

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Génie Sanitaire

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

EPURATION DES EAUX
RESIDUAIRES DE
L'AGGLOMERATION DE ZERALDA

Proposé par :

Mr R. RIHI

Etudié par :

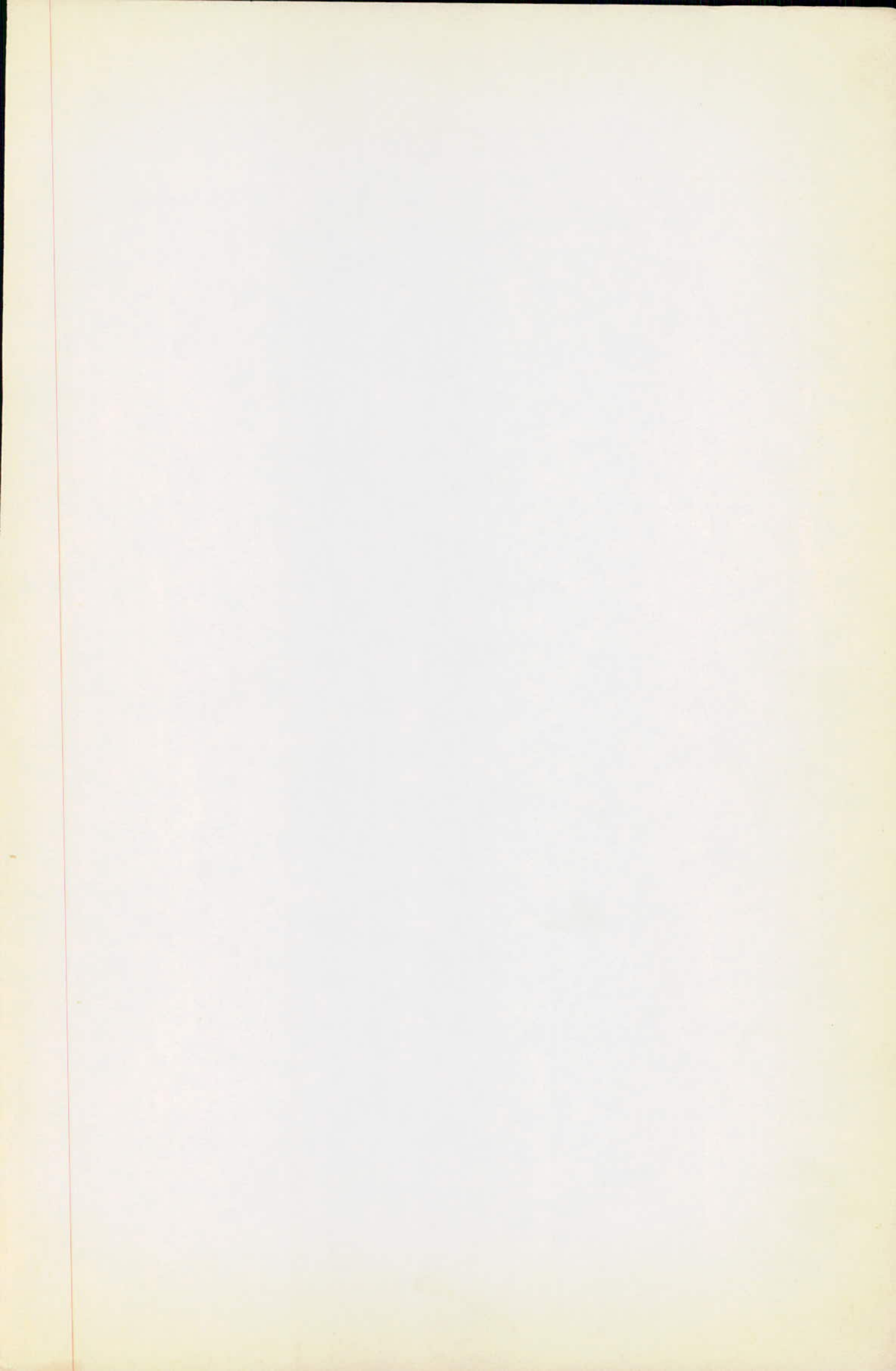
Melle A. MEZIANE
Mr AIT OUBELLI

Dirigé par :

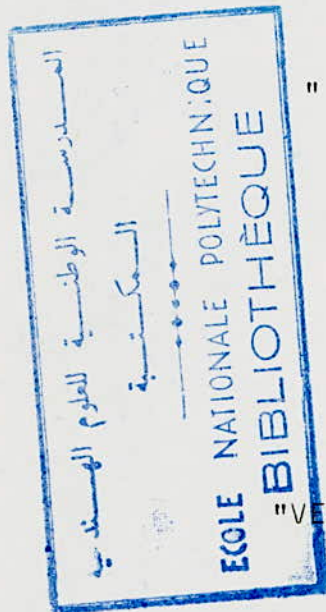
Mr R. RIHI



PROMOTION : **JANVIER 84**



LE TROISIEME ANGE A SONNE LATROMPETTE ET UNE GRANDE
ETOILE ARDANTE COMME UNE TORCHE EST TOMBEE DU CIEL.
ELLE EST TOMBEE SUR LE TIERS DES FLEUVES ET SUR LES
SOURCES DES EAUX. LE NOM DE CETTE ETOILE EST ABSINTHE
ET LE TIERS DES EAUX ONT ETE DE L'ABSINTHE ET
BEAUCOUP D'HOMMES SONT MORTS A CAUSE DES EAUX DEVENUES AMERES.



" Jean APOCALYPSE "

"VERSET DU CORAN"

"و تصيرون قارعة ما بعد"
(صدق الله والعظيم)

REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à monsieur R.REHE notre promoteur pour tous les conseils qu'il nous a prodigué

Nous remercions notamment monsieur A.MEZAOUI qui nous a constamment aidés et conseillés dans notre travail, ainsi que monsieur K.MEZIANE quant à la frappe et au tirage de ce modeste projet.

Nos remerciements vont également à:

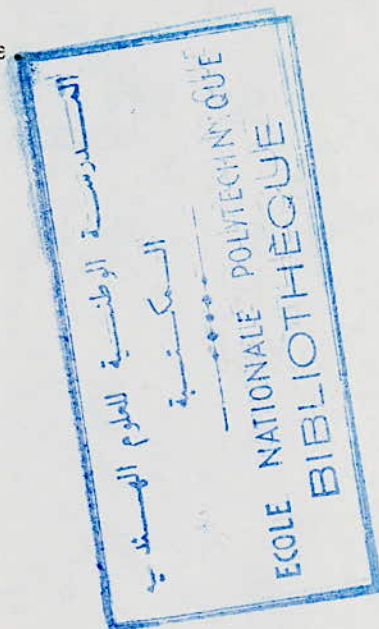
Madame G.NEZZAL :chef departement de genie sanitaire

Monsieur MISOUIKI:sous directeur des forets et de la
mise en valeur des terres W.BLIDA

Mademoiselle S.MESSAUODI :ingenieur genie sanitaire

Madame F.Z.LHOUHAB; ingenieur genie sanitaire

Enfin que tous ceux qui de près ou de loin nous ont aidé et encouragé durant ce travail trouvent ici l'expression de notre vive reconnaissance.



DEDICACE

A MES PARENTS QUI ONT CONTRIBUE A MA FORMATION
A MES FRERES ET BELLES SOEURS
A MES SOEURS ET BEAUX FRERES
A MES NEVEUX ET NIECES
A MES COUSINS ET COUSINES
A TOUS MES AMIS (ES)
A CELUI QUI SERA MON MARI

A.MEZIANE

A MES PARENTS
A MES SOEURS ET FRERES
A MES NEVEUX ET NIECES EN PARTICULIER A MA PETITE NAWAL
A MES AMIS(ES)

M.ATT OUBELLI

Chap I Les eaux residuaires

- I 1 Introduction
- I 2 Nature et origine des eaux residuaires
 - I 2 1 Eaux residuaires industrielles
 - 2 2 Eaux de ruissellement
 - 2 3 Effluents d'origine agricole
 - 2 4 Eaux usees domestiques
- I 3 La pollution (hydrique) des eaux
 - 3 1 Generalites
 - 3 2 Les differents type de pollution des eaux
 - 3 2 1 Pollution organique
 - 3 2 2 Pollution chimique
 - 3 2 3 Pollution physique
 - 3 2 4 Pollution microbienne
 - 3 2 5 Pollution radioactive
- I 4 Les caracteristiques des eaux residuaires
 - 4 1 Demande chimique en oxygene
 - 4 2 Demande biochimique en oxygene
 - 4 3 Matieres en suspensions
 - 4 4 Matieres decantables
 - 4 5 Autres parametres
- I 5 Estimation des rejets urbains
 - 5 1 Debit
 - 5 2 Charge en DBO5
 - 5 3 Charge en MES
 - 5 4 Correlation entre DCO et DBO5

CHAP II Procedes de traitement

- III 1 Traitement physico-chimique
 - 1 1 Le pretraitement
 - 1 1 1 Degrillage
 - 1 1 2 Tamisage
 - 1 1 3 Dessablage
 - 1 1 4 Deshuilage
 - 1 2 Traitement primaire
 - 1 2 1 Decantation
 - 1 2 1 1 Decanteurs
 - a) Decanteurs à circulation verticale
 - b) Decanteurs à circulation horizontale
 - 1 2 2 Coagulation floculation

- 1 2 2 1 Coagulation
- 1 2 2 2 Flocculation
- II 2 Traitement biologique
 - 2 1 Generalitees sur les phenomenes biologiques
 - 2 1 1 Voie aerobie
 - 2 1 2 Voie anaerobie
 - 2 1 3 Les organisme heterotrophes
 - 2 1 4 Les organismes autotrophes
 - 2 2 Mode de traitement
 - 2 2 1 Procédés intensifs
 - a) boues activés
 - b) lits bacteriens
 - 2 2 2 Procédés extensifs
 - a) Lagunage
 - b) Epannage
 - 2 2 3 Traitement des boues
 - 2 2 3 1 Introduction
 - 2 2 3 2 Composition des boues (et structure)
 - 2 2 3 3 Stabilisation des boues
 - a) Stabilisation aerobie
 - b) Stabilisation anaerobie
 - 2 2 3 4 Epaississement
 - a) Epaississement statique
 - b)epaississement par flottation
 - 2 2 3 5 Deshydratation
 - a) Lit de sechage
 - b) Filtration sous pression
 - c) Filtration sous vide
 - d) Centrifugation
 - 2 2 3 6 Conclusion

Chap III Technique d'epuration par le procédé de

" BOUES ACTIVEES "

- 3 1 Historique
- 3 2 Introduction
- 3 3 Généralités
 - 3 3 1 Principe
 - 3 3 2 Mecanismes
 - 3 3 3 Parametres de fonctionnement
- 3 4 Conception des installations de traitement par boues activées
 - 3 4 1 Bassin d'aération
 - 3 4 1 1 L'aération
 - 3 4 2 Clarificateur
 - 3 4 2 1 Rôle
 - 3 4 2 2 Decantation des boues
 - 3 4 2 3 Recyclage des boues
 - 3 4 2 4 Boues en excées
- 3 5 Conclusion

Chap IV Techniques d'épuration par lagunage

- 4 1 Historique
- 4 2 Définition
- 4 3 Classification des lagunes
 - 4 3 1 Lagunes aérées
 - 4 3 1 1 Lagunes aérées aérobies
 - 4 3 1 2 Lagune aérée facultative
 - 4 3 1 3 Oxygénation et performance de l'aération
 - 4 3 2 Lagunes naturelles
 - 4 3 2 1 Lagune aérobie
 - 4 3 2 2 Lagune anaérobie
 - 4 3 2 3 Lagune facultative
 - 4 3 2 4 Apport d'oxygène
 - 4 3 3 Flore et faune du lagunage naturel
 - 4 3 3 1 Les algues
 - 4 3 3 2 Les bacteries
 - 4 3 3 3 Zooplanctons
 - 4 3 3 4 Organismes pathogènes
 - 4 3 3 5 Reduction des germes pathogenes
 - 4 3 4 Parametres chimiques intervenant dans le lagunage naturel
 - 4 3 4 1 Le carbone
 - 4 3 4 2 La photosynthèse
 - 4 3 4 3 Les nutrimentS
 - a) Le phosphore
 - b) L'azote
 - c) Calcium et ~~potassium~~ magnesium
 - d) Sodium et potassium
 - e) Aligo-éléments
 - f) Soufre
 - g) Meteaux lourds
 - 4 3 5 Parametres physiques intervenant dans le lagunage naturel
 - 4 3 5 1 La temperature
 - 4 3 5 2 L'éclairement
 - 4 3 5 3 Equilibre thermique des lagunes
 - a) Stratification thermique
 - 4 3 5 4 Facteur climatiques
 - 4 3 5 5 Temps de sejour

4 3 6 Dimensionnement des bassins de stabilisation

6 1 Methodes dites rationnelles

A/ Methode du CPHERI I

1/ Principe

- a) Determination de l'oxygène
- b) Relation entre les besoins en oxygène et la production d'algues.
- c) Surface du bassin

B/ Methode SUD AFRICAINE

1/ Principe

- a) Degradation de la DB05
- b) Taux de degradation K_T
- c) Rendement
- d) Temps de séjour rétention

C/ Methode du CPHERI II

- a) Determination de la surface
- b) Temps de rétention théorique
- c) Temps de rétention reel

6 2 Methode GLOY empirique

A/ Methode GLOYNA

CHAPITRE V Monographie de la ville de ZERALDA

- 5 1 Caracteristiques physiques
 - 1 1 Situation geographique
 - 1 2 Topographie
 - 1 3 Reseau hydraulique
 - 1 4 Milieu naturel
 - 1 5 Climatographie
 - 1 5 1 Climat
 - 1 5 2 Pluviometrie
 - 1 5 3 Frequence et direction des vents
- 5 2 Population
 - 2 1 Population actuelle
 - 2 2 Perspective de la population et evolution de la region
- 5 3 Alimentation en eau potable
 - 3 1 Infrasrtucture
 - 3 2 Ressources en eau
 - 3 3 Systeme d'alimentation
- 5 4 Reseau d'assainissement
 - 4 1 Situation actuelle
 - 4 2 Situation future
 - 4 3 Industrie
- 5 5 Pollution
 - 5 1 Source de pollution
 - 5 2 Points de rejet des eaux usées
- 5 6 Conclusion

Chap VI Etude de la pollution du rejet

- 6 1 Introduction
- 6 2 Mesure du débit
- 6 3 Prélèvement des échantillons
 - 3 1 Methodologie des prelevements
 - 3 2 Lieu de prelevement
 - 3 3 Horaire des prelevements
 - 3 4 Echantillonnage
 - 3 5 " " " horaire
 - 3 6 " " " moyen (continu)
- 6 4 Conservation des échantillons
- 6 5 Organisation du travail
- 6 6 Quantification de la pollution
 - 6 1 Methode d'analyse
 - 1 1 DCO
 - 1 2 DBO5
 - 1 3 MES
- 6 7 Presentation des resultats
- 6 8 Interpretation des resultats
- 6 9 Conclusion

Chap vi VII Choix du produit et dimensionnement

Introduction

- 7 1 Base de dimensionnement et exigence de rejet
 - 1 1 Eaux usées
 - 1 2 Pollution (DBO5 MES)
 - 1 3 Exigence de rejet
- 7 2 Description du fonctionnement de la station
 - 2 1 Degrilleur
 - 2 2 Dessableur
 - 2 3 Traitement biologique
 - 2 3 1 Boues activées à faible charge
 - 2 3 2 Lagunage
- 7 3 Spécification de dimensionnement
 - 3 1 Calcul du degriilleur
 - 3 2 Calcul du dessableur
 - 3 3 Traitement biologique

Variante A: " Boues activées"

- A 1 Introduction
- A 2 Dimensionnement des ouvrages
 - 2 1 Bassin d'aération
 - 2 2 Bilan des boues
 - a boues en excès (secondaires)
 - b recirculation des boues
 - 2 3 Station clarificateur
 - 2 4 Poste de pompage des boues secondaires
 - a boues de recirculation
 - b boues en excès
 - 2 5 Traitement des boues
 - 5 1 Epaisseur
 - 5 2 Lit de séchage
 - 2 6 Récapitulatif
- A 3 Coût de la station
- A 4 Conclusion

Variante B " Lagunage"

- B 1 Dimensionnement des bassins
 - B 1 1 Méthodes rationnelles
 - 1 1 1 Méthode du CPHERI I

- 1 1 2 Methode du sud Africain
- 1 1 3 Methode du CPHERI II
- B 1 2 Methodes empiriques
 - 1 2 1 Methode de GLOYNA
- B 1 3 Tableau recapitulatif des resultats
- B 2 Dispositiön des basiins
 - 2 1 Tableaux recapitulatif des resultats
- B 3 Technoligie de construction
- B 4 Entretien et mise en service
- B 5 Avantage de lagunage
- B 6 Cout de la station

Conclusion

HALTE A LA POLLUTION !!!...

La pollution, sous tous ses formes et ses aspects, est un phénomène particulièrement ressenti à l'heure actuelle, Mais parmi toutes les pollutions qui nous agressent dans ce monde moderne industrialisé, celle des eaux usées est peut-être la plus visible et la plus gênante.

Pour préserver la salubrité des zones habitées, l'homme a depuis très longtemps rejeté une partie de ses déchets dans des cours d'eau, mer ...etc laissant à la nature de restituer à l'eau ses qualités premières.

Or par suite de l'accroissement démographique, du développement industriel et de l'intensification de l'urbanisme, les dommages causés à ce milieu receveur sont tels qu'ils mettent en péril, dans bon nombre de cas la vie de la flore et de la faune aquatique et, qu'ils compromettent la qualité des eaux destinées à l'alimentation humaine.

Nous devons y faire face et agir au plus vite pour récupérer ce trésor très précieux et qui est le patrimoine naturel. Sinon que laisserons nous à nos enfants?

Pour la sauvegarde de ce patrimoine et la santé publique, il est devenu nécessaire de réaliser des installations d'épurations artificielles des eaux usées urbaines et industrielles.

Notre étude s'inscrit dans le cadre de la réalisation d'un projet de station d'épuration des eaux usées de la ville de ZERALDA ville touristique, proposé par l'entreprise nationale de forage et de réalisation.

La méthodologie de cette étude est faite selon des chapitres apparemment dépendants:

- dans une première partie c'est la présentation générale des différents procédés d'épuration.

- dans une deuxième partie c'est l'étude du procédé intensif c'est à dire par boues activées.

- dans la troisième partie c'est l'étude du procédé extensif c'est à dire par lagunage.

- dans la quatrième partie on regroupe l'aspect implantation géographique et l'étude du rejet.

- enfin dans la cinquième partie c'est le dimensionnement de la station et la conclusion générale.

CH. PITRE I LES EAUX RESIDUAIRES

I 1 Definition

On entend par les eaux residuaires des eaux qui ont servi à une activite humaine quelconque et qui conservent des traces de leur emploi qui font d'elles des eaux polluées et polluantes.

I 2 Nature et ^{des} origines des eaux residuaires

Les eaux residuaires proviennent de diverses activités ; de part leur origine , les eaux peuvent etre classées suivant quatre categories principales.

2 1 Eaux residuaires industrielles

Elles sont extremement variables en qualité , selon le type d'industrie consideré et presentent un caractere nocif , à des degres divers ,aussi bien pour la faune et la flore aquatique ,que pour l'homme.

Selon la nature des polluants, directement liée au processus technologique utilisé ,on peut distingués trois types d'effluents industriels:

a) Eaux à caractere organique dominant

Cette categorie comprend les eaux residuaires contenant des substances fermenticibles essentiellement de nature organique . C'est surtout le cas des residus des industries agro-alimentaires ; leur composition tres variable associé le plus souvent des mineraux en suspension, des debris vegetaux, mineraux, des graisses, des glucides, proteines et des sels divers.

Generalement ,les eaux sont equilibrées du point de vue element de croissance bacterienne et se pretent le plus souvent bien aux traitements biologiques;

b) Eaux à caractere mineral dominant

Ce sont les eaux resultant des activités d'extraction miniere, des traitements de surface, les eaux des usines chimiques minerales , les eaux d'industrie siderurgique et metalurgique.

Ces eaux à caractere mineral sont chargées de matières solides en suspension en sels dissous et sont generalement d'une tres faible DBO et d'une DCO qui depend dela nature des elements mineraux en solution.

Le traitement de ces eaux fait appel le plus souvent aux procédés physiques et chimiques.

c) Eaux à caractère mixte

Ces eaux proviennent des industries textiles, des industries de cellulose, de caoutchouc... outre des matières minérales, ces eaux contiennent des hydrocarbures dissous des graisses et des colorants divers.

Pour ce type de rejets, le traitement biologique lorsque celui-ci est possible, s'associe souvent à un traitement physique.

2 2 Les eaux de ruissellement

Ce sont essentiellement les eaux pluviales les eaux de lavage des chaussées, des marchés et cours; les eaux d'arrosage des voies publiques.

Les eaux de pluies sont généralement d'un débit fortement variable. La pollution entraînée par ces eaux est maximale au début de la précipitation et décroît très rapidement en cas de pluie persistante.

Les eaux de ruissellement sont caractérisées par une pollution, constituée pour une forte part de matières en suspension d'origine automobiles, et, saisonnièrement des débris végétaux (herbes, pailles, feuilles, graisses; etc...) de toutes sortes de micropolluants, avec éventuellement en plus des détergents des eaux de lavage.

Le traitement de ces eaux se limite à un dégrillage et une décantation.

2 3 Les effluents d'origine agricole

Ce sont les eaux de ruissellement des terrains agricoles traités au moyen d'engrais chimique et de pesticides. Ces eaux entraînent toutes sortes de débris minéraux et organiques : des terres, limons, sables, débris biologiques végétaux et toutes sortes de micropolluants.

2 4 Les eaux usées domestiques

Suivant les diverses activités vitales de l'homme, on peut distinguer .

— Les eaux de cuisine qui sont riches en terre débris végétaux et animaux, en graisse plus ou moins émulsionnées par les détergents.

— Eaux de buanderie de salle de bain, de lavage des locaux contenant outre des matières minérales en suspension, des savons plus ou moins émulsionnés avec des graisses, hydrocarbures et des détergents etc...

Les eaux vannes (WC urinoires) contenant les urines et matières fécales diluées.

Ces eaux très riches en matières hydrocarbonnées sont aussi pourvus en azote, phosphore et potassium, en quantité équilibré à l'entrée des stations de traitement des eaux par voie biologique ; elle contiennent également divers micro-organismes, assurant un ensemencement continu des stations de traitement biologique.

Elle contiennent aussi des éléments pathogènes, des virus, des bactéries et parasites divers susceptibles de poser de graves problèmes d'hygiène publique.

Le traitement des eaux usées domestiques se fait toujours par voie biologique.

À cette liste de ressources de " pollution permanente on peut distinguer de multiples sources de pollution souvent purement accidentelles qui, hélas, se manifestent de plus en plus souvent dans les villes et sur les littoraux les fuites d'hydrocarbures sur les conduites ou des réservoirs, les camions citernes accidentés ou encore plus tragique les marées noires provoquées par les navires pétroliers.

I 3 Pollution hydrique

3 1 Generalités

On parlera de pollution d'eau lorsque par suite de rejet, un facteur chimique, physique ou biologique aura atteint une valeur telle qu'elle risque de perturber l'équilibre biologique et causer tort à autrui.

L'eau étant un réceptacle de nombreux déchets, résidus et rejets des habitations, des industries et de l'agriculture, il est donc inévitable qu'il y ait des souillures. Ces eaux polluées peuvent s'infiltrer et polluer les eaux souterraines ou ruisseler en surface (lacs, mers) ou elles peuvent causer de graves risques pour la santé publique, et réduire les ressources en eau utilisable dans les conditions économiques acceptables, même souvent elles peuvent occasionner la destruction de la vie dans les mers.

3 2 Les différents types de pollution des eaux

3 2 1 La pollution organique

Elle est engendrée par les déversements domestiques, industriels, agro-alimentaires, textile... etc le tableau N°1 donne la pollution relative à différents types d'effluents.

TABLEAU N°1

POLLUTION ORGANIQUE APPORTEE POUR
QUELQUES EFFLUENTS RESIDUAIRES

878

ORIGINE DE L'EFFLUENT	UNITE DE REFERENCE	DB05 KG/J
Eaux usées urbaines	10'000 HABITANTS	1,500
Laiterie sans fro- -mage	1000 l de lait	1,35 à 2,7
Laiterie avec fro- -mage	1000 l de lait	4,5 à 11,25
Abattoir	1 boeuf	3,15 à 9
Sucrerie	1 tonne de betterave	5,40 à 18
Fabrique d'amidon	1 t de maïs	36 à 45
Tannerie	1 t de peau	45 à 180
Laverie de laine	1 t de laine	90 à 250
Blanchisserie	1 t de marchandise	11,25
Usine de pâte de bois	1 T DE PATE	2,25 à 3,6
Papeterie	1 t de papier	4,6 à 13,5

D'après les cours de traitement des eaux I.N.A 1979

3 2 2 Pollution chimique

Entraînée généralement par les industries, elle est plus ou moins nocives suivant la nature et la concentration des substances dissoute dans l'eaux.

3 2 3 Pollution physique (mecanique)

Elle resulte de la presence dans l'eau de dechets ou particules capable de colmater un lit de riviere ou les installations d'assainissement.

3 2 4 Pollution thermique

Elle est provoquée par certains deverssement d'effluents industriels contenant des quantitées importantes de calories pouvant perturber l'equilibre biologique du milieu recepateur .par exemple ,les ~~aux~~ industries utilisant l'eau comme fluide de refroidissement en circuit ouvert (centrales , siderurgie...).

3 2 5 Pollution microbiènne

Elle est tres dangereuse s'il y a dans l'eau des micro-organismes pathogenes qui entrainent des risques graves pour la santé publique.

3 2 6 La pollution radioactive

Elle resulte d'effluents radioactive liquides de l'industrie nucleaire ou de dechets radioactifs non traités ou voisinage des mines ~~xxx~~ d'uranium.

I 4 Les caracteristiques des eaux residuaires

L'interet croissant porté à la qualité de l'eau a conduit à defenir pour les eaux usées un certain nombre de parametres specifiques.

En mettant à part la teneur en éléments toxiques en substances radioactives et en agent pathogenes le degres de pollution d'une eau residuaire est apprécié en determinant les parametres ci-dessous:

4 1 Demande chimique enoxygene DCO

La ~~DCO~~ represente la quantité d'oxygene necessaire pour oxygener dans certain contexte reactionnel les substances contenues dans l'echantillon.

4 2 Demande biochimique en oxygene DBO5

La demande ^{bio} chimique en oxygene d'un echantiillon

est la quantité d'oxygène consommée par les micro-organismes aérobies, présents ou introduits dans cet échantillon pour réaliser la dégradation des composés biodégradables après incubation durant 5 jours à 20 DEGRÉS CELCIUS et à l'obscurité.

4 3 Détermination des matières en suspension MES

L'eau est filtrée et le poids des matières en suspension est déterminé par pesée différentielle.

4 4 Détermination des matières décantables

Elles constituent le dépôt au bout de deux heures dans une éprouvette conique graduée de contenance d'un litre.

4 5 Autres paramètres

On s'intéresse à la détermination de la température, PH, azote et phosphore dont la connaissance permet de donner des indications sur le type de traitement à appliquer.

- Température

La température des eaux usées varie avec l'altitude la latitude et les saisons ; plusieurs auteurs considèrent que la zone optimale de température permettant l'activité microbienne, au cours de l'épuration biologique est de 25 à 30 DEGRÉS CELCIUS (1). Les variations de température affectent tout le processus d'épuration biologique.

- PH

Le traitement biologique d'une eau s'effectue dans une zone de PH 6,5 à 8,5 zone optimale pour l'activité (2) microbienne. Au delà et en deçà de cette zone l'activité enzymatique des micro-organismes décroît rapidement. En cas de nécessité une correction de PH doit présenter un prétraitement ; les eaux usées ont un PH compris entre 7-8

(1) BORCHARLD 1966, PAINTER 1977? CHARME ET AHLERT 1977
WILD ET COLL 1971.

(2) WW ECKENFELDER, (gestion des eaux usées urbaines et industrielles.)

Azote et phosphore

La connaissance de la teneur d'une eau usée à épurer biologiquement en azote et en phosphore est nécessaire

telque les rapports	<u>DBO5</u>	SUPERIEUR OUEGALE	<u>150</u>
	N		5
ET	<u>DBO5</u>		<u>150</u>
	P		1

Les composés minéraux et organique de phosphore et d'azote constituent les éléments nutritifs les plus importants et sont considérés comme des facteurs principaux conduisant à l'eutrophisation.

