- Il se fait par une filtration de l'eau à travers le support par des forces gravitaires. L'eau est recueillie par un système des drains disposés à la base du lit.

2°)- L'évaporation de l'eau liée, en faisant appel à des forces extérieures comme les conditions météorologiques. (18)

4.4.1.- Mise en oeuvre des lits de séchage :

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

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

4.4.2.- Centrifugation :

Son rôle est d'accélérer et de favoriser la sédimentation des particules de manière à séparer la phase liquide, de la phase solide

sous l'incidence des forces centrifuges.

a)- Filtration sous pression :

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

b)- Filtration sous vide :

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

4.5.- RECAPITULATION :

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

Par mesure d'hygiène, on est obligé de déshydrater uniquement les boues bien stabilisées, alors, le séchage des boues sur des lits de sable, étant la technique la plus utilisée.

Enfin, en ce qui concerne, pour notre installation au niveau du laboratoire, il est intéressant d'utiliser l'épaississeur par gravitation, vue, sa faible dépense d'énergie. (voir fig. 4.3).

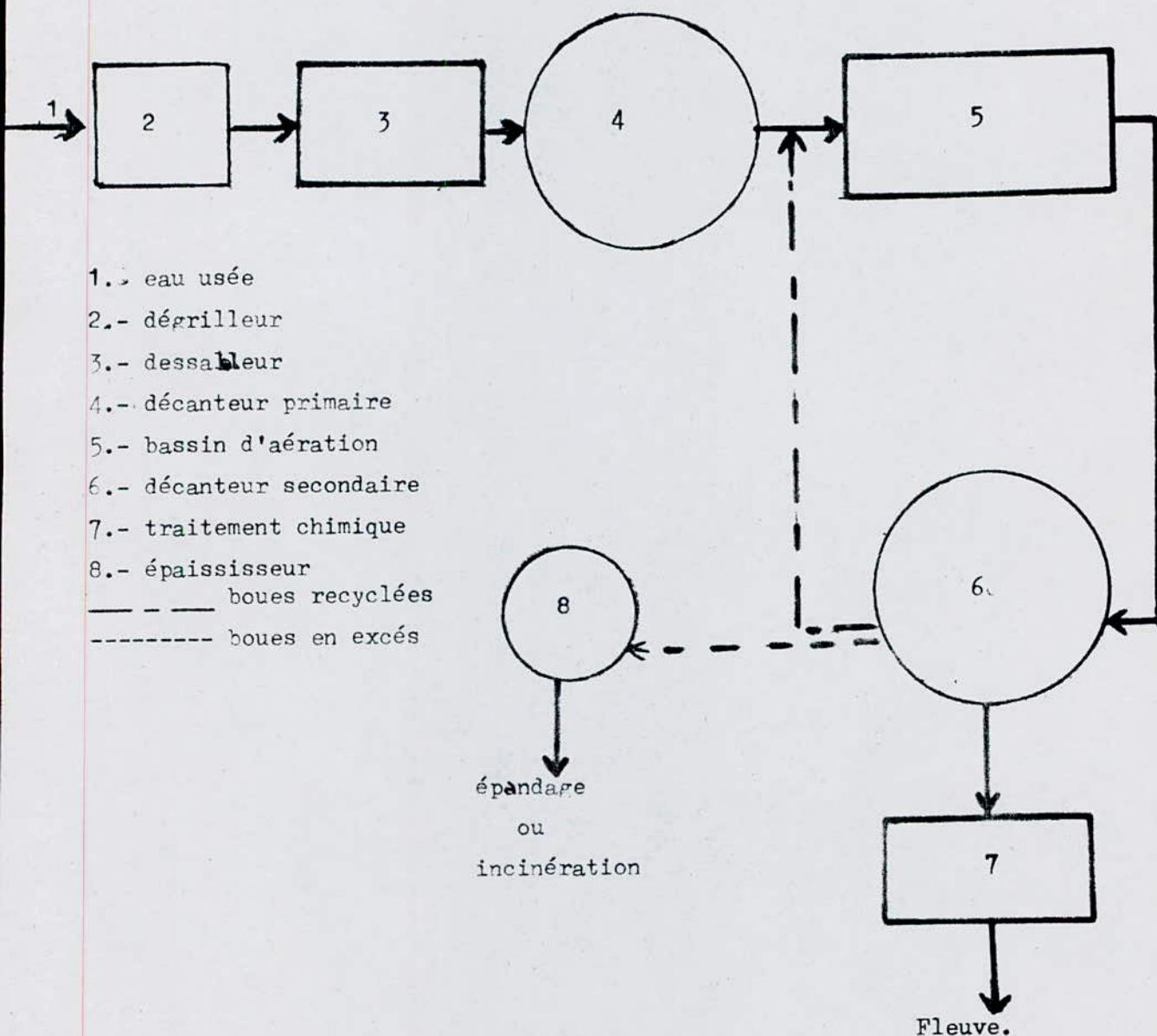
..CHAPITRE .. 5 ..

'Dimensionnement D'une
Installation De Traitement
Des Eaux Usées Urbaines Au
Niveau Du Laboratoire'

5.1.- PRESENTATION DU PROCESS.

On désire de réaliser une installation de traitement des eaux usées urbaines au niveau du laboratoire . Voir (Fig. 5.1.).

Fig. 5.1. : Schéma d'une installation du traitement
au niveau du laboratoire .



Cette installation est composée de plusieurs phases :

- La première phase, étant le dégrilleur, qui a pour but d'éliminer les corps les plus volumineux afin de faciliter le traitement. Il vient ensuite le rôle du dessableur, en effet, l'élimination des sables ou particules fines, présents dans l'effluent est indispensable, si on veut protéger les conduites et pompes contre la corrosion et aussi éviter le colmatage des canalisations par une sédimentation au cours du traitement.

- La troisième phase de notre installation a pour but de séparer de l'eau, les matières minérales et organiques, dont la densité est supérieure à 1 ; C'est la décantation primaire, qui réduit la charge polluante.

-La quatrième phase, de la chaîne de traitement est composée d'un bassin d'aération à boues activées, de surface, afin d'apporter l'oxygène et assurer le brassage. Cette phase de traitement ramène la pollution des eaux usées à un niveau très bas.

-Une décantation secondaire est prévue après le bassin d'aération au niveau de notre installation, afin d'assurer la séparation et un premier épaissement des boues entraînées par l'effluent traité, issu de l'ouvrage de traitement biologique.

- Nous terminons, notre installation de traitement, par l'épaississement, qui est le plus simple, de réduction de volume des boues sans dépenses d'énergies notables.

REMARQUE :

Nous pouvons continuer notre installation de traitement des eaux usées urbaines ; soit, à partir du décanteur secondaire, par un traitement chimique, avant le rejet dans un fleuve, soit à partir de l'épaississeur, par épandage ou incinération, compte tenu du pouvoir fertilisant des boues, celles-ci peuvent être réutilisées comme sous-produit en agriculture.

Notre but, est de réaliser une installation de traitement des eaux usées urbaines au niveau du laboratoire, mais vu, par manque de matériels (Pléxis-glass, pompes, etc....) et le temps limité, on s'est intéressé simplement au dimensionnement de cette installation.

Les stages pratiques, étant prévu, aux étudiants futurs, afin de dépolluer les eaux usées synthétiques ou urbaines à de petites quantités.

Pour cela, il a été décidé, dans le chapitre suivant, de dimensionner une station d'épuration de la ville de REGHATA, au niveau pilote, basée sur certaines analyses précédentes.. Un dimensionnement plus exact, doit naturellement se baser sur des moyennes annuelles, qu'on suit quotidiennement.

La composition des eaux usées synthétiques est donnée par le tableau suivant :

Tableau 5.1.- Composition des eaux usées synthétiques ;
 (d'après le Docteur MAHIOUT)

Réactifs	Concentrations (mg/l)
Glucose	1.000.
Urée	227
$\text{KH}_2 \text{PO}_4$	527
K_2HPO_4	1.070.
Ca Cl_2	100
Mg SO_4	1.000.
Fe Cl_3	5

Ces eaux usées synthétiques sont représentatives aux ~~aux~~ eaux usées urbaines.

Les données de bases des eaux usées synthétiques établis par Docteur S. MAHIOUT sont rasemblées au tableau (5.2.).

5.2.- CARACTERISTIQUES HYDROLIQUES :

Dans **le** chapitre, le calcul suivant nous permet de dimensionner les différents ouvrages de l'installation de traitement des eaux usées synthétiques au niveau du laboratoire.

Tableau : 5.2.- Données de bases des eaux usées synthétiques :

DBO ₅	200 mg / l.
M.E.S.	25 mg / l.
D.C.O	450 mg / l.
PH moyen	7,5
Température moyenne	22 °C

REMARQUE :

Le rapport $\frac{D.C.O}{D.B.O_5}$; nous permet de savoir l'origine des eaux usées.

$$\frac{D.C.O}{D.B.O_5} = \frac{450}{200} = 2,25.$$

Il est inférieur à 2,5 , ce qui, confirme le caractère d'une eau usée urbaine (eau usée domestique).

5.2.1.- Le débit d'eaux usées synthétiques :

Le volume journalier des eaux usées synthétiques, est estimé au niveau du laboratoire à $Q_{\text{jeu}} = 80 \text{ m}^3 / \text{Jour}$. (d'après Dr. S.MAHLOUT).

5.2.2.- Détermination de la charge en DBO_5 par jour :

On prend pour base, le chiffre suivant $54 \text{ g DB O}_5 / \text{Jour/habitant}$ (chiffre donné par Im HOFF).

Au niveau du laboratoire, on a estimé, la $\text{DBO}_5 = 200 \text{ mg/l.}$, soit $0,2 \text{ Kg/m}^3$.

Or, le débit des eaux usées synthétiques

$$Q_{\text{jeu}} = 80 \text{ m}^3 / \text{Jour}.$$

d'où la charge en DBO_5 , $Lo = 80 \times 0,2 = 16$

$$Lo = 16 \text{ Kg } \text{DBO}_5 / \text{Jour}.$$

5.2.3.- Le débit moyen :

Le débit moyen horaire journalier est donné par $Q_m = \frac{Q_{\text{jeu}}}{24}$

Connaissant le débit journalier des eaux usées synthétiques, on calculera le débit moyen :

$$Q_m = \frac{Q_{\text{jeu}}}{24} = \frac{80}{24} = 3,33 \text{ m}^3 / \text{H.}, \text{ soit } 0,92 \text{ L/s}.$$

5.2.4.- Le débit diurne :

Le débit diurne correspond à la période diurne de 16 heures consécutives au cours de laquelle, la station reçoit le plus grand volume d'eaux usées. Elle s'étend généralement de 8h à 24 h. (05).

Le débit diurne est donné par : $Q_d = \frac{Q_{\text{jeu}}}{16}$

$$\text{donc, } Q_d = \frac{80}{16} = 5 \text{ m}^3/\text{h.}$$

On détermine le débit diurne, pour marquer la pointe organique .

5.2.5.- Le débit de pointe.

Il conduit à définir, un coefficient de pointe, comme étant le rapport du débit moyen de l'heure, la plus chargée au débit moyen journalier. Ce coefficient de pointe peut être calculé à partir du débit moyen journalier Q_m (L/s) par la formule suivante :

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

$$C_p = 3 \quad \text{si } Q_m < 2,8 \text{ l/s.}$$

Le débit de pointe est donné par : $Q_p = C_p \cdot Q_m$.

Or $Q_m = 0,92 \text{ l/s.}$, alors on prendra $C_p = 3$ ($Q_m < 2,8 \text{ l/s.}$).

d'où $Q_p = C_p \cdot Q_m = 3 \times 0,92 = 2,76 \text{ l/s}$ soit **9,99** $\text{m}^3/\text{h.}$

$$Q_p \approx 10 \text{ m}^3/\text{h.}$$

5.2.6.- Calcul des charges polluantes ;

Les valeurs fixées des DBO_5 et M.E.S., données par les eaux usées synthétiques, au niveau du laboratoire, sont de l'ordre :

$$\text{DBO}_5 = 200 \text{ mg/l.}$$

$$\text{M.E.S.} = 25 \text{ mg/l.}$$

Ces charges polluantes auront des valeurs suivantes :

$$\text{DBO}_5 = \frac{80 \times 200}{1.000} = 16 \text{ Kg /j.}$$

$$\text{M.E.S.} = \frac{80 \times 25}{1.000} = 2 \text{ kg/j.}$$

5.2.7.- Composition des M.E.S.

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

Les M.E.S. sont composées de 80 % de matières volatiles en suspension (M.V.S.) et de 20 % de matières minérales (M.M.).

A l'entrée de poids domestiques en suspension :

M.E.S. = 2 Kg/j; seront composés de :

$$\text{MVS.} = \frac{2 \times 80}{100} = 1,6 \text{ Kg /j.}$$

$$\text{et M.M.} = \frac{2 \times 20}{100} = 0,4 \text{ Kg/j.}$$

5.2.8.- Paramètres de dimensionnement :

Le calcul des caractéristiques hydrauliques et des charges polluantes nous amène aux données de dimensionnement suivantes :

Tableau : 5.3. - Paramètres de dimensionnement :

DESIGNATION	Données Caractéristiques
Volume des eaux usées synthétiques ou des eaux usées urbaines à traiter (m ³ / J;)	80
D.B ⁰ ₅ (mg/l.)	200
DBO ₅ (Kg/j.)	16
M.E.S. (mg/l.) *	25
M.E.S. (Kg/j.) *	2,0

* M.E.S., pourront être des matières synthétiques, changeant de granulométrie - Concentration usuelle.

5.3.- DIMENSIONNEMENT :

5.3.1.- Prétraitements :

Les prétraitements, visent essentiellement à l'élimination des matières flottantes ou en suspension, dans les prétraitements, on distingue :

- le dégrilleur.
- le dessableur.

5.3.1.1.- Dégrilleur :

le choix des grilles, s'est porté sur les grilles manuelles, qui sont conçues pour les petites installations, (au niveau du laboratoire).

- La vitesse maximale de l'eau à travers les grilles doit être comprise entre 0,60 et 1,00 m/s.

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

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

$$S = \frac{h_{\max} \cdot l}{\sin \alpha} \cdot (1 - \beta) \delta \quad (05).$$

où S : surface de la grille.

h_{\max} : est la hauteur maximum d'eau admissible sur une grille de ~~long~~ largeur l , on l'a fixée à 0,50 m, $h_{\max} = 0,50 \text{ m}$.

α : angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal, $\alpha = 60^\circ$

β : représente la fraction de surface occupée par les barreaux.

δ : est le colmatage de la grille :

$\delta = 0,5$, pour un dégrillage automatique.

$\delta = 0,25$, pour un dégrillage manuel .