I 5 Estimation des rejets urbains

La pollution d'une eau urbaine est estimée en fonction de son débit, de sa concentration en matières en suspension et sa demande biochimique et chimique en oxygène.

5 1 DEBIT

En FRANCE on prend comme base les valeurs journalières suivantes par habitant :

- Pour moins de 10'000 usagers 150 LITRES
 - Pour 10000 à 50000 usagers 200 LITRES
 - Pour plus de 50'000 usagers 250 à 500 LITRES
- A NEW YORK
500 litres par habitant par jour

En ALGERIE

- Pour moins de 10'000 usagers 80 LITRES
- De 10'000 à 50'000 usagers 200 LITRES
- Pour plus de 50'000 usagers 150

5 2 Charge polluante en DBO5

Les charges en DBO5 apportées par les eaux brutes par jour et par habitant sont habituellement estimées à :

- Pour reseau separatif : 54 g
- Pour reseau pseudo-separatif : 60g
- Pour reseau unitaire 70 g

5 3 Charge en MES

Les charges en 1 matières solides apportées par les eaux brutes par jour et par habitant sont estimées à :

- Matières solides decantables 60 g
 - Matières non decantables 30 g
- Ces chiffres peuvent être dépassés dans les grandes agglomérations

5 4 Correlation entre DBO5 et DCO

Il est possible de mettre en évidence une certaine corrélation entre DBO5 et DCO d'une eau usée donnée.

La biodégradabilité des matières polluantes, d'un effluent est appréciée par le rapport $\frac{DCO}{DBO5}$

On dira que l'effluent est biodégradable si le rapport est inférieur à 2, au-dessus de 3,3 il faut envisager des traitements améliorant la biodégradabilité.

CHAPITRE II PRINCIPAUX PROCÉDES D'ÉPURATION

II 1 Introduction

Pour épurer une eau résiduaire il faut généralement combiner plusieurs traitements élémentaires et dont les bases peuvent être physique, chimique biologique. Le but de l'épuration est d'éliminer d'abord une première phase les corps flottants de grandes dimensions, les matières en suspension et enfin les matières dissoutes. Plusieurs principes peuvent être mis en œuvre pour chaque étape, suivant le but recherché. Pour notre travail on s'intéressera aux traitements physico-chimique et biologique.

II 2 Traitement physico-chimique

Dans cette catégorie de traitements on parlera du prétraitement et du traitement primaire.

2 1 Le prétraitement

C'est un poste important qui consiste à éliminer les débris grossiers, le sable et les graisses flottantes qui risquent de perturber le fonctionnement des ouvrages situés en amont (degrillage, dessablage, tamisage et deshuil)

2 1 1 Le degrillage

Il permet de protéger la station contre l'arrivée intempestive de gros objets flottants capables de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation.

En fonction de l'écartement des barreaux on peut distinguer:

- Le degrillage fin écartement 3 à 10 mm (1)
- Le degrillage moyen écartement 10 à 25
- Le prédegrillage écartement 50 à 100mm

a) Degrillage mécanique

Il est utilisé dans les installations importantes où les eaux brutes sont très chargées en matières grossières.

- Grilles courbées

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 râteau

tournant, soit par un rateau unique ou un parrallelogram me de bielles vient appliquer contre la grille lors de sont mouvement de remontée ; ce type de grille est bien adapté aux * petite et moyenne stations.

- Grilles droites

Elles sont fortement relevés sur l'horizontale 80° parfois meme * verticalas.

b) Degrillage manuel

Des grilles sont composées de barreaux droits en acier, ces grilles parfois droites , sont le plus souvent inclinés de 60° à 80° sur l'horizontale.

La surface de ces grilles doit être calculée largement pour éviter la nécessité d'intervention trop fréquente pour le nettoyage.

Le calcul de la largeur d'une grille fine est fait selon plusieurs formes , dont les plus utilisées **

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

delta : coefficient de colmatage

hmax : hauteur maximum d'eau

beta: fraction de surface occupée par les barreaux

alpha: inclinaison de la grille

S : section de la grille

l : largeur de la grille

ET selon les ALLEMANDS

$$L = \frac{d + E}{E} \cdot \frac{1}{1 - m} \cdot \frac{q}{v \cdot h}$$

L : largeur totale des grilles

d : largeur des barreaux 15MM

E : espacement entre barreaux

m : degrés d'encastrement

q : débit

h : profondeur d'eau

v : vitesse au passage des grilles (1,2 m/s)

2 1 2 Le tamisage

C'est un dégrillage poussé, les eaux devant traverser un tamis à mailles plus ou moins fines.

La quantité de matières solides retenue sur le tamis étant supérieure à celle retenue par les grilles, il y a lieu de procéder à leur nettoyage

On distingue le tamisage:

- _ pour les effluents d'abattoirs avant leur rejets dans les réseaux de collecte.
- _ pour les effluents contenant une forte charge sous forme de matières en suspensions.

Le tamisage permet d'éviter les dangers d'obturation du réseau et diminuer notablement la charge parvenant.

On distingue:

- _ Le macro-tamisage avec une dimension de maille supérieure à 250-300 MICROMETRE jusqu'à 5 mm
- _ Le micro-tamisage avec une dimension de maille comprise entre 30 et 100-150 MICROMETRE (1)

2 1 3 Le dessablage

Il vient après le dégrillage, il consiste à éliminer les graviers le sable et les particules minérales afin d'éviter l'abrasion des équipements mécaniques, le colmatage des tuyauteries et de surcharger les stades de traitements suivants. cependant un dimensionnement correct est nécessaire afin d'éviter un dépôt simultané de sable et de matières organiques qui compliquerait ultérieurement du sable. Le choix d'un type de dessableur dépendra de la concentration en sable des eaux et, de l'importance de la station et de son coût. On distingue:

- _ Dessableur statique

Ils sont constitués de chenaux profilés travaillant alternativement pour permettre la reprise du sable une cuvette d'accumulation des sables est prévue.

- _ Dessableur aérés avec fond en trémis

Ces dessableurs sont utilisés lorsqu'on craint le dépôt des matières organiques.

(1) J.P. BECHAC P. BOUTIN

B. MERCIER P. NUER

-Dessableur statique

Avec racleurs mecanique, en vue d'éviter le depot des matieres organiques, en recommande en general des vitesses de passage allant de 0,2 à 0,4 m/s (W. ECKENFELDER)

Dans le tableau suivant (1) on donne pour les vitesses de chute (m/h) de particules en eau calme.

DIAMETRE (mm)	1	0,5	0,2	0,1	0,05
Sable de quartz	500	250	80	25	6
Matière organique	120	60	18	9	0,9

La vitesse de sedimentation varie d'autre part avec la turbulence du milieu, avec la vitesse du courant. pour les partucules de sable, les vitesses de chute sont donnees ci-après en fonction du courant traversier (cm/s). 2

Vitesse du couranti	0,05	0,01	0,02	0,05	1
0	0,0	0,7	2,3	7,2	15
30	0	0	1,6	6	13
Vitesses horizontale de reprise (cm/s)	15	20	27	42	60

Cela justifie le fait que le dessablage classique avec une vitesse de transite de 0,3m/s, ne capte que les particul-es de diametre superieur à 0,2mm .

(1) SOURCE TRAITEMENT DES EAUX USEES

J.P. BECHAC - P. BOUTIN - B. MERCIER - P. NUER

(2) " " " " " "

2 1 4 Deshuilage

Dans les eaux usées il peut se trouver d'autres matieres en plus de celles citées et qui peuvent gener le fonctionnement du traitement mis en eouvre .Ces matieres sont constituées par de la graisse flottante risquant l'alteration des bacteries.

On utilise la separation granitaires ;les huiles qui ont une densité inferieures à celle de l'eau viennent flotter à la surface du separateur d'ou elle sont évacuées par ecumage.Le succès de l'operation dépend de la dimension des globules d'huile qui determine la vitesse de separation dans le cas de suspension d'huile finement dispersée on peut prévoir l'addition d'agents flocculants; pour provoquer l'association de plusieurs globules facilement séparables

2 2 Traitement primaire

Cette etape permet d'elimener la fraction decantable des matieres en suspension;realiser par simple decantation gravitaire elle permet de retenir de 45 à 75% des matieres en suspension MES et 20 à 30% de la DB05 Cependant on peut ameliorer le rendement de cette etape par elimination des substance tres fines ou meme colloïdale en la faisant preceder par une coagulation-floculation on parle alors de procede physico-chimique.

2 2 1 La decantation

Elle a pour but d'eliminer les matieres en suspension de densité superieur à celle de l'eau.

■ Selon la nature et la concentration de la suspension il y a

Decantation des particules grenues

Ce sont des particules qui sedimentent independamment les unes des autres avec une vitesse constante.Cette vitesse se calcule d'apres la formule de NEWTON.

$$V^{2-n} = \frac{4 \cdot d^{1+n} \cdot g(\rho_s - \rho_e)}{3 \cdot c \cdot \rho_e}$$

- V :vitesse de chute (cm/s)
- d : diametre de la particule (cm)

g : 981cm/ s²

PHY_s, PHY_e : : masse volumique de la particule et du fluide (g/cm³)

c : coeficient de trainée lié au nombre de reynolds

Re = $\frac{V \cdot \rho \cdot d}{\eta}$ avec Re = a . Re⁻ⁿ

a,n : des coeficients

Le tableau ci-dessous donne les differents valeurs de a,n et c en fonction du nombre de reynolds

Re	a	n	c	formule
10 ⁻⁴ et 1	24	1	24/Re	STOCKS
1 et 10 ³	18,5	0,6	18,5 Re ^{0,1}	ALLEN
10 ³ et 4.10 ⁵	.44	0	.44	NEWTON

Decantation floculante

Cest une agglomeration naturelle ou provoquée desmatières colloïdales en suspension.La vitesse de chute du floc augmente au fur et à mesure que ses dimensions se developpent par suite de sa rencontre avec des particules très fines. La vitesse de chute est à determiner .

Decantation piston

Cette decantation est caracterisée par les boues activés et des suspensions chimiques floculées,quand leur concentration est q superieur à 500 mg/ l (1) .L'abondance des flocc crée une decantatio d'ensemble freinée caracterisée par une interface nettement marquée entre la masse boueuse et le liquide surnageant ,la vitesse de chute est à determiner au laboratoire

2 2 2 Les decanteurs

(1) MEMENTO TECHNIQUE DE L'EAU DEGREMONT

Suivant le sens de circulation de l'eau on distingue:

a) Decanteur à circulation horizontale

Ils peuvent être circulaire ou rectangulaire

— Decanteur rectangulaire

Dans ces decanteurs l'eau parcourt le bassin dans le sens de la longueur la vitesse maximale de circulation ne doit pas dépasser 0,05 m/s (1). Il est important d'avoir une circulation d'eau sans tourbillon, ceci nécessite une construction correcte de l'ensemble du bassin. Pour éviter la perturbation du processus de decantation (causées par les différences de température et des variations de densité), on utilise des structures particulières des plaques et des cloisons directives.

= les decanteurs à trémis

= les decanteurs à enlèvement mécanique

— Les decanteurs circulaires

Sans ce genre de bassin l'eau est amenée par un cylindre au centre et s'évacue par les bords. La tranquillisation et la répartition uniforme de l'eau est assurée par une cloison plongeante. On remarque que la surface parcourue par l'eau augmente du centre au bord et par conséquent la vitesse diminue; les boues sont évacuées automatiquement.

b) Decanteur à circulation verticale

Seules les decanteurs circulaires sont à circulation verticale. On utilise ce genre de decanteurs, pour les eaux usées ménagères, et pour beaucoup de types des eaux industrielles; l'eau arrivant par le cylindre central et sort par les bords; les matières sont collectées au fond et évacuées par pression hydrostatique.

2 2 3 Coagulation floculation

Il existe dans l'eau résiduaire d'autres particules qu'une decantation simple ne peut éliminer ceux sont des particules fines dites colloïdales.

a) Suspension colloïdale

Elles constituent une partie importante de la pollution. Elles causent en particulier la turbidité des eaux ; le maintien à l'état dispersé au cours du temps de ces particules est le résultat d'une solvatation due à certains corps adsorbés; ainsi la particule devient superficiellement et partiellement ionisée , en conséquence il se crée des forces électrostatiques de répulsion interparticulaire.

b) Coagulation floculation

Le rôle de la coagulation floculation est de destabiliser cet équilibre qui maintient à l'état dispersé ces particules colloïdales . Il faut donc transformer la suspension par des moyens artificiels.

- Coagulation : Elle s'effectue le plus souvent par addition de réactifs minéraux contenant des cations multivalents, qui par des mécanismes d'aggrégation ou d'adsorption sur la particule colloïdale annulent les forces répulsives . Voir tableau page suivante pour les principaux réactifs minéraux de coagulation!

- floculation : Elle correspond à une agglomération de colloïdes déchargés . Elle résulte de diverses forces d'attraction entre particules mises en contact, d'abord par mouvement Brownien puis par agitation mécanique jusqu'à l'obtention d'une grosseur de 0,1 micromètre puis par agitation mécanique extérieure amenant les flocons à une taille suffisante pour décanter.

Cependant on peut améliorer la floculation par l'addition de réactifs chimiques appelés polyélectrolytes qui permettent de rassembler les colloïdes non seulement par réduction de charge mais aussi par des effets de pontage entre colloïdes; ces réactifs macromoléculaires agissent à la manière d'un fillet dans lequel sont emprisonnées les particules.

Parmi les floculants on peut citer la silice activée et les polymères organiques dans lesquels on distingue les polyélectrolytes anioniques , polyélectrolytes cationiques.

- (1) Principales caractéristiques des coagulants les plus utilisés en matière de traitement des eaux résiduaires urbaines.

PRODUIT	FORMULE CHIMIQUES	FORME COMMERCIALE	PH OPTIMAL DE FLOCCULATION	DOSE
Chlorure ferrique	$FeCl_3 \cdot 6H_2O$	Solution orangée 40% en poids	7,5 - 8	150 250
Sulfate ferreux	$FeSO_4 \cdot 7H_2O$	Cristallisé	9 - 10	
Chlorosulfate ferrique	$FeClSO_4$			
Chlorure d'aluminium	$AlCl_3 \cdot 6H_2O$			
Sulfate d'aluminium	$Al_2(SO_4)_3 \cdot 8H_2O$	Poudre cristallisé	6,5 - 7,5	250 300
Polychlorure d'aluminium basique	$Al_n(OH)_mCl_{3n}$			
La chaux	$Ca(OH)_2$	Poudre blanche soluble	10,5 - 11,5	600 800

(1) TRAITEMENT DES EAUX USEES

JP BECHAC
P. BOUTIN
B. MERCIER
P. NUER

II 3 Traitement biologique

L'épuration par voie biologique est assurée par l'activité de micro-organismes qui sont capables de métaboliser la matière organique et par conséquent de conduire à l'épuration des eaux résiduaires chargées en matières organiques biodégradables.

3 1 Généralités sur les phénomènes biologique

Les traitements des eaux usées polluées par les matières organiques mettent en oeuvre le processus des fermentations autrement dit des réactions chimiques produites par les bactéries. Deux voies sont possibles pour réaliser ces transformations

3 1 1 Voie aérobie

Lorsque l'oxygène est associé à ces transformations il en résulte la biodégradation des différents éléments présents dans l'effluent à traiter.

Dans ce cas le carbone passe sous la forme de CO_2 et de biomasse en excès; l'hydrogène donne de l'eau, l'azote passe d'abord sous la forme de NH_3 , puis de NO_3^- si la nitrification se produit, et le phosphore passe sous la forme d'ion phosphate et se retrouve en partie dans la biomasse en excès.

3 1 2 Voie anaérobie

Lorsque la dégradation se fait en absence d'oxygène en milieu réducteur.

Le potentiel d'oxydo-réduction très réducteur de ces milieux fait passer l'azote et le phosphore sous forme de NH_3 et PH_3 et le soufre sous forme de H_2S ou des composés soufrés organiques. Le carbone se retrouve sous forme de CO_2 et surtout de CH_4 .

Outre la distinction entre les voies aérobie et anaérobies on distingue aussi:

— Les organismes autotrophe

Ces organismes utilisent comme substrat des matières minérales (NH_3 ? CO_2 , SO_4^{--} ; ;..) certains de ces organismes peuvent utiliser

directement de l'énergie lumineuse pour effectuer la synthèse de nouvelles cellules en utilisant les matières minérales comme source de carbone et d'oxygène, c'est en particulier le cas des algues.

- Les organismes hétérogènes

Ces organismes utilisent comme substrat les matières organiques constituant à la fois une source de carbone et d'énergie pour leur croissance. Ils peuvent être aérobie ou anaérobie.

- D'autres organismes ne peuvent utiliser faute de pigments fixateurs, l'énergie solaire, ils trouvent dans les phénomènes d'oxydo-réduction de corps minéraux l'énergie nécessaire à leur existence. On citera les Nitrosomonas qui oxydent l'ammoniac en nitrites, les Nitrobacters qui transforment les nitrites en nitrates, les bactéries ferrugineuses et manganifères qui oxydent les bicarbonates ferreux et manganés en hydroxydes ferriques manganiques. Les bactéries sulfureuses qui transforment l'hydrogène sulfuré en soufre colloïdal, les bactéries sulfato-réductrices qui réduisent les sulfates en sulfures d'hydrogène et les thiobacilles qui oxydent ce dernier en acide sulfurique.

2 2 Mode de traitement

L'épuration des eaux usées par voies biologique fait appel à deux types de procédés, intensif et extensif.

2 2 1 Procédés intensifs

Ceux-ci comprennent des dispositifs qui permettent de localiser sur des surfaces relativement réduites et d'intensifier les phénomènes de transformation et de destruction des matières oxydables tels qu'il produisent en milieu naturel. Le temps de réduction dans les ouvrages est donc court; on distingue deux types de procédés:

- A culture fixe (lit bacteriens)

Pour designer ce mode de traitement en emploi souvent indifferement les expressions lit bacterien filtre bacterin ou p percolorateur. c'est un reacteur biologique aerobie reproduisant industriellement l'effet depurateur du sol. Ces procedés consiste à faire ruisseler l'eau à epurer, préalablement decanter à travers des materiaux poreux ou caverneux, presentant une grande surface qui servent de support inerte aux micro-organismes epurateurs.

Ces materiaux se couvrent apres quelques jours de

maturation, d'un film biologique ou mucilage (Biofilm) qui en présence d'oxygène de l'air, consommera les matières organiques contenues dans l'eau, et qui s'épaissira dans le temps jusqu'à ce que les cellules les plus éloignées de l'interface liquide-solide cessent d'être alimentées en oxygène et en substrat par diffusion après un passage plus ou moins long en aérobiose les zones profondes finissent par être inactivées et fragiles, à cause des bulles de gaz qui s'y forment. Finalement, le film entier se détache par lambeau qui sont entraînés dans le courant de l'effluent à traiter. On peut représenter d'une façon schématisée, le mécanisme épuratoire au sein d'un lit bactérien (fig: 1)

Suivant les matériaux utilisés on distingue/

_ Les lits bactériens à garnissage traditionnel

Les lits bactériens traditionnels de 1 à 2,2 m de hauteur sont remplis d'un matériau classique constitué soit de coke métallurgique, de maches fer, de pouzzolane ou simplement de cailloux siliceux concassés.

Lors du traitement d'eaux usées domestiques par un lit bactérien traditionnel, une charge hydraulique maximale de $1,2 \text{ m}^3/\text{M}^2/\text{h}$ permettra d'atteindre un rendement supérieur à 87,5 pour cent (ECKENFELDER).

_ les lits bactériens à garnissage plastique

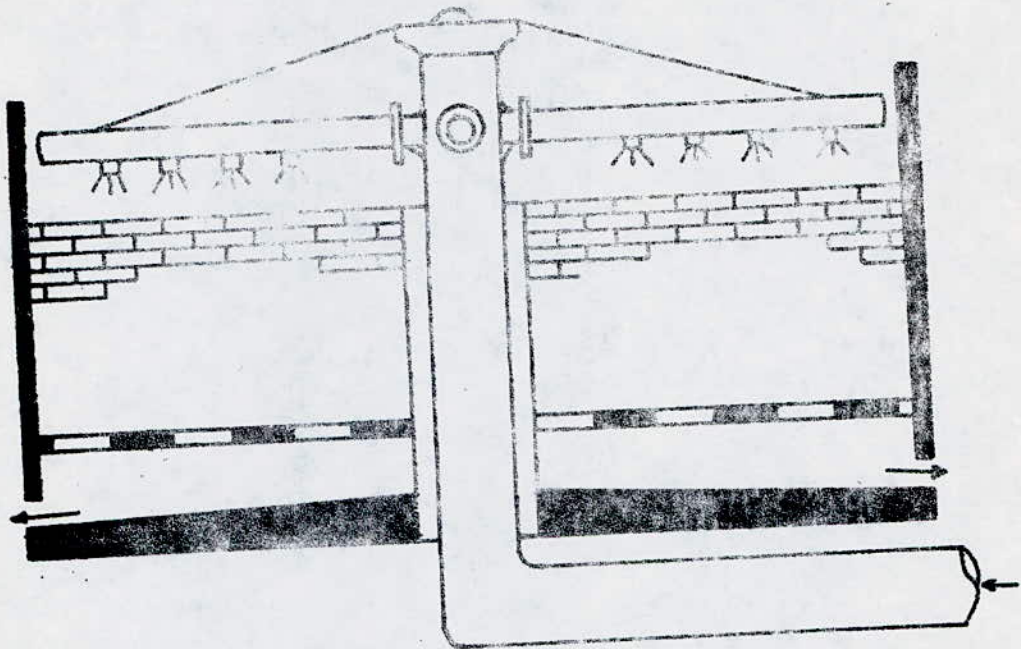
Ces types de lits sont de plus en plus utilisés pour traiter des rejets concentrés, présentant un forte DBO, par exemple celles des agro-alimentaires. Selon la hauteur (qui peut atteindre 12 m) de la tour et la charge hydraulique (jusqu'à $10 \text{ m}^3/\text{M}^2/\text{h}$), on peut atteindre pour certaines eaux usées industrielles, des rendements de 90%. Il est toujours recommandé dans ce cas, de prévoir un recyclage d'une partie du débit en tête du lit pour augmenter le rendement d'épuration.

Theorie de fonctionnement

Les relations les plus usuelles trouvées empiriquement pour le calcul des lits bactériens sont: .

a) Relation du national research council (NRC 1946)

Types de lits bactériens



Lit à ruissellement avec remplissage tr. litonnel



Type de remplissage plastique

$$E = \frac{1}{1 + \alpha \left(\frac{C_v}{r} \right)^{0,5}}$$

OU

E : efficacité de l'épuration

C_v : charge volumique en Kg DBO5 /M3/J

F : facteur de recyclage

$$F = \frac{1+r}{1+(1-p)r^2}$$

r : taux de recyclage

p : coefficient 0,9

alpha : coefficient = 0,0(-§

b Relation de VELZ

$$\frac{S_z}{S_0} = 10^{-kt}$$

avec S₀ et S_z respectivement la DBO5 initiale et la DBO5 à la profondeur z

k coefficient de vitesse d'élimination 1,13m⁻¹

c) Relation de GALLER ET GOTTAS

$$S_s = \frac{1,244 S_e^{1,19} (1-r)^{0,28} (Q/A)^{0,13}}{(1-0,0(D))^{0,67} \cdot T^{0,15}}$$

S_e et S_s : DBO5 à l'entrée et la sortie en Kg/M3

Q : débit du liquide M3/J

r : taux de recyclage

A : aire de la section droite du lit M2

D : profondeur du lit M

T : température °C

d) Relation de TRIEBEL

$$E = 93 - 1,7 E_v$$

E l'efficacité en%

C_v charge volumique en KG DBO5/M3/J

e) Relation d'ECKENFELDER

$$\frac{S_z}{S_o} = e^{-kas \left(\frac{d}{ch}\right)^n}$$

S_o : DBO à l'entrée du lit bacterien

S_z DBO à la cote Z

K : constante cinetique

ae :aire specifique du garnissage

d : profondeur du lit

n,m constantes connus.

_ Lit à faible charge

Le lit est caractérisé par une bonne minéralisation des boues qui peuvent être rejetées dans l'émissaire sans clarificateur final, et par un film biologique épais du fait qu'il n'y a pas de lavage permanent de la boue qui tend à s'accumuler au sein de la masse percolatrice.

Mais du fait des risques fréquents de colmatage, les lits à faible charge, peu économique, sont malgré leur bon rendement (95%) (1) de moins en moins employés et remplacés par des lits à fortes charge à recirculation.

_ Lits à forte charge

Dans le lit à forte charge, avec recirculation, la charge hydraulique est telle qu'elle permet l'homogénéisation de la flore bactérienne aux différents niveaux et réduit les risques de colmatage (des boues sur la masse percolatrice)

Ce lit est donc, caractérisé par un biofilm mince et une production importante de boues très fermentescibles car constituées de cellules jeunes ayant encore de nombreuses réserves. Ce qui nécessite donc un travail de minéralisation - (stabilisation) d'autre partie de l'installation, comme par exemple le digesteur anaérobie ce qui implique nécessairement l'emploi de clarificateur à la sortie du lit.

Clarificateur des lits bactérien

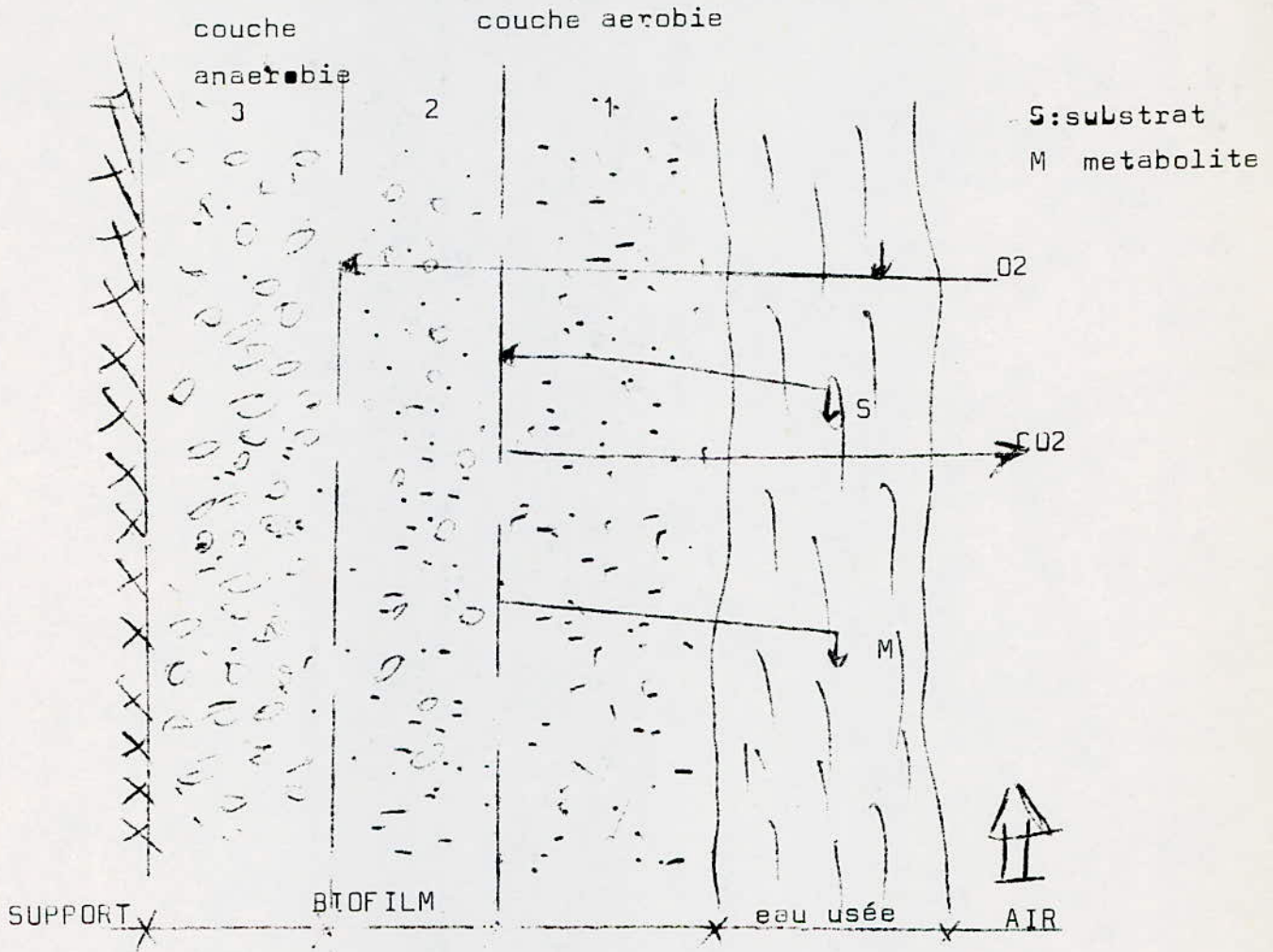
(2)

	Cv DBO5	Ch	recyclage e	matériaux remplissage	hauteur m	rendement %
à faible charge	0,4	1,2	non	coke	0,8	65
	0,8	5		Pierre machefer	1,2	95
à forte charge	0,5	8	eventuel- lement	"	2	65
	5	40		"	3	80
à remplissage plastique	4	jusqu'à 240	"	PVC	jusqu'à 12	60
	10			polystyrène		70

(1) SOURCE H. ROCK F. EDELIN

(2) COURS DE TRAITEMENT LOGICBIologique DES EAUX USEES 1983

FIGURE N°1



Schema de principe d'un lit bacterien

La migration du substrat etant environ 3 à 5 fois plus lente que celle de l'oxygene, on observe/

Couche aerobie 1 recevant du substrat, en croissance

Couche aerobie 2 ne recevant pas de substrat, non en croissance mais en respiration endogene

Couche anaerobie 3 ne recevant ni oxygene, ni substrat en fermentation gazeuse.