- La fraction de surface est donnée par la formule suivante :

$$\beta = \frac{e_1}{e_1 + e_2}, \text{ avec, } e_1 : \text{ épaisseur des barreaux,} \\ e_1 = 5 \text{ mm.} \\ e_2 : \text{ espacement entre les barreaux,} \\ e_2 = 5 \text{ mm.}$$

$$\text{d'où, } \beta = \frac{5}{5 + 5} = \frac{5}{10} = 0,5$$

Le choix du grilleur, étant les grilles manuelles, donc, le colmatage de la grille, $\delta = 0,25$.

. Le coefficient du vide sera égal à :

$$(1 - \beta) = (1 - 0,5) = 0,50.$$

Calcul de la surface de la grille :

La section de la grille se calcule avec une vitesse d'écoulement suffisante, pour éviter les dépôts, mais relativement faible, pour retenir les matières .

- La surface S, du dégrilleur, se calcule à partir du débit de pointe Q_p . Pour cela, on se fixe une vitesse d'écoulement maximale $V_e = 0,60$ m/s.

$$S = \frac{Q_p}{V_e}, \text{ où, } Q_p = \text{ le débit de pointe.}$$

S : la section de la grille.

On aura donc : $S = \frac{10}{0,60 \times 3600} = 4,63 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$

soit, $S = 46,30 \text{ cm}^2$.

On doit déterminer la largeur **dé** grilleur, par la relation suivante :

$$l = \frac{S \times \sin \alpha}{h_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot \delta}$$

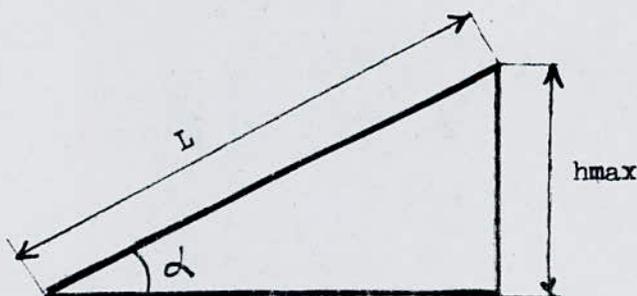
Application, numérique :

$$l = \frac{46,30 \cdot \sin 60^\circ}{0,50 \times 0,50 \times 0,25} = 6,41 \text{ cm.}$$

On prendra, la largeur de la grille, $l = 64 \text{ mm}$.

- La longueur mouillée de la grille :

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



La longueur mouillée L, est le rapport entre la hauteur d'eau maximale dans le canal et le sinus de l'angle d'inclinaison α de la grille par rapport à l'horizontale.

$$L = \frac{h_{\max}}{\sin \alpha} = \frac{0,50}{\sin 60^\circ} = \frac{0,50}{0,866} = 57,73 \text{ cm.}$$

soit , $L \approx 58 \text{ cm.}$

- Caractéristiques de la grille :

Il sera réalisé, d'un dégrilleur manuel, ayant les dimensions suivantes :

$$l = 6,4 \text{ cm} \quad V_e = 0,60 \text{ m/s}$$

$$L = 58 \text{ cm} \quad e_1 = 5 \text{ mm}$$

$$H_{\max} = 0,50 \text{ m} \quad e_2 = 5 \text{ mm.}$$

5.3.1.2.- Dessableur :

Il est réalisé, après le dégrilleur, le dessableur retiendra les particules de granulométrie supérieurs à 200 μ .

Le choix du dessableur, au niveau du laboratoire, sera de type rectangulaire aéré.

Dans ce dessableur, une vitesse d'écoulement de 0,20 m/s, permet le dépôt de la majeure partie des sables dans un temps d'environ 1mn. et une charge hydraulique variant de 10 à 40 $\text{m}^3 / \text{m}^2 \text{ h.}$

En adoptant, $V_e = 0,20 \text{ m/s}$ (vitesse de passage de l'eau).

$V_s = 0,01 \text{ m/s}$ (vitesse de sédimentation);

$Q_p = 10 \text{ m}^3 / \text{h}$ (débit de pointe).

- La surface verticale :

$$S_h = \frac{Q_p}{V_e} = \frac{10}{0,20 \times 3600} \approx 0,014 \text{ m}^2$$

- La surface horizontale :

$$S_h = \frac{Q_p}{V_s} = \frac{10}{0,01 \times 3600} \approx 0,278 \text{ m}^2$$

- Largeur du dispositif :

On fixe la hauteur maximale d'eau dans le canal à :

$$h = 45 \text{ mm} = 0,045 \text{ m.}$$

$$l = \frac{S_v}{h} = \frac{0,014}{0,045} = 0,31 \text{ m.}$$

- Longueur du dessableur :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L = \frac{Sh}{l} = \frac{0,278}{0,31} \approx 0,90 \text{ m.}$$

- Caractéristiques du dessableur :

Le dessableur s'effectuera dans un bassin de longueur $L = 0,90 \text{ m}$
et de largeur $l = 0,31 \text{ m}$

Les dimensions du dessableur rectangulaire aéré, sont les suivantes :

- surface vertical : $S_v = 0,014 \text{ m}^2$

- surface horizontale : $S_h = 0,278 \text{ m}^2$

- hauteur h. : $h = 0,045 \text{ m}$

- $V_e = 0,20 \text{ m/s}$, $l = 0,31 \text{ m}$

- $V_s = 0,010 \text{ m/s}$, $L = 0,90 \text{ m}$

- Calcul de la charge hydraulique :

$$C_h = \frac{Q_p}{S_h} = \frac{10}{0,278} = 35,97 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ h.}$$

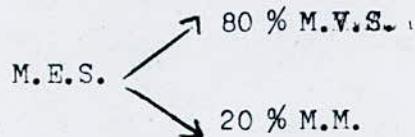
- Calcul du temps de séjour :

$$t_s = \frac{V}{Q_p} \frac{L.l.h.}{Q_p} ; \quad t_p = \frac{0,90 \times 0,31 \times 0,045 \times 3600}{10}$$

$$t_s \approx 5 \text{ s.}$$

L'opération de dessablage, a pour but d'éliminer 80 % des matières minérales.

Sachant QUE LES M.E.S, se décomposent comme suit :



La qualité des M.E.S. à l'entrée du dessableur est de 2,00 kg/j

Elle contient :

$$\text{M.V.S.} = 2 \times 0,80 = 1,6 \text{ Kg/J.}$$

$$\text{M.M.} = 2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kg/j.}$$

Sachant que le dessableur a généralement un rendement de 80 % sur les M.M., donc la quantité des M.E.S. retenue dans le dessableur sera :

$$\text{M.E.S.}_{\text{ret}} = \frac{0,40 \times 80}{100} = 0,32 \text{ kg/j}$$

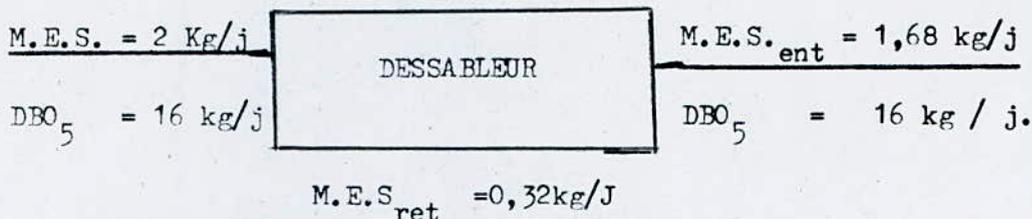
→ La quantité des matières minérales restantes dans l'eau, sera donc : $\text{M.M.}_{\text{rest}} = 0,40 - 0,32 = 0,08 \text{ Kg / j.}$

- La quantité des M.E.S. entrante dans le bassin de décantation sera:

$$\text{M.E.S.} = \text{M.V.S.} + \text{M.M.}_{\text{rest}} = 1,60 + 0,08 = 1,68 \text{ Kg/j.}$$

$$\text{M.E.S.} = 1,68 \text{ Kg/ J}$$

L'extraction des boues sableuses se fera par transport, elles seront ensuite évacuées vers la décharge publique après égouttage.



5.3.2.- Décanteur primaire :

La **décantation primaire** garde toujours l'avantage essentiel du coût d'élimination, le plus faible de la DBO_5 en exploitation :

Sur une eau usée, la décantation primaire permet d'éliminer :

- 90 % des matières décantables
- 50 à 65 % des matières en suspension
- 25 à 40 % de la DBO_5 .

- Calcul du décanteur primaire :

A l'entrée du décanteur primaire, les charges polluantes sont évaluées à :

- une DBO_5 de 16 kg/j .
- une M.E.S. de $1,68 \text{ kg/j}$.

En considérant, une réduction pour la décantation primaire de :

- 40 % de DBO_5
- 60 % des M.E.S.

→ Le décanteur primaire abattra en :

$$- \text{DBO}_5 = 16 \times 0,40 = 6,4 \text{ Kg/j}$$

$$- \text{M.E.S.} = 1,68 \times 0,60 = 1,008 \text{ Kg/j}$$

-Il laissera échapper en :

$$- \text{DBO}_5 = 16,0 - 6,4 = 9,6 \text{ kg/j}$$

$$- \text{M.E.S.} = 1,68 - 1,008 = 0,672 \text{ kg/j.}$$

- La quantité retenue par le décanteur primaire sera :

$$- \text{DBO}_5 = 6,40 \text{ kg/j}$$

$$- \text{M.E.S.} = 1,008 \text{ Kg/j}$$

- La quantité sortante de ce décanteur sera de :

$$- \text{DBO}_5 = 9,60 \text{ Kg/j}$$

$$- \text{M.E.S.} = 0,672 \text{ kg/j.}$$

Soit en concentration :

$$- \text{DBO}_5 = \frac{9,6 \times 1.000.}{80} = 120 \text{ mg/l}$$

$$- \text{M.E.S.} = \frac{0,672 \times 1.000.}{80} = 8,40 \text{ mg/l.}$$

- Dimensionnement du décanteur primaire :

On se fixe un temps de séjour sur le débit de pointe Q_p , à $t_s = 2$ mn.

- Volume de l'ouvrage :

$$V = Q_p \cdot t_s = \frac{10 \times 2}{60} = 0,330 \text{ m}^3$$

- La hauteur du décanteur :

La hauteur du décanteur primaire est donnée par la formule suivante :

$$H = t_s \cdot V_a \quad ; \quad \text{où } t_s = \text{temps séjour (s)}$$

$$V_a = \text{vitesse ascensionnelles (m/s)}$$

On accorde un intervalle de temps de séjour :

$$1 \text{ mn} \leq t_s \leq 10 \text{ mn}$$

- Vexification : Du temps de séjour sur le débit moyen horaire

$$Q_m : t_s = \frac{V}{Q_m} = \frac{0,330}{-3,33} = 0,99 \text{ h.}$$

$$\text{d'où } t_s = 0,99 \times 60 = 5,94 \text{ mn} < 10 \text{ mn/}$$

- La hauteur pour une bonne décantation est comprise entre :

$$0,40 \leq H \leq 0,80 \text{ m.}$$

En tenant compte, des variations de vitesses ascensionnelles dans les décanteurs dues à l'alimentation des bassins pour le débit de pointe ou débit moyen, on accorde un intervalle de l'ordre :

$$3,50 \leq V_a \leq 20 \text{ m/h.}$$

Dans ce cas, on peut déterminer la hauteur du décanteur primaire

$$H = t_s \cdot V_a.$$

On adopte ; $V_a = 18 \text{ m/h} = 0,005 \text{ m/s}$, sur Q_P

$$V_a = 7,2 \text{ m/h} = 0,002 \text{ m/s sur } Q_m$$

$$\text{Sur } Q_P : H = t_s V_a = (2 \times 60) \times 0,005 = 0,60 \text{ m.}$$

- La surface nécessaire du décanteur primaire :

$$S = \frac{V}{H} = \frac{0,330}{0,60} = 0,550 \text{ m}^2$$

- Diamètre du décanteur :

On sait que : $S = \frac{\pi D^2}{4}$, donc $D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$

- Application numérique :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,550}{3,14}} = 0,84 \text{ m}$$

- Caractéristiques du décanteur primaire :

Pour des petites installations (au niveau du laboratoire), on a conseillé, un décanteur cylindrocônique, ayant les dimensions suivantes :

- la hauteur du décanteur , $H = 0,60 \text{ m}$.
- le volume de l'ouvrage , $V = 0,330 \text{ m}^3$
- la surface nécessaire , $S = 0,550 \text{ m}^2$
- le diamètre , $D = 0,84 \text{ m}$
- le temps de séjour , $t_s = 2 \text{ mn}$.

- Les caractéristiques fonctionnelles :

- . Vitesse ascensionnelle (V_a) sur Q_p : $V_a = 18 \text{ m/h}$
sur Q_m : $V_a = 7,2 \text{ m/h}$
- . Temps de séjours (t_s) sur Q_m : $t_s \approx 6 \text{ mn}$
sur Q_p : $t_s \approx 2 \text{ mn}$.

5.3.3.- TRAITEMENT BIOLOGIQUE

Le traitement biologique des eaux est essentiellement développé comme moyen adapté à l'épuration des eaux usées urbaines. Il repose alors, sur le principe de la dégradation des matières organiques à l'aide des microorganismes.

5.3.3.1.- Bassin d'aération : Boues activées, à forte charge.

Les eaux issues du décanteur primaire seront acheminées vers l'entrée du bassin d'aération.

En considérant, un abattement pour la décantation primaire qui est, de l'ordre :

- 40 % de DBO_5
- 60 % des M.E.S.

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

Tableau : 5.4.- Les caractéristiques des différentes charges :

Designation	DBO_5	M.E.S.
Charges des eaux brutes (Kg/j)	16	1,68
charge retenue en décantation primaire (kg / j)	6,40	1,008
Charge à l'entrée du bassin d'aération (kg / j)	9,6	0,672
Concentrations (mg/l)	120	8,40

- Les paramètres de dimensionnement :

Les paramètres de dimensionnement que nous devons prendre au niveau du laboratoire sont :

$$C_v > 1,5 \text{ kg DBO}_5 / \text{m}^3 \text{ j (charge volumique)}$$

$$C_m > 0,5 \text{ kg DBO}_5 / \text{kg M.V.S j (charge massique).}$$

Ceci, pour le système à forte charge.

- . t_s , (temps de séjour) peut atteindre 5 à 10 mn
- . DBO_5 à l'entrée du bassin est $L_0 = 9,60 \text{ kh/j}$.
- . Le rendement dépasse généralement 80 %.

- Le rendement de dépollution :

$$\eta = \frac{L_0 - L_f}{L_0}; \text{ où } \begin{array}{l} L_0 : \text{DBO}_5 \text{ à l'entrée} \\ L_f : \text{DBO}_5 \text{ de rejet.} \end{array}$$

Application numérique :

$$L_0 = 120 \text{ mg / l.}$$

$$\text{On se fixe : } L_f = 20 \text{ mg / l.}$$

$$\text{d'où : } \eta = \frac{120 - 20}{120} = \frac{100}{120} = 83 \%$$

Pour le traitement à forte charge, le rendement d'épuration, se situe aux alentours de 85 % .

- Le volume du bassin d'aération :

$$\text{On a, } C_v = \frac{L_0}{V}, \text{ d'où } V = \frac{L_0}{C_v}$$

$$\text{On fixera, une charge volumique, } C_v = 28 \text{ kg DBO}_5 / \text{m}^3 \text{ j.}$$

d'où, le volume du bassin :

$$V = \frac{9,6}{28} \approx 0,343 \text{ m}^3$$

- Le temps de séjour sur Q_m :

$$t_s = \frac{V}{Q_m} = \frac{0,343}{3,33} = 0,103 \text{ h} = 6 \text{ mn.}$$

- Le temps de séjour sur Q_p :

$$t_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{0,343}{10} = 0,0343 \text{ h} \approx 2 \text{ mn.}$$

Effectivement, pour les traitements à forte charge, le temps de séjour étant faible .

- La surface du bassin d'aération :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$S = \frac{V}{H} \quad (\text{m}^2).$$

On se fixe une hauteur $H = 0,50 \text{ m}$,

$$\text{d'où, } S = \frac{V}{H} = \frac{0,343}{0,50} = 0,686 \text{ m}^2$$

- Les dimensions du bassin :

Pour avoir une bonne homogénéisation, les variations du rapport

$$\frac{L}{l} = 2, \text{ d'où } L = 2 l.$$

$$\text{Or, } S = L \times l = 2 l^2, \Rightarrow l^2 = \frac{S}{2}$$

$$\text{donc, } l = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{0,686}{2}} = 0,58 \text{ m}$$

- La largeur du bassin d'aération : $l = 58 \text{ cm}$

- La longueur du bassin d'aération :

Application numérique :

$$L = 2 l = 2 \times 58 = 116 \text{ cm (cm)}.$$

- Caractéristiques du bassin d'aération :

Le procédé, qui puisse exister, au niveau du laboratoire, étant le bassin d'aération à boues activées ayant les dimensions suivantes:

- Hauteur du bassin : $H = 0,50 \text{ m.}$
- Volume $V = 0,343 \text{ m}^3$
- Surface..... $S = 0,686 \text{ m}^2$
- Largeur $l = 0,58 \text{ m}$
- Longueur..... $L = 1,16 \text{ m.}$

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

La teneur en M.V.S. est :

$$X_e = \frac{C_v}{C_m} \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

On se fixe : $C_m = 10 \text{ kg DBO}_5 / \text{kg M.V.S. j.}$

$$C_v = 28 \text{ kg DBO}_5 / \text{m}^3 \text{ j.}$$

$$\text{d'où } X_e = \frac{28}{10} = 2,8 \text{ kg M.V.S. /m}^3$$

La masse des M.V.S, contenue dans le bassin sera :

$$X_t = X_e \cdot V = 2,8 \times 0,343 \approx 0,96 \text{ kg.}$$

A) - L'AERATION

- Les besoins en oxygène :

La quantité d'oxygène théorique est déterminée par la formule:

$$Q_{O_2} / t = a' L_e + b' X_t$$

a' et b' : étant les coefficients respirométriques

L_e : pollution (DBO_5) éliminée.

X_t : masse des M.V.S, contenue dans le bassin

On se fixe : $a' = 0,45 \text{ kg d'O}_2 / \text{kg M.V.S. j.}$

$b' = 0,05 \text{ kg d'O}_2 / \text{kg M.V.S. j.}$

Or , $L_e = L_o - L_f = 9,6 - 1,6 = 8 \text{ kg / j}$

et $X_t = 0,96 \text{ kg.}$

- La quantité d'oxygène à fournir théoriquement sera :

$$Q_{O_2/t} = a' L_e + b' X_t = 0,45 \times 8 + 0,05 \times 0,96$$

$$Q_{O_2/t} = 3,648 \text{ kg d'O}_2 / \text{j.}$$

- La quantité d'oxygène théorique par heure :

$$Q_{O_2/h} = \frac{3,648}{24} = 0,152 \text{ kg d'O}_2 / \text{heure.}$$

- La quantité théorique horaire à fournir en pointe : Q_p .

On calculera, par mesure de sécurité, la quantité d'O₂, à fournir pendant la période du débit de pointe :

$$Q_{O_2/p} = a' \frac{L_e}{18} + b' \frac{X_t}{24} = \frac{0,45 \times 8}{18} + \frac{0,05 \times 0,96}{24}$$

$$Q_{O_2/p} = 0,20 + 0,002 = 0,202 \text{ kg d'O}_2 / \text{h}$$

- Le passage aux conditions réelles d'utilisation :

Il s'effectue à l'aide d'un coefficient correctif :

$T = 0,7$, qui est appliqué à la valeur théorique de la quantité d'oxygène à fournir :

La quantité d'oxygène à fournir réellement sera alors :

$$Q_{O_2/h} = \frac{Q_{O_2/t}}{T} = \frac{0,152}{0,7} = 0,217 \text{ kg d'O}_2 / \text{h.}$$

La quantité d'oxygène réelle nécessaire en pointe sera donc :

$$q_{O_2} / h = \frac{q_{O_2} / h}{T} = \frac{0,202}{0,7} = 0,289 \text{ kg d'O}_2 / h.$$

B)- Les Aérateurs :

Le rendement en oxygène des aérateurs de surface varie entre 1,5 et 2,0 kg d'O₂ / kwh.

- La puissance minimale nécessaire sera :

$$P = \frac{q_{O_2} / h}{R} \text{ (Kw)}$$

On fixera : $R = 1,6 \text{ kg d'O}_2 / \text{kwh.}$

. En moyenne :

* La puissance minimale est de :

$$P_{moy} = \frac{qt}{R} = \frac{0,152}{1,6} = 0,095 \text{ kw}$$

* La puissance à fournir pour le brassage :

$$P_b = 0,03 \cdot V = 0,03 \times 0,343 = 0,010 \text{ kw}$$

- La puissance totale à fournir :

$$P_T = P_{moy} + P_B = 0,095 + 0,010 = 0,105 \text{ kw}$$

. En pointe :

1°)- Puissance à fournir pour le transfert de l'oxygène :

$$P_m = \frac{q_{O_2} / h}{R} = \frac{0,202}{1,6} = 0,126 \text{ kw}$$

2°)- Puissance à fournir pour le brassage :

$$P_B = 0,03 \cdot V = 0,03 \times 0,343 = 0,010 \text{ kw}$$

3°)- Puissance totale :

$$P_T = P_m + P_B = 0,126 + 0,010 = 0,136 \text{ kw.}$$

Pour satisfaire les besoins en oxygène, l'air insufflé dans le bassin sera soumis à une agitation mécanique.

- La détermination du débit d'air à fournir :

Sachant que 1,29 kg d'air occupe un volume $V = 1 \text{ m}^3$

- En moyenne :

En considérant, un rendement d'oxygénation de l'ordre de 5 %, c'est à dire que 95 % du volume d'air traverse la couche liquide :

* Débit d'air à fournir .

$$Q_{\text{air}}^m = 0,095 \times \frac{100}{5} \times \frac{1}{1,29} = 1,47 \text{ m}^3 \text{ d'air / h.}$$

- En pointe :

. Le débit d'air à fournir .

$$Q_{\text{air}}^p = 0,126 ; \frac{100}{5} \cdot \frac{1}{1,29} = 1,95 \text{ m}^3 \text{ d'air / h}$$

- Le débit d'air par unité de volume :

. En moyenne :

$$q_{\text{air}}^m = \frac{1,47}{0,343} = 4,28 \text{ m}^3 \text{ d'air / m}^3 \text{ h}$$

- En pointe :

$$q_{\text{air}}^p = \frac{Q_{\text{air}}^p}{V} = \frac{1,95}{0,343} = 5,69 \text{ m}^3 \text{ d'air / m}^3 \text{ h}$$

C.) - LES BOUES PRIMAIRES :

Ces boues sont issues de décanteur primaire. Elles sont extraites à des concentrations variant entre 15 et 20 g/l. Cependant afin de limiter leur temps de séjour dans les ouvrages, il est préférable de réduire la concentration à **15 g/l**.

La quantité de boues primaires est égale à 1,008 kg/j, représentant un volume variant entre 0,040 et 0,067 m³/j, suivant la concentration d'extraction désirée. On prend, pour notre cas, une

concentration d'extraction de 15 g/l.

Le volume journalier des boues primaires sera donc :

$$V_{BI} = \frac{1,008}{15} = 0,067 \text{ m}^3/\text{j}.$$

D.) - LES BOUES SECONDAIRES :

Il s'agit des boues secondaires en excès qui seront envoyées vers le traitement des boues.

- Bilan des boues :

Dans notre cas, elles sont issues du clarificateurs .

La quantité de boues en excès est évaluée par le bilan :

$$\Delta X = X_{\min} + X_{\text{dure}} + a_m L_e - b X_t - X_{\text{eff}}$$

X_{\min} : boues minérales échappant à la décantation (Kg/j).

X_{dure} : fonction de boues difficilement biodégradables évalués de 25 à 30 % des M.V.S. (kg/j).

a_m : Coefficient lié au rendement cellulaire.

L_e : pollution organique éliminée (kg/j)

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

X_t : masse des M.V.S, contenues dans le bassin d'aération

$b \cdot X_t$: boues détruites par auto-oxydation (Kg/j)

X_{eff} : boues perdues par l'effluent (kg/j)

A l'entrée du bassin d'aération :

MES = 0,672 kg/j., qui sont composés en :

- M.V.S. = 0,672 . 0,80 = 0,538 kg/j.

- M.M. = 0,672 . 0,20 = 0,134 kg/j.

donc , $X_{min} = 0,134 \text{ kg/j}$.

$$X_{dure} = 30 \% \text{ M.V.S.} = 0,538 \times 0,30 = 0,161 \text{ kg/j.}$$

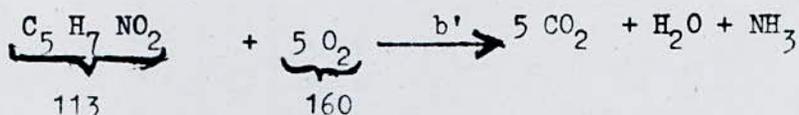
am.L_e : boues synthétiques.

On prendra $a_m = 0,015$ et on sait que $L_e = 8 \text{ kg/j}$.

Sachant qu'il faut $1,42 \text{ g d'O}_2$; pour réaliser la synthèse de 1 g de matière cellulaire.

La synthèse qu'il faut, $1,42 \text{ g d'O}_2$, pour réaliser la synthèse de 1 g de matière cellulaire.

La synthèse se réalise de la manière suivante :



Le rapport de la masse d'oxygène consommée à la masse des composés oxydés par la respiration endogène est :

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

On fixera, $b' = 0,05 \text{ kg d'O}_2/\text{kg des M.V.S. J.}$

$$\text{d'où } b = \frac{b'}{1,42} = \frac{0,05}{1,42} = 0,035$$

$$\text{donc : } b \cdot X_t = 0,035 \cdot 0,96 = 0,034 \text{ kg/J}$$

Pour maintenir le système en équilibre, on a négligé la quantité de boues (matières en suspension), rejets en milieu naturel avec l'effluent épuré, ($X_{eff} \approx$ négligeable)

d'où : la quantité de boues en excès :

$$\Delta X = 0,134 + 0,161 + 0,120 - 0,034$$

$$\Delta X = 0,381 \text{ kg / j.}$$

→ Les boues sont extraites du décanteur secondaire avec une certaine concentration, telle que :

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

où I_m : l'indice de Mookman, caractérisant la décantation d'une boue (cm^3 / mg).

L'indice de Mookman est compris entre 100 et 150; pour une bonne décantabilité, on prendra $I_m = 150 \text{ cm}^3/\text{mg}$.

$$\text{d'où : } X_r = \frac{1200}{I_m} = \frac{1200}{150} = 8 \text{ g/l.}$$

Le volume des boues à extraire journellement sera :

$$V_{\text{Bext}} = \frac{\Delta X}{X_r} = \frac{0,381}{8} = 0,048 \text{ m}^3 / \text{j.}$$

- Recirculation des boues :

Pour maintenir une certaine quantité de boues activées et une concentration de micro-organismes dans le bassin d'activation, une recirculation des boues s'avère nécessaire .

Le taux de recirculation est donné par la formule suivante :

$$r = \frac{1}{\frac{X_r}{X'_e} - 1}$$

où , X'_e : concentration en MES , à l'intérieur du bassin (les MES, contiennent 80 % des M.V.S.).

$$X'_e = \frac{X_e}{0,80} = \frac{2,8}{0,80} = 3,5 \text{ g/l}$$

$$X_r = 8 \text{ g/l.}$$

$$\text{donc; } r = \frac{1}{\frac{8-1}{3,5}} = \frac{1}{2,28-1} = \frac{1}{1,28} = 78 \%$$

Les boues secondaires, doivent être recirculées à 78 %.

- Les débits de recirculation :
- Poste de pompage ou de reprise des boues :

Le rôle de ce poste est d'emmagasiner et de distribuer les boues secondaires .

- Boues en excès :

Les boues secondaires en excès ayant un débit de $0,048 \text{ m}^3/\text{j.}$, soit $0,008 \text{ l/s}$ seront envoyées vers l'épaississeur au moyen d'une pompe à vis de débit de 0 à $0,10 \text{ l/s}$ environ .

- Boues de recirculation ;

Sachant que le débit de recirculation maximal est de $7,80 \text{ m}^3/\text{h}$, soit $2,17 \text{ L/s}$.

On utilisera une pompe à vis, dont le débit variant de 0 à 5 l/s .

On doit disposer de pompes de secours de caractéristiques identiques, de façon périodique.

5.3.3.2.- Décanteur secondaire :

Elle a pour rôle, la séparation de l'eau traitée et des boues.

Le débit à traiter est $Q' = Q_m + r q_m$.

On fixe le temps de séjour, $t_s = 3$ mn, et la hauteur $H = 0,60$ m,

La vitesse ascensionnelle est donnée par la relation suivante :

$$V_a = \frac{H}{t_s} \quad (\text{m/s})$$

- Application numérique :

$$V_a = \frac{0,60}{3 \times 60} = 0,03 \text{ m/s.}$$

Le débit à traiter : $Q' = 3,33 + 0,78 \times 3,33 = 5,93 \text{ m}^3/\text{h}$.
avec , $Q_m = 3,33 \text{ m}^3/\text{h}$ et $r = 78 \%$.