Caracteristique des lits bacterien

Suivant la charge volumique appliquee on distingue deux categories de lits qui se differentient par l'epaisseur de la membrane biologique. Il s'agit de lit à faible charge et forte charge. La charge etant le debit massique en substrat journalier d'effluent admis par M³ de materiaux.

En conclusion on dira que le bon fonctionnement du lit bacterien depend entre autres:

- _ d'une bonne repartition de l'effluent à la surface du lit.
- _ d'une bonne circulation de l'eau à travers les materiaux

A culture libre (boues activées)

Ce procedes ,inventé à MANCHESTER en 1904 reproduit industriellement l'effet epurateur des rivieres.

Il consiste en un reacteur biologique aerobie ou les micro-organismes flottent librement dans un liquide aéré sous forme de petits amas appelés " bioflocs ". (Chap III).

2 2 Procédés extensifs

Contrairement aux methodes intensives dans les procedes extensifs ,on laisse faire la nature ,et même chercher à favorise son action.Dans de tels cas,à coté des processus physiques ou physico-chimique qui se produisent d'une façon spontanée (sedimentation ,reoxygenation)on beneficie de phenomenes biologiques provoqués par l'actiondes organismesvivants contenus dans l'eau Ce processus vise généralement l'élimination ou la transformation des matieres susceptibles de servir de source d'énergie vitale pour les micro-organismes mais égalementla precipitation des carbonateshydratés,il élimineégalement par stockage les colloides hydrophiles stables ,l'élimination des germes pathogenes et des virus.On favorise de tels resultats par stockage dans des retenues d'importances variables visant l'amélioration de la qualité de l'eau brute. Ces procedés naturels D'amélioration demandent dans la plupart des cas,des ouvrages importants temps de retention très long.

2 3 Le lagunage

Il s'agit d'un bassin ou d'un systeme de bassin, exposés à l'air libre,et destiner aux traitements biologique des eaux usées,il stimulent en l'emplifiant,l'action auto-epuration des etangs ou des lacs,la plus ancienne mention connue de ce systeme remonte à 1904, au TEXAS. 5Chap IV).

2 4 L'épandage

L'irrigation agricole extensive presente l'interet DE restituer au sol des substances qui lui ont été prélevées et en particuliers,les éléments fertilisants (azote phosphore potasse) La pratique de l'épandage se révèle assez peu differente de celle de l'irrigation(ruissellement agricole).Pour accroitre le debit

à l'hectare, on est amené à choisir des sols de très bonne perméabilité, auxquels un drainage assez serré donnera un pouvoir d'absorption encore supérieur. Le sol fonctionne alors en quelque sorte comme un filtre permanent. Il est souvent préférable de decanter les eaux avant de les verser.

22 Traitement des boues

2 2 1 Introduction

La technologie d'épuration des eaux résiduaires domestiques et industrielles entraîne la production de grandes quantités de boues pendant les différentes phases d'épuration, de traitement primaire et secondaire.

Les quantités de boues recueillies dépendent des procédés d'épuration, de la nature des eaux résiduaires brutes (charge polluante), des durées de rétention, des conditions d'aération et de la température.

2 2 2 Composition des boues

Les boues fraîches des effluents urbains ont une couleur grise ou jaunâtre, elles contiennent des matières fécales, des papiers, des débris, des légumes, etc...

Ces boues, mélange en général de boues primaires et secondaires, sont putrescibles et aptes à dégager de mauvaises odeurs. Elles se composent de matières organiques à 60% et 10% de matières minérales (1) leur teneur en eau est variable suivant qu'elles proviennent d'un décanteur primaire ou secondaire.

D'après IMHOFF, les quantités de boues ressortent dans le tableau N° 1, en fonction des modes de traitement.

Dans bien des cas, la destination des boues impose la réduction du volume et la réduction du pouvoir fermentescible. Les traitements qu'on impose donc aux boues s'effectuent généralement en trois étapes:

- _ stabilisation et concentration par voie biologique
- _ épaississement
- _ déshydratation

2 2 3 Stabilisation et concentration des boues

C'est une fermentation contrôlée, dont le but essentiel est de détruire une partie des matières organiques des boues et de stabiliser ces dernières et de réduire leur volume. Il existe deux procédés/

(1) christan COSTE

a) Stabilisation anaérobie (dijestion)

C'est un procédé employé d'une manière courante il convient aux boues provenant des eaux usées urbaines.

Cette stabilité conduit dans un premier lieu à la production d'acides volatiles et dans un second lieu à une fermentation méthanique produisant du gaz "méthane" à partir des acides volatiles. Elle élimine environ 50% (1) de matière organique, ce qui présente les avantages suivants :

- _ Diminution du poids des matières sèches
 - _ Concentration plus importante des boues lesquelles sont facilement séchables par voie naturelle.
 - _ Élimination importante des germes pathogènes
- N.B possibilité pour les stations de récupérer du gaz qu'ils utilisent pour leurs besoins énergétiques.

TABLEAU DES QUANTITÉS DE BOUES

ORIGINE ET NATURE DES BOUES	RESIDU SEC g/hab/J	TENEUR EN EAU %	VOLUME DE BOUES l/hab/J
DECANTEUR PRIMAIRE	54	95 à 97,8	1,08 à 2,16

BASSIN à BOUES ACTIVES AVEC DIJESTION			
boues en excès fraîches pompées	31	99,3	4,48
boues en excès stables quelles se séparent dans un prélèvement d'eau des bassins d'activation après un repos de ½ h	31	98,5	2,07

(1) cours de traitement des eaux UNIVERSITE DE NANTES 1980

b) Stabilisation par voie aérobie

Ce procédé consiste, par une oxydation prolongée des boues fraîches à provoquer le développement de micro_organismes aérobie (boues activées) et par conséquent réalisation de l'auto oxydation des cellules.

4 Epaississement

Cette technique, souvent négligée, est le premier stade sous la forme la plus simple, de la réduction du volume des boues son rôle

- _ de concentrateur maximale des boues
- _ reducteur de volume

L'épaississement peut être réalisé par decantation, dans des épaississement statique, ou dans des épaississeurs par flottation

a) Epaississement statique

L'épaississeur est decanteur statique muni d'un mécanisme racleur tournant à faible vitesse, améliorant la sédimentation et le tassement des boues.

b) Epaississeur par flottation

Réalisé en produisant au sein des boues des micro-bulles d'air formées par dépressurisation, se fixent sur les floccs et agissent comme les flotteurs qui assurent la mise en mouvement du solide vers la surface libre. La séparation des matières solides et l'air est obtenue par raclage.

5 Deshydratation

Cette technique a aussi pour but de rendre les boues sèches au maximum; on distingue deux types de deshydratation:

- _ Deshydratation naturelle ou naturelle améliorée, c'est à dire sans mise en oeuvre de forces extérieures artificielles et avec peu ou pas de conditionnement: les lits de séchage

- _ Deshydratation mécanique ou industrielle

- . la filtration sous pression et sous vide
- . la centrifugation

a) Lit de séchage

La technique de séchage sur lit de sable reste encore le procédé le plus utilisé pour la deshydratation des eaux résiduaires urbaines, en raison de la faiblesse du coût d'investissement. Son efficacité est subordonnée au respect d'un certain nombre de règles concernant la réalisation et surtout l'exploitation.

. principe de fonctionnement

La deshydratation sur lit de sable est régie dans un premier temps par un phénomène de filtration gravitaire et de drainage

jusqu'à une teneur en eau DE 80% (1) qui au delà ,cede progres sivement le pas d'à l'évaporation de l'eau en surface (4à5 semaines) (2) phenomene dependant directement des conditions metéologiques, en region pluvieuse,il est utile de couvrir les lits mais sans gêner l'évaporation des boues .

Aprés sechage les boues ont l'aspect d'un teneau dont la teneur en eau est environ 55% (3) .

. Constitution des lits de sechage fig 2 (4)

Les aires de sechage sont en generale constituées d'une couche de 10 à20 cm de sable lavé de 0,5à 1?5 mm,disposée sur une couche de gravier fins de 5 à15 mmde diametre ,sous laquelle 15 à20 cm de graviers de 10 à 40 mm assurent la circulation de l'eau filtrée qui est recueillie à la base du lit par un reseau de drains. La quantite de boue à épandre sous les lits de sechage depend de la qualité et de la concentration de la boue;en general l'epaisseur des couches de boues est comprise entre 15 et 40 cm.

b) La filtration sous pression

On distingue deux techniques de filtration sous pressio n:

- . le filtre presse utilisé depuis peu dans le traitement des boues de station en raison de la discontinuité de son fonctionnement.

- . la filtration sous pression progressive qui a eu un essor considerable ces dernieres années , dans des instalation de faible ou moyenne importance.

. filtre presse

Cette technique consiste à introduire sous pression les boues à traiter, en moyen d'une conduite centrale,entre les plat eaux évides (verticaux) pressés les uns contre les autres au moyen de verins hydrauliques,et portant des toiles filtrantes. L'operation consiste à enlever l'eau libre et intersticielle contenue dans la boue;chaque cycle de filtration,d'une durée comprise entre 1à 2 heures comprend Quatre phases distinctes:

- . le remplissage des chambres par des boues stabilisée
- . la filtration,sous une pression DE 8 à 15 bars
- . le débatissage consistant à separer les plaques et à liberer les gateaux formés.

(1,4) J.P BECHAC P.BOUTIN B.MERCIER P.NUER

(2 3) COURS DE TRAITEMENT DES EAUX

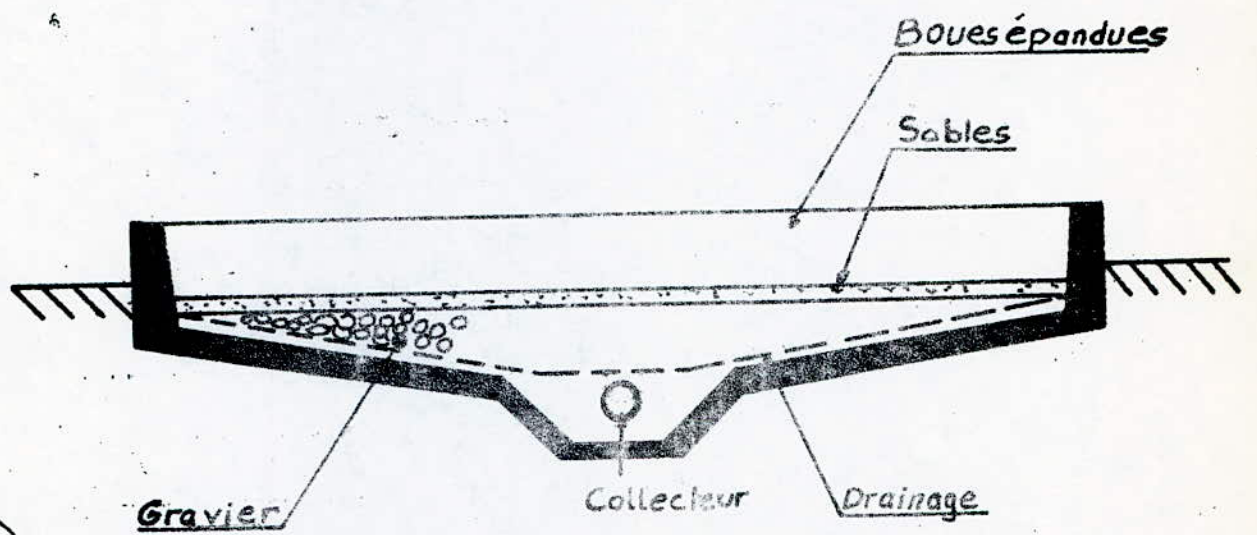


fig:2 LIT DE SECHAGE

. le nettoyage des toiles filtrantes par jets d'eau à forte pression 10 à 15 bars (1)

. le rebatissage ,consistant à refermer les plaques pour un nouveau cycle.

- Filtration sous pression progressive (filtre à bande)

elle consiste à comprimer la boue ,au moyen de rouleaux entre une bande filtrante et une bande presse .La pression appliquée à la suspension boueuse peut être réglée en modifiant la disposition des rouleaux de guidage.La souplesse de la methode de ce type de filtration, lrs possobilités de réglage et de controle, font des filtres à bande un des instruments les plus simples et les plus économiques pour la deshydratation des boues residuaires urbaines.

c) Filtration sous vide

C'est une methode très courante de deshydratation des boues residuaires ;elle consiste à deshydrater une suspension boueuse par aplication du vide à travers un milieu poreux ayant pour but de retenir lesmatières(sous l'effet d'aspiration crée parce vide) et laisser passer l'eau.Ce procédé presente l'avantage d'opérer en continu avec une automatisation complete et aisée de l'ensemble des operatione de filtration.

d) La centrifugation

Cette technique consiste; sous l'incidence des des forces centrifuges, à accélérer la sedimentation des particules et à separer les phases liquide et solide.

Le but de cette centrifugation est d'obtenir une vitesse de chute maximale (2) des particules.

$$V = \frac{d^2 (R_{Os} - R_{Oe})}{18 \mu} \omega^2 r$$

V vitesse finale cm/s d :diametre de la particule cm

R_{Os}, R_{Oe} :masse volumique des milieux fluide solide g/cm³

μ :viscosité du milieu ,poise (g/s.cm) ω :vit angulaire rd/s

r :distance separant la particule de l'axe de rotation cm

CONCLUSION

En vue de l'utilisation des boues à des fins agricoles un traitement biologique poussé est nécessaire ,et doit être économique du point de vue investissement et l'exploitation .

(1) TOUR GUNA .DISPOSITIF FLOCPRESS ? _STEBAPRESS
(2) TRAITEMENT DES EAUX J.SCHULMANN

3 1 HISTORIQUE

L'appellation de "BOUES ACTIVEES" trouve son origine à une époque ou aucune relation de cause à effet n'avait été clairement établie entre le pouvoir auto-reducteur d'une eau polluée, suffisamment aérée, et la présence de microorganismes. L'observation de base portait sur l'apparition, en cours d'aération de flocons de boues paraissant jouer un rôle actif dans le processus de dépollution.

Le terme de recyclage s'est imposé

Ce terme de boue est resté pour désigner la biomasse dont l'intérêt du recyclage s'est imposé très rapidement. L'activation de cette boue apparaissait directement liée à l'aération du milieu.

Ce procédé semble avoir été introduit au début siècle par " ARDERN et LOCKETT ".

3 2 INTRODUCTION

On peut considérer que la technique de traitement des eaux par boues activées est une amplification artificielle du processus d'épuration naturelle des eaux de rivières.

Elle consiste à provoquer et à maintenir le développement d'une culture microbienne qui se présente sous l'aspect d'une boue, dans un bassin d'aération dans lequel on epure l'eau (usée) en continu. Cette technique est assurée, dans un delai beaucoup plus court que dans le milieu naturel, et dans un espace réduit, grâce à une concentration élevée en micro-organismes designés sous le nom de boue activée qui flotte au milieu du liquide.

Actuellement, ce procédé est le plus répandu pour l'épuration des eaux résiduaires urbaines. Réservé jusqu'à ces dernières années pour le traitement des rejets des grandes et moyennes agglomérations est actuellement appliqué même pour les petites communautés de 50 à 100 Habitants équivalents.

3 2 GENERALITES

3 2 1 Principe

Au sein d'un courant continu d'eau usée, les bactéries aérobies sont soumises à l'action prolongée d'une forte oxygénation obtenue par une introduction d'air régulièrement répartie dans l'effluent, ces bactéries absorbent les matières organiques et s'agglomèrent en petit flocons qui se déposent, si on laisse reposer le mélange.

Ce mélange est ensuite évacué dans un clarificateur (decanteur secondaire) ou l'on separe l'eau traitée des boues; une partie de ces dernières est renvoyée dans le bassin d'aération ou l'on maintient de cette façon une haute teneur en substrat cellulaire

(boue activée), permettant un ensemencement permanent et rapide des eaux brutes, et, la partie restante qu'on appellera boue en excès fera l'objet d'un traitement.

3 3 2 Mécanisme

Compte tenu de leur composition physique respective, le mécanisme d'épuration par boues activées, différent selon que l'on considère le traitement des eaux résiduaires urbaines ou industrielles (voir chap I). Sachant qu'une eau résiduaire domestique est composée de matières organiques en suspension (ordures ménagères, papiers ...) de matières à l'état colloïdale ainsi que de matières organiques dissoutes, essentiellement des hydrates de carbone et des composés azotés, les différentes phases du mécanisme épuratoire d'une boue activée sur cette eau se déroule ainsi:

- _ rétention des matières en suspension et colloïdale dans le floc biologique.
- _ absorption physique des matières en suspension et colloïdales puis absorption des matières organiques dissoutes, sous l'action enzymatique.
- _ enfin, oxydation puis synthèse de cellules nouvelles (utilisation de l'azote ammoniacal)

3 3 3 Paramètres de fonctionnement (ou définition de base)

Les diverses actions intervenant dans le processus d'épuration biologique à boue activée sont liées par des paramètres physiques et biologiques étroitement interdépendants.

Parmi les paramètres physiques dont les éléments sont difficilement maîtrisables, nous rencontrons:

1°/ Le temps d'aération

C'est le temps reel pratique pendant lequel l'épuration se produit ;il est detèrminé indirectement par la charge volumique mais varie en fonction des fluctuations horaires de l'effluent.

2°/ La temperature de l'eau

Elle determine le taux de saturation de l'eau et agit en sens inverse sur la dissolution de l'oxygene dans l'eau.

Et parmi; les paramêtres biologiques fondamentaux pour le dimensionnement d'une installation, nous trouvons:

3°/ La charge massique (Cm)

ou facteur de charge qui represente le rapport entre la quantité nourriture (DBO5) traitée journallement et la quantité de boues contenue dans le bassin d'aération (réacteur) elle est exprimée en KG DBO5/ KG MVS/JOUR.

La charge massique est le paramêtre recommandé pour le fonctionnement d'une station d'épuration par boues activées.

$$C_m = \frac{St \text{ (Kg DBO5/jour)}}{M.V.S \text{ (dans l'aérateur)}}$$

4°/ Charge volumique Cv

Elle correspond à la masse de DBO5 (Kg) éliminée par jour, par unité de volume du bassin d'aération (réacteur) elle est exprimée en Kg DBO5/M3/jour.

$$C_v = \frac{St}{\text{Volume de l'aérateur}}$$

5°/ Indice de MOHLMANN

Outre la charge volumique et la charge massique caracterisant le fonctionnement de l'installation, il faut mentionner l'indice de MOHLMANN qui définit le volume de boues

activées décantées en une demie heure(en milliliter)par rapport à la masse des matières en suspension continues dans un échantillon ou encore le volume de boues correspondant à un poids de M.E.S de 1 gramme.

$$I_m = \frac{V}{[M.E.S]}$$

L'indice de la boue est le facteur limitant pour un traitement biologique en boues activées et apporte un renseignement important sur l'état général de la flore en action dans le réacteur. Une boue de bonne qualité a un indice de molhmann inférieur ou égal à 100 ; c'est à dire qu'elle a une teneur en eau inférieure à 99% avec 1% de matières solides. (2)

En pratique une boue bien décantable doit présenter un I_m tel que :

$$80 < I_m \leq 150 \text{ à } 200$$

6°/ Age des boues

L'âge des boues est défini, par "GOULD" (3), comme étant la durée moyenne pendant laquelle la biomasse est maintenue sous aération. C'est le rapport entre la masse de boues dans l'aérateur (X_t) et la masse de boues éliminée quotidiennement (X)

$$\theta(j) = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{1}{(a_m \cdot C_m + b)} \quad (4)$$

Elle varie donc avec le sens inverse de la charge massique C_m

(1) SOURCE TECHNIQUE DE L'EAU (N°330 JUIN 71)

(2) " guide d'assainissement C.COSTE et M.LOUDET

(3) " Traitement des eaux usées J.P BECHAC P.BOUTIN

B.LERCIER P. NUER

(4) " " " " " "

7°/ Taux de recirculation des boues (t)

C'est un paramètre qui, avec la charge superficielle (1) définit de façon quasi complet le dimensionnement du decanteur secondaire. Ce taux est lié au taux de compaction qui dépend lui même de la qualité de l'aptitude des boues à la decantation / il sera d'autant plus faible que la boue sera mieux compactée.

Le taux de compaction est défini comme étant le rapport :

$$c = \frac{X_r}{X_a}$$

ou X_r : concentration en M.E.S des boues recyclées
 X_a : conc en M.E.S à maintenir dans le bassin

Le taux de recyclage devient (2)

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

Selon le modele de HERBERT généralement on prend (2)

- pour un procédé à forte charge 0,60 t 0,80
- pour un procédé conventionnel 0,80 t 0,95
- procédé à oxydation totale t 95%

8°/ Enfin il y a la consommation d'oxygene qui determinera les puissances de l'aération à prévoir

La consommation d'oxygene se determine par:

$$[O_2] \text{ Kg/J} = a' L + b' ba$$

a' : constante comprise entre 0,4 et 0,7 selon la charge
 b' : " " " 0,08 " 0,14 " "
 L : DBO5 éliminée dans le bassin d'activation (Kg) par jour
 ba : quantité de M.V.S presente par jour dans le bassin (Kg)

(1) Charge superficielle (vitesse ascensionnelle)

$$C_s = \frac{\text{Debit de l'effluent traité}}{\text{Surface du decanteur}} \text{ --- M3/M2.h}$$

(2) H.ROQUES

3 4 Conception des installations de traitement par boues activées.

Schématiquement, une station classique d'épuration biologique par boues activées se compose essentiellement:

- _ En amont, de traitement préliminaire, d'un decanteur primaire qui assure l'élimination des sables et en général des grosses particules en suspension (voir chap II)
- _ D'un bassin d'activation (bassin d'aération)
- _ D'un decanteur secondaire (clarificateur)
- _ D'un dispositif de recirculation des boues assurant le réensemencement du bassin d'aération par la boue activée recueillie au fond du clarificateur.
- _ Enfin d'un digesteur des boues en excès provenant des decanteurs primaire et secondaire (fig 2).

3 4 1 Bassin d'aération

C'est le coeur même de l'épuration par boue activées. Ce bassin, où arrivent d'une part, les eaux usées et d'autre part les boues activées en retour ; peut être considéré comme lieu privilégié de développement de bactéries grâce auxquelles s'opère l'épuration. Ce processus, est en outre favorisé par des dispositifs d'agitation mécanique des eaux ou d'insufflation d'air comprimé. La cinétique et le rendement de l'épuration, ainsi que la consommation en oxygène sont fonction des proportions relatives en matières polluantes, en micro-organismes et en oxygène. Selon le principe mis en œuvre, la géométrie de ces bassins change profondément, ainsi que le mode de traitement d'aération appliqué. Au cours des dix dernières années, un certain nombre de variantes de bassin d'activation a été développé; dont les principales sont (voir fig 3).

a- Les premiers bassins d'aération ont été conçus sous forme de canaux profonds (long bassin rectangulaire) où l'eau usée et boue de retour, admises en même temps, se déplaçaient en PISTON

d'une extrémité à l'autre .

L'élimination des polluants ,la demande en oxygene ,l'état des boues ,varient tout le long de l'ouvrage.

Un tel dispositif ne peut se concevoir que pour un traitement à faible ou moyenne charge , car les boues activées subissent en fait l'application d'une charge décroissante tout le long du bassin et sont donc amenés à vivre dans un état instable de nutrition en outre,la demande en oxygene varie considérablement d'un point à l'autre ,ce qui conduira à une distribution irrégulière des aérateurs.

Formule de base en PISTON

$$\frac{S_f}{S_o} = e^{-K_2(X_a/a_m)t}$$

a_m / 0,53 à 0,56

K_2 : coefficient de dégradation de la DBO5 par les boues
 = 0,75 à 1,35 à moyenne ou forte charge
 = 0,3 à 0,7 à faible charge

S_o : DBO5 de l'effluent brut dans le Bassin d'aération (mg/l)

S_f : DBO5 de l'effluent épuré après clarification (mg/l)

t : temps de séjour (h) minimum de l'effluent dans le B.A

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

b/ Alimentation échelonnée

Ils ont cherché à améliorer la conception précédente en répartissant les avenus d'eau à traiter sur la longueur du bassin de manière à étaler la charge tout le long de celui-ci. Mais, comme le retour des boues recyclées se faisant toujours en tête la concentration de la figure liqueuse mixte décroît le long du bassin et la charge massique n'est pas répartie de façon homogène elle présente un pic dans chaque zone d'alimentation. Ce procédé qu'on a nommé dénomme "STEP AERATION" ou "CHARGE étagé" préconisé par GOULD en 1939.

c/ Contact - stabilisation

(d'après SIDDIQI, SPEECE, ENGELBRECHT 1967 (1))

Ce procédé est utilisé pour le traitement des eaux résiduaires dont la DBO5 est essentiellement en suspension ou sous forme colloïdale (W.W. ECKENFELDER)

Son principe consiste à mettre en contact l'eau usée et une boue activée stabilisée pour une courte durée (généralement, $\frac{1}{2}$ heure) puis les séparer par decantation et stabilisation de la boue (dans un bassin spécial d'aération) sous forme concentrée, ce qui permet une économie considérable de volume (40% du volume d'un procédé normal)

- . Dans le bassin de contact, la charge massique évolue de la même manière que dans le bassin classique (effet de piston)
- . une stabilisation modérée accélérée la digestion aérobie des micro-organismes; une stabilisation de longue durée abaisse l'activité des boues (2).

d/ Mélange intégral

Des études biologiques (MACK KINNEY, W.W. ECKENFELDER) ainsi que l'application des principes des fermentations industrielles, ont montré que la meilleure manière d'utiliser les cultures

(1) Source: F. EDELINE

(2) " technique de l'eau ECKENFELDER

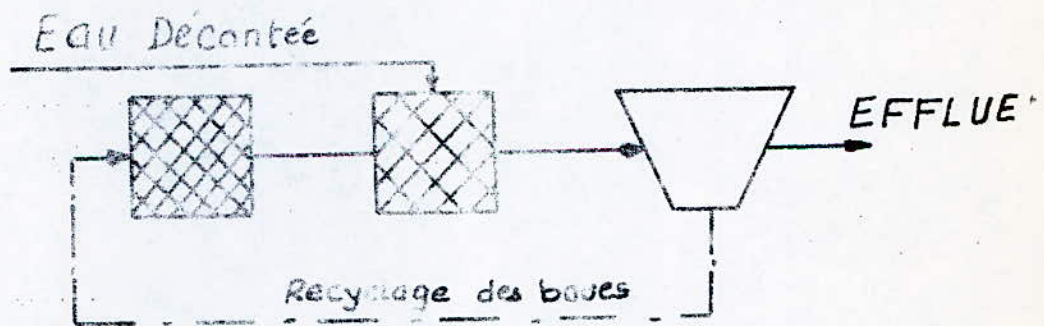
Divers schemas de bassins d'aeration



classique effet de Piston



Echelonnée



Contact - Stabilisation



Melange Integral

bacteriennes constituant les boues activées était de concevoir les bassins d'aération sur le principe du mélange intégral (mélange complet). Un tel bassin agit comme bassin d'égalisation amortit aussi les variations de charge, dilue les rejets sporadiques toxiques.