- Volume du clarificateur :

Etant, le produit, du débit à traiter par le temps de séjours :

$$V = Q' \cdot t_s = \frac{5,93 \times 3}{60} \approx 0,296 \text{ m}^3$$

- Surface du décanteur :

$$S = \frac{V}{H} = \frac{0,296}{0,60} = 0,493 \text{ m}^2$$

$$Q' = 3,33 + 0,78 \cdot 3,33 = 5,93 \text{ m}^3/\text{h};$$

- Volume du clarificateur :

$$V = Q' \cdot t_s = \frac{5,93 \cdot 3}{60} \approx 0,296 \text{ m}^3$$

- Surface du décanteur :

$$S = \frac{V}{H} = \frac{0,296}{0,60} = 0,493 \text{ m}^2$$

- Diamètre du décanteur :

$$\text{Sachant que, } S = \frac{\pi \cdot D^2}{4}, \text{ alors } D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}}$$

- Application numérique :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,493}{3,14}} \approx 0,79 \text{ m.}$$

- Calcul du temps de séjour :

$$\text{Sur } Q' : t_s = \frac{V}{Q'} = \frac{0,296}{5,93} = 0,05 \text{ h} = 3 \text{ mn}$$

$$\text{En moyenne : } Q_m ; t_s = \frac{V}{Q_m}$$

$$t_s = \frac{0,296}{3,33} = 0,09 \text{ h} \approx 5 \text{ mn}$$

$$\text{En pointe : } Q_p ; t_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{0,296}{10} = 0,0296 \text{ h} \approx 2 \text{ mn}$$

→ Caractéristiques du décanteur secondaire :

Il sera réalisé, d'un décanteur secondaire à glissement des boues avec un temps de séjour $t_s = 3 \text{ mn}$, ayant les dimensions suivantes :

- Surface du clarificateur : $S = 0,493 \text{ m}^2$
- Volume du décanteur : $V = 0,296 \text{ m}^3$
- Hauteur : $H = 0,60 \text{ m}$
- Diamètre : $D = 0,79 \text{ m}$

- Calcul des charges hydrauliques :

$$\text{Sur } Q' : C_h = \frac{Q'}{S} = \frac{5,93}{0,493} = 12,03 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ h.}$$

$$\text{En pointe : } Q_p. C_h = \frac{Q_p}{S} = \frac{10}{0,493} = 20,28 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ h.}$$

$$\text{En moyenne } Q_m : C_h = \frac{Q_m}{S} = \frac{3,33}{0,493} = 6,75 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ h.}$$

Le décanteur secondaire devrait être muni de radiers, avec des suceurs pour l'extraction des boues.

5.3.4.- Traitement des boues :

Les boues à traiter, sont issues, d'une part des décanteurs primaires, ce sont les boues primaires, d'autre part des décanteurs secondaires, ce sont des boues biologiques en excès ou boues secondaires .

La production journalière de ces boues sera :

- Boues primaires : 1,008 kg / j.
- Boues secondaires : 0,381 kg / j.

soit, un volume journalier de $0,067 \text{ m}^3/\text{j}$, à évacuer, il sera nécessaire d'extraire ces boues à un débit de $0,0028 \text{ m}^3/\text{h}$.

Le mélange des boues primaires et secondaires, sera réalisé dans le poste de reprise des boues primaires après extraction de ces boues afin de ne pas perturber la concentration de ces dernières.

L'ensemble de ces boues, appelées "boues fraîches" sera refoulé vers le premier ouvrage de traitement, par l'intermédiaire de pompes à boues fraîches.

Le traitement de boues consiste à :

- un épaissement
- une digestion anaérobie.

- une deshydratation.

Pour notre installation, on s'intéressera uniquement à l'épaississement.

a)- Bilan des boues :

La quantité de boues refoulées vers l'épaississeur sera :

$$Q_B = Q_b + \Delta X = Q_B$$

où, Q_b : étant la quantité de boues primaires.

ΔX : est la quantité de boues secondaires.

donc, $Q_B = 1,008 + 0,381 = 1,389 \text{ kg /j.}$

- Volume journalier des boues :

$$V_B = 0,067 + 0,048 = 0,115 \text{ m}^3/\text{j.}$$

b)- Epaississeur :

Les boues extraites subiront un traitement comprenant l'épaississement qui réduira leur volume.

- Volume de l'épaississeur :

Le volume de l'épaississeur, étant le produit du volume journalier des boues à épaissir par le temps de séjour. :

$$V_e = V_B / j \cdot t_s \cdot$$

Le temps de séjour varie de 0,5 à 2 jours.

On **se fixe**, un temps de séjour, $t_s = 0,6 \text{ j} = 14,4 \text{ h.}$

Le volume de l'épaississeur sera de :

$$V_e = 0,115 \cdot 0,6 = 0,069 \text{ m}^3$$

- Surface de l'épaisseur :

$$S_e = \frac{V_e}{H_e}$$

On se fixe, la hauteur de l'épaisseur à $H_e = 0,40$ m
d'où, $S_e = \frac{0,069}{0,40} = 0,1725 \text{ m}^2 \approx 0,173 \text{ m}^2$;

- Diamètre de l'épaisseur :

$$\text{Sachant que, } S_e = \frac{\pi \cdot D_e^2}{4}$$

$$\text{alors, } D_e = \sqrt{\frac{4 \cdot S_e}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,173}{3,14}} = \sqrt{0,220}$$

$$D_e \approx 0,47 \text{ m.}$$

- Caractéristiques de l'épaisseur :

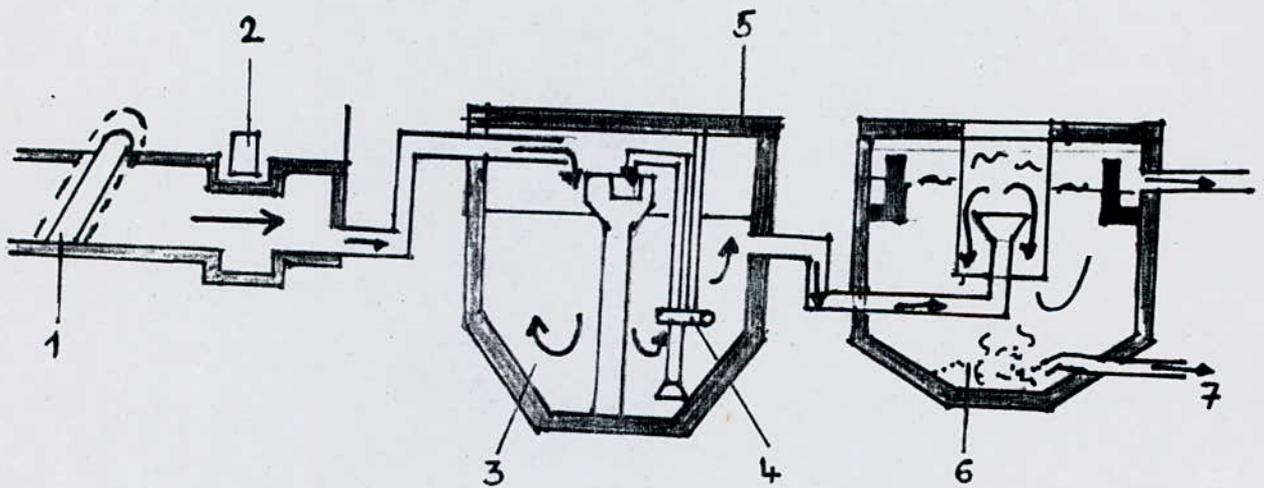
Il sera réalisé, un épaisseur râclé par gravitation, ayant les dimensions suivantes :

- Hauteur : $H_e = 0,40$ m
- Diamètre : $D_e = 0,47$ m
- Surface : $S_e = 0,173 \text{ m}^2$
- Volume : $V_e = 0,069 \text{ m}^3$

D'après l'étude faite dans ce chapitre, qui nous a permis de dimensionner les différents ouvrages de l'installation du traitement des eaux usées synthétiques au niveau du laboratoire, afin de pouvoir réaliser cette installation, mais vu, par manque de matériels, nous avons uniquement représenté, ces différents ouvrages par un schéma - (Fig. 5.2.).

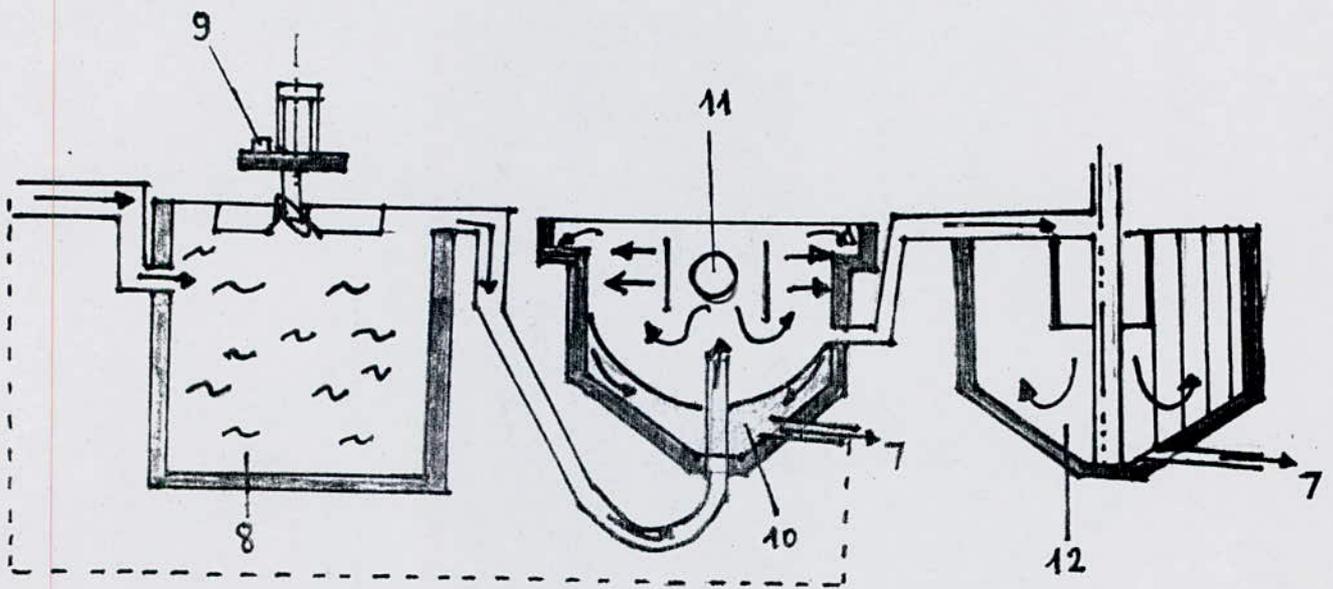
Fig - 5 - 2.

Plan d'une installation de
traitement des eaux usées
urbaines au niveau laboratoire.



1. Dégrilleur.
2. by-pass.
3. Dessableur
4. Pompe suceute.

5. Pont roulant
6. Décanteur primaire
7. Evacuation des boues



8. Bassin d'aération
 9. moteur
 10. Décanteur secondaire

11. Effluent -
 12. épaisseur -
 ---- : boues recyclées

- CHAPITRE - 6 -

Dimensionnement D'une
Station Depuration Des
Eaux Usées Au Niveau
Pilote .

6.1.- SITUATION DU LAC DE REGHAIA :

Le lac de Reghaïa, constitue le seul marais côtier de l'Algérie il présente une superficie de 100 hectares, sa largeur moyenne est de 500 m, sa longueur est de 200 m.

Son alimentation est réalisée à partir d'eau douce provenant de la nappe phréatique de la Métidja et de quelques sources latérales.

Les eaux usées déversées dans le lac proviennent de l'Oued de Reghaïa. (16)

Le marais de la zone de Reghaïa est un égout à ciel ouvert.

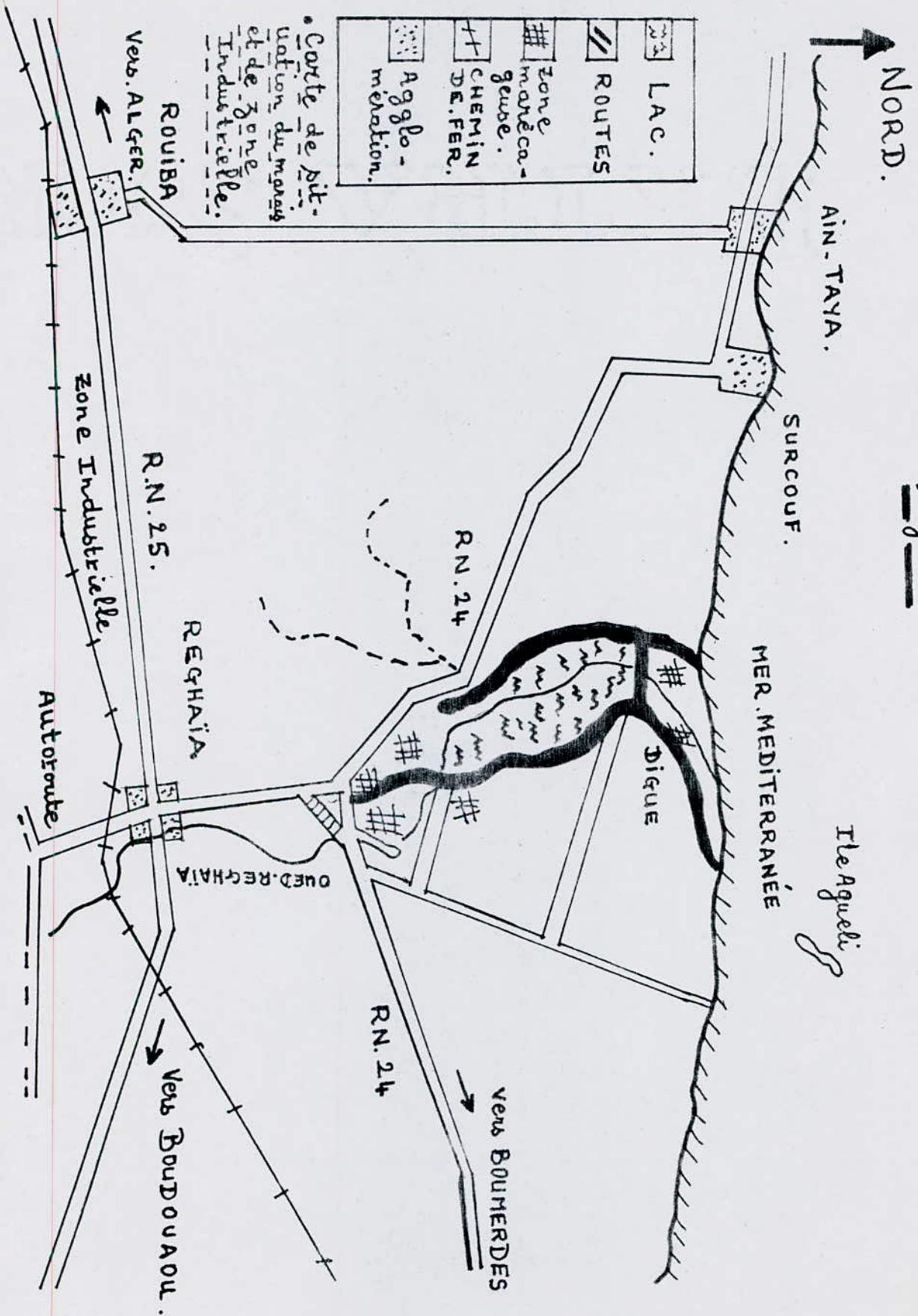
6.2.- LE COLLECTEUR DE L'OUED DE REGHAIA :

Ces deux milieux ne seront que brièvement présentés, nous dirons simplement que :

- Le collecteur est le récepteur de l'ensemble des eaux usées rejetées par les différentes usines de la zone industrielle et par la ville. (16).