La demande en oxygène est uniformément répartie, ce qui permet une distribution régulière des aérateurs. Ce système est actuellement le plus répandu.

formule de base en mélange intégral

$$\frac{S_f}{S_o} = \frac{1}{1 + K_2 X_a T} \quad (1)$$

En ce qui concerne la conception des installations, fonction à faible charge, la variante la plus connue et la plus économique est le chemin ou fossé d'oxydation avec des bassins circulaires ou annulaires de faible profondeur, aéré par des brosses (PASVEER) (2). Ce procédé est attrayant par les caractères suivants

- _ faible coût d'installation
- production de boues faible ou nulle, stables
- _ excellent rendement (95) %
- _ conduite aisée

Par contre, il présente quelques inconvénients du fait qu'il occupe une grande surface de terrain et nécessite des frais d'entretien et d'investissement élevés.

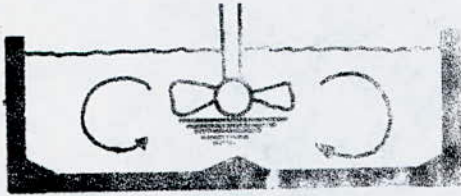
4 1 1 Aération

Dans la conception d'une station d'épuration par boues activées ou lagunage aéré, le facteur le plus important à considérer est le transfert de l'oxygène de l'air à l'eau à traiter. Le système d'aération constitue, par conséquent, le cœur de l'installation. elle se fait artificiellement et doit maintenir

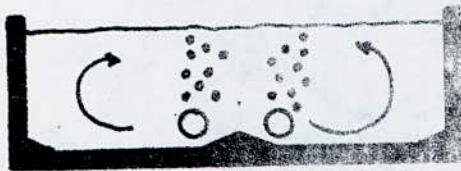
(1) J.P. BECHAC

(2) F. EDELINE

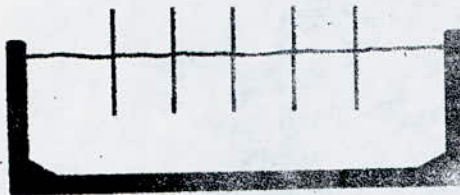
Quelques dispositifs d'aération



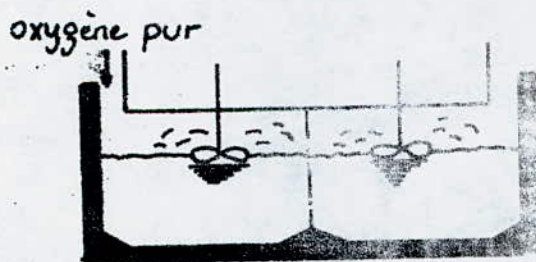
Turbine



Insufflation d'air



Brosse



Utilisation d'oxygène pur

une concentration en oxygène dans le bassin voisine de 2 mg/l

Les systèmes d'aération utilisés doivent avoir une grande robustesse un excellent rendement énergétique (transfert au milieu liquide), la plus grande quantité d'oxygène par kWh consommé.

Dans la pratique on rencontre trois types de dispositifs:

1/ Système à insufflation d'air

L'aération consiste à une injection de bulles d'air dans le liquide, soit par des tuyaux perforés, soit par des buses plus ou moins complexes permettant soit la réduction de la taille des bulles soit une amélioration de la turbulence des bulles.

2/ Aérateur mécanique de surface

Ces aérateurs sont les plus utilisés, actuellement et sont assurés par des turbines ou des brosses tournantes qui pulvérisent le liquide sur tout le bassin.

3/ Utilisation de l'oxygène pur

L'emploi de l'oxygène pur ou de l'air enrichi en oxygène, peut être envisagé lorsque ce gaz est disponible dans des conditions économiquement acceptables et doit être complété par un dispositif de brassage mécanique (en voie de développement).

4.2 DECANTEUR

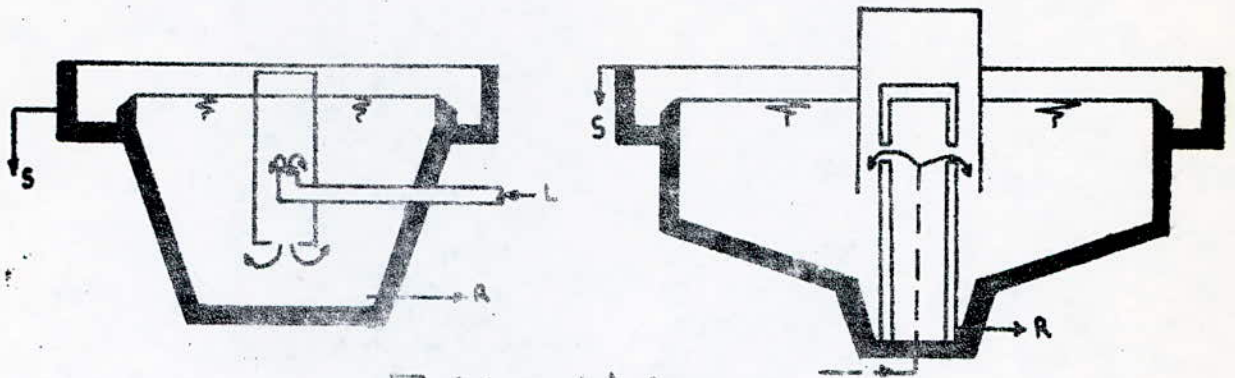
Le decanteur fait partie intégrante d'un procédé d'épuration par boues activées et, admet également de nombreuses variantes (fig 5).

Pour classer ces différents types, on peut distinguer, surtout pour les grands appareils, plusieurs écoles:

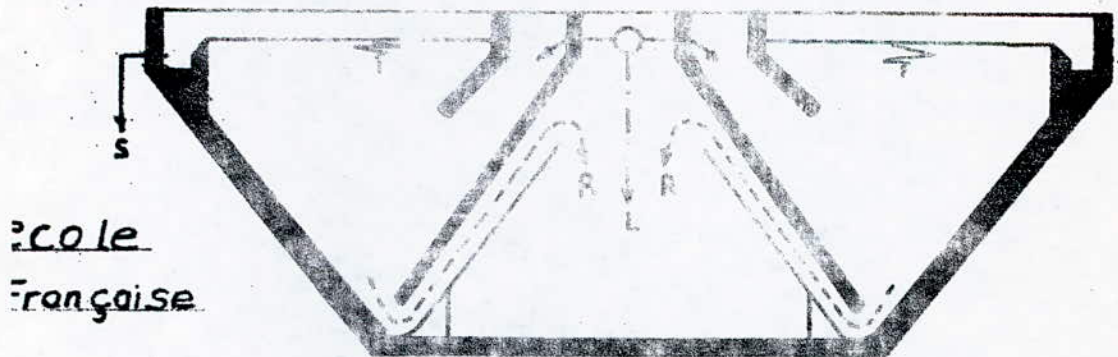
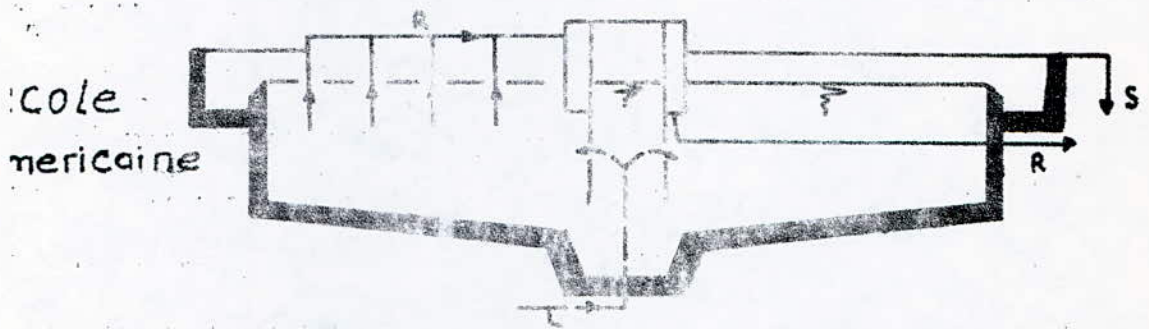
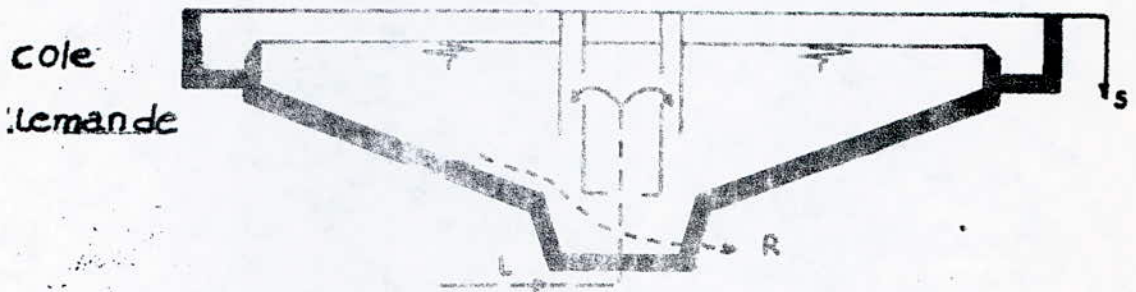
L'école ALLEMANDE : où les appareils sont du type raclé mais avec un fond assez penté d'où forte profondeur, mais augmente le temps de séjour des boues avant reprise pour recyclage.

L'école AMÉRICAINE: qui repose sur le principe de clarificateurs plats avec reprise des boues par succion en de nombreux points repartis le long d'un rayon. La boue est reprise beaucoup plus rapidement que dans les appareils raclés.

CLARIFICATEURS



Petits et Moyens



Grands

L = liqueur
R = recirculation
S = sortie

7°/ Taux de recyclage

Tableau comparatif de quelques systèmes
d'aération commercialisés

Systemes d'aération	Energie necessaire pour dissoudre 1 Kg O ₂ (KWh)	Apport spec ifique Kg O ₂ /KWh
<u>Aération par diffuseurs</u>		
a: Diffuseurs poreux		
_à fines bulles (profondeur d'insuflation 4M)	0,5	2
_à moyenne bulles (3M)	0,7	1,43
_à grosses bulles (3M)	0,8	1,25
<u>Aération mécanique de surface</u>		
a/ à axe horizontal		
_ brosse KASSENER	0,35 à 0,56	1,79- 2,86
_ rotor à barreaux MAMMOUTH	0,4	2,5
b/ à axe vertical		
_ aérateur à plaques	0,5	2
_ aérateur à circulation ascendante	0,44	2;27

L'école FRANCAISE: qui a développé les clarificateurs combinés ; ils permettent de tenir de grandes charges hydrauliques (de l'ordre de 2,5 à 3 m3 /m2/h en pointe).

4 2.1 Son rôle

Est de concevoir le mélange boueux homogène provenant du cuve d'aération et, de separer le floc biologique (avec un rendement de 99,5 à 99,8% (1)) de l'eau épurée, compte tenu de la pollution qu'il presente et de la nécessité de les recycler en tête de station pour l. reencemencer ces cuves. Enfin le temps de decantation secondaire est superieur à 1h30mn2 et l'eau épuré rejoint l'émissaire d'évacuation en direction du milieu naturel, avec une concentration en M.E.S et en DBO5 inferieur ou egale à 30 mg/l (3).

La decantation des boues est efficace SI: (4)

- .la surface de separation des boues sedimentées et du surnageant s maintient à une distance stable de la zone de surverse (vérifiée pour une variation ^{faible} du debit à l'entrée de l'installation)
- .et cette distance est la plus importante possible . (elle est liée à la qualité de la décantabilité des boues en fluctuation)

4 2 2 Decantabilité des boues

Les boues activées sont d'une densité voisine de celle de l'eau ; elles decantent ,généralement, assez rapidement et leur decantabilité est controlée par l'indice de MOLHMANN.

Cette decantation est bonne pour Im compris entre 80 et 150 à 200; au dessous de 50 (5) la boue a un aspect granuleux

(1) Thèse de OMANSSOUR I.N.A 1980
 (2) Guide d'assainissement
 (3),(4) J.P BECHAC P.BOUTIN B.MERCIER P.NUER
 (5) Thèse de M AOUDJEHANE N.HAIDER juin 1982

et risque de former facilement des depots et, pour des valeurs nettement superieures à cette limite ,onsider que la boue est en gonflement (bulking)

La fig 4 (m;boutin degrement) montre qu'il y a trois domaines où la décantabilité est bonne: ceci explique qu'en prati que on utilise trois procédés biologiques de bases:

1/ Procédés à forte charge

Ils sont caractérisés par une charge spécifique de l'ordre de 1 à 5 Kg DBO5 /Kg boues seches/jour,et conviennent aux eaux peu polluées des grandes agglomérations.

La charge volumique est superieur à 2(Cv) Kg DBO5/m3/jour avec un temps de sejour relativement faible (1 à 2 heures),le rendement d'epuration se situ aux environs de 50 à 70%.

Ils produisent une quantité importante de boues fermentescibles exigeant un traitement final poussé pour sa minéralisation.

2/ Procédé à moyenne charge (ou procédé conventionnel)

Il correspond sur la courbe de B.DEGREMENT à la zone de bonne decantabilité médiane,c'est à dire à des charges massiques de l'ordre de 0,2 à 0,5 Kg DBO5 /Kg M.V.S /jour et, produit des boues beaucoup moins fermentescibles (que le precedent qui doivent être stabilisées ,mais le temps de sejour des eauxx donc le volume des cuvrages,est reduit à 6 -12 heures

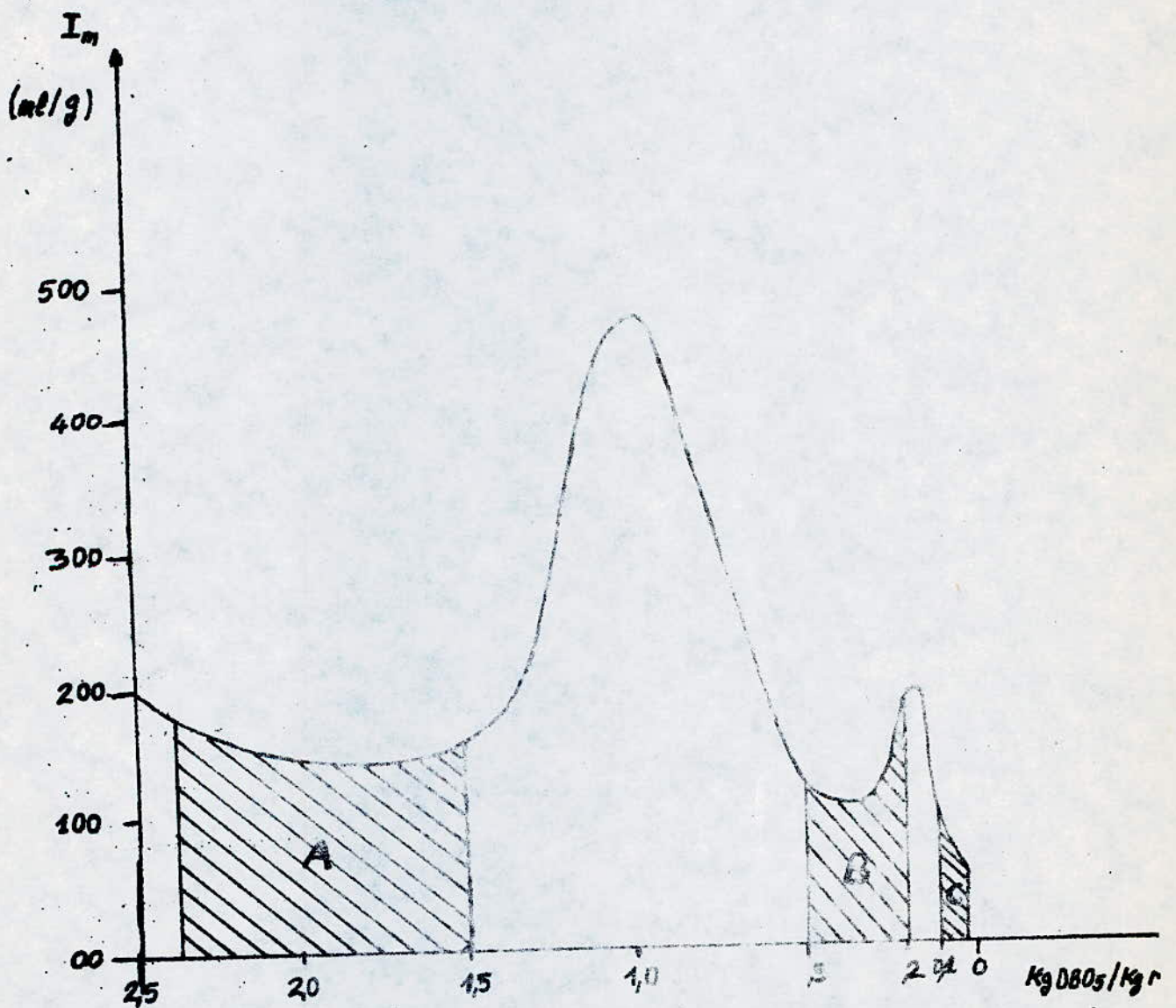
(selon R.THOMAZEAN) 3 -6 heures (d'apres H.ROQUE) enfin 2 - 5 heures (d'après le cours de M.MEZAQUI E.N.P 83) la charge volumique Cv est comprise entre 0,5 à 2 (R.THOMAZEAN) ou 0,6-1,6 M.MEZAQUI) .le rendement épuratoire reste important :90%.

C'est le plus courant des procédés de traitement par les boues.

3/ Procédé à faible charge

Ils est souvent appelée procédé à oxydation totale ou aération extensive.Il couvre la plage des plus basses charges

$$I_m = f(C_m)$$



Graphique 2 (Cours de M. Boutin Degremont)

- A : Installation à forte charge
- B : Installation à moyenne charge
- C : Aération prolongée

organiques spécifiques 0,2 Cm 0,1. Ce procédé est caractérisé par une minéralisation très poussée de la matière organique qui entraîne une quantité minimum de boues en excès (stable) et par une nitrification généralement importante si non totale. La charge volumique Cv est de 0,125 -0,5.avec un temps de séjour allant de 10 à 20 heures ou quelques jours, le rendement épuratoire peut dépasser 95% (1).

(1) Cours de M.MEZAOUI E.N.P.A 1983

4 2 3 Recyclage des boues

Le recyclage des boues activées a un double rôle:
Primo, limite le volume et le temps de séjour des boues dans le clarificateur .

Secundo, maintient une concentration en biomasse constante et convenable dans l'aérateur , améliorant ainsi la cinétique de l'épuration.

Le taux de recyclage des boues est variable selon, les cas (voir 3 3 3-7°) et, il est satisfaisant quand il est de 50 à 100% du débit moyen d'alimentation de la station (1) .

4 2 4 Boues en excès

Une fraction des boues est éliminée du clarificateur en permanence et ce pour maintenir constante la concentration des boues dans l'aérateur . Ces boues secondaires sont dirigées vers la bêche de reprise des boues primaires, ainsi rassemblées ces boues sont alors évacuées vers les installations de traitement des boues.

CONCLUSION

Le procédé d'épuration par boues activées reste le procédé le plus employés actuellement , vu son bon rendement cependant le coût d'exploitation est élevé comparativement aux autres procédés.

Tableau comparatif des differents procédés classiques
de traitement par les boues activées

Procédé	Forte charge	Moyenne charge	faible charge
Charge massique m KgDBO5/KgMVS.J	1 à 5	0,2 à 0,5	0,02 à 0,1
Temps de séjour Heure	1 à 2	3 à 6	10 à 20
Taux de recyclage des boues	0,6 à 0,8	0,8 à 0,95	SUP 0,95
Consommation spécifique des boues en O2 Kg O2/KgDBO5 éliminées	0,4 à 0,8	0,8 à 1,2	1,3 à 2
Nitrification	Nulle	Commencée	Tres avancée
Rendement en dépollution (%)	50 à 70	80 à 90	SUP 96

Source H.ROQUE

Chap IV Techniques d'épuration par lagunage

4 1 Historique

Depuis des siècles on a stocké les usées et les déchets produits par l'homme dans des bassins ou des étangs ou l'on laissait "FAIRE LA NATURE", ce qui n'allait pas sans inconvenients(odeurs,proliferation d'insectes vecteurs de maladie Ils ont été utilisées par les romains puis par les populations d'EUROPE CENTRALE,avant de se repandre depuis le debut du 20^{ieme} siècle dans de très nombreux pays.

On a designé ces bassins par les termes bassins ou étangs de stabilisation ou d'oxydation ,et aussi sous l'appelation " " d'étang à poisson" car on élevait des poissons se nourrissant des algues qui se developpaient sous l'action conjuguée de l'apport des substances nutritives et de l'éclairement solaire. Malgré les améliorations constantes apportées durant ces dernières années aux autres systèmes biologiques d'épuration, le lagunage est largement utilisé dans le monde avec des perfecti onnements; profondeur mieux adaptée,mise en service serie de plusieurs lagunes.

4 2 Définition

L'épuration par lagunage consiste à faire séjourner pendant un temps adequat des éffluents d'eaux usées dans des étangs ou la pollution est dégradée par les effets conjugués de:

- L'activité bactérienne
- L'activité photosynthétique et la lumière et l'assimilation des substances minérales.
- Et du pouvoir germicide de la lumière et de certaines algues.

Les effluents admis dans les etangs sont soit des/

- effluents brutes
- effluents de stations de traitement des eaux usées
- effluents de stations de traitement des eaux industrielles
- effluents de stations de traitement des eaux de surface
- effluents de stations de traitement des eaux de pluie
- effluents de stations de traitement des eaux de mer

- Effluents ayant subi un prétraitement physique plus ou moins poussé (degrillage, ou degrillage deshuilage ou degrillage deshuilage dessablage)
 - Effluent ayant subi un traitement physico-chimique (neutralisation floculation entraitement chimique)
 - Ou des effluents ayant subi des traitements secondaires le lagunage dans ce cas comme traitement tertiaire.
- L'épuration par lagunage peut se faire:
- Par voie naturelle sans consommation d'énergie autre que celle nécessaire aux éventuels relevages.
 - Par aération des effluents à l'aide d'aérateurs de surface qui assure l'oxygénation du milieu.

Le lagunage se présente donc autant:

- Comme un procédé complet d'épuration que comme un procédé à associer à un autre type de traitement tertiaire
- Comme un procédé rustique que comme un procédé plus élaboré dans le sens de la régulation.

Les eaux susceptibles d'être traitées par lagunage peuvent être d'origine très diverses à condition de contenir des matières organiques et des éléments nutritifs comme l'azote et le phosphore.

4 3 Classification des lagunes

Suivant que la lagune est agitée artificielement ou non, on distingue :

- . les lagunes aérées
- . les lagunes naturelles

4 3 1 lagunes aérées

Ceux sont des bassins relativement profonds dans lesquels l'oxygénation est relativement réalisée par des aérateurs mécaniques qui assurent un brassage plus ou moins intense de l'effluent, ce qui a pour résultat de diminuer considérablement les dépôts de boues au fond de la lagune.

Suivant l'intensité du mélange on distingue:

4- 3 1 1 Lagunes aérées aérobies

Ce sont des lagunes qui fonctionnent sans dépôt de boues, ce qui peut être réalisé, à condition d'installer des puissances de brassage très supérieures aux besoins énergétique de l'oxygénation, le mélange intégral conduirait à rendre économiquement irréalisable un tel procédé; les besoins pour le brassage représente 4 à 5 fois les puissances nécessaires à la seule oxygénation pour les effluents domestiques.

4 3 1 2 Lagunes aérées facultatives

Dans ces lagunes la puissance de brassage ne suffit pas à éviter les dépôts de fond aussi la puissance de l'aérateur est elle réduite à 5-6 W/M³ (1) de lagune, il ya alors dégradation anaérobie des matière décantables et dégradation aérobie des matières solubles. L'activité de l'oxydation est essentiellement assuré par les bactéries, le développement d'algues étant plus ou moins inhibé par l'effet de brassage. la dégradation anaérobie des dépôts ne s'accouplit complètement que pour des températures supérieures à 20°C pour être complètement arrêtée à 40°C. Cette dégradation anaérobie, du fait de la production de gaz, conduit à une remise en suspension des particules décantées provoquant ainsi un accroissement sensible de la demande d'oxygène.

La profondeur de ces bassins est fonction de types d'aérateurs pour les aérateurs de surface on admet une profondeur de l'ordre de 2,5 à 3 M(2), mais on peut aller jusqu'à 4M (3) quand l'aération est assurée par un système d'insufflation d'air. Cependant pour améliorer la performance du procédé on doit adjoindre au bassin une lagune de décantation.

(1), (2), (3) Source Traitement des eaux usées

J.P.BECHAC B.MERCIER P.BOUTIN P.NUER

4 3 1 3 Oxygénation et performance de l'aération

L'oxygénation

L'oxygene nécessaire à la bio-oxydation est fonction du poids de la DBO à éliminer et de la quantité de matières bactériennes present se qui se traduit parla formule:

$$qO_2 \equiv a'L + b'Sa$$

- qO2 : poids d'oxygene necessaire Kg/j
- L : poids journalier de DBO à éliminer Kg/j
- Sa : poids des matières organiques des substancesactives microorganismes Kg

a' :coefficient representant l'oxygene consommé à darfins energetique par unité de DBO éliminée:
 0,5 a' 1,5 KgO2/KgDBO (1)

b' :coefficient correspondant au taux de respiration endogène des bactéries. (2)

L'aération d'un ^{0,6}lagunage b' 0,1 KgO2/kg de matièresorganiques

L'aération d'un lagunage s'exprime par la quantité d'oxygene rapporté au K.W.h consommé par le dispositif.Cette quantité d'oxygene N est une fonction de la quantité d'oxygene No transférée dans une eau pure exempte d'oxygene dissous à une temperature de 20°C sous une pression de 760mm de Hg.

Cette quantité s'exprime par la formule:

$$N = N_0 \frac{C_W - C_1}{C_s} 1,024^{(20 - T)} \alpha \quad (3)$$

CW : concentration de saturation en oxygene de l'eau étudiée d dans les conditions effectives de lagunage (salinité, température ,pression) Kg/l

C1: concentration en oxygene dissous de l'eau en cours d'aération mg/l

Cs : concentration de saturation en oxygene dans l'eau pure à 20°C et 760mm DE Hg mg/l

(1),(2),(3) Reutilisatuon des eaux usées F.VALIRON

0: temperature de l'eau en cour d'aération en °C
 alpha : coefficient de transfert de l'oxygène dans l'eau
 étudiée par rapport à l'eau pure.