- l'Oued, véhiculant les eaux du collecteur vers les marais est alimenté par cinq Oueds différents, en l'occurrence les Oueds Bior, Aïma, Moussa, Borrada et Sapinière. Cet Oued a une longueur de 6.400 m, une largeur variant de 0,5 à 2,5 m et une profondeur comprise entre 0,4 et 2,5 m (Voir Fig. 6.1.).

Fig. 1.



6.3. - PRELEVEMENT ET ECHANTILLONNAGE :

Les prélèvements ont été effectués au niveau du lac de Reghaïa.

Le mode de prélèvement, l'échantillonnage et le conditionnement des échantillons influent directement sur les résultats d'analyse.

Les échantillons sont conservés à une température d'environ 4°C jusqu'à leur analyse au laboratoire, afin d'éviter ou de réduire toute réaction chimique ou biologique.

Les substances organiques peuvent commencer à se dégrader lors du transport de l'échantillon, peuvent ainsi modifier les valeurs de la DBO_5 et de la **D.C.O** . On peut les conserver chimiquement en ajoutant 1 ml de chloroforme par litre d'eau .

Par ailleurs, nous tenons à souligner que nos analyses ont été faites au laboratoire de l'I.A.P. (Boumerdés).

Les analyses que nous avons établis au laboratoire, concernent le traitement des eaux usées de la zone de Reghaïa, avant le rejet dans la mer.

Dans ce cas, nous pouvons réaliser une station d'épuration des eaux usées au niveau pilote.

6.4. - RESULTATS EXPERIMENTAUX :

Tous les résultats analytiques sont présentés aux tableaux (6.1. et 6.3.).

Le débit moyen de l'effluent au niveau semi-industriel a été estimé à : $Q_m = 18,75 \text{ m}^3/\text{h}$.

Ces valeurs représentent le mois d'Avril 1987., prises à raison d'une fois par semaine.

Echantillons	T°c	PH	DCO (mg/l.)	DBO ₅ (mg/l.)	DCO/DBO ₅	M. E. S. (mg/l.)
04 -04 - 87	24	8,5	491	206	2,38	148
12 -04 - 87	26	9,2	423	192	2,20	97
18-04 - 87	26	9,2	352	148	2,37	132
22 -04 - 87	28	10,4	453	218	2,08	198
28 -04 - 87	28	10,4	361	166	2,17	180
Moyenne	=	-	416	186	2,24	151

Tableau : 6.1.

Tab.6.2 . Résultats analytiques (années .85-86-87)

Date des analyses	D.B05 (mg/l)	DCO (mg/l)	M.E.S (mg/l)	DCO/DB05
Décembre .85 .	150,2	560	283,7	3,73
Mai - 86	141,5	168	125,5	1,19
Décembre-86	266	635	45	2,39
Avril - 87	186	416	151	2,24
Moyenne	185,92	444,7	151,30	2,39

Tableau : 6.3.

Echantillons	T°c	PH	Azote (mg/ l)	Chlorure (mg/ l)	Phosphore (mg/ l)
04 - 04 - 87	24	8,5	4,5	552,8	4,8
12 - 04 - 87	26	9,2	6,7	325,4	6,4
18 - 04 - 87	26	9,2	3,2	675,1	4,5
22 - 04 - 87	28	10,4	7,1	518,3	6,5
28 - 04 - 87	28	10,4	7,9	451,8	7,0
Moyenne	-	-	5,9	504,7	5,8

6.5.- Interprétations des résultats :

PH :

Le PH des eaux usées, pris pour ces échantillons varie entre 8,5 et 10,4.

Les mesures du PH, ont été faites au laboratoire à l'aide d'un PH-mètre.

- Température et oxygène dissous :

La température varie entre 24 et 28 °C, par conséquent, l'oxygène

dissous est très faible.

La mesure est faite in-situ à l'aide d'un thermomètre

- DBO₅ et D.C.O. :

Etant donné les valeurs trouvées au tableau **6.1**; Nous pouvons dire que ces eaux usées sont très riches en matières organiques biologiques.

- Azote :

D'après le résultat trouvé, on peut dire que ces eaux sont pauvres en azote ammoniacal, ceci est dû aux rejets domestiques, car l'urine contient 25 g/l d'urée, 0,6 g/l d'acide urique, 1,5 g/l de créatinine et 0,6 g/l d'azote.

- Phosphore :

Les valeurs trouvées, indiquent que ces eaux usées ne contiennent pas suffisamment de phosphore.

- Les Chlorures :

Les eaux usées sont chargées en chlorures, celles-ci proviennent des produits de désinfection.

Les analyses faites, au niveau du laboratoire de l'I.A.P. et les mêmes analyses faites, lors des précédents projets 85-86, nous permettent d'évaluer la moyenne en DBO₅ et MES, pour l'établissement d'un projet de station d'épuration qui exige obligatoirement, une connaissance des caractéristiques de l'effluent à traiter (débit, qualité....)(Voir.Tab.6.2)

6.6.- CARACTERISTIQUES HYDRAULIQUES ET DONNEES

DES EAUX USEES A ETUDIER :

Le volume journalier des eaux usées de la ville de Reghaïa, est estimé au niveau semi-industriel à : $Q_j = 450 \text{ m}^3/\text{h}$. (Donné par Dr. MAHIOUT).

6.6.1.- Calcul de la charge en DBO_5 par jour :

Les mesures faites précédemment, nous permettent d'évaluer la DBO_5 en moyenne, qui est égale à : $\text{DBO}_5 = 186 \text{ mg/l}$, soit $0,186 \text{ kg/m}^3$.

Sachant que le débit des eaux usées est : $Q_j = 450 \text{ m}^3/\text{j}$, alors, nous pouvons déterminer la charge en DBO_5 par jour, qui est égale à :
 $L_o = 450 \times 0,186 = 83,70 \text{ kg } \text{DBO}_5 / \text{j}$.

6.6.2.- Détermination du débit moyen :

Connaissant, le débit journalier des eaux usées, on calculera le débit moyen :

$$Q_m = \frac{Q_j}{24} = \frac{450}{24} = 18,75 \text{ m}^3/\text{h}; \text{ soit } 5,20 \text{ l/s}.$$

6.6.3.- Le débit diurne :

Il sert, pour marquer la pointe organique :

Pour le dimensionnement, de certains ouvrages on le calcule par :

$$Q_d = \frac{Q_j}{16} = \frac{450}{16} = 28,125 \text{ m}^3/\text{h}.$$

6.6.4.- Le débit de pointe par temps sec :

Il est donné par la relation suivante :

$Q_p = C_p \cdot Q_m$ où Q_m : débit moyen en l/s.

C_p : Coefficient de pointe.

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}} \quad \text{si } Q_m > 2,8 \text{ l/s.}$$

$$C_p = 3 \quad \text{si } Q_m < 2,8 \text{ l/s.}$$

Or, $Q_m = 5,20$ l/s, on doit prendre, alors

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{18,750}} = 2,07$$

d'où le débit de pointe : $Q_p = C_p \cdot Q_m = 2,07 \cdot 18,750$

$$Q_p = 38,80 \text{ m}^3/\text{h.}$$

6.6.5.- Composition des M.E.S. :

Les M.E.S. sont composées de 80 % de matières volatiles en suspension (MVS) et de 20 % de matières minérales (M.M.).

La valeur des MES, mesurée en moyenne est évaluée à : 151 mg/l soit 67,95 kg/j., qui seront décomposées en :

$$\text{M.V.S.} = 67,95 \cdot 0,80 = 54,36 \text{ Kg/j.}$$

$$\text{et M.M.} = 67,95 \cdot 0,20 = 13,59 \text{ kg/j.}$$

6.6.6.- Calcul des charges polluantes :

Les valeurs mesurées des DBO_5 et MES sont de l'ordre :

$$\text{DBO}_5 = 186 \text{ mg/l}$$

$$\text{MES} = 151 \text{ mg/l.}$$

Ces charges polluantes auront des valeurs suivantes :

$$\text{DBO}_5 = \frac{450 \times 186}{1\ 000} = 83,70 \text{ kg/j.}$$

$$\text{MES} = \frac{450 \times 151}{1\ 000} = 67,95 \text{ kg/j.}$$

6.6.7.- Paramètres de dimensionnement :

Les caractéristiques nécessaires pour le dimensionnement de la station d'épuration sont réunies dans le tableau suivant :

Tableau : 6.4. : Paramètres de dimensionnement

Désignations	Données Caractéristiques
Volume des eaux usées au niveau pilote $-(m^3 / j)$	450
DBO ₅ (mg / l)	186
DBO ₅ (Kg / j)	83,70
MES (mg / l ;)	151
MES (Kg / j)	67,95

6.7.- DIMENSIONNEMENT .

6.7.1.- Prétraitements :

a)- Dégrilleur :

L'effluent arrivera dans un canal muni d'une grille courbe automatique.

La vitesse de passage de l'eau à travers la grille doit être de l'ordre de 0,60 à 1,00 m/s.

En débit maximal, la vitesse pourra atteindre 1,40 m/s. (06)

- Calcul de la largeur de la grille :

Pour déterminer, la largeur de la grille, on applique la formule suivante : (05).

$$S = \frac{h_{\max} \cdot l \cdot (1-\beta) \cdot \delta}{\sin \alpha}, \quad \text{d'où}$$

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

où : h_{\max} : hauteur maximale d'eau dans le canal, on la fixe à :

$$h_{\max} = 0,60 \text{ m.}$$

S : surface du dégrilleur .

α : angle d'inclinaison de la grille = 60°

β : fixation de surface occupée par les barreaux, elle est donnée par la formule suivante :

$$\beta = \frac{E}{e+E}, \quad \text{avec } E : \text{épaisseur des barreaux}$$

e : espacement entre les barreaux.

On choisira : $E = 10 \text{ mm}$

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

$$\text{d'où } \beta = \frac{10}{10+10} = \frac{10}{20} = 0,50$$

(1- β) : Coefficient du vide égal à :

$$(1-\beta) = (1-0,50) = 0,50$$

δ : est le colmatage de la grille;

$$\delta \begin{cases} 0,50 & \text{pour un dégrillage automatique} \\ 0,25 & \text{pour un dégrillage manuel.} \end{cases}$$

- Calcul de la surface de la grille :

$$S = \frac{Q_p}{V_e} \quad \text{où } Q_p : \text{ le débit de pointe}$$

V_e : vitesse maximale de passage de l'eau;

$$\text{on prend : } V_e = 0,70 \text{ m/s.}$$

$$\text{alors; } S = \frac{Q_p}{V_e} = \frac{38,80}{0,70} \cdot \frac{1}{3600} = 0,0154 \text{ m}^2$$

d'où, La largeur de la grille :

$$l = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max}(1-\beta) \cdot \delta} = \frac{0,0154 \cdot 0,866}{0,60 \cdot 0,50 \cdot 0,50} = 8,89 \cdot 10^{-2} \text{ m.}$$

$$l \approx 8,9 \text{ cm.}$$

- La longueur mouillée de la grille :

Elle est égale au rapport entre la hauteur dans le canal et le sinus de l'angle d'inclinaison α , de la grille par rapport à l'horizontale.

$$L = \frac{h_{\max}}{\sin \alpha} = \frac{60}{\sin 60^\circ 0,866} \approx 69 \text{ cm.}$$

- Caractéristiques de la grille :

Le type de dégrilleur, qu'on a choisi, étant une grille à courbe automatique, dont les dimensions sont :

- hauteur maximale : $h_{\max} = 0,60 \text{ m.}$
- vitesse d'écoulement : $V_e = 0,70 \text{ m/s.}$
- épaisseur des barreaux : $E = 10 \text{ mm}$
- espacement entre les barreaux : $e = 10 \text{ mm}$
- largeur de la grille : $l = 8,9 \text{ cm.}$
- longueur mouillée de la grille : $L = 69 \text{ cm.}$

Le schéma de la grille, repondant à ses grandeurs est représenté dans la figure (6.2.).

b)- Dessableur :

Réalisé après le dégrillage, le dessableur permet le dépôt de la majeure partie des particules de granulométrie supérieures à 200 microns, avec une vitesse d'écoulement : $V_e = 0,20$ m/s, et une charge hydraulique maximale de $70 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{h}$.

On se fixe $V_e = 0,20$ m/s (vitesse de passage de l'eau)

$V_s = 0,015$ m/s (vitesse de sédimentation)

$Q_p = 38,80 \text{ m}^3/\text{h}$.

- La surface verticale :

Elle est égale au rapport entre le débit de pointe par le temps sec, et la vitesse d'écoulement de l'eau

$$S_v = \frac{Q_p}{V_e} \quad (\text{m}^2)$$

$$S_v = \frac{38,80}{0,20 \cdot 3600} = 0,054 \text{ m}^2$$

- La largeur du canal :

On se fixe la hauteur d'eau dans le dispositif à $H = 10$ cm.

le dispositif à $H = 10$ Cm.

$$\text{d'où } l = \frac{S_v}{H} = \frac{0,054}{0,10} = 0,54 \text{ m.}$$

- La longueur du canal :

$$L = \frac{Sh}{l} = \frac{0,718}{0,54} = 1,32 \text{ m.}$$

- Calcul de la charge hydraulique sur Q_m :

$$C_h = \frac{Q_m}{S_h} = \frac{18,75}{0,718} = 26,11 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}.$$

- Calcul de la charge hydraulique sur Q_p :

$$C_h = \frac{Q_m}{S_h} = \frac{38,80}{0,718} = 54,04 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

- Temps de séjour sur Q_m :

$$t_s = \frac{V}{Q_m} = \frac{L.l.H.}{Q_m} = \frac{1,32 \cdot 0,54 \cdot 0,10 \cdot 3600}{18,75}$$

d'où , $t_s = 13,7 \text{ s}.$

- Temps de séjour sur Q_p :

$$t_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{1,32 \cdot 0,54 \cdot 0,10 \cdot 3600}{38,80} \approx 7 \text{ s}$$

- Caractéristiques du dessableur :

Il sera réalisé un dessableur rectangulaire aéré, les caractéristiques de celui-ci étant :

- Surface horizontale : $S_h = 0,718 \text{ m}^2$
- Surface verticale : $S_v = 0,054 \text{ m}^2$
- La longueur du dispositif : $L = 1,32 \text{ m}$
- La largeur du canal : $l = 0,54 \text{ m}$
- Temps de séjour sur Q_p : $t_s = 7 \text{ s}$
- La hauteur du canal : $H = 10 \text{ cm}.$

Le schéma du dessableur, est indiqué à la figure (6.3.).