Des mesures excutées par division qualité des eaux ;pêche et
 pisciculture sur un certain nombre d'installation en FRANCE .
 Ces mesures sont représentées sur le tableau suivant: (1)

Systeme d'aération	Apport spécifique brut (A.S.B) ou quantité d'oxygene dissous en Kg de O ₂ par KWh consommé(mesuré au bord du moteyr ou du tableau de commande)			
	valeur extrême	fourchettes usuelles	moy	obs
turbine lente	0,8 -2,2	1,2- 1,9	1,5	/
turbine rapide	0,6 - 1,4	0,8 -1,2	1	/
brosse	0,8 - 2,8	1,3 -1,9	1,4	pt Ø
			1,55	0,7-0,85 gd Ø
			1,7	1-1,05

A ce sujet des études ont été conduite par ECKENFELDER etPASVEER
 qui proposent de prendre comme besoins d'oxygene :

1,2 gramme d'oxygene par gramme de DB05

L'aération se pratique dans la lagune primaire, généralement la
 lagune secondaire joue le rôle d'un decanteur

- (2) - les caracteristiques d'un lagunage aérée sont les suivantes
- forte charge massique(poids de DBO/poids microorganisme)
 - faible charge volumique (pds DB05/volume de bassin)
 - temps de sejour superieur à 5 jours

(1) traitement des eaux usées J.P BECHAC B.MERCIER
 P.BOUTIN P.NUER

(2) la reetulisation deseaux usées F.VALIRON

4 3 2 Lagunes naturelles

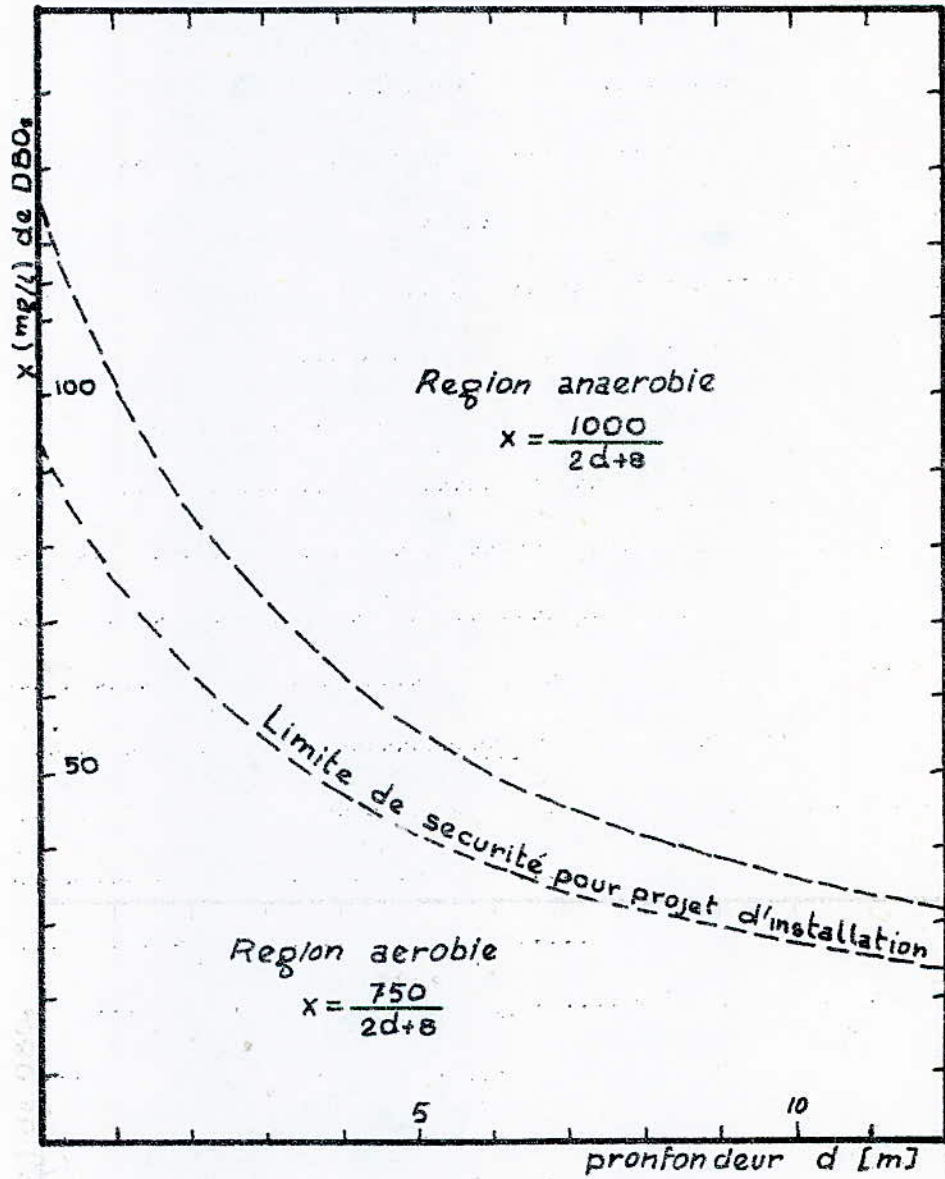
Ce sont des bassins non aérés artificiellement dans lesquels l'effluent est soumis aux processus biochimiques naturels de l'auto-épuration selon la nature de l'épuration biologique on distingue:

4 3 2 1 Lagunes aérobies

Dans ce type de lagune l'oxygene necessaire pour satisfaire la DBO est fourni par les algues grace au phénomènes de la photosynthèse. La profondeur doit être telle que la lumière pénètre intensément de façon à favoriser la croissance des algues Autrement dit la hauteur sera relativement faible de façon à éviter le développement des conditions anaérobies au fond. Le maximum de rendement de croissance algale a lieu pour 15 à 30cm Mais on peut se permettre des profondeurs d'autant plus grandes que la charge polluante est plus faible commel'indique le graphe Le lagunage aérobie se conçoit pour le traitement de degrossissag et lorsque on tolère une erreur élevée en matière en suspension des eaux traitées . Le temps de séjour dans ces lagunes est inferieur à celui exigé dans les lagunes facultatives et anaerobi cependant la charge appliquée est plus faible. Ce type de lagunage est limité au traitement des eaux non toxique pour les algues et lorsque la production d'algues peutêtre mise à profit.

4 3 2 2 Lagunes anaérobies

Ce procédés à tres forte charges, la profondeur doit être telle que le rapport surface/volume soit minimum de façon à fournir la retention de chaleur en hiver. Voir graphe L'anaerbiose est maintenue par l'application d'une forte charge organique et par suite les rendements ne dépassent pas 70% des



course (CNDIE)

developpements d'algues très importants se produisent sur ces lagunes le plus souvent sous forme de masse flottante sans toutefois que l'oxygene libéré par la photosynthese soit suffisant pour rebasculer en aérobiose.

Malgré les degagements gazeux importants on peut utiliser efficacement ce procédé sans nuisance excessive sur le plan de la pollution et ce même en climat chaud.

Compte tenu des developpements d'algues et du rendement faible en épuration il est necessaire d'adjoindre aux lagunes anaerobie une lagune aerobie pour ameliorer les performances du procédé. Ce procédé convient pour le traitement des rejets industriels.

4 3 2 3 Lagunes facultatives

Dans ces lagunes les processus aerobies et anaerobies se trouvent associés. La profondeur de ces lagunes definies trois zones qui sont les suivantes.

- Une zone éclairée et riche en ~~oxygene~~ oxygene ou vivent en symbiose une population d'algues et une population de bacterie qu'on appelle zone aérobic. Cet oxygene provient pour partie de la diffusion de l'air à travers l'interface gaz-liquide et pour partie generalement importante de la photosynthese des algues. Cette zone aérobic ne se maintient que si la charge organique specifique appliquée dans la lagune est assez faible.

- Une zone insuffisamment éclairée pour permettre la croissance des algues et trop éloignée de la surface pour recevoir un flux d'oxygene important. La concentration en oxygene dissout y est donc très proche de zero et il s'y developpe une microflore anaerobie.

- Une zone ou se depose une couche de boue non consolidée qui poursuit son évolution en anaerobie.

avec production de méthane et d'autres composés réduits, ces derniers migrent vers la couche aérobie ou ils sont oxydés.

Dans ce type de lagune la charge spécifique appliquée est assez faible, en pratique OSWALD situe cette limite aux valeurs suivantes

$$\begin{aligned} 10 \text{ g DBO}_5/\text{M}^2.\text{j} & \text{ en hiver} \\ 40 \text{ g DBO}_5/\text{M}^2.\text{j} & \text{ en été} \quad (1) \end{aligned}$$

D'autre part MAC GARRY et PESCOD donne la charge admissible en DBO₅ en fonction de la température qui s'écrit:

$$\text{DBO}_5 \text{ max} = 11,2(1,054)^{(1,8T+32)}$$

DBO₅ max : charge maximale en DBO₅ Kg/ /j

T : température moyenne mensuelle en °C

4 3 2 4 Apport d'oxygène

L'apport d'oxygène dû à l'activité photosynthétique des algues peut être évalué à condition d'admettre qu'il existe un rapport constant entre l'oxygène libéré et l'énergie lumineuse utilisée par les algues. Cet apport a été fixé par OSWALD et ELLI à 3,68 cal/mg de O₂ (2)

Comme la totalité de l'énergie lumineuse incidente n'est pas utilisée par les algues on introduit un rendement photochimique N_p. Si on appelle Ø_s le flux des radiations solaires la quantité d'oxygène produite peut s'exprimer par DELTA O₂ (mg/j) qui s'écrit

$$\text{DELTA O}_2 = \frac{\text{Ø}_s S N_p}{3,68} \quad (3)$$

Ø_s: exprimé en cal/M².j et est rapporté à l'unité de surface horizontale

S: surface de la lagune M²

si on exprime $S = \frac{V}{H}$ l'équation devient

$$\text{DELTA O}_2 = \frac{\text{Ø}_s V N_p}{3,68 H} \quad (4)$$

(1), (2), (3), (4) source Fondements théoriques du traitement biologique

Si on appelle t_s le temps de séjour on peut approcher la quantité d'oxygène produite à la traversée de la lagune

$$M O_2 = \Delta O_2 t_s \quad (1)$$

4 3 3 Flore et faune du lagunage

Dans le lagunage naturel l'association de base responsable de la dégradation des polluants est celle des bactéries et des algues

4 3 3 1 Algues

Les espèces courantes rencontrées dans les lagunes sont représentées sur le tableau suivant: (2)

Algues vertes communes	observations
- chlamydomonas - chlorella - euglena	Elles s'adaptent facilement aux conditions du milieu. Elles apparaissent les premiers. Elles sont dominantes dans le bassin. On assiste à un accroissement de ces algues pendant les mois chauds de l'année.
Diatomées classes pennales	observations
- Asterionella - Pinnularia - Symedra - Navicula - achnauthes	La croissance de ces algues augmente de janvier à juillet pour diminuer de septembre à décembre.
Algues bleues vertes	observation
- oscillation - phormidium - anacystis - anaebaena	Elles se développent surtout en été.

(1) Fondements théoriques du traitement biologique

(2) C.N.D.I.E

Les algues vertes dominant dans le plancton, tandis que les diatomées pénnales et les algues bleues finalement filamenteuse dominant dans la flore benthique.

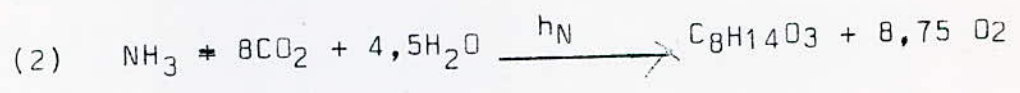
Selon OSWALD il existe une relation empirique entre la concentration moyenne des algues Ca et la profondeur H de la lagune, qui peut s'ecrire:

(1) Ca:H = 50,8

Ca : en mg/l

H: en metre

la croissance de la biomasse algale peut se schematiser selon HENDRICKS et POTE comme suit:



4 3 3 2 Les bacteries

Dans une lagune les parties superficielles riches en oxygene dissous contiennent des bacteries strictes aerobies ou facultatives. Dans la couche vaseuse du fond qui est un milieu anaerobie on y trouve des bacteries anaerobies strictes ou facultatives qui transforment les matieres organiques en methane et reduisent les sulfates en sulfures. Selon une etude de GANN et COLL (1) cette population microbienne est constituer de: 80 à 90% de germes saprophytes GRAM negatif parmi lesquels on distingue:

- Achromobacter
- Pseudomonas
- Flavobacterium

et 10 à 20% de coliformes et spores du genre bacillus

dans le cas d'une tendance au passage en anaerobiose provoqué par exemple par une élévation de temperature aux alentours de 30°C apparaissent des especes reductrices des genres - Rhodobacterium - clostridium donnent à l'effluent une coloration rougeatre.

(1) Fondement theorique du traitement biologique

ou facultatives. Dans la couche vaseuse du fond qui est un milieu anaerobie on y trouve des bacteries anaerobies strictes ou facultatives qui transforment les matieres organiques en methane et reduisent les sulfates en sulfures. Selon une etude de GANN et COLL (1) cette population microbienne est constituer de:

4 3 3 3 Zooplacton

Dans les lagunes existent d'autres organismes au rôle plus discret on y trouve les protozoaires parmi lesquels on distingue : les Amibes, les Ciliés, les Flagellés. Ces derniers se développent au dépend des matières organique ou vivante ,ce sont les prédateurs qui vivent en aérobie. Dans les zones tres oxygenées on note la presence des rotifères crustacés (cyclopes, daphnies),nematodes,larves d'insectes;ils ont un rôle semblable à celui des protozoaires. On trouve aussi des champignons inferieur filamenteuse,ou non et des levures qui assimile l'azote minéral sous toute ses formes. Ce sont des heterotrophes strictes utilisant le carbone organique comme source d'energie.Ils jouent un rôle dans l'épuration en presence d'un PH inferieur ou egal à 6 et d'un taux elevé en oxygene dissous.

4 3 3 4 Les organismes pathogenes

Les eaux usées transportent non seulement des matières polluantes mais aussi des germes pathogenes provenant d'individus malades des porteurs sains et des convalescents. Nous resumons par tableau les principaux agents pathogenes presents dans l'eau usée ainsi que les maladies qu'ils provoquent.

4 3 3 5 Reduction des germes pathogenes

Les germes pathogenes ont fait l'objet d'études particuliere assez nombreuses.Tous les travaux consacrés à ce probleme concluent sur les resultats exceptionnels obtenus par lagunage nous resumons ci-dessus par tableau les resultats obtenus par lagunage dans la reduction des pathogenes et de la DBO5 et ce dans les differents pays.

Tableau des agents pathogenes et les maladies qu'ils provoquent

Agent étiologique	maladie
BACTERIES	
- Vibrio cholerae	- cholera
- Escherichia Coli (Serotypes pathogenes)	- gastroenterite
- Salmonella Thyphi	- fievre typhoide
- Shigella dysenteriae	- shigellose (dysenterie bacillaire)
- Sh. flexneri	
- Sh. sonnei	
PROTOZOAIRES	
- Entamoeba histolitica	- dysenterie Amibienne
HELMINTHES	
- Schistosoma haematobium parasites	
- S. Japonicum du	- Schistosomiase (bilharziase)
- S. Mansoni sang	
- Fasciolopsis buski (parasite intestinal)	- fasciolopsiase (diarrhée non dysente rique)
VIRUS	
- inconnu	- Hepatite infectieuse

Source C.N.D.I.E

LOCALITE	DBO mg/l		bacteries		OBSERVATIONS
	entrée	sortie	entrée	sortie	
College station TEXAS	370	37	/	/	
KILLEN TEXAS	91	16	/	/	
Schomaker CALIFORNIE	143	34	10^4	1,0	4 bassins en serie durée de sejour totale 26 j
Melbourne AUSTRALIE	530	30 eff. filtré	$2,4 \cdot 10^4$	350	bassin anaéro- bie suivi de bassin d'oxyda- tion
FUGLEBJERG DANEMARK	148	11 E.F	$2,4 \cdot 10^4$	33	durée de sejour -6,7 j dans le premier bassin 8,6 dans le 2 ^e
Munich R.F.A	-	-	$9,5 \cdot 10^4$	50	-
Lund SUEDE	158	20	10^5	30	4 bassins en serie durée totale de sejour 16,5 j
Essen-Brendy R.F.A	-	-	$28 \cdot 10^4$	5000	-
Santa Rosa CALIFORNIE	93	26	$62 \cdot 10^4$	6200	15 MARS 55
Santa rosa CALIFORNIE	57	26	$62 \cdot 10^4$	600	3 MAI 55

Efficacité des bassins d'oxydation d'eaux usées relativement
à la DBO et à la réduction des bacteries.

SOURCE: C.N.D.I.E

4 3 4 Paramètres chimiques intervenant dans le lagunage naturel

Les lagunes chimiques pouvant influencer le lagunage :

4 3 4 1 Le carbone

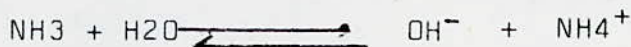
C'est un facteur essentiel car il est à la base de la synthèse organique.

4 3 4 2 Photosynthèse

Dans l'eau on trouve le carbone principalement sous deux formes ; inorganique (anhydride carbonique, carbonate et bicarbonate) et organique. Dans l'atmosphère il existe sous forme d'anhydride carbonique CO2. L'essentiel de CO2 utilisé lors de la photosynthèse provient de la décomposition réversible des carbonates alcalins et alcalino terreux présents dans l'eau.



L'addition continue d'eau usée et l'activité bactérienne qui en résulte fournissent aux algues les éléments dont elles ont besoin. La forte demande des algues en CO2 maintient la concentration en CO2 libre en dessous de la concentration d'équilibre dans l'atmosphère pendant la plus grande partie d'été. L'éviction de CO2 a pour conséquence l'augmentation du PH dans le bassin, qui peut être supérieur à 10,5 cette hausse du PH peut selon HEMENS et MASON être suffisante pour provoquer la précipitation du phosphate ((PO4)2Ca3), selon ces mêmes auteurs ces précipités augmentent très favorablement la décomposabilité de la biomasse algale. Notons aussi que cette élévation du PH rend possible l'élimination d'une partie de l'azote ammoniacal présent par l'échange de NH3 à l'interface liquide solide.



Grâce au rôle tampon et régulateur du système carbonate-bicarbonate le CO2 libéré la nuit par la respiration algale est récupéré ce qui évite sa dispersion dans l'atmosphère.

Grace au rôle tampon et regulateur du système carbonate-bicarbonate le CO₂ libéré la nuit par la respiration algale est récupéré ce qui évite sa dispersion dans l'atmosphère.

En fait les pertes en carbone à partir des bassins se font sous forme de methane ou d'autres gaz associés à la partie anaerobie du bassin.

D'autre part, dans les bassins de lagunage, les algues dominantes se succèdent dans le temps. La première prolifération dense au debut du printemps est composée d'algues vertes flagelées variées puis viennent les scènes des mus et les chlorella à la fin du printemps debut été. Au milieu de l'été les chlorella font place à divers cyanophycées. Les diatomées bien que presente ne sont jamais dominantes pendant l'été. Cette succession d'algues s'accompagne de l'augmentation continue du PH et de la diminution concomitante de la teneur en CO₂ libre du bassin. Cette succession d'algues semble être en relation avec l'aptitude des divers algues à supportér des teneurs de plus en plus souhaitables en CO₂. KING a donné pour differentes algues la teneur critique en CO₂ libre en desous de laquelle le CO₂ devient un facteur limitant la croissance. (voir tableau ci-dessous).

ALGUES	Concentration en CO ₂ u.mole/l
Chlamydomonas	26
Algues vertes divers	10
Chlorella	7
Algues bleues vertes diverses	3

Ces valeurs sont valables à 20°C.

Cependant certains auteurs ont été amenés à élaborer une théorie selon laquelle, les bactéries fournissent du CO₂ aux algues en décomposant les matières organiques, tandis que les algues fournissent aux bactéries l'oxygène nécessaire à leur métabolisme. Le carbone des carbonates et des bicarbonates est immédiatement utilisable par les algues. En s'appuyant sur cette théorie, un développement équilibré des algues et des bactéries est essentiel au bon fonctionnement du lagunage, il s'agit de l'équilibre entre la fourniture d'oxygène et celle de CO₂, qui doit être assuré.

Si on prend comme substrat le glucose et connaissant les réactions stoechiométriques globales on peut écrire:

- dégradation aérobie



$$\Delta G = -3760 \text{ Kcal}$$

+ photosynthèse



$$\Delta G = 112 \text{ Kcal /mole d'algue}$$

L'équation (2) doit être multipliée par 1,83 pour équilibrer le CO₂ ce qui donne:



On constate donc que globalement un équilibre est possible en assimilant tout le substrat à du glucose. Si l'équilibre exact en CO₂ qu'il n'en faut aux algues.

En termes globaux on voit que six moles de glucose se trouveront finalement converties en bactéries et en algues, ces derniers

interviennent pour au moins 1,83 moles .En pratique ,on observe des productions d'algues de 10 à 66 g/m².j (1), alors qu'il suffirait de 0,3 g/m².j pour assurer la fourniture d'oxygene dans un bassin recevant une charge normale de 3 à 5 gDBO₅/m².j . Il y a donc toujours un gros excès d'algues; de sorte que l'effluent est "repollué" .Il y'aurait interet à conduire l'effluent dans une autre lagune qui jouerait le rôle de décanteur

(1) Epuration biologique des eaux residuaires F.EDELINE

4 3 4 3 Les nutriments

Le developpement normal d'une communauté bactérienne requiert la presence d'azote, de phosphore et d'un certain nombre d'oligo-elements. On donne pour la composition globale des cellules synthétisées la formule: $C_{106}H_{180}N_{16}P$

l'azote et le phosphore sont donc des éléments essentiels. Ces derniers sont en quantité suffisantes dans les eaux urbaines. Les nutriments jouent un grand rôle dans le rendement d'épuration, une eau carencée en azote et en phosphore exigerait un temps de séjour suffisamment élevé pour atteindre un bon niveau d'épuration.

Vous trouvez ci-dessous un tableau donnant l'influence des nutriments sur la constante cinétique de certains eaux usées.

EAUX USEES	constante cinétique K (j ⁻¹)	
	sans nutriments	avec nutriments
papetries	8,35	1,33
cartonnerie	0,70	3,2
fabrique	0,34	1,66

Source ECKENFELDER gestion des eaux usées.

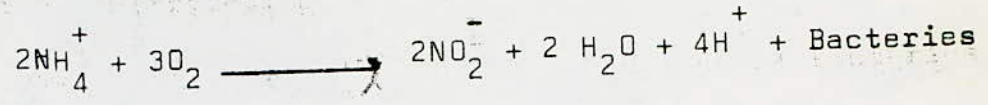
a) Le phosphore : Les formes de phosphore rencontrées dans une eau domestique sont:

- La forme inorganique : composés essentiellement de polyphosphates introduit par les poudres à laver.
- La forme organique : phospho-lipides, esters, polynucleotides.
- Assimilations du phosphore par les algues : les algues sont également capables de rechercher le phosphore dont elles ont besoin dans les composés organo-phosphorés. Certaines espèces de diatomées utilisent l'hexophosphate et l'acide phosphogluicyrique d'autres espèces de chlorophycées sont capables d'utiliser le phosphore de l'acide adénosique monophosphorique. Les algues sont capables d'assimiler des quantités de phosphore supérieur à leur besoin. Cette assimilation du phosphore est stimulée par la présence de lumière et fortement influencée par la température.

b) azote: Une eau usée domestique contient l'azote provenant de digestions humaines et d'autres produits azotés. L'urée est la principale forme d'excrétion de l'homme. En première phase les protéines sont hydrolysées et les acides aminés libérés. Ensuite l'azote passe à la forme ammoniacale qui est assimilée par les algues. Cependant si la couche aérobie du bassin est riche en oxygène il se produit une nitrification qui recouvre deux réactions la première est la nitrification due aux bactéries autotrophes

à savoir les NITROSOMAS, NITROSO CYSTIES.

Nitrification Nitritation



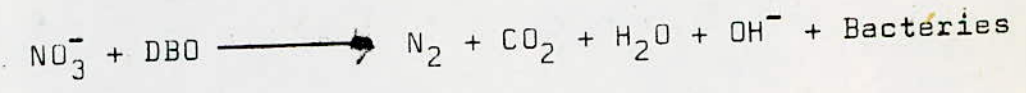
La seconde reaction est la nitrification due à l'action des bacteries autotrophes à savoir les Nitrobacters, Nitrocostis, Bactoderma.

Nitration



La source de carbone pour ces bacteries se trouve dans le milieu même. A l'inverse de la nitrification la dénitrification se produit dans un milieu pauvre en oxygène ; donc dans la couche profonde du bassin. Les bacteries hétérotrophes responsables sont : Pseudomonas, achromobacter, bacillus, micrococcus. Les nitrates sont réduits principalement en N2 en faible proportion en N2O.

Dénitrification



c) Calcium et magnesium : Le calcium et le magnesium en particulier ce dernier étant limitant dans la synthèse de la chlorophylle et par conséquent contrôlant la photosynthèse. En fait le facteur le plus important est le rapport $\frac{\text{Ca}}{\text{Mg}}$

d) Le sodium et le potassium : Ils jouent un rôle essentiel dans l'assimilation du phosphore par les algues, ce sont les rapports Na et alcalin qui jouent le rôle important.
K alcalinoterreux

e) Oligo-elements : Ce sont Co, Cu, Mo, Bo, Fe; Mn Etc...
Ils sont absolument nécessaires en particulier pour permettre la synthèse de certaines vitamines.

f) Le soufre : Il doit exister en petites quantités, il est généralement assimilée sous forme de $SO_4^{=}$

g) Metaux lourds : La plupart des métaux lourds sont toxiques.

4 3 5 Paramètres physiques intervenant dans le lagunage naturel

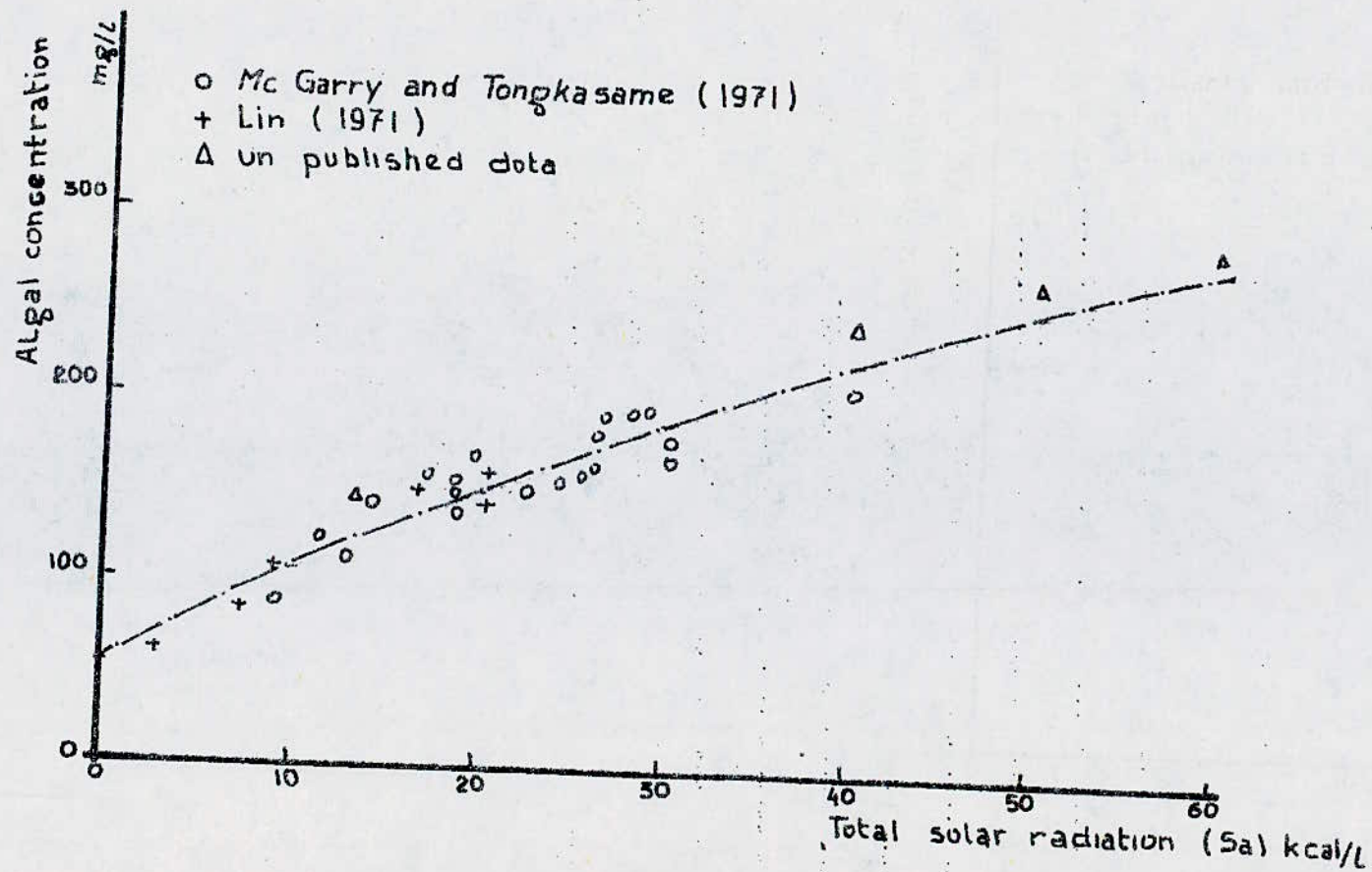
5 1 La temperature

Elle influence directement le metabolisme; elle affecte la photosynthèse d'algues, donc la production d'oxygene. pour toutes les especes algales, il existe une temperature optimale de developpement. C'est ainsi pour certaines especes de *Anaebaena* elles prolifèrent massivement aux temperatures superieures à 15°C pour certaines especes d'*Aphanizomenon* demande pour se developper un minimum de 20°C et prolifèrent à 22°C . Tandis que certaines especes de ~~Microcystis~~ *Microcystis* ont des besoins situés entre ceux de ces deux especes d'algues. La temperature joue donc un rôle dans ces successions algales tout comme le CO2.

D'une façon generale, les auteurs s'accordent à dire que le rendement d'épuration augmente en été et diminue en hivers. Les temperatures doivent se maintenir au dessus de 5°C pour permettre l'activité biologique des bacteries, par contre le metabolisme des algues n'est pas complètement inhibé par les temperatures basses de l'hivers, par contre elles sont tuées quand la neige et la glace couvrent le bassin et empêche la penetration de la lumiere.

5 2 L'eclaircissement

Les rayons lumineux interviennent à la fois par leur



Production algale en fonction de la lumiere
(Suivant plusieurs auteurs)

qualité (longueur d'onde) et leur intensité (flux); la durée de l'éclairage agit aussi. La lumière est transformée en énergie calorifique et augmente la température de l'eau.

La photosynthèse n'est pas maximale en surface. L'insolation que demande les algues varie de 5000 Lux à 7000 Lux. L'activité photosynthétique est plus intense à 25 ou 30 cm sous la surface de l'eau. La trop forte lumière inhibe la photosynthèse.

En hiver la croissance des algues est limitée par la température et surtout par la lumière à partir de février quand la longueur augmente la croissance des algues augmente ainsi que le rendement d'épuration. L'éclairage joue aussi un rôle important dans l'élimination des germes pathogènes et ce grâce aux rayons UV.

5 3 Equilibre thermique des lagunes

Les lagunes constituent d'excellents dispositifs de dissipation thermique grâce à leur rapport $\frac{S}{V}$ très élevé.

- la lagune reçoit de l'énergie thermique par l'effluent à refroidir soit θ_e sa température

d'entrée, q son débit, cet apport d'énergie sera égale à :

$$q \cdot \rho \cdot C_p \cdot \theta_e$$

par les radiations solaires soit ϕ_s le flux thermique du rayonnement solaire.

- la lagune perd de l'énergie thermique

par évaporation soit ϕ_e le flux thermique correspondant à cette évaporation.

par conduction et convection dans l'air ambiant soit ϕ_c le flux thermique correspondant.

par rayonnement de la surface libre

par conduction et convection dans l'air ambiant
 soit θ_c le flux thermique correspondant
 par rayonnement de la surface libre soit θ_r
 par soutirage à raison d'un debit q si l'on est en
 regime permanent, soit θ la temperature de l'effluent traité.
 Si on suppose la lagune suffisamment agitée pour qu'il n'yait
 pas de stratification thermique. On peut écrire le bilan thermique
 pendant un intervalle de temps dt comme suit:

$$q \cdot \theta_e \cdot \rho \cdot C_p \cdot dt + \theta_s \cdot dt = (\theta_e + \theta_c + \theta_r) dt + q \cdot \theta \cdot \rho \cdot C_p \cdot dt$$

D'ou

$$\theta = \theta_e + \frac{\theta_s - (\theta_e + \theta_c + \theta_r)}{q \cdot \rho \cdot C_p}$$

θ : temperature de l'effluent traité.

Par contre si l'agitation n'est pas assurée comme dans le cas
 du lagunage naturel, il se presente produit dans le bassin une
 stratification thermique.

a/ Stratification thermique

Ce phénomène resulte du fait que la densité de l'eau est
 maximale et égale à 1 à la temperature de 4°C. Or l'échauffement
 des eaux est du aux radiations infra-rouges de grande longueur
 d'onde. Ces radiations sont très vite absorbées environs 80% dans
 le premier mètre au dessus de la surface par temps chaud, l'eau

de surface plus chaude à une densité plus faible que celle des couches profondes et ne se mélange pas avec celle-ci. Il en résulte une stratification thermique, isolant les couches profondes des eaux de surface en empêchant la diffusion des gaz notamment le CO_2 et L'O_2 et provoquant la concentration des algues et leur précipitation par autofloculation.

Par temps froid la surface d'eau de la lagune se refroidit et cède ses calories à l'atmosphère. La température de l'eau diminue et celle-ci descend sur le fond mais au dessous de 4°C , l'eau reste en surface ou elle peut geler. Ainsi s'explique la formation de la glace en surface.

5 4 Le brassage

Le vent présente la source principale d'énergie servant au brassage des eaux dans les bassins facultatifs. Le brassage diurne contribue à une meilleure répartition de l'oxygène dissous. En absence de brassage, des gradients d'oxygène dissous se forment avec un maximum en surface jusqu'à des valeurs proches de zéro ou nulles dans les couches plus profondes, il se forme aussi des gradients de température pouvant s'opposer aux mélanges des eaux. Ces gradients sont provoqués par la stratification thermique. Cependant le vent peut avoir un effluent effet de désoxygénation dans le cas d'une sursaturation en oxygène de la zone superficielle.

4 3 5 6 Charge hydraulique *important*

C'est un paramètre dans l'épuration *par* dans le procédé de lagunage .Elle s'exprime en metre par jour ,elle est donnée pour l'un des rapports suivants:

$$C_H = \frac{\text{profondeur}}{\text{temps de sejour}}$$

ou

$$C_H = \frac{\text{debit entrant par jour}}{\text{surface du bassin}}$$

La valeur de cette charge hydraulique varie en fonction du type de lagunage.Ces valeurs sont représentées sur les tableaux de la page suivante avec d'autres valeurs.

Caractéristique des étangs de stabilisation (GLOYNA)

TYPE	profondeur m	retention j	charge hydraulique cm/j	charge organique KgDBO/j.ha	mélange	RHO DBO rendement
aérobie	0,3	3	5	100	15-30	70
	1,2	5	25	300	cm/s	
anaérobie	2,5	20	5	200	dégagement de gaz mé- lange mec- anique	70
	4,25	80	10	1000		
facultatif	1,5	40	0,6	20	vent seul	85
	2,5	150	2,5	90		

+ source : l'épuration biologique des eaux résiduaires
F.EDELIN

TYPE	charge hydraulique cm/j
aérobie	5 - 25
facultatif	4

+ source CNDIE

5 5 Facteurs climatiques

Nous avons déjà vu l'influence de la temperature, et de l'eclairement sur la lagune mais aussi il faut être informé sur les facteurs suivants:

- précipitation (moyenne et extrême)
- orientation des vents dominants
- eclairement (nombre d'heure d'ensollement)

Les precipitations atmospheriques augmentent la charge hydraulique de la lagune non seulement par rapport direct mais q aussi par l'augmentation du debit des égouts unitaires et par ruisselement si la lagune est située dans un point bas. Le vent s'il favorise l'evaporation à d'autres effets bénéfiques telque le brassage. Les fortes temperatures en favorisant la desoxygenation de l'eau augmentent les possibilités d'anaerobiose ce qui accentue les risques de mauvaises odeurs .

5 6 Le temps de sejour

La durée de sejour dans les bassins est un facteur important aussi bien vis à vis de la reduction de la DB05 que la reduction des germes pathogenes.

Conclusion

L'epuration biologique par lagunage du fait de son caractère naturel et du très long temps d'ecoulement de l'eau, il se developpe dans le bassin s une grande variétés de

micro-organisme donc ce systeme presente une grande ~~variétés~~
efficacité vis à vis des variations de charges.

D'autres part, comme le temps de sejour est assez long, il se pr
produit une bonne séparation de toutes les ^{matières} ~~methodes~~ par gravité.
Cette épuration se produit sans aucun apport d'énergie grace aux
facteurs telsque le soleil, la photosynthèse , les bactéries et
le temps de sejour. Donc du point de vue économique ce procédé
est avantageux.

4 3 6 Dimensionnement des bassins de strati stabilisation

Le critère principal de calcul des bassins de stabilisation est soit la réduction de la DBO, ou la réduction des germes pathogènes. Cependant dans notre calcul on s'intéressera uniquement à la réduction de la DBO.

Parmi les méthodes de dimensionnement on distingue:

6 1 Méthodes dites rationnelles

Trois méthodes nous ont paru intéressantes

A/ Méthode du c.PHERI

(central public health research institute)

Cette méthode est basée sur l'activité photosynthétique des algues

1/ Principe

a/ Détermination des besoins en O₂

La mesure de la DBO₅ des eaux usées permet une évaluation de la DBO ultime : le CPHERI applique pour cela un facteur de 1,464.

Comme la DBO₅ est mesurée à 20°C il faut alors évaluer ce qu'elle serait à la température de la période froide, le facteur de correction dans ce cas est de : $1 + 0,02(T - 20)$

T étant la température moyenne hivernale

Une opération analogue (facteur de correction) est effectuée avec la valeur de la DBO₅ exigée pour l'effluent.

La difference entre deux valeurs donne selon le CPHERI

b/ Relation entre les besoins en oxygène et la production d'algues: le CPHERI admet dans la suite du raisonnement que cet oxygène provient uniquement de la photosynthèse, la production de un gramme d'oxygène nécessite la presence de 0,61 g d'algues. d'autre part le CPHERI estime qu'un gramme d'algues necessite une energie de 6000 calories (radiation solaires).

c/ surface du bassin

Des calculs precedent le CPHERI deduit la surface receptive autrement dit la surface du bassin minimale. On remarque que cette methode tient compte de l'insolation ce qui semble normal pour la production d'algues.

B/ Methode sud Africaine

Les bassins peuvent aussi se calculer approximativement comme si c'etaient des reacteurs à boues activées à melange complet.

1/ principe : Cette methode consiste en l'etablissement d'un modele cinetique de la degradation de la DB05

a/ Degradation de la DB05

Il est admis que le processus degradation biologique suit une loie exponentielle decroissante.

On suppose L_0 la DB05 de l'effluent à $t=0$ au bout d'un temps t cette DB05 devient :

$$L_f = L_0 e^{-Kt} \quad (1)$$

le coefficient K étant le taux de degradation de la DB05

sous la forme differentielle l'equation (1) s'ecrit:

$$\frac{dL}{dt} = - K.L \quad (2)$$

d'ou nous concluons que la reduction de la DBO est supposee obeir à une cinétique du 1^{er} ordre. Dans le cas d'un bassin de stabilisation, on a suppose verifié un certain nombre d'hypoteses rendant applicable le modele du 1^{er} ordre.

Le bassin est suppose en equilibre dynamique c'est à dire que les debits à l'entrée et à la sortie sont stabilisés de même que la DBO5.

Le melange est instantané ce qui entraine que la DBO5 de l'effluent est egale à celle des eaux du bassin, l'hypothèse de l'equilibre dynamique entraine que pendant l'intervalles de temps dt, la variation de la DBO5 dans le bassin est nulle; c'est à dire :

la charge entrante = charge sortante + charge dégradée

autrement dit :

$$Q_e.L_o.dt = Q_s.L_f.dt + K_t.V.L_f.dt \quad (3)$$

Q_e : debit des eaux usées à l'entrée du bassin

Q_s : " de l'effluent à la sortie du bassin

V : volume du bassin

L'equation (3) peut s'ecrire :

$$Q_e.L_o.dt = L_f.(Q_s + K.V).dt$$

ou encore :

$$L_f = \frac{L_o}{\frac{Q_s}{Q_e} + K_t \frac{V}{Q_e}} \quad (4)$$

Si le debit entrant est egale au debit sortant $Q_e = Q_s$ sachant que $\frac{V}{Q_e} = t_s$, t_s etant le temps de sejour de l'effluent dans le bassin; l'equation (4) devient:

$$L_f = \frac{L_0}{1 + K_t \cdot t_s} \quad (5)$$

b/ Taux de degradation K_t

K_t est fonction de la temperature .En general les auteurs retiennent le modele de variation du type de VANT-HOFF:

$$K_t = K_{20} \Gamma^{(T-20)} \quad (6)$$

$\Gamma = 1,085$ selon ADAMS

$\Gamma = 1,072$ selon HERMANS et GLOYNA

$\Gamma = 1,039$ selon THIRMURTHI

K_{20} : taux de diminution de la DBO à 20°C en j^{-1}

$$0,5 < K_{20} < 1$$

en prenant comme temperature de reference 35°C au lieu de 20°C

GLOYNA propose la formule.

$$K_t = K_{35} \cdot \Gamma^{(T-35)} \quad (7)$$

$$\Gamma = 1,085 \quad \text{et} \quad K_{35} = 1,2 \text{ j}^{-1}$$

quelques valeurs de K_t en fonction de la temperature sont representees sur le tableau ci-dessous.

T °C	5	10	15	20	25	30	35
K_t	0,1	0,12	0,24	0,35	0,53	0,8	1,2

c/ Le rendement

On en déduit le rendement de l'équation (5) qui s'écrit:

$$1 - r = \frac{L_f}{L_o} = \frac{1}{1 + K_t \cdot t_s} \quad \text{d'où} \quad r = 1 - \frac{L_f}{L_o} \quad (6)$$

d/ Temps de séjour

De la même façon on en déduit le temps de séjour

$$L_f = \frac{L_o}{1 + K_t \cdot t_s} \quad \text{d'où} \quad t_s = \frac{L_o - L_f}{K_t \cdot L_f} \quad (7)$$

On remarque que le calcul de l'équilibre l'équation (5) se base donc sur le rendement souhaité, et sur la température paradoxalement, il tient pas compte de l'insolation ni de l'évolution anaérobie des sédiments. cependant malgré cela les prévisions sont très bonne pour les rendements en DB05 inférieur à 50%.

C/ Méthode du CPHERI II

Cette méthode tient compte de la charge superficielle admissible pour que la lagune reste en aérobie.

a/ Détermination de la surface

Si on note C1 la charge limite admissible suivant les conditions climatiques correspondantes ou suivant le degré de la latitude nord au site envisagé.

On peut écrire

$$S = \frac{q}{C_s \text{ limite}}$$

q : en Kg de DB05/j

Cs : en hg de DB05/ha/j

S : surface en ha

La charge limite admissible suivant les conditions climatiques sont représentée par le tableau suivant:

charge superficielle Kg DBO/ha.j a)	Nb habitant deservis/ha b)	durée de retention (j) c)	
moins de 10	moins de 200	plus de 200	zone glaciale avec couverture saisonnière température de l'eau uniformément basse et ciel nuageux variable
10-50	200-1000	200-100	climat froid avec de la glace saisonnière et température estivale modérées pendant une courte saison.
50- 150	1000-3000	100-33	climat tempéré à semi-tropicale couverture de glace occasionnelle pas de couverture de nuage prolongée.
150-350	3000-7000	33-17	climat tropicale, repartition de la température et de l'ensoleillement pas de couverture de nuage saisonnière.

a) ces estimations reposent sur l'hypothèse que le volume d'effluent est égale au volume des eaux brutes admises, c'est à dire que la somme des pertes par évaporation et infiltration n'excede pas l'apport des pluies.

b) en supposant un apport de 50 g de DBO5 par personne et par jour dans les regions en voie de developpement.

c) pour un volume d'eaux usées de 100 l par personne et par jour la charge limite admissible suivant le degré nord de latitude varie à peu près d'une façon linéaire en fonction du degré nord.

Cs : 326 Kg de DB05/ha/j pour 8° Nord de latitude

Cs : 150 Kg de DB05/ha/j pour 36° Nord de latitude

Ces valeurs de DB05 limites admissibles ont été déterminées de façon empirique par le CIPHERI. Elle sont en relation avec l'activité photosynthétique résultant de l'ensemble l'ensoleillement sous différentes latitudes .

c) temps de rétention théorique

Le CIPHERI considère que la DB05 décroît suivant une loi exponentielle.

$$L_f = L_0 \cdot e^{-Kt}$$

ou encore par les logarithmes:

$$\ln L_f = \ln L_0 + \ln e^{-Kt}$$

$$K_t = \ln L_0 - \ln L_f$$

$$K_t = \ln \frac{L_0}{L_f}$$

$$t_{th} = \frac{1}{K} \ln \frac{L_0}{L_f}$$

d) temps de rétention réel

$$V = Q \cdot t$$

$$t_r = \frac{V}{Q}$$

la profondeur H; le CIPHERI recommande une profondeur comprise entre 0,9 et 1,50 m

Selon le CIPHERI la profondeur de 1,50 m est celle au dessus de laquelle il y a risque serieux d'anaérobiose.

6 2 Methode empirique

Ce sont des formules tirés des observations des lagunes en service; parmi ces lagunes on utilise celle de GLOYNA

A/ Methode de GLOYNA

IL a proposé une formule qui resulte de plus de 200 bassins et de nombreuses études à l'échelle de laboratoire et qui permet de calculer le volume du bassin donnant une réduction de 90% de la DB05 des eaux usées dans le bassin.

Cette formule s'ecrit:

$$V = 3,5 \cdot 10^{-5} \cdot N \cdot q \cdot L_0 \cdot 1,085^{35-T_m}$$

V : volume du bassin en M3

N = nombre d'habitants raccordés

q : debit de l'effluent par habitant et par jour en litre

Tm : temperature moyenne du mois le plus froid en °C

Lo : DB05 des eaux usées entrant dans le bassin.

GLOYNA recommande d'utiliser la DB05 ultime au lieu de la DB05 lorsque la charge est élevée ou les eaux usées n'on pas subit de

decantation primaire. La formule de GLYONA ne prévoit pas le rendement d'épuration ayant calculé le volume, il reste à choisir la profondeur celle-ci varie entre 1 et 3 mètres. La profondeur sera d'autant plus grande que:

- la proportion des matières decantables est plus élevée (cas des eaux fortement chargées)
- la température est basse ou irrégulière.

En zone tempérée, pour les effluents domestiques ordinaires GLYONA recommande une profondeur de 1,75 mètres.

SOURCE: Théorie et calcul des étangs d'oxydation.

L'épuration biologique des eaux résiduaires F. EDELINE

Chap V Monographie de la ville de ZERALDA

5 1 Caracteristiques physiques

1 1 Situation geogr .phique

La commune de ZERALDA est située à 30 Km sur la cote ouest de l'ALGEROIS ,elle occupe une position intermediaire entre deux wilayates ,celle d'ALGER et de BLIDA. Elle depend administrativement de la wilaya d'ALGER,elle est limitée à l'ouest par la commune de STAOUALI,au sud par celle de MAHALMA,à l'ouest par DOUAOUA (ces deux dernières dependent de la wilaya de BLIDA Quant à sa limite nord c'est le rivage méditerranéen.Elle est caractérisée par une forte activité touristique en été .Le chef lieu est traversé par la route nationale N°11 reliant ALGER-CHERC

1 2 Topographie

La situation topographique fait apparaitre que ZERALDA est située à un niveau altimetrique moyen de 50 M environs.

1 3 Reseau hydraugraphique

Apparamment un seul oued traverse la superficie de la ville de ZERALDA "oued MAHALMA".Il passe à l'extrémité EST de la ville pour couper plus loin le complexe touristique.Son regime irrégulier est en fonction de la pluviometrie,il entre en crûe en hiver et est pour la plus part sec en été.Il n'est pas pollué

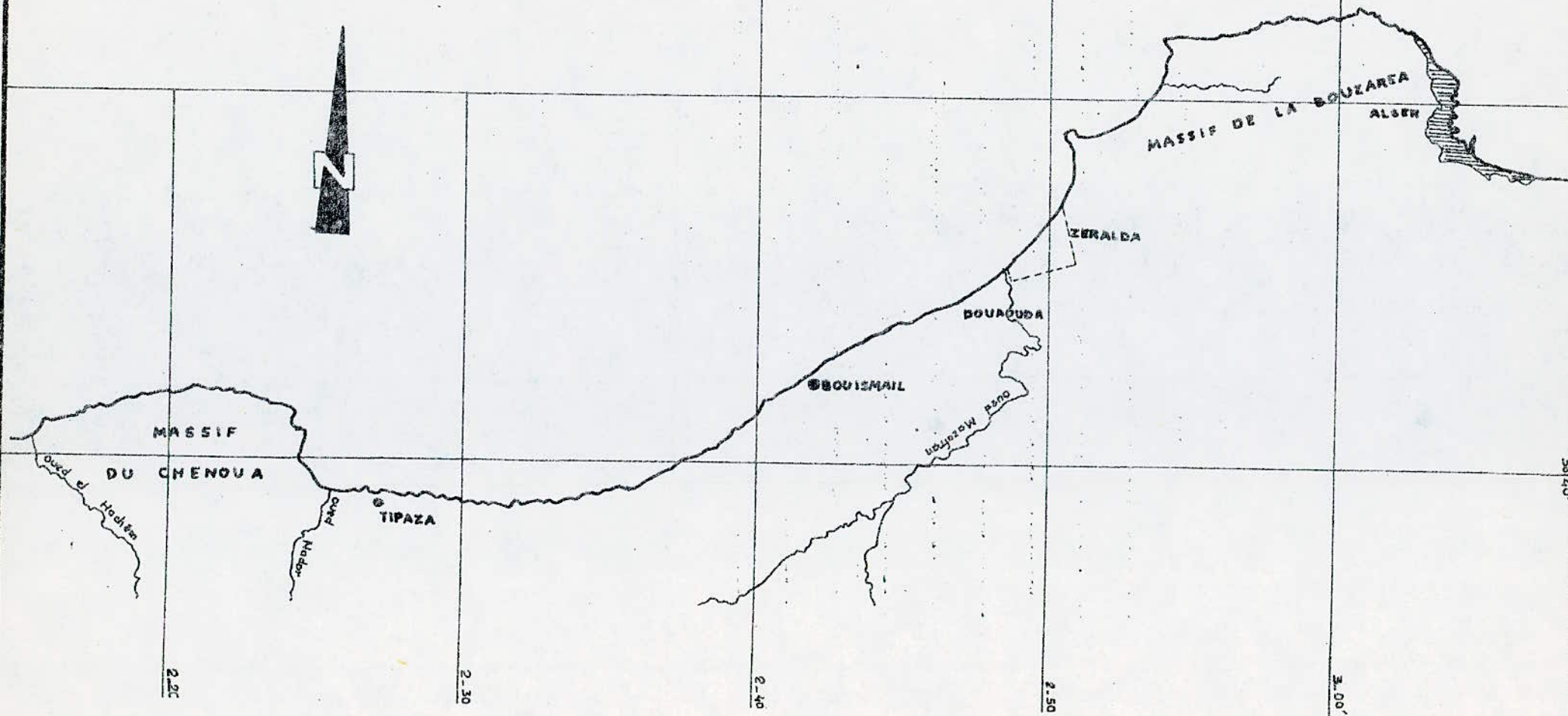
1 4 Milieu végétal

La commune de ZERALDA est une region agricole.Dans l'ensemble des terres agricoles sont reservées essentiellement

96

ZERALDA

Croquis de localisation



aux cultures maraichères et aux agrumes.

1 5 Climatographie

5 1 Climat

La region de ZERALDA se caractérise par un climat chaud legèrement humide, et par une alternance de saison sèche et chaude aux mois de JUIN-SEPTEMBRE et une saison humide et fraîche aux mois de SEPT-MAI. La temperature moyenne du mois le plus froid (JANVIER) étant de l'ordre de 10°C.

5 2 Pluviometrie

La region de ZERALDA reçoit annuellement une moyenne de 690 mm de pluie répartis sur un total de 96 jours. Les precipitations mensuelles se caracterisent par un maximum aux mois de novembre -decembre et un minimum en juillet-aout.

5 3 Frequences et directions des vents

Les vents peuvent être un facteur très important dans le processus d'épuration par lagunage, par effet de brassage et la dissolution de l'oxygène dans l'eau par reference aux stations de B8ISMAIL et STAQUALI, l'illustration de la fréquence des directions des vents dégage quatre directions principales EST-NORD EST, NORD OUEST-OUEST. Pendant la periode sèche la fréquence est EST-NORD EST, tandis que les vents dominants de la periode humide ont des directions préférentielles OUEST et N-OUEST occasionnant des tempêtes.

96

Moyennes mensuelles des températures

		J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Staoueli	maxima	15	16,5	17,5	20,6	23,7	27	30,9	31,7	28,5	23,8	17,5	15,8
	minima	5,9	6,2	7,9	9,3	11,6	15,5	18,3	18,9	17	13,2	9,3	6,9
	moyenne	10,5	11,2	12,9	15	17,7	21,3	24,6	25,3	22,8	18,5	13,5	11,4
	amplitude	9,1	9,9	10	11,3	12,1	11,5	12,6	12,8	11,5	10,6	8,3	8,9
Bousmail	maxima	15,7	16,5	17,7	19,6	22,1	28,1	29	27,4	23,7	19,6	23,7	16,8
	minima	8,3	8,7	9,7	10,8	16,1	18,4	19,4	18,3	15,1	11,9	15,1	9,3
	moyenne	12	12,6	13,7	15,2	20,8	23,3	21,2	22,9	19,4	16,8	19,4	13,1
	amplitude	7,4	7,8	8	8,8	9,3	9,7	9,6	9,1	8,6	7,7	8,6	7,5

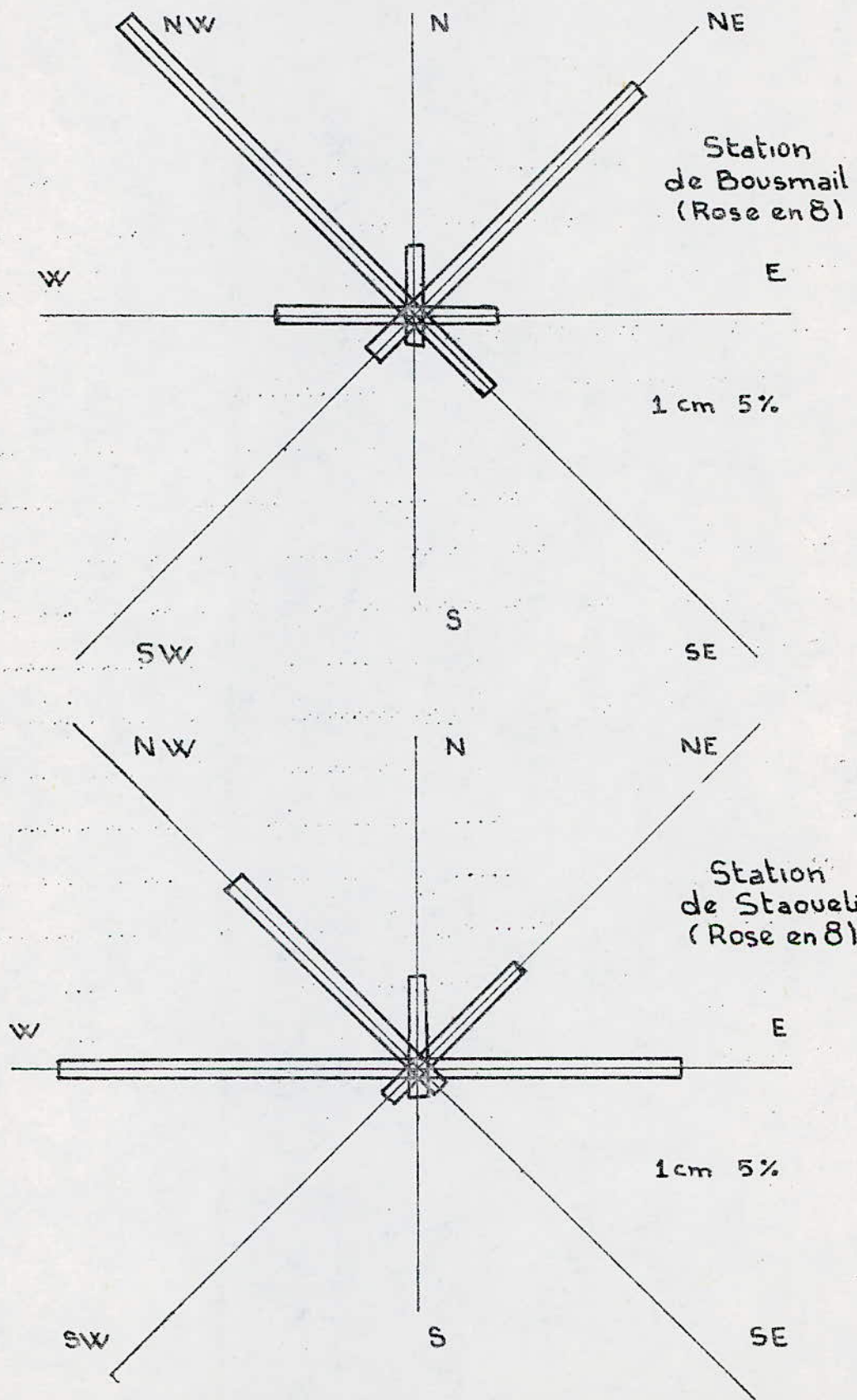
Precipitations mensuelles

		J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Staoueli	m/m	102	72	64	38	43	12	3	4	34	71	123	128
	nbre de jours	13	13	11	8	7	3	1	1	5	9	15	14
Bousmail	m/m	93	59	54	38	50	11	4	3	31	61	121	106
	nbre de jours	12	11	12	9	6	4	1	1	6	6	13	15

TABLEAU DES FREQUENCES DES DIRECTIONS
DES VENTS AUX STATIONS CONSIDEREES

	direction	Prin Temps	Ete	Automne	Hiver	Total	%
Source SELZER	N	23	25	25	16,66	89,66	7,66
	NE	39,33	40	27	28	134,33	11,44
	E	61	96,33	35,66	50,66	243,65	20,84
	SE	6,66	8,66	10,33	7,66	33,25	2,84
	S	4,33	5,33	12,33	8	29,99	2,55
	SW	7,33	7	19	12,33	45,66	3,90
	W	9,2	53,66	104	95,33	344,99	29,57
	NW	64,66	50	65,33	67,33	247,32	21,15
Source ENEMA	N	1,26	0,90	1,22	1,22	4,60	5,82
	NE	6,97	7,17	4,08	1,70	19,92	25,25
	E	2,32	1,33	0,65	1,35	5,67	7,20
	SE	2,09	0,78	1,09	2,93	6,89	8,72
	S	0,23	0,22	0,63	0,64	1,72	2,17
	SW	0,97	0,60	0,86	1,69	4,12	5,21
	W	1,39	1,81	3,30	2,97	9,47	12
	NW	5,85	4,85	7,03	8,81	26,34	33,62
Prin Temps (Avril, Mai, Juin)					Ete (Juillet, Aout, Septembre)		
Automne (Octobre, Novembre, decembre)					Hiver (Janvier, Fevrier, Mars)		

FREQUENCE DES DIRECTIONS DES VENTS AUX STATIONS CONSIDEREES



5 2 Population

2 1 Population actuelle

La repartition de la population residente selon la situation de la profession et branches d'activité économique est représentée par le tableau suivant:

Agricult	industrie transfor mation	autres industrie	Bt T.P	commerce	Adminis
1297	169	10	369	179	713

Il apparait à la lecture du tableau que la population active travaille dans le secteur agricole, le secteur administratif vient en deuxième position.