- La quantité des matières éliminées par le dessableur :

La quantité des MES étant de 67,95 kg/j à l'entrée du dessableur.

Elle contient :

80 % de M.V.S.

20 % de M.M.

M.E.S. total = 67,95 kg/j.

$$\text{donc; M.V.S} = \frac{67,95 \cdot 80}{100} = 54,36 \text{ kg/j.}$$

$$\text{et M.M.} = \frac{67,95 \cdot 20}{100} = 13,59 \text{ kg/j}$$

- La retenue dans le dessableur :

$$\text{MES}_{\text{ret}} = \frac{13,59 \cdot 80}{100} = 10,87 \text{ kg /J}$$

La quantité des matières minérales (MM) restante dans l'eau sera de :

$$\text{MM}_{\text{rest}} = 13,59 - 10,87 = 2,72 \text{ kg/J}$$

C'est la quantité entrante dans le décanteur primaire .

Donc, la quantité des MES (matières en suspension) entrantes dans le bassin de décantation sera :

$$\text{MES} = \text{MVS} + \text{MM}_{\text{rest}} = 54,36 + 2,72$$

$$\text{MES} = 57,08 \text{ kg/j}$$

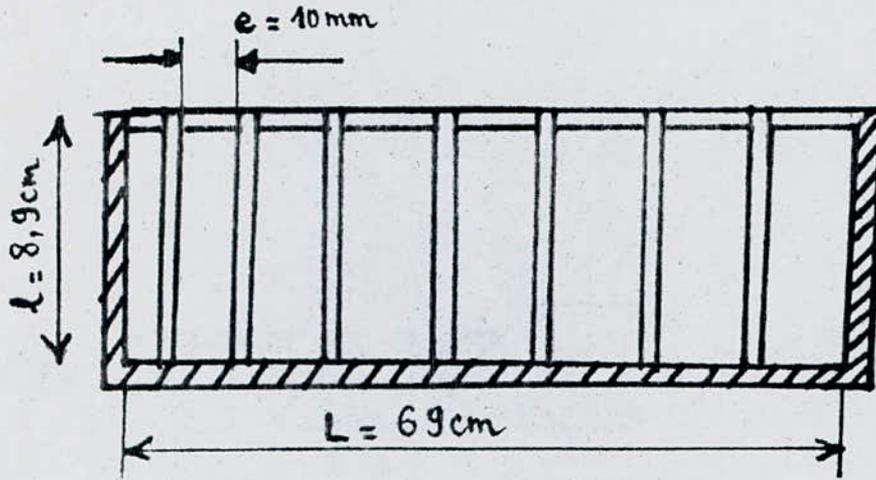


Fig. 6.2. Schéma d'un dégrilleur.

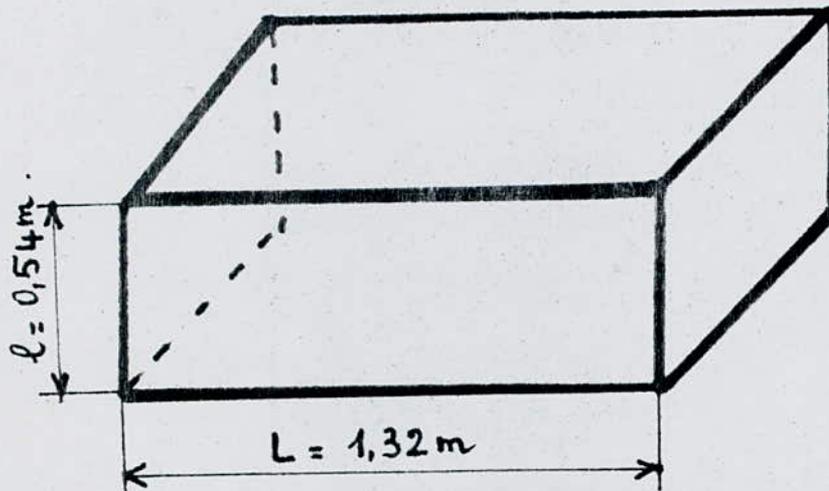


Fig. 6.3. Schéma d'un dessableur.

L'extraction des boues sableuses se fera par transport hydraulique vers une trémie. Elles sont évacuées vers la décharge publique.

6.7.2.- DECANTEUR PRIMAIRE :

La décantation primaire permet d'éliminer :

- 90 % des matières décantables
- 50 à 65 % des matières en suspension
- 25 à 40 % de DBO_5 et de la D.C.O.

A l'entrée du décanteur primaire, les charges polluantes sont évaluées à :

- $DBO_5 = 83,70 \text{ kg/j}$
- et - $MES. = 57,08 \text{ Kg/j}$

On suppose, une réduction pour la décantation de :

40 % de DBO_5 et 65 % de M.E.S.

- Le décanteur primaire abattra en :

$$\begin{aligned} - DBO_5 &= \frac{83,70 \cdot 40}{100} = 33,48 \text{ Kg/J} \\ - MES &= \frac{57,08 \cdot 65}{100} = 37,10 \text{ kg/J} \end{aligned}$$

-IL laissera donc, échapper :

$$\begin{aligned} - DBO_5 &= 83,70 - 33,48 = 50,22 \text{ Kg/j} \\ - MES &= 57,08 - 37,10 = 19,98 \text{ Kg/j} \end{aligned}$$

-La quantité retenue sera:

$$- \text{DBO}_5 = 33,44 \text{ kg / j.}$$

$$- \text{MES} = 37,10 \text{ kg / j.}$$

- la quantité sortante du décanteur primaire sera :

$$- \text{DBO}_5 = 50,22 \text{ kg / j.}$$

$$- \text{MES} = 19,98 \text{ kg / J;}$$

soit en concentration :

$$- \text{DBO}_5 = \frac{50,22 \cdot 1000}{450} = 11,60 \text{ mg/l}$$

$$\text{MES} = \frac{19,98 \cdot 1000}{450} = 44,40 \text{ mg/l.}$$

- Dimensionnement :

On se fixe un temps de séjour t_s (débit de pointe) à : $t_s = 1 \text{ h.}$

- Le volume du décanteur primaire :

$$V_d = Q_p \cdot t_s = 38,80 \cdot 1 = 38,80 \text{ m}^3$$

D'après la littérature, le temps de séjour, t_s , est compris entre ;

$$1 \text{ h.} \leq t_s \leq 2 \text{ h.}$$

Vérifions, donc, le temps de séjour, sur le débit moyen Q_m :

$$t_s = \frac{V}{Q_m} = \frac{38,80}{18,75} \approx 2 \text{ h.}$$

alors; $t_s = 2 \text{ h.}$, étant vérifié.

- La hauteur, pour une bonne décantation sera :

$$2 \text{ m} \leq h \leq 6 \text{ m.}$$

En tenant compte, des variations de vitesse ascensionnelle, on accorde un intervalle de l'ordre de :

$$1 \leq v_a \leq 3 \text{ m/h.}$$

On prendra, une vitesse ascensionnelle; $V_a = 2 \text{ m/h}$, quand la station est alimentée par le débit de pointe par le temps sec Q_p .

$V_a = 1,00 \text{ m/h}$ sur le débit moyen horaire Q_m .

- Calcul de la hauteur du décanteur :

$$h: = V_a \cdot t_s$$

$$\text{sur } Q_p : h = 1 \cdot 2,00 = 2,00 \text{ m.}$$

$$\text{sur } Q_m : h = 2 \cdot 1,00 = 2,00 \text{ m.}$$

- Surface du décanteur primaire :

$$S = \frac{V}{h} = \frac{38,80}{2,00} = 19,40 \text{ m}^2$$

- Diamètre de ce décanteur :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 19,40}{3,14}} = 4,97 \text{ m} \cong 5 \text{ m.}$$

- Caractéristiques du décanteur primaire :

- Diamètre : $D = 5 \text{ m.}$

- Hauteur : $h = 2,00 \text{ m.}$

- Surface : $S = 19,40 \text{ m}^2$

- Volume : $V = 38,80 \text{ m}^3$

La figure(6.4.), schématise une installation d'un décanteur primaire.

Pour une installation, d'une station d'épuration au niveau pilote, il est intéressant de construire un décanteur circulaire râclé, ceci pour des raisons variées, telles que :

- Coût du génie civil généralement plus réduit que celui des ouvrages rectangulaires.
- collecte des boues décantées en un seul point .
- Possibilité de construction d'ouvrages de grandes dimensions.

6.7.3.- TRAITEMENT BIOLOGIQUE :

a)- Bassin d'aération :

A l'entrée du bassin d'aération, l'effluent aura les caractéristiques suivantes :

DESIGNATION	DBO ₅	MES
Charge des eaux brutes (Kg/j)	83,70	57,08
Charge retenue en décantation primaire. (Kg/j).	33,48	37,10
Charge à l'entrée du bassin d'aération (Kg/j).	50,22	19,98
Concentration (mg/l).	111,60	44,40

Les paramètres de dimensionnement sont :

$$0,6 \leq C_v \leq 1,5 \text{ kg DBO}_5 / \text{m}^3 \cdot \text{j.}$$

$$0,2 \leq C_m \leq 0,5 \text{ kg DBO}_5 / \text{M.V.S.j.}$$

} pour le traitement à moyenne charge.

- Le temps de séjour t_s pourra atteindre 5 heures.
- DBO_5 à l'entrée du bassin est : $Lo = 50,22 \text{ kg/j}$.
- Pour le traitement à moyenne charge, le rendement d'épuration peut atteindre 90 %.

On fixera :

- La charge volumique : $C_v = 1,2 \text{ kg } DBO_5 / \text{m}^3 \text{ j}$.
- La charge massique : $C_m = 0,5 \text{ kg } DBO_5 / \text{Kg M.V.S. j}$.
- Le volume du bassin d'aération :

$$\text{On a } C_v = \frac{Lo}{V}, \text{ donc } V = \frac{Lo}{C_v}$$

$$\text{d'où : } V = \frac{50,22}{1,2} = 41,85 \text{ m}^3$$

- La surface du bassin d'aération :

La hauteur du bassin, doit être comprise entre :

$$2 \leq H \leq 4 \text{ m.}$$

On se fixera une hauteur : $H = 2,00 \text{ m}$.

$$\text{d'où : la surface } : S = \frac{V}{H} = \frac{41,85}{2,00} = 20,925 \text{ m}^2.$$

- La largeur du bassin :

Pour avoir, une bonne homogénéisation, les variations du rapport $\frac{L}{l}$ doivent être égales à 2.

$$\text{soit : } \frac{L}{l} = 2, \text{ d'où } L = 2 l.$$

$$\text{Or, on sait que } S = L \cdot l = 2 l \cdot l = 2 l^2 \implies l^2 = \frac{S}{2}$$

$$\text{et } l = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{20,925}{2}} \approx 3,20 \text{ m.}$$

→ La longueur du bassin d'aération :

$$L = 2.1 = 2. 3,20 = 6,40 \text{ m.}$$

- Calcul du rendement d'épuration :

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

où $L_0 = \text{DBO}_5$ à l'entrée = 111,60 mg/l.

$L_f = \text{DBO}_5$ de rejet.

On se fixera : $L_f = 10 \text{ mg/l.}$

$$\text{d'où : } \eta = \frac{111,60 - 10}{111,60} = 91 \%$$

- Calcul du temps de séjour :

$$\text{sur } Q_m : t_s = \frac{V}{Q_m} = \frac{41,85}{18,75} = 2,23 \text{ h.}$$

$$\text{sur } Q_p : t_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{41,85}{38,80} = 1,08 \text{ h.}$$

→ Caractéristiques du bassin d'aération :

- Volume : $V = 41,85 \text{ m}^3$
- Surface : $S = 20,925 \text{ m}^2$
- Hauteur du bassin : $H = 2,00 \text{ m.}$
- Largeur : $l = 3,20 \text{ m.}$
- Longueur : $L = 6,40 \text{ m.}$

- Le schéma du bassin d'aération , représentant les dimensions citées ci-dessus est indiqué à la **figure(6.5.)**.

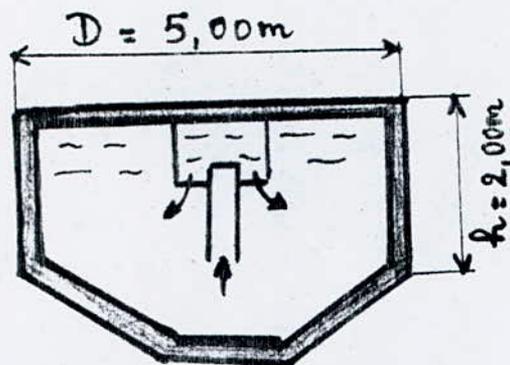


Fig. 6.4. Schéma d'un décanteur primaire.

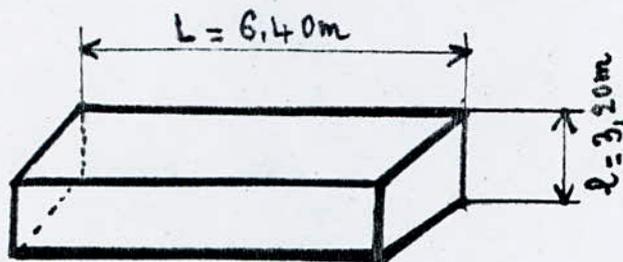


Fig. 6.5. Schéma d'un bassin d'aération.

Le plus simple procédé, qui puisse exister au niveau pilote, étant le bassin d'aération à boues activées, qui demande une surface moyennement importante et il est recommandé d'utiliser des aérateurs de surface, car ils apportent de l'oxygène, et assurent le brassage.