2 2 Perspective de la population et l'évolution de la région

Pour la période 1978-1979 la commune comptait 15000 habitants ayant un taux d'accroissement de 3,6%. Selon des prévisions faites par le bureau d'études de la chef lieu connaîtrait une évolution croissante du fait des installations telles que:

polyclinique

logements

Le développement de la ville de ZERALDA serait lié à l'activité touristique. La population permanente serait en l'AN 2000 de l'ordre de 36000 Habitants.

5 3 Alimentation en eau potable

3 1 Infrastructure

L'agglomération de ZERALDA actuellement alimentée par une source de débit insuffisant; le réseau existant ne répond

27

L'agglomération de ZERALDA actuellement alimentée par une source de débit insuffisant. Le réseau ne répond pas suffisamment aux besoins de la population en eau potable, il est évident de renforcer le débit d'alimentation et d'élargir le réseau de distribution.

3 2 Ressources en eau

La région de ZERALDA est alimentée par diverses ressources. De nombreux captages se trouvent en tout partout dans la région.

Puits	sources-citerne	autres (oued)	total
302	133	114	549

3 3 Systeme d'alimentation

Le chef lieu est alimenté par un château d'eau d'une capacité de 150 M3 et de trois réservoirs de capacité 1750 M3.

5 4 Reseau d'assainissement

4 1 Situation actuelle

Le chef lieu est équipé d'un réseau d'assainissement en système unitaire, qui reçoit outre les eaux résiduaires les eaux usées de pluies. Ainsi toutes les eaux sont drainées directement vers la mer. L'eau est évacuée par deux collecteurs qui se joignent vers un regard, puis reprise par un autre collecteur vers la mer.

4 2 Situation future

Le projet initial relatif à l'assainissement de l

la ville de ZERALDA se presente comme un moyen contre la pollution de la mer et sauver ainssi la qualité des plages.

4 3 Industrie

Actuellement le secteur industriel est inexistant

5 5 Pollution

5 1 Source de pollution

La charge polluante en DB05 devra tenir compte des effluents domestiques des activités futures.

5 2 Points de rejet des eaux usées

Principalement, il existe un seul point de rejet, qui débouche sur la mer (milieu récepteur). Ce point de rejet se trouve sur la zone de baignade ce qui présente un danger public. (les micro-organismes pathogènes qui s'y développent sont susceptibles de déclencher des maladies chez l'homme).

5 6 Conclusion

Vues la vocation de la ville de ZERALDA comme étant une région agricole, la faiblesse de la pluviométrie et l'insuffisance des ressources en eau; l'épuration des eaux domestiques doit permettre une réutilisation des eaux dépolluées pour l'irrigation des terres et l'utilisation des boues après leur transformation en engrais pour les pépinières; et, ainsi le déficit en eau potable serait réduit considérablement.

Chap VI ETUDE DU REJET

6 1 Introduction

L'etablissement d'un projet de station d'epuration exige obligatoirement une connaissance des caracteristiques de l'effluent a traiter (debit, qualite...).

La phase, donc essentielle de la conception d'une station est la determination du flux qu'elle devra recevoir. Et la qualite de l'enquete (etude) de pollution depend de la facon dont il sera possible de l'organiser. Outre des sujétions d'echantillonnage et d'analyse, cette organisation est tributaire des conditions de mesure de debit et de l'endroit choisit pour realiser les prelevements. Autrement dit, la mesure du flux polluant fait intervenir une suite de demarches necessitant une methode et materiel appropriés:

- mesure de debit
- prelevements des echantillons
- conservation des echantillons
- analyse des echantillons.

6 2 Mesure du debit

Par manque de moyens de mesure du debit on a recours a une estimation a partir du volume consommé par jour et par habitant (dotation). En tenant compte du fait que l'eau utilise n'est evacuee qu'au 70 a 80 %, on adoptera les valeurs donnees dans le tableau ci-apres:

année	dotation l/hab/j	population	debit (à 80%) M3/j
1983	100	18.000	1440
2000	150	36.000	4320

6 3 Prélevements des échantillons

L'évaluation de la pollution rejetée exige la réalisation de prélèvement en continu durant au moins 24 heures en plusieurs jours (des mois à une année) et, la date choisie pour la réalisation de cette étude doit se situer durant une période de pleine activité de la communauté (en été par exemple).

le mode de prélèvement, l'échantillonnage et le conditionnement des échantillons ou fluent directement sur les résultats d'analyse

3 1 Méthodologie du prélèvement

Par manque d'appareillage on a opté pour un prélèvement manuel, dans des flacons en plastiques parfaitement étanche bien propre rincés plusieurs fois avec l'eau à prélèvement. Ces échantillons sont gardés dans de bonnes conditions de conservation jusqu'à leur acheminement au laboratoire afin de ralentir les phénomènes biologiques susceptibles de modifier certaines caractéristiques, les échantillons sont stockés dans une glacière à 5°C jusqu'au lieu d'analyse.

Cependant les prélèvements ont été effectués avec précaution dans le but d'obtenir un échantillon représentatif de l'effluent.

3 2 Lieu de prélèvement

Les échantillons ont été prélevés au niveau de l'exécution sur la plage de ZERALDA.

3 3 Horaire de prélèvement

La composition des effluents résiduels varie dans le temps au cours de la journée. Les horaires de prélèvement doivent donc être judicieusement réparties, l'idéal étant de pouvoir poursuivre les prélèvements pendant la nuit, mais que sur une durée de 8 heures (de 8 H à 16 H) avec espacement de 2H.

3 4 Echantillonnage

Nous avons réalisé deux types d'échantillonnage le premier horaire et le second en continu, respectivement au cours des journées du vendredi 28/10 et du dimanche 27/11/83

4 1 Echantillonnage ponctuels (horaire)

Nous avons procédé à un tel échantillonnage pour mettre en évidence les variations du flux horaire de pollution. Nous avons effectué des prélèvements espacés de 2 H; les analyses ont été portées sur chaque échantillon séparément.

4 2 Echantillonnage continu

Pour avoir l'échantillon moyen de la journée, nous avons effectué un prélèvement chaque 2 H les différents prélèvements furent ensuite mélangés en un seul échantillon moyen.

6 4 Conservation des échantillons

Afin d'éviter une modification des principaux indices de pollution avant l'analyse ,ces échantillons doivent être transportés dans de la glace jusqu'au laboratoire,dans un intervalle de temps ne dépassant pas 24 Heures.Pour une bonne conservation de nos échantillons,nous avons utilisé des flacons bien étanches ,transportés dans une glacière.

6 5 Organisation du travail

Une serie d"échantillons été analysés au laboratoi du genie sanitaire de l'E.N.P.A et l'autre serie d'analyses été effectuée au laboratoire de traitement des eaux de l'I.N.R.H.

6 6 Quantification de la pollution

L'appréciation globale courante de la qualité d'une eau usée s'appuie sur le test ci-apres:

- demande biochimique en oxygene DBO5
- demande chimique en oxygene DCO
- matières en suspension MES

6 1 Methodes d'analyses

1 1 D.C.O

On entend par demande chimique en oxygene la quantité d'oxygene qui est equivalente à la quantité du dichromate de potassium consommée par les matières oxydables existantes dans l'eau ,dans les conditions de l'essai.

Principe

Oxydation par un excès de biochromate de potassium en milieu acide et à l'ébullition, des matières oxydables dans les conditions de l'essai, contenues dans l'eau en présence de sulfate d'argent et de sulfate de mercure. L'excès de dichromate de potassium est dosé par une solution de sulfate de fer et d'ammonium.

Mode opératoire

Introduire la prise d'essai dans un ballon, ajouter du biochromate de potassium ($K_2Cr_2O_7$) et de l'acide sulfurique H_2SO_4 enfin une solution de sulfate d'argent qui a le rôle de catalyseur. L'interférence due aux ions chlorures Cl^- est évitée en ajoutant du sulfate de mercure $HgSO_4$. Ainsi, l'échantillon fortement acide est porté à l'ébullition pendant 2 h sous reflux. Et 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

V_1 : Volume en ml de solution de sel de MOHR utilisé pour l'eau à épurer.

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

V : Volume de la prise d'essai.

$$DCO = \frac{8000(V_0 - V_1) \cdot T}{V} \quad (\text{mg d'O}_2/\text{l})$$

6 2 2 DB05

NOUS avons déterminé la DB05 par deux méthodes par la méthode de dilution pour les échantillons du 27/11/83 et par utilisation de respiromètre pour les échantillons du 28/10

Description du "RESPIROMETRE"

Principe: Les échantillons à analyser sont mis dans des bouteilles et soumis à une agitation à l'aide d'agitateurs magnétiques; on obtient introduit deux gouttes de KOH, dans le bouchon en caoutchouc réservé de chaque bouteille qui permettra l'absorption du CO2 dégagé par les micro-organismes.

La consommation d'oxygène par les micro-organismes se traduit par une hauteur de mercure au niveau de chaque bouteille contenant l'échantillon d'eau à analyser.

Expression : $DB05 = h \cdot F$

h : hauteur de mercure

F : facteur de correction donné par le tableau

Volume de l'échantillon (ml)	420	360	244	157	94	56
F	0,1	0,2	0,5	1	2	4

Méthode de dilution

Principe: ELLE consiste à établir une dilution de l'eau riche

en matière organiques par une eau apportant l'oxygène dissous dont on mesure la quantité d'oxygène consommée résiduelle.

La DBO5 est définie comme quantité d'oxygène consommée après 5 jours d'incubation à 20°C et dans l'obscurité, par certaines matières présentes dans l'eau?

Expression des résultats

F : facteur de dilution = $\frac{DCO}{5}$

EO : dosage de l'O2 dissous dans l'échantillon au 1^{er} j mg/l

EO : teneur en oxygène mg/l de l'eau de dilution au début de l'essai.

E5D5 : teneur en O2 mg/l de l'une des dilutions de l'échantillon au bout de cinq jours d'incubation.

D5 : teneur en O2 mg/l de l'eau de dilution au bout de cinq jours d'incubation.

La demande biochimique en oxygène exprimée en mg d'O2 par l est donnée par l'expression suivante :

$$DBO5 = F(EO - E5) - (F - 1) \cdot (DO - D5)$$

6 2 3 M.E.S

La détermination des matières en suspension a été faite par filtration dont le principe est que :
L'eau est filtrée et le poids de matières retenues par le filtre est déterminé par pesée différentielle.

Expression des résultats

La teneur de l'échantillon en MES est donnée par :

$$\text{MES (mg/l)} = \frac{M - M_0}{V} \cdot 1000$$

M₀ : masse du filtre avant filtration mg

M : " " apres " "

V : prise d'essai utilisée mg

6 7 Presentation des resultats

Tous les resultats analytiques sont presentés sous forme de tableaux.

a/ Le debit moyen de l'effluent de la ville a été estimé: Q_m = 1440 M³/j

b/ Nous determinons les rejets quotidiens par habitant pour projeter dans le temps ces connaissances, utiles à notre future station .et pour éviter un sous-dimensionnement de celle ci tous nos calculs seront en fonction de la charge maximale.

Dans notre cas, nous considerons donc, les resultats des analyses de l'échantillon moyen du 28/10/1983

- DBO5 = 280 mg/l d'O₂
- DCO = 450 mg d'O₂/l
- MES = 460 mg/l

La charge polluante :

Sur la base des resultats analytiques, la charge polluante rejetée par la ville de ZERALDA est, pour une dotation de 100 l/hab

- DBO5 = 0,28 . 100 = 28 g/hab/j
- DCO = 0,45 . 100 = 45 g/hab/j
- MES = 0,46 . 100 = 46 g/hab/j

Interpretation des resultats

La constatation que les valeurs des équivalents

6 8 Interprétation des resultats

On constate que les valeurs des équivalents habitants sont nettement inférieures à celles utilisées en EUROPE et, ceci pour plusieurs raisons ;

a/ milieu social différent (l'EUROPE consomme beaucoup plus d'eau et, pollue donc beaucoup plus).

b/ coupures d'eau durant la journée (la quantité d'eau utilisée par habitant et par jour est loin d'être 100).

c/ moyens de conditionnement faisant défaut.

d/ dilution par l'eau de pluie (réseau unitaire).

e/ on ne peut obtenir un échantillonnage représentatif de l'effluent qu'après plusieurs prélèvements, durant au moins une année et, le volume prélevé doit être proportionnel au débit. (par manque de moyens le mode de prélèvement n'est qu'une approche des normes requises).

Finalement, on prendra les valeurs données par la bibliographie :

$$\text{DBO5} = 40 \text{ g/hab/j}$$

$$\text{DCO} = 50 \text{ g/hab/j}$$

6 9 Conclusion

a/ A l'horizon 2000 ; les données de bases se font :

Année	Dotation l/hab/j	DBO5 g/hab /j	DCO g/hab /j	MES g/hab/j
2000	150	40	64	50

b/ Sachant que le rapport $\frac{DCO}{DBO5}$ exprime la fraction de matière biodegradables ainsi on peut dire qu'un effluent est biodegradable si ce rapport est inférieur à 2. Effectivement dans notre cas on a :

$$\frac{DCO}{DBO5} = \frac{450}{280} = 1,6 < 2$$

On dira donc que la nature des eaux rejetées par la ville nous permet d'opter pour un traitement biologique.

c/ LA VALEUR du PH prise pour cet échantillon est de
6,7

et la valeur du pH prise pour cet échantillon est 6,7.

6 prises d'échantillons ponctuels au cours de
la journée du 27/11/83

Horaires	8 H	10 H	12 H	15 H	16 H	17 H 30'
DBO5 mg/l	210	102	127	102	102	270
DCM mg/L	450	420	430	430	460	470
MES à 105° mg/l	568	326	346	338	512	284
RS à 105° mg/l	924	1000	894	104	976	1004
PH	6,5	6,7	6,8	6,5	7,2	7,5

6 prises d'échantillons ponctuels au cours de la

journée du 27 novembre 1983.

Cas d'un échantillon moyen au cours de la journée du 27/11/83
 il représente le mélange des échantillons ponctuels précédents)

DCO mg/l	DBO5 mg/l	MES mg/l	RS mg/l	PH
430	52	316	1008	6,7

Cas de 5 échantillons ponctuels, prises au cours de la journée
 du 28/10/83

Horaire	8 h	10 h	12 h	14 h	16 h
DBO5 mg/l	212	212	216	126	210
DCO mg/l	460	420	420	470	430
MES mg/l	570	401	547	420	300
$\frac{DCO}{DBO5}$	2,1	1,98	1,94	3,73	2,0

Cas d'un échantillon moyen effectué le 28/10/83

DBO5 mg/l	DCO mg/l	MES mg/l	$\frac{DCO}{DBO5}$	PH
280	450	450	1,6	7,0

Cas d'un échantillon moyen effectué le 27/11/83

Implantation

Le choix du terrain est un paramètre important entrant dans le cout de realisation d'une construction (nature du terrain compceition de son sol et sous sol, la topographie du terrain)

Le terrain que l'on propose pour la realisation de notre station se trouve à 500 metres au Nord de l'agglomeration et à proximité de l'oued MAHELMA, c'est un terrain pratiquement plat se situant entre les courbes de niveau 2 et 3 metres N.G.A. il est limité au NORD par une zone de baignade ,une forêt dominiat et des champs de cultures maraichères du coté SUD. Vue la position du terrain et l'implantation choisie l'amenée des eaux brutes de l'agglomeration se fait par ecoulement gravitaire.

Chapitre VII Choix du procédé et dimensionnement

Introduction

La station d'épuration destinée à desservir l'agglomération de ZERALDA et les nombreux campings se trouvant sur son territoire sera dimensionnée pour l'année 2000. En estimant qu'en période estivale, un surplus de touristes de 2000 par jour; la population sera de 36000 habitants dotés de 150 l/hab/j.

7 1 Base de dimensionnement et exigence de rejet

1 1 Eaux usées

36000 p.e.a 150l par 24 heures	5400 m3/j
Debit total desservi par jour à 80% de la consommation totale	4320 m3/j
Debit horaire moyen (Qm)	180 m3/h
Debit maximum par heure (Qp)	334 m3/h
Coefficient de pointe (Cp)	1,855

1 2 pollution

La pollution reçue par la station proviendrait uniquement des rejets domestiques. En ce qui concerne, les rejets industriels dus aux extensions de la ville de ZERALDA; nous proposerons que les traitements s'effectuent au niveau de l'entreprise.

charge polluante en DBO5

36000 p.e.a 40g	Lo = 1440 kgDBO/j
DBO	267 mg/l

Cette grille constituée de bareaux métallique (épais 20 mm) espacés de 25 mm et inclinée de 60° sur l'horizontale, protégera les pompes et l'appareillage en aval contre les corps susceptibles d'être amenés par le collecteur .

Pour éviter toute inondation ,lors de l'engorgement de la grille par des pluies soudaines ou par un maniement inatentif ,la grille doit être équipée d'un by-pass évacuant l'excès d'eau dans un deversoir d'orage.

2 1 1 Refus de grille

Le refus de grille tombera sur une bande transporteuse qui le déposera dans un conteneur puis sera incorporés aux ordures ménagères.Ce refus exprimé en l/hab/an est donné par

$$V = \frac{12 \text{ à } 15}{e} \quad e : \text{espacement des barreaux.}$$

7 2 2 Dessableur

Sachant qu'un dessableur est d'une nécessité absolue dans les zones à fortes fréquentation balnéaire(cas de ZERALDA) ; depuis la grille l'eau sera dirigée vers un dessableur à couloir transversal avec une vitesse d'écoulement de 0,3 m/s.Le mélange de sable et d'eau extrait sera déposé dans une rigole longitudinal en pente (25 à 30°) vers les receptables à sable (capacité de 5 j) ou se dernier sera détassés lavés avant d'être envoyés en decharge

• Remarque

a/ Déshuilleur

Pour protéger les différents ouvrages contre les bouchages et corrosion (formation des acides gras libres) et éviter la formation d'un film de surface réduisant l'effet de charge air eau dans un étang, il sera préférable d'installer des séparateurs de graisse à l'amont immédiat de la station de traitement. Ou même pour minimiser un tel risque, ce prétraitement sera recommandé et imposé aux différentes entreprises utilisant des solvants organiques usine, garage... Bien exploitée le rendement d'une boîte à graisse peut aller jusqu'à 80%.

b/ Decanteur primaire

Vue la digestion des boues en aérobiologie prolongée (lagune boues activées à faible charge) et dans le souci de répondre aux besoins économiques la filière choisie pour notre traitement biologique ne comportera pas de decanteur primaire.

2 3 Traitement biologique

Le choix du procédé d'épuration par voie biologique est le plus délicat vu les impératifs techniques et économiques. Dans notre cas, il nous a été proposé deux filières de traitement:

2 3 1 boues activées

Une station à boues activées fonctionnant à faible charge, avec épaississement des boues puis déshydratation sur lits de sable.

a/ Bassin d'aération (à mélange intégral)

Depuis le dessableur l'eau sera dirigée à travers le canal de sortie jusqu'au bassin d'aération ou l'apport, la dissolution d'oxygène et le brassage du liquide-boues seront assurés par 4 turbines de surfaces à axe verticaux placées à raison d'une

turbine de consommation 48 KW.h par 256 m² de surface horizontale du bassin .Grace au melange integral et la grande quantité de boues dans le bassin ,la station sera en position d'absorber de grosses pointes de pollution .La stabilité des boues en excès est complete grace à une faible charge de boues.

b/ Clarificateur (type Allemand)

La suspension boueuse du bassin d'aération sera introduite via la conduite d'entrée centrale dans le clarificateur (de capacité 296 m³), les boues activées se déposeront et l'eau sera évacuée par l'intermédiaire d'un réservoir périphérique (740) vers l'émissaire naturel. Ces boues déposées seront raclées vers la fosse centrale du clarificateur ensuite envoyées par gravité à la station de pompage des boues et une partie est renvoyée au bassin.

c/ Traitement des boues

Les boues en excès seront conduites à l'épaississeur ou les boues se déposeront et au moyen d'un racleur seront transportées au cône central du bassin. Ainsi les boues épaissies seront refoulées vers les lits de séchage, l'eau boueuse sera évacuée par l'intermédiaire d'un réservoir périphérique (18m³) et envoyée au bassin d'aération. L'épaississeur sera équipé d'une agitation lente facilitant un dégagement de gaz et de l'eau.

Lits de séchage: La station comprendra 8 lits de drainage pour les

boues en excès .L'enlèvement des boues seche se réalise par voie manuelle .Ces boues peuvent eventuellement servir d'amendement des terres agricoles de ZERALDA.

2 3 2 Lagunage

A leur sortie du dessableur l'eau prétraitées seront acheminées vers trois lagunes de differents volumes installées en serie, ou elles subiront untraitement bilogique .Du fait du caract ère naturel de l'épuration et du très long temps d'ecoulement de l'eau dans ces lagunes,il se produit deux phenomenes importants.

a) phenomene biologique dégradation

Developpement dans le bassin d'une grande variété de micro-organismes (bacteries heterogenes et autotrophes)qui se chargent de degrader la matière polluante contenue dans les eaux.

b) phénomene physiques

Separation de toutes les matières par gravitation au cours de la periode d'activation prolongée.Neutralisation d'une bonne partie des germes pathogènes grace a l'effet germicide de la lumière solaire (rayons ultra violets).

7 3 Specification de dimensionnement

3 1 Calcul de la grille mécanique

Pour ce calcul on se base sur la formule donnée au Ch II

$$l = \frac{S \cdot \sin \text{ALPHA}}{H_{\max}(1 - \text{BETA}) \cdot \text{DELTA}}$$

- . surface utile de la grille 0,093 m²
- . hauteur max d'eau (Hmax) 0,2 m
- . coefficient de colmatage (DELTA) 0,5
- . coefficient de vite (1-BETA) (1) 0,75
- . largeur de la grille (l) 1,13 m
- . longueur mouillée de la grille (L) 1,30 m

Le refus de la grille et en fonction de l'ecartement des barreaux:

- . quantité retenue $V = \frac{13}{2,5}$ 5,2 l/hab/an
187 m³/an

3 2 Calcul du dessableur

Le domaine usuel des dessableurs porte sur les particules minérales de granulométrie supérieure ou égale à 0,02cm. En se basant sur le tableau des vitesses de sédimentation des particules de sable en fonction de leur diamètre et leur vitesse d'écoulement:

- . une particule de 0,02 cm
- . la vitesse d'écoulement V_e 0,3 m/s
- . la vitesse de sédimentation V_c 1,6 m/s

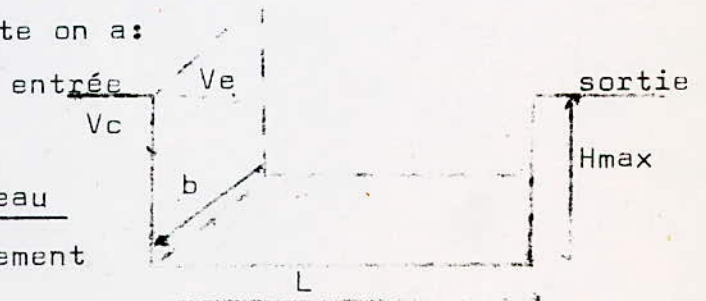
Si on considère que le chemin suivi par une particule est déterminé par la somme vectorielle des vitesses de sédimentation et du déplacement horizontal du liquide: on peut écrire:

$$1 \quad \frac{H}{L} = \frac{V_c}{V_e} \quad V_c = \frac{H \cdot V_e}{L} = \frac{H \cdot V_e \cdot b}{L \cdot b}$$

$$2 \quad S_v = Q/V_e \quad V_c = Q/Sh \quad \text{ou} \quad Sh = \frac{Q}{V_c}$$

D'où sur le débit de pointe on a:

$$(1) \text{ BETA} = \frac{\text{épaisseur du barreau}}{\text{épaisseur} + \text{espacement}}$$



. surface horizontààe	S_h	5,80 m ²	6 m ²
. section verticale	S_v	0,31 m ²	
. hauteur max de l'eau fixée	H_m	0,4 m	
. largeur du dessableur $b=S_v/H_{max}$		0,77m	0,8 m
. longueur du dessableur $L=S_h/b$		7,5 m	
. temps de sejour fixé	t_s	1 mn	
. hauteur du dessableur $H= Q_p.t_s/S_h$		0,96 m	1m
. charge hydraulique $Ch=Q_p/S_h$		57,58 m/h	

3 3 Traitement biologique

Variante A: "boues activées fonctionnant à faible charge "

A 1 : La filière que nous proposerons pour ce type de traitement comportera les ouvrages suivants:

- un by-pass pour évacuer l'excès d'eau en période de pluie dans le deversoir d'orage (cas réseau unitaire)
- un pretraitement
- un bassin d'aération à mélange intégral
- un clarificateur cylindrique à fond conique
- un bassin d'épaississement
- lits de séchage

A 2 : Dimensionnement des ouvrages cités

2 1 Bassin d'aération

Les paramètres de fonctionnement d'un procédé à faible charge sont fixés par dégrément à:

- . une charge massique K_g DB05/KgMVS/j 0,02 à 0,1

12

. charge volumique Kg DB05/ m3/j 0,125 à 0,25

. concentration en biomasse Kg MVS/m3 3 à 5

on se fixe:

. une charge massique $C_m = 0,09$ KgDB05/KG B.A.j

. une concentration en biomasse assimilée en
MVS dans le bassin d'aération: $X_a = 4$ Kg/m3

d'ou la charge volumique $C_v = C_m \cdot X_a = 0,36$ KgDB05/m3.j

1 Volume du bassin d'aération

$$C_v = \frac{L_0}{V} \quad V = \frac{L_0}{C_v} = \frac{1440}{0,36} = 4000 \text{ m}^3$$

2 temps de sejour dans le bassin

En moyenne $t_{sm} = \frac{V}{Q_m} = \frac{4000}{180} = 22$ heures

en periode diurne $t_{sd} = \frac{V}{Q_d}$

En realité la charge est recue sur la station non pas en 24 h mais en 16 h à 18 h pour les stations de 20000 à 50000 hab et pour les plus importantes de 18 h à 24 h. Pour notre cas on suppose que la pollution dure 16 heures d'ou :

$$t_{sd} = \frac{4000}{\frac{4320}{16}} = 14,8 \text{ prenant } 15 \text{ heures}$$

en periode de pointe :

$$t_{sp} = \frac{V}{Q_0} = \frac{4000}{334} = 11,98 \text{ prenant } 12 \text{ heures}$$

on remarque que les valeurs du temps de sejour ainsi trouvées sont conformes aux données bibliographiques (Chap III).