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

Le teneur en M.V.S. sera :

$$X_e = \frac{C_v}{C_m} \text{ (Kg M.V.S. / m}^3\text{)}.$$

On a supposé : $C_m = 0,5 \text{ kg DBO}_5 / \text{kg M.V.S. j.}$

$C_v = 1,2 \text{ kg DBO}_5 / \text{m}^3 \text{ j.}$

d'où : $X_e = \frac{1,2}{0,5} = 2,4 \text{ kg M.V.S. / m}^3$

- La masse de matières volatiles en suspension (MVS) dans le bassin sera :

$$X_e = X_e \cdot V = 2,4 \cdot 41,85 = 100,5 \text{ kg.}$$

A E R A T I O N

1°)- Les besoins en oxygène :

La quantité d'oxygène théorique est déterminée par la formule :

$$Q_{O_2} / t = a' \cdot L_e + b' \cdot X_t.$$

a' et b' : étant les coefficients respirométriques :

L_e : pollution (en DBO_5) éliminée.

X_t : masse des M.E.S. contenue dans le bassin.

On suppose : $a' = 0,66 \text{ kg d'O}_2 / \text{Kg DBO}_5$

$b' = 0,09 \text{ kg d'O}_2 / \text{kg M.V.S. j.}$

et $L_e = L_o - L_f = 50,22 - 4,50 = 45,72 \text{ kg / j.}$

$X_t = 100,5 \text{ kg.}$

d'où, la quantité d'oxygène à fournir théoriquement :

$$Q_{O_2}/t = 0,66 \cdot 45,72 + 0,09 \cdot 100,5 = 39,22 \text{ kg d'O}_2 / \text{j.}$$

- La quantité d'oxygène théorique par heure:

$$q_{O_2/t} = \frac{39,22}{24} = 1,63 \text{ kg d'O}_2/\text{h.}$$

2°)- La quantité théorique horaire à fournir en pointe, q_p :

On calculera, par mesure de sécurité la quantité d'oxygène à fournir pendant la période du débit de pointe :

$$q_{O_2/p} = a' \frac{Le}{18} + b' \frac{Xt}{24}$$

Application numérique :

$$q_{O_2/p} = \frac{0,66 \cdot 45,72}{18} + \frac{0,09 \cdot 100,5}{24} = 2,06 \text{ kg d'O}_2/\text{h}$$

3°)- Le passage aux conditions réelles d'utilisation :

Il s'effectue à l'aide d'un coefficient correctif, $T = 0,7$, qui est appliqué à la valeur théorique de la quantité d'oxygène à fournir ;

Dons, la quantité d'oxygène à fournir réellement sera :

$$q_{O_2/h} = \frac{q_{O_2/t}}{T} = \frac{1,63}{0,7} \approx 2,33 \text{ kg d'O}_2/\text{h.}$$

- La quantité d'oxygène réelle nécessaire en pointe est :

$$q_{O_2/h} = \frac{q_{O_2/p}}{T} = \frac{2,06}{0,7} \approx 2,94 \text{ kg d'O}_2/\text{h.}$$

LES AÉRATEURS

Le rendement en oxygène des aérateurs de surface varie entre 1,5 et 2,4 kg d'O₂ /Kwh.

On se fixera, $R = 1,8 \text{ kg d'O}_2 / \text{kwh}$

En période moyenne :

- La puissance minimale est de :

$$P_{\text{moy}} = \frac{Q \cdot t/h}{R} = \frac{1,63}{1,8} = 0,9 \text{ kw.}$$

- La puissance à fournir pour le brassage :

$$P_B = 0,03 \cdot V = 0,03 \cdot 41,85 = 1,25 \text{ kw.}$$

- La puissance totale à fournir :

$$P_T = P_{\text{moy}} + P_B = 0,90 + 1,25 = 2,15 \text{ kw.}$$

En pointe:

- puissance à fournir pour le transfert d'oxygène :

$$P_{\text{min}} = \frac{Q_{O_2/p}}{R} = \frac{2,06}{1,8} = 1,14 \text{ kw.}$$

- puissance à fournir pour le brassage :

$$P_B = 0,03 \cdot V = 0,03 \cdot 41,85 = 1,25 \text{ kw.}$$

- puissance totale à fournir sera :

$$P_T = P_{\text{min}} + P_B = 1,25 + 1,14 = 2,39 \text{ kw.}$$

Pour satisfaire les besoins en oxygène, l'air insufflé dans le bassin d'aération sera soumis à une agitation mécanique.

- La détermination du débit d'air à fournir :

Nous savons que, 1,29 kg d'air occupe un volume de 1m^3 .

- En moyenne :

En considérant, un rendement d'oxygénation de l'ordre de 5 %, c'est à dire que 95 % du volume d'air traverse la couche liquide.

- Débit d'air à fournir :

$$Q_{\text{air}}^m = 0,90 \cdot \frac{100}{5} \cdot \frac{1}{1,29} = 13,95 \text{ m}^3 \text{ d'air / H.}$$

- En pointe :

$$Q_{\text{air}}^p = 1,14 \cdot \frac{100}{5} \cdot \frac{1}{1,25} = 17,67 \text{ m}^3 \text{ d'air / H.}$$

- Le débit d'air par unité du volume est :

En moyenne :

$$q_{\text{air}}^m = \frac{13,95}{41,85} = 0,33 \text{ m}^3 \text{ d'air / m}^3 \cdot \text{H};$$

En pointe :

$$q_{\text{air}}^p = \frac{Q_{\text{air}}^p}{V} = \frac{17,67}{41,85} = 0,42 \text{ m}^3 \text{ d'air / m}^3 \cdot \text{h.}$$

BILAN DES BOUES :

Les boues venant de la décantation secondaire appelées boues en excès, sont extraites et refoulées vers le traitement des boues .

La quantité de boues est évaluée par le bilan :

$$\Delta X = X_{\text{min}} + X_{\text{dure}} + a m L_e - b X_t - X_{\text{eff.}}$$

$X_{\text{eff.}}$ = négligeable, donc :

$$\Delta X = X_{\text{min}} + X_{\text{dure}} + a m L_e - b X_t$$

- A l'entrée du bassin d'aération, on a :

MES = 19,98 kg/j, qui se décomposent en :

$$\text{MVS} = 19,98 \cdot 0,80 = 15,99 \text{ kg / j.}$$

$$\text{MM} = 19,98 - 15,99 = 3,99 \text{ kg/j.}$$

d'où , $X_{\min} = 3,99 \text{ kg/j}$.

$$X_{\text{dure}} = 30 \% \cdot \text{MVS} = 15,99 \cdot 0,30 = 4,80 \text{ kg/j}.$$

am. L_e : boues synthétisées :

$$\text{On se fixera : } a_m = 0,60$$

comme; $L_e = 45,72 \text{ kg/J}$,

$$\text{alors, } a_m \cdot L_e = 0,60 \cdot 45,72 = 16,46 \text{ kg/j}.$$

On a démontré, que $\frac{b'}{b} = 1,42$.

$$\text{On se fixe : } b' = 0,09 \implies b = \frac{b'}{1,42} = 0,063.$$

$$- b \cdot X_t = 0,063 \cdot 100,5 = 6,33 \text{ kg/j}.$$

d'où ; la quantité de boues en excès :

$$\Delta X = 3,99 + 4,80 + 16,46 - 6,33 = 18,92 \text{ kg/j}.$$

Les boues sont extraites du décanteur secondaire avec une certaine concentration, qui est :

$$X_r = \frac{1.200}{I_m}$$

où, I_m : est l'indice de Mohlman, qui doit être compris entre 100 et 150 (cm^3/mg).

$$\text{On prendra : } I_m = 150 \text{ cm}^3/\text{mg}.$$

$$\text{d'où } X_r = \frac{1.200}{150} = 8 \text{ g/l}.$$

- Volume des boues :

$$V_b = \frac{\Delta X}{X_r} = \frac{18,92}{8} = 2,37 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Recirculation des boues :

Pour maintenir une certaine quantité de boues et une concentration constante de micro-organismes, dans le bassin d'activation, une recirculation des boues s'avère nécessaire :

- Le taux de recirculation :

$$r = \frac{1}{\frac{X_r}{X'_e} - 1}$$

où X'_e : est la concentration en MES; à l'intérieur du bassin.

$$X'_e = \frac{X_e}{0,80} = \frac{2,4}{0,80} = 3,00 \text{ g/l.}$$

$$\text{donc, } r = \frac{1}{\frac{8,00}{3,00} - 1} = \frac{1}{1,6} = 63 \%$$

- Les débits de recirculation :

$$\begin{aligned} \text{En moyenne : } Q_m &= r \cdot Q_n = 0,63 \cdot 18,75 = 11,81 \text{ m}^3/\text{h.} \\ \text{En pointe : } Q_p &= r \cdot Q_p = 0,63 \cdot 38,80 = 24,44 \\ Q_p &= 24,44 \text{ m}^3/\text{h.} \end{aligned}$$

- Age des boues :

$$G = \frac{X_t}{\Delta X}$$

L'âge des boues, étant le rapport entre la masse des boues présentes dans le réacteur et la masse de boues en excès.

$$G = \frac{100,5}{18,92} \approx 5 \text{ jours.}$$

- Boues primaires :

Ces boues sont issues du décanteur primaire .

La quantité de boues primaires retenue par le décanteur est égale à : 37,10 kg/j.

On prend pour notre cas, une concentration d'extraction de 10 g/L.
d'où, le volume journalier de boues primaires :

$$V_{BI^{\circ}} = \frac{37,10}{10} = 3,71 \text{ m}^3/\text{j.}$$

- Boues secondaires :

Ces boues étant extraites des décanteurs secondaires à une concentration de 8 g/l, la quantité de boues secondaires étant de 18,92 kg/j. donc ; Le volume journalier des boues sera :

$$V_{BII^{\circ}} = \frac{18,92}{8} = 2,37 \text{ m}^3/\text{j.}$$

- Poste de recirculation :

Le rôle de ce poste est d'emmagasiner et de distribuer les boues secondaires :

Boues de recirculation :

Sachant que le débit de recirculation maximale est de 24,44 m³/h. soit 6,80 l/s.

On utilisera une pompe à vis dont le débit variant de 0 à 10 l/s.

On doit toujours disposer de pompes de secours de caractéristiques identiques.

b)- Décanteur secondaire :

Le décanteur secondaire a pour rôle, la séparation et un premier épaissement-boues entraînées par l'effluent issu du traitement biologique.

On fixe le temps de séjour, $t_s = 1 \text{ h.}$ et la hauteur $h = 1,5 \text{ m}$, d'où la vitesse ascensionnelle $V_a = \frac{h}{t}$.

Application numérique :

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

donc, V_a , est bien comprise entre 0,85 et 1,9 m/h.

Le débit à traiter est : $Q' = Q_m + r. Q_m$.

- Le volume du décanteur secondaire :

Il sera le produit du débit Q' par le temps de séjours t_s :

$$V_D = V_D = Q' t_s \quad (\text{m}^3).$$

Application numérique :

$Q' = Q_m + r. Q_m$ où Q_m : le débit moyen

r : rendement d'épuration

$$Q' = 18,75 + 0,63. 18,75 = 30,56 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$\text{d'où } V_D = Q'.t_s = 30,56. 1 = 30,56 \text{ m}^3$$

- La surface du clarificateur :

$$S_D = \frac{V_D}{h_D} = \frac{30,56}{1,5} = 20,37 \text{ m}^2$$

- Le diamètre du décanteur :

$$S_D = \frac{\pi D^2}{4} ; \text{ d'où } D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_D}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 20,37}{3,14}} \approx 5,00 \text{ m.}$$

- Calcul du temps de séjour pour différents débits :

$$\text{Sur } Q' : \quad t_s = \frac{Vt}{Q'} = \frac{30,56}{30,56} = 1 \text{ h.}$$

$$\text{sur } Q_m : \quad t_s = \frac{VD}{Q_m} = \frac{30,56}{18,75} = 1,63 \text{ h.}$$

$$\text{sur } Q_p : \quad t_s = \frac{VD}{Q_p} = \frac{30,56}{38,80} = 0,79 \text{ h.}$$

- Calcul des charges hydrauliques :

La charge hydraulique a une valeur de $2,5 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{h.}$

$$\text{Sur } Q' : \quad C_H = \frac{Q'}{S_D} = \frac{30,56}{20,37} = 1,5 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{h.}$$

$$\text{sur } Q_m : \quad C_H = \frac{Q_m}{S_D} = \frac{18,75}{20,37} = 0,92 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{h.}$$

$$\text{sur } Q_p : \quad C_H = \frac{Q_p}{S_D} = \frac{38,80}{20,37} = 1,90 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{h.}$$

- Caractéristiques du clarificateur :

$$\text{Volume} : \quad V_D = 30,56 \text{ m}^3$$

$$\text{Surface} : \quad S_D = 20,37 \text{ m}^2$$

$$\text{Hauteur} : \quad H_D = 1,50 \text{ m.}$$

$$\text{Diamètre} : \quad D = 5,00 \text{ m.}$$

Le schéma du décanteur secondaire, répondant à ses dimensions, est représenté à la figure (6.6.).

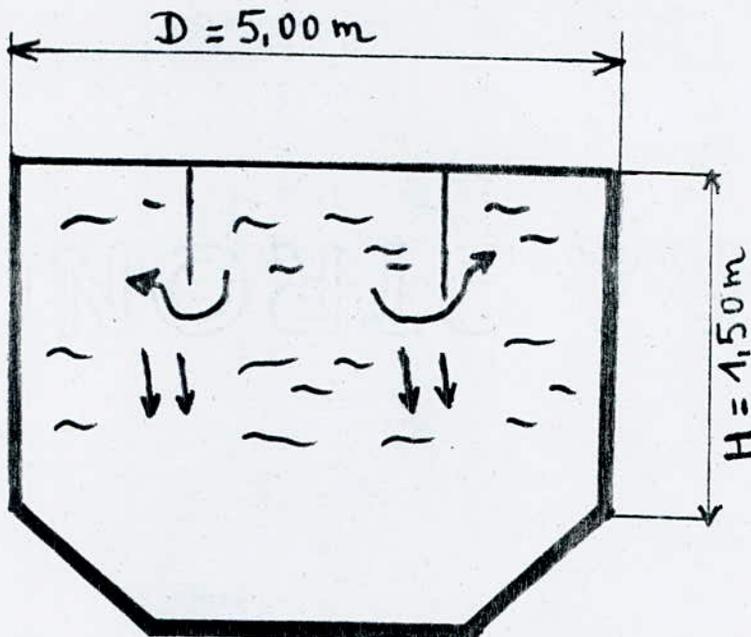


Fig. 6.6. Schéma d'un décanteur secondaire.

On propose, pour une station d'épuration, un décanteur secondaire à glissement des boues, il sera muni de racleurs, les racleurs relativement plats avec des succeurs qui évacuent les boues dans un temps très court.

6.7.4. - TRAITEMENT DES BOUES :

Les boues qui sont à traiter, sont issues d'une part des décanteurs primaires, qui sont les boues primaires, d'autre part des clarificateurs, ce sont les boues secondaires.

. La quantité journalière de ces boues étant :

- Boues primaires : 37,10 kg/j.
- Boues secondaires : 18,92 kg/j.

. Le volume journalier des boues est :

- Boues primaires : 3,71 m³/j
- Boues secondaires : 2,37 m³/j.

- Le traitement des boues consiste en :

- un épaissement.
- une digestion
- une déshydratation naturelle.

Dans ce paragraphe, on s'intéresse simplement à l'épassement .

- Dimensionnement de l'épassement :

Les boues extraites, subiront un traitement comprenant l'épassement qui réduira leur volume .

- Quantité de boues refoulées vers l'épassement :

$$X = 37,10 + 18,92 = 56,02 \text{ kg/j.}$$

- Volume des boues épaissies :

$$V_{\text{Bé}} = V_{\text{HI}^{\circ}} + V_{\text{HII}^{\circ}} = 3,71 + 2,37 = 6,08 \text{ m}^3/\text{j.}$$

- Calcul du volume de l'épaisseur :

$$V_e = V_{Bé} \cdot t_s.$$

Le temps de séjour varie de 0,5 à 2 jours.

On se fixe un temps de séjour $t_s = 0,5$ jour.

d'où, $V_e = 6,08 \cdot 0,5 = 3,04 \text{ m}^3$.

- Surface de l'épaisseur :

$$S_e = \frac{V_e}{H} \quad (\text{m}^2)$$

On prend $H = 1,5$ m.

où H : étant la hauteur de l'épaisseur.

donc, $S_e = \frac{3,04}{1,50} = 2,03 \text{ m}^2$

- Diamètre de l'épaisseur :

Soit, un diamètre, $D_e = \sqrt{\frac{4 \cdot S_e}{\pi}}$

- Application numérique :

$$D_e = \sqrt{\frac{4 \cdot 2,03}{3,14}} = 1,60 \text{ m}$$

- Charge massique :

$$C_m = \frac{X}{S_e} = \frac{56,02}{2,03} = 27,60 \text{ Kg/m}^3 / \text{j.}$$

- Caractéristiques de l'épaisseur :

- Volume : $V_e = 3,04 \text{ m}^3$

- Surface : $S_e = 2,03 \text{ m}^2$

- Hauteur : $H = 1,50 \text{ m}$

- Diamètre : $D_e = 1,60 \text{ m.}$

Le schéma de l'épaississeur, est indiqué dans la figure (6.7).

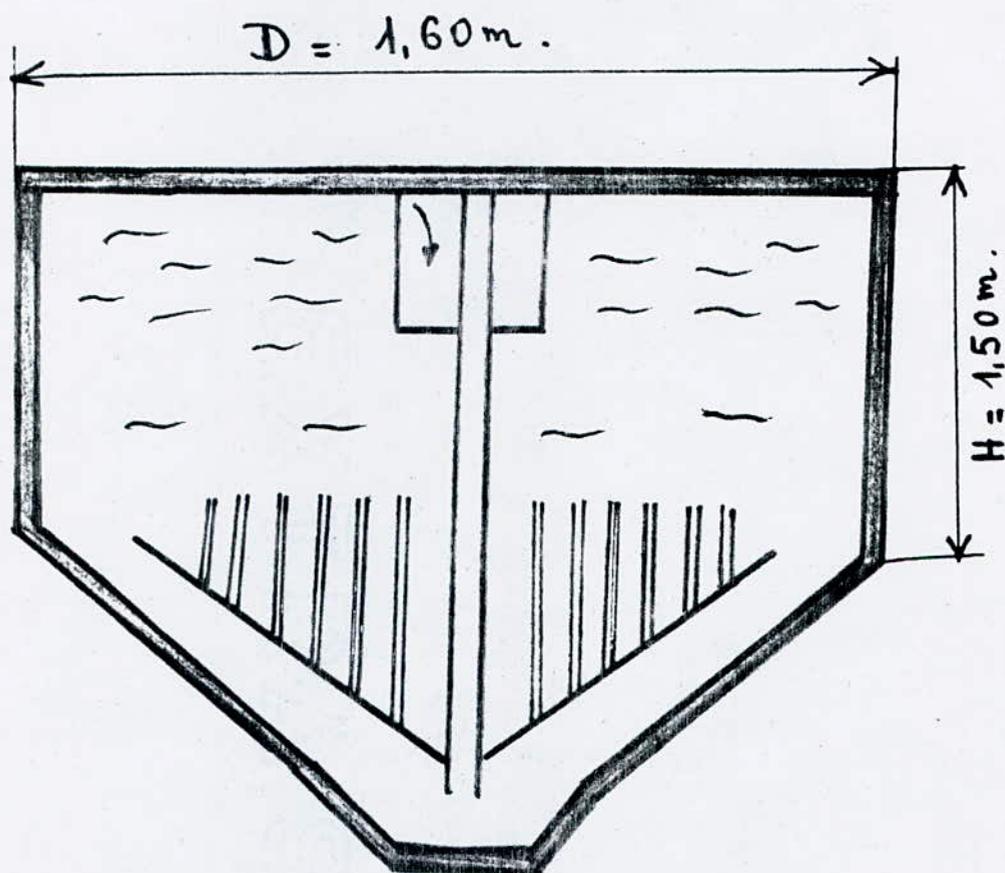


Fig. 6.7. Schéma d'un épaisseur.

En résumé, il est recommandé, pour une station d'épuration des eaux usées au niveau pilote, d'utiliser l'épaisseur, système de gravitation, qui se signale par sa faible dépense d'énergie, alors que l'épaisseur par flottation nécessite des frais d'exploitation très importants.

* CONCLUSION **

La connaissance des problèmes multiples de l'eau, répond non seulement à une curiosité légitime et passionnante, mais elle est aussi une exigence vitale et un devoir pour tout le monde. (25).

Car, si elle est une source de vie et de bien être, elle peut aussi devenir par les pollutions et le gaspillage, une source de déséquilibre grave et de mort pour les individus et les peuples.

Donc, il est temps de protéger notre environnement en faisant un bilan global, pour bien connaître le problème et agir dans le bon sens. (24)

Pour cela, une installation d'une station d'épuration est indispensable, afin d'éliminer les nuisances, causées par les eaux polluées.

Notre projet consiste à l'étude et un dimensionnement d'une installation de traitement des eaux usées urbaines à de petites quantités ou d'eaux usées synthétiques au niveau du laboratoire.

Il a été prévu, une construction d'une installation de traitement des eaux usées urbaines.

Malheureusement, les matériels utilisés (plexis-glass; pompes, etc...) pour la construction des différents ouvrages ne sont pas disponibles au niveau de notre département et la durée de réalisation de ces différents ouvrages est très limitée, alors on se limite simplement au dimensionnement d'une installation de traitement des eaux usées synthétiques au niveau du laboratoire.

Puisque, la construction de ces différents ouvrages de traitement nous est impossible de la réaliser, nous avons été amené à faire un autre dimensionnement au niveau pilote, autrement dit, un dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées de la ville de REGHAIA

Pour cela, on s'est basé sur certaines analyses faites précédemment (années 85, 86, 87) et celles qui ont été faites en Avril 1987, au niveau de l'I.A.P. (Boumerdés).

RECOMMANDATIONS :

- Après, le calcul du dimensionnement des différents ouvrages, on laissera le soin, à d'autres étudiants, pour la construction d'une installation de traitement des eaux usées synthétiques au niveau du laboratoire, afin de dépolluer ces eaux à de faibles quantités.

- Chaque unité doit être équipée, d'une station et d'un laboratoire d'analyse en vue de contrôler les différents paramètres de fonctionnement de la station d'épuration.

- Nous pouvons prévoir un dimensionnement des installations des eaux usées au niveau industriel.

- L'utilité de traitement tertiaire pourrait être intéressante, car les eaux usées après traitement, seront réutilisées à des fins agricoles.

- La méthode la plus simple, pour épurer les eaux usées, est de les déverser, en un premier temps dans les étangs spécialement aménagés, avant de les rejeter dans le milieu naturel.

Malgré, les difficultés, que nous avons rencontrés, lors de l'élaboration de ce projet, nous espérons que ce humble travail pourra être oeuvre utile dans l'étude d'une installation de traitement au niveau du laboratoire.

^^ANNEXES^^

1°)- Détermination des matières en suspension : (17)

La détermination des MES a été faite par filtration.

Principe :

L'eau est filtrée et le poids de matières séchées à 105°C retenues par le filtre est déterminé par pesée différentielle.

On exprime leur poids sec, en (mg/l)

Expression des résultats:

Le teneur de l'échantillon en MES est donnée par :

$$\text{MES} = \frac{M - M_0}{V} \cdot 1000$$

Où , M : Masse du filtre après filtration (mg)

M₀ : Masse du filtre avant filtration (mg)

V : prise d'essai utilisé nul (l)

2°)- Détermination de la DBO₅ . (23)

La demande biochimique en oxygène est déterminée dans un appareil, appelé respiromètre. Les flacons sont mis en incubation pendant 5 jours à une température de 20°C et dans l'obscurité par certaines matières présentes dans l'eau.

3°)- Détermination de la D.C.O. : (17)

Principe : Certaines matières contenues dans l'eau, sont oxydées par un excès de biochromate de potassium en milieu acide et à l'ébullition et en présence de sulfate d'argent et de sulfate de mercure.

II

L'excès de bichromate de potassium est dosé par le sulfate de fer ferreux et d'ammonium.

- Mode opératoire :

introduire la prise d'essai dans un ballon, ajouter du bichromate de potassium ($K_2 Cr_2 O_7$) et de l'acide sulfurique $H_2 SO_4$, enfin une solution d'argent, qui a le rôle de catalyseur.

L'interférence due aux ions chlorures Cl^- est évité en ajoutant du sulfate de mercure $Hg SO_4$.

Ainsi, l'échantillon fortement acide est porté à l'ébullition pendant 2 h, sous reflux. L'excès d'oxydant non consommé est ensuite déterminé par titrage en retour par le sel de Mohr (sulfate de fer et d'ammonium).

- Expressions des résultats :

$$DCO = \frac{8000 (V_0 - V_1) \cdot T}{V} \quad (\text{mg d'O}_2 / \text{l.})$$

V : volume de la prise d'essai.

V_1 : volume de solution de sel de Mohr utilisé par l'eau à épurer (ml)

V_0 : volume de solution de sel de Mohr nécessaire au dosage de l'essai à blanc.

T : Le titre exprimé en normalité de la solution de sel de Mohr.

4°) Dosage des phosphates : (17) .

Les orthophosphates donnent un complexe phosphomolybdique, en milieu acide et en présence de molybdate d'ammonium.

Ce complexe, qui est réduit par l'acide ascorbique, développe une coloration bleue susceptible d'un dosage colorimétrique.

Le développement de la coloration est accéléré en présence d'un catalyseur, tartrate double d'antimoine et de potassium.

5°)- Détermination des chlorures : (24)

Les chlorures sont dosés en milieu neutre, par une solution titrée de nitrate d'argent, en présence de chromate de potassium. A la fin de la réaction, on remarque une apparition de la teinte rouge caractéristique du chromate d'argent.

6°) Dosage de l'azote ammoniacale : (17).

Le dosage de l'azote ammoniacale se fait par la méthode du bleu d'indophénol ; en utilisant le nitroprussiate de sodium comme catalyseur, afin d'augmenter la vitesse de la réaction.

On a effectué les mesures à l'aide du spectrophotomètre. La courbe d'étalonnage établie préalablement densité- optique en fonction de la concentration en azote ammoniacale nous permet de tirer la valeur de l'effluent.

Les lectures ont été effectuées à la longueur d'onde de 630nm.

7°)- Dosage de l'oxygène dissous : (17) .

Le dosage de l'oxygène dissous, se fait par la méthode de WINCKLER. L'oxygène oxyde les sels manganoux en sels manganiques. Ces derniers peuvent être titrés par le thiosulfate.

Bibliographie.

- (01)- REVUES ; Environnement et traitement de surface.
Le point N 180 (année 1986)
- (02)- A. AROUA, Santé et environnement. ALGER E.N.L (1985)
- (03)- Office Suisse d'expansion commerciale, protection de l'environnement, Suisse (1981)
- (04)- Extrait de : Essais de désinfection des eaux usées urbaines, Montpellier, Agence de bassin R.M.C (1982)
- (05)- A. GAID, Epuration biologique des eaux urbaines, Ed. OPU, ALGER (1984)
- (06)- Degrémont, Memento technique de l'eau, PARIS. (1978)
- (07)- J.P. Bechac, P. Boutin, B. Mercier et P. Nuer.
Traitement des eaux usées, Ed. Eyrolles, Paris (1983)
- (08)- J. Arrignon, Aménagement écologique et piscicole des eaux douces, Ed. 3 . Gauthier - Villards France (1982)
- (09)- W.W. Eckenfelder, Gestion des eaux usées urbaines et industrielles, Ed. Lavoisier Tec et Doc, France (1981)
- (10)- P. Givka, Travaux scientifiques de l'institut technologique supérieur de l'industrie alimentaire Plovdiv, Bulgarie.
- (11)- RENE Colos, La pollution des eaux.
- (12)- S. BOUTRIA, Contribution à l'étude de la pollution de la zone industrielle Rouiba-Reghaia (Juin 1986)
- (13)- F. Meinck, H. Stooff et R. Kohlshutter, Les eaux résiduaires industrielles, Ed. Masson.
- (14)- F. Rijmart et A. Palstra, Cours de traitement des eaux Tomes I et II I.N.A Alger (1978)
- (15)- J.R. Vaillant, Perfectionnement et nouveautés pour l'épuration des eaux résiduaires.
Eaux usées urbaines et résiduaires industrielles (1974)

- (16)- L. ALIA, Contribution à l'étude de la pollution engendrée par IENAD. U. II et de son impact sur le lac de Reghaia (janvier 86)
- (17)- J. Rodier, L'analyse de l'eau, Ed. 7 Dunod, Paris (1984)
- (18)- H. Guerrée et C. Gomela. Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales Ed. Eyrolles, Paris (1983) (Traitement et Collecte)
- (19)- L. Divet et P. Schulhof, Que sais-je ? Le traitement des eaux, France (1966)
- (20)- H. Monchy, Memento d'assainissement, Ed. Eyrolles, Paris (1977)
- (21)- M. Djedid, Analyse et traitement des eaux résiduaires de l' E.M.A.L (Reghaia)
- (22)- R. Thomazeau, Station d'épuration; eaux potables et eaux usées, technique et documentation, France (1981)
- (23)- S. Jankovic, manuel de chimie de l'environnement, OMS, Genève (1974)
- (24)- M. Tardat-Henry, Chimie des eaux, Ed. Le griffon, Canada (1984)
- (25)- H. Roques, Fondements théoriques du traitement biologique des eaux, technique et documentation. Paris (1979)

EXHIBIT 2130A