3 surface du bassin d'activation

En se donnant une profondeur du bassin $H = 4$ m

$$S = \frac{V}{H} = \frac{4000}{4} = 1000 \text{ m}^2$$

on choisira un bassin d'aération carré de 32 m de côté.

4 rendement épuratoire :

$$R = \frac{L_0 - L_f}{L_0} = \frac{1440 - 129}{1440} = 91\%$$

.besoin en oxygene:

a) calcul de la consommation Théorique d'O₂

Cette consommation est due:

-à la transformation de DBO₅ en matière vivantes
et représente un besoin $a' \cdot \text{DELTA } L$

- aux taux de respiration endogène b' de la
masse de boue activée : $b' \cdot B_a$

On écrit donc la quantité d'oxygène à fournir quotidiennement

$$D(O_2) = a' \cdot \text{DELTA}(L) + b' \cdot B_a$$

ou a' et b' sont des coefficients respirométriques; qui d'après
la revue VONROLL peuvent se calculer sur la base de la charge
massique de la journée C_m .

$$a' = 0,5 \cdot C_m^{-0,12}$$

$$b' = 0,13 \cdot C_m^{-0,16}$$

Application numérique

$$a' = 0,67 \quad \text{Kg d'O}_2/\text{kg DBO}_5$$

$$b' = 0,088 \text{ prenant } 0,09 \text{ Kg d'O}_2/\text{Kg MVS/j}$$

$$\text{DELTA}(L) = L_0 - L_f = 1440 - (0,03 \cdot 4320) = 1310 \text{ Kg/j}$$

$$B_a = X_a \cdot V = 4 \cdot 4000 = 16000 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$D(O_2) = (0,67 \cdot 1310) + (0,088 \cdot 16000) = 2318 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

ou encore la quantité horaire

$$D(O_2) = 96,6 \text{ Kg/h}$$

2 Capacité de pointe d'oxygénation

Pour calculer la capacité de pointe d'oxygénation; il semble plus rationnel de calculer la quantité d'oxygène maximale horaire .En admettant que l'élimination de la DBO5 se fait sur 16h et la respiration endogène est permanente ,on admettra la formule:

$$D(O_2)_p = a' \frac{\text{DELTA}(L)}{16} + b' \frac{Ba}{24}$$

soit encore

$$D(O_2)_p = 0,67 \frac{1310}{16} + 0,09 \frac{16000}{24} = 115 \text{ Kg/h}$$

3 Besoin theorique en oxygène aux conditions standard

Pratiquement un bassin d'aération ne fonctionnent pas dans les conditions d'essai. la température est souvent très différente de 10°C et la concentration en oxygène dissout dans le bassin est généralement entre 1 et 2 mg/l , cependant pour passer des conditions nominales (eau pure, 10°C, 760 mm de Hg) aux conditions particulière on appliquera des facteurs correctifs.

- . coefficient de transfert ALPHA
- . coefficient exprimant le rapport de saturation entre l'eau residuaire et l'eau nominale BETA
- . coefficient qui tient compte de l'accélération des échanges gaz-liquide Te

Dans ces conditions on applique un facteur correctif global $T=0,7$ à la valeur théorique de la quantité d'O₂. Les besoins d'oxygène réelles seront $(\frac{O_2 \text{ théorique}}{T})$:

- en moyenne $D_m O_2 = 138 \text{ Kg/h}$
- en pointe $D_p O_2 = 164 \text{ Kg/h}$

Pour assurer un contact intime entre l'air et l'eau et une homogénéité des M.E.S, on adoptera des aérateurs de surface; vue les avantages qu'ils présentent :

- coût d'investissement plus économique
- oxygénation plus économique
- secours immédiat en cas d'avarie
- facile à contrôler
- nécessite un entretien aisé.

Sachant que l'apport spécifique nominal (R) des réacteurs de surface varie entre 1,5 et 1,8 Kg d'O₂/KW.h

La puissance nominale à fournir sera de $\frac{D(O_2)^{\text{réelle}}}{R} \text{ KW.h}$

Soit pour $R= 1,5 \text{ Kg d'O}_2/\text{KW.h}$

- .en moyenne $P_m = 92 \text{ KW.h}$
- .en pointe $P_p = 109 \text{ KW.h}$

A cette condition d'oxygénation s'ajoute la puissance de brassage qui varie selon les systèmes de 25 à 30 W/m³ de bassin. Soit dans notre cas la puissance de brassage dissipée par unité de volume:

$$P_b = 0,025 \cdot V = 100 \text{ KW.h}$$

d'ou enfin ,on deduit la puissance totale à fournir:

$$\text{- en moyenne } P_{tm} = P_m + P_b = 192 \text{ KW.h}$$

$$\text{- en pointe } P_{tp} = P_p + P_b = 209 \text{ KW.h}$$

Autrement dit pour éliminer 1Kg de DB05 par Jour on doit fournir

$$\text{une puissance totale de : } \frac{P_t}{L_o} = \frac{P_t \cdot 24}{1440} \quad (\text{KWh/Kg DB05})$$

$$\text{en moyenne} \quad P_{tm} = 3,2 \text{ KWh/Kg DB05}$$

$$\text{en pointe} \quad P_{tp} = 3,5 \text{ KWh/Kg DB05}$$

debit d'air à fournir

Pour satisfaire ces besoins en oxygène il sera insufflé de l'air dans le liquide soumis à une agitation mecanique.

Sachant que 1,29 Kg d'air occupe un volume de 1 m³ et considerant un rendement de 5% (c'est à dire 95% du volume d'air traverse simplement la couche liquide) le debit d'air sera de:

$$\text{en moyenne} \quad 192 \cdot \frac{1}{1,29} \cdot \frac{100}{5} = 2139 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{en pointe} \quad 209 \cdot \frac{1}{1,29} \cdot \frac{100}{5} = 2543 \text{ m}^3/\text{h}$$

Soit par unité de volume du bassin:

$$\text{en moyenne} \quad 2139/4000 = 0,535 \text{ m}^3/\text{m}^3 \text{ bassin/h}$$

$$\text{en pointe} \quad 2543/4000 = 0,636 \text{ m}^3/\text{m}^3 \text{ bassin /h}$$

2 2 Bilan des boues

a) Evaluation des boues en excès

Les boues issus de la decantation secondaire c
appelées boues en excès serobt envoyées vers le traitement des
boues. La quantité de ces boues est donnée par la relation:

$$\text{DELTA}(B) = B_{\text{min}} + B_{\text{dur}} + a_m \cdot \text{DELTA}(L) - b \cdot B_a - B_{\text{eff}} - \text{LAMD}A \cdot B_a$$

DELTA(B) :represente la quantité de boues en excès Kg/j

Bmin les boues minérales ou matière minerales Kg/j

Bdur : les boues difficilement biodegradables en raison soit
de leur taille soit de leur nature elle est évaluée à f.MVS

- . 0,2 à 0,25 des MVS en aération prolongée en faible charge
- . 0,3 à 0,35 des MVS en moyenne charge
- . 0,5 des MVS en forte charge

am.DELTA(L): les boues synthétiques Kg/j

DELTA(L) : DBO5 éliminée

am : transformation de DBO5 en matière vivantes donnée par

$$. a_m = 0,5 C_m^{0,05} \text{ kg MVS/Kg DBO5}$$

b.Ba : fraction des boues detriutes par autolyse (auto-oxydation

Ba : la masse des MES dans le bassin d'aération

b : fraction d'elimination des boues (matière vivantes dégradée
par respiration endogène) elle est évaluée à:

$$. b = 0,10 C_m^{0,3} j^{-1}$$

ou

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

B_{eff} : boues sortante avec l'effluent de sortie kg/j
leur taux maximum est légalement fixé à 30 mg/l
mais la plus part des temps il est négligeable.

LAMDA.Ba : masse bacterienne active "prédateurs" qui éliminent
une partie des micro-organismes(rapporté par
WUHRMANN avec des conditions)

en supposant que notre station fonctionnera dans de
bonnes conditions autrement dit:

B_{eff} négligeable (bonne decantation)

LAMDA.Ba négligeable

Ln retiendra:

$$DELTA(B) = B_{min} + B_{dur} + a_m \cdot DELTA(L) - b \cdot Ba$$

CALCULS

1- B_{min}

Sachant que le dessableur éliminera 80% des
matières minérales soit une quantité de: 360.0,8 = 288 kg/j

Il rentrera dans le bassin d'aération :

$$360 - 288 = 72 \text{ kg/J de M.M}$$

2 - B_{dur}

Elle est évaluée à:

$$B_{dur} = 1440 \cdot 0,20 = 288 \text{ Kg/j}$$

3 - a_m.DELTA(L)

$$a_m = 0,56 \text{ Kg MVS/KgDBO5}$$

$$DELTA(L) = 1310 \text{ KgDBO5/j}$$

$$a_m \cdot DELTA(L) = 734 \text{ Kg/j}$$

4 - b.Ba

EN pratique ce produit est assimilé
à 80% des matières vivantes dans le bassin soit:

$$b.Ba = 0,8 \text{ am. DELTA(L)} = 0,8 \cdot 0,56 \cdot 1310 = 587 \text{ Kg/j}$$

finalement

$$\text{DELTA (B)} = 72 + 288 + 734 - 587 = 507$$

$$\text{DELTA(B)} = 507 \text{ KgMST/j}$$

Ces boues seront extraites du clarificateur avec concentration en matières en suspension évaluée à:

$$X_r = \frac{1,2 \cdot 10^5}{I_M} \quad (\text{g/l})$$

sachant qu'une station de boues activées à faible charge:

$$I_M = 100$$

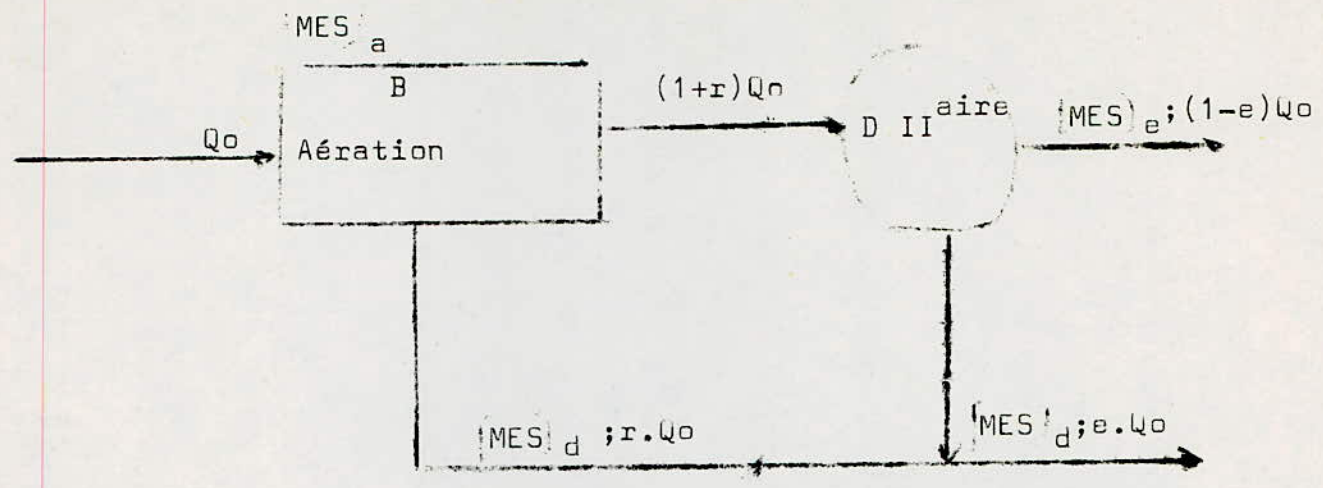
$$X_r = 12 \text{ g/l}$$

Donc le volume des boues en excès extraites quotidiennement du decanteur sera de:

$$V_{B,E} = \frac{\text{DELTA(B)}}{X_r} = 42,25 \text{ m}^3/\text{j}$$

b- Recirculation

Afin de maintenir une concentration constante en micro-organisme, dans le bassin d'activation une recirculation des boues s'avère nécessaire et pour la détermination du taux de recirculation, on adoptera le modèle "d'HERBERT"



Bilan des matières autour du clarificateur

Le flux de matières entrant dans le clarificateur $(1+r)Q_0 \text{ MES}_a$
 le flux de matières le quitant est la somme de trois termes

- 1 - correspondant aux matières en suspension échappées dans l'effluent traité $(1 - e)Q_0 \text{ MES}_e$
- 2 correspondant aux M.E.S en excès évacuées (pour maintenir dans le système MES_a à un niveau constant $e.Q_0 \text{ MES}_e$
- 3 - boues recyclées $r.Q_0 \text{ MES}_d$

En régime établi on aura:

$$(1+r)Q \text{ MES}_a = (1-e)Q \text{ MES}_e + e.Q \text{ MES}_d + r.Q \text{ MES}_d$$

Mais, dans les conditions de fonctionnement recherchées:

- MES_e sera très faible devant MES_a (bon decanteur)
- volume de boues extraites sera négligeable devant celui recyclé.

$$r = \frac{\text{MES}_a}{\text{MES}_d - \text{MES}_a} \frac{X'_a}{X_r - X'_a}$$

CALCULS

.debit d'entrée Q_p	334 m ³ /h
.concentration en MES à maintenir dans le réacteur	5g/l $X'a$
. concentration en MES recyclée X_r	12g/l
.taux de recirculation des boues r	71%
.volume de boues recyclé	
en moyenne $Q_r = Q_m \cdot r$	128m ³ /h
en pointe $Q_r = Q_p \cdot r$	237m ³ /h

Age de boues

$$\theta(j) = \frac{\text{poids total des boues dans le bassin}}{\text{purge quotidienne}}$$

Connaissant les proportions de matières minérales et organiques dans les boues activées:

$$\% \text{ miner} = \frac{B_{\text{min}}}{B_{\text{min}} + B_{\text{dur}} + a_m \cdot \text{DELTA}(L) - b \cdot B_a} \cdot 100 = 14,20$$

$$\% \text{ org} = \frac{B_{\text{min}} + a_m \cdot \text{DELTA}(L) - b \cdot B_a}{\text{DELTA}(B)} \cdot 100 = 85,80$$

Nous déterminons la quantité totale de boues (minérales et organ) présente dans le bassin d'aération par:

$$B = \frac{B_a \cdot 100}{\% \text{ orga}} = 18648 \text{ KgMST}$$

D'où l'age des boues sera égale à:

$$\frac{S}{\text{DELTA}(B)} = 36 \text{ jours}$$

Ce qui est assez proche de celui trouvé expérimentalement dans la littérature.

A 2 3 Clarificateur

Permettant la separation des boues des eaux traitées, on cherchera toujours à realiser des clarificateurs dans lesquels les boues sejourneront le moins longtemps possible afin d'éviter l'anaérobiose des boues.

- le debit arrivant au clarificateur en periode de pointe

$$Q' = Q_p (1 + r) = 334 \cdot 1,71 = 592 \text{ m}^3/\text{h}$$

- en se fixant une vitesse ascensionnelle des particules

$$V_a = 0,8 \text{ m/h}$$

la surface du clarificateur

$$S = \frac{Q'}{V_a} = \frac{592}{0,8} = 740 \text{ m}^2$$

Et pour une profondeur du clarificateur de 4 m, le volume sera:

$$V = S \cdot H = 740 \cdot 4 = 2960 \text{ m}^3$$

d'ou le temps de sejour :

$$\text{en pointe } t_s = \frac{V}{Q'_p} = \frac{2960}{592} = 5 \text{ heures}$$

$$\text{en moyenne } t_s = \frac{V}{Q'_m} = \frac{2960}{180 \cdot 1,71} = 9,6 \text{ heures}$$

On proposera donc deux clarificateurs chacun de surface $S = 370 \text{ m}^2$

et de diametre :

$$D_c = \left(\frac{S \cdot 4}{3,14} \right)^{1/2} = 21,7 \text{ prenant } 22 \text{ metres}$$

La charge hydraulique sur la surface maximale donnée par la litterature dans un clarificateur est de $2,5 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$. (1)

- la charge hydraulique sur débit à traiter Q' est :

$$C'_h = \frac{Q'}{S} = 0,8 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

- la charge hydraulique pour débit de pointe est :

$$C_{hp} = \frac{Q_p}{S} = 0,45 \text{ M/h}$$

- sur débit moyen traité $Q'_m = (180 \cdot 1,17)$ $C_h = 0,41 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

Bâche de reprise des boues

Cette station de reprise de boues doit être dimensionnée de telle sorte à satisfaire les volumes de boues secondaires reçue

.volume des boues secondaires 42 m³

donc on proposera une bache de volume estimé à $V_b \approx 150 \text{ m}^3$ pour une profondeur de 2,5 m la surface de cette bache est de 18 m²

A 2 4 Poste de pompage des boues secondaires

a) boues à recirculation

Ces boues, reprises du decanteur secondaire seront dirigées par l'intermédiaire d'une conduite ($\varnothing 400 \text{ mm}$) vers le centre de pompage construit à proximité du réacteur et, ramenées en tête de ce dernier au moyen de deux pompes de débit variable

sur Q'_p 66 l/s

sur Q'_m 35 l/s

b) boues en excès

Ces boues extraites du decanteur secondaire à une concentration de 12g/l, seront acheminées par gravitation vers la bache de pompage ensuite pompées par l'intermédiaire d'une pompe

à débit variable de capacité environ de 12l/s pour être refoulées vers l'épaississeur à travers une conduite ($\varnothing 110$ mm).

2 5 Traitement des boues

5 1 Epaississeur

. quantité de boues fraîches refoulée vers l'épaississeur

$$\text{DELTA(B)} = 507 \text{ Kg MVS/j}$$

; volume journalier de boues à épaisir

$$V = \frac{\text{DELTA(B)}}{X_r} = \frac{507}{12} = 42,25 \text{ prenait } 42 \text{ m}^3/\text{j}$$

. concentration de boues à épaisir

$$C_b = \frac{\text{DELTA(B)}}{V} = \frac{507}{42,25} = 12 \text{ g/l}$$

. le temps de séjour dans un épaisisseur étant de l'ordre de

2 à 18 jours. On se fixe $t_s = 2,5$ jours d'où

. le volume de l'épaississeur $V_e = 42 \cdot 2,5 = 105 \text{ m}^3$

. la section horizontale de l'épaississeur $S_e = \frac{V_e}{H_e}$

on se fixe $H_e = 3,5 \text{ m}$

$$S_e = 30 \text{ m}^2$$

. diamètre du bassin

$$D_c = 6,20 \text{ m}$$

. vitesse ascensionnelle

$$V_a = \frac{42}{30} = 1,4 \text{ m/h}$$

ce qui est conforme à la littérature (V_a comprise entre 1 et 1,5)

2 5 2 lit de séchage

Les boues sortant de l'épaississeur auront une concentration variant de 40 à 50 g/l donc

- la quantité de boues à sécher sera de :

$$V_{\text{boues}} = \frac{DELB}{45} = \frac{507}{45} = 12,27 \text{ m}^3/\text{j}$$

- ou encore annuellement 4380 m³

Surface totale des lits

Si en EUROPE on prend 1 m² de lits de séchage par 10 à 7 habitants pour une aération prolongée, en ALGERIE ou on rejette moins d'eau usée et où le climat est plus favorable à la déshydratation naturelle, on peut prendre 1 m² par 15 habitants.

L'airz totale des lits de séchage sera donc de :

$$S = \frac{36000}{15} = 2400 \text{ m}^2$$

Nous proposons 8 lits de séchage de 300 m² chacun; travaillant en rotation .

Soient :

Longueur d'un lit : 20 m

Largeur d'un lit : 15 m.

2 7 Recapitulatif

Calcul d'une épuration biologique à boues activées

- . 36000 H.E
- . sans décanteur primaire
- . faible charge

1 - DESSABLEUR (type rigole)

- Surface horizontale6 M2
- Longueur7,5 M
- Largeur0,8 M
- Hauteur1 M

2 - BASSIN D'AERATION (à mélange intégral)

- Surface1024 M2
- Profondeur4 M
- Longueur32 M
- Largeur32 M
- Nombre de turbines4

4 - CLARIFICATEUR (2 clarificateurs de forme cylindrique à fond conique)

- Surface370 M2
- Diamètre22 M
- Profondeur4 M

5 - EPAISSISSEUR (forme cylindrique)

- Surface30 M2
- Diamètre6,20 M
- Profndeur3,50 M

6 - LITS DE SECHAGE

- Aire totale2400 M2
- Nombre de lits8

aire utile est de : 4200 M2

- Debit par habitant et par jour0,150 m3/hab/j
- DB05 par habitant et jour40 g/hab.j

DEBIT D'EAU

- Debit journalier4320 m3/j
- Debit horaire180 m3/h
- Debit de pointe334 m3/h
- Coefficient de pointe1,86

Condition pour debit journalier

- Debit180 m3/h
- Concentration DB05 à l'entrée267 mg/l
- Ba16000 Kg.MVS
- Cm0,09 KgDB05/KgMVS.j
- Cv ;0,36 KgDB05/m3.j
- Concentration DB05 à La sortie30 mg/l
- DB05 éliminée1310 KgDB05/h

Respiration endogene

- Coefficient b'0,09 KgO2/KgMVS.j
- $\frac{b'.Ba}{24}$ 60 KgO2/h

Assimilation

- Coefficient a'0,67 KgO2/KgDB05
- $\frac{a'.DELTA(L)}{16}$ 55 KgO2/h

Besoin en oxygène (O2)

- $\frac{a'.DELTA(L)}{16} + \frac{b'.Ba}{24}$ 115 KgO2/h

Boues en excés

- Bmin72 KgMVS min/j
- Borg1440 KgMVS/j
- Coéfficient f0,2
- Coéffieient am0,56 KgMVS/KgDB05
- Coéfficient b j⁻¹
- f Borg=Bdur288 KgMVS/j
- am.DELTA(L)734 KgMVS/j
- b.Ba 587 KgMVS/j
- Beffnegligeable KgMST/j
- Boues en excés507 KgMS/j
- % minérale14,20
- % organiques95,80

Quantité de boues

- Activités totales18648 KgMS
- Age de la boue36 J

COUT D'INVESTISSEMENT DE LA STATION à BOUES ACTIVEES

Ce cout depend essentiellement de la capacité de la station et de la nature du reseau (pour notre cas reseau unitaire).

La capacité est exprime en nombre d'equivalent habitants.

Le cout d'investissement comprend 3 postes:

1/ l'achat du terrain representant jusqu'à 1% du cout global des investissements en genie civil.

2/ Les aménagements du terrain (nivellement general, voiries cloture ...etc) representant entre 15 et 20% du cout total de la station.

3/ La station elle même pour laquelle les equipements representent 40% et le genie civil 60%.

A titre indicatif le cout total d'investissement est de l'ordre de 400 DA par habitant pour les stations qui ont une capacité de 25000 habitants et plus.

COUT DE FONCTIONNEMENT

Le cout de fonctionnement d'une station d'épuration comprend:

1/ Le cout d'exploitation dans lequel rentrent essentiellement:

- la main d'oeuvre
- l'energie
- l'entretien courant

2/ Les frais de gros entretiens intervenant à la vieillesse de la station et qui sont de l'ordre de 1 à 2% du cout d'investissement.

COUT DE LA STATION

Pour un equivalent habitant	400 DA
POUR 36.000 " "	14.4000000 DA
Cote part genie civil (60 %)	8.640.000 DA
Cote part equipement (40 %)	5.760.000 DA

Investissement (durée de vie 30 ans)

Volume d'eaux traités en 30 ans

$$V = Q \cdot 30 \cdot 365 = 4.7304000 \text{ M}^3$$

Exploitation

Main d'oeuvre

technicien	4000 DA/mois
gardien	2000 DA/mois

pour 30 ans $6000 \cdot 12 \cdot 30 = 2.160.000 \text{ DA}$

Changement d(equipement au bout de 15 ans ;.....5.760.000DA

Energie à raison de 20 centimes par KW.h la consommation mensuelle est de l'ordre de 200 KW.h

Pour 30 ans: $200 \cdot 0,20 \cdot 12 \cdot 30 = 14.400 \text{ DA}$

Prix de revient du metre cube traité:

$$\frac{14.400.000 + 2.160.000 + 5.760.000 + 14.400}{4.730.4000}$$

PRIX DE REVIENT DU METRE CUBE 0,472 DA/M³

Les éléments de la station ont des durées d'amortissement très variés:

- partie maçonnerie et béton armé 30 à 50 ans.
- partie équipements électromécanique 15 ans.

CONCLUSION

L'exploitation d'une station est affaire coûteuse car déjà le remplacement de l'équipement au bout de 15 ans (généralement plus tôt) est une affaire qui représente aux environs la moitié des investissements.

Le coût global du mètre cube traité et en relation avec le niveau de traitement c'est à dire le degré de pollution des eaux au rejet.

Conclusion

La sauvegarde d'un milieu naturel sain ,ou l'homme puisse v
vivre en harmonie ,constitue un des problemes les plus épineux qui se
pose sur le globe.

Si le traitement des eaux usées domestique est chose
courante dans le pays industrialisés et développés, il reste à l'état
embryonnaire en ALGERIE doit s'alamer energetiquement par l'application
de la reglementation sur les rejets afin de reduire la pollution
dans les mers et cours d'eaux.

Vue son bon rendement et son espace d'aménagement réduit
le procédé d'épuration par boues activées parait le plus repondu.

Ce procédé fonctionnant à faible charge possede de reels
avantages:

↳ resistance effective aux fortes charges dues à
une très grande élasticité de traitement.

- une faible perte de charge totale.
- risque minimal pour la santé publique.
- absence de degagement des mauvaises odeurs,
comparativement au lit bacterien et lagunage.

Cependant pour que la station fonctionne sans faillir à
sa tache ,elle doit être pourvu d'un personnel qualifié et d'un
approvisionnement continu en pieces de rechanges.

Variante B lagunage

B 1 Dimensionnement des bassins de stabilisation

Dans notre dimensionnement on appliquera chacune des méthodes exposées précédemment, ensuite on adoptera celle qui conviendra le mieux.

1 1 Méthode rationnelles

1 1 1 Méthode du CPHERI I

a) Détermination des besoins en oxygène

La DBO5 des eaux résiduaires de la ville de ZERALDA est prise égale à 267 mg/l. En prenant une température moyenne de 20°C pour la période la plus froide la DBO ultime serait égale:

$$DBO_{ultime} = 267 \cdot 1,464 = 391 \text{ mg/l}$$

La même opération est effectuée avec la valeur de la DBO5 exigée à la sortie du bassin:

$$DBO'_{ultime} = 30 \cdot 1,464 = 44 \text{ mg/l}$$

La différence entre les deux valeurs nous donne le besoins en O2

$$DBO_{ultime} - DBO'_{ultime} = 347 \text{ mg/l}$$

Ces besoins en oxygène sont valables à la température de 20°C pour un volume journalier $q = 4320 \text{ m}^3/\text{j}$ les besoins en oxygène:

$$\Delta(O_2) = 0,347 \cdot 4320 = 1500 \text{ Kg d'O}_2 / \text{j}$$

b) Période d'algues

Comme la production d'un gramme d'oxygène nécessite de 0,61 gramme d'algues, la quantité d'algues nécessaire par jour sera:

$$M_{\text{algues}} = 1500 \cdot 10^3 \cdot 0,61 = 915 \cdot 10^3 \text{ gramme /jour}$$

D'autre part un gramme d'algue a besoin d'une énergie de 6000 cal (énergie de radiationsolaire). L'énergie nécessaire par jour est:

$$\text{DELTA}(E) = 915 \cdot 10^3 \cdot 6000 = 5,5 \cdot 10^9 \text{ cal/j} \quad (\text{a})$$

c) Calcul de la surface

Pour estimer l'énergie solaire reçue, il existe des tables donnant cette énergie à différentes latitude de degré nord pour différentes périodes de l'année. La région de ZERALDA est à 36° Nord de latitude, l'énergie moyenne minimale reçue aux mois de decembre-janvier (cas le plus defavorable) lue sur les tables est: $E = 3240 \text{ Kcal/m}^2/\text{j}$.

En multipliant par le rendement photchimique qu'on estime :

$$n_p = 0,05$$

on trouve l'énergie utilisée par les algues est:

$$E_{\text{algues}} = 3240 \cdot 0,05 = 162 \text{ Kcal/m}^2/\text{j} \quad (\text{b})$$

on trouve la surface du bassin en divisant (a) par (b)

$$S = \frac{\text{DELTA}(E) \text{ cal/j}}{E \text{ cal/m}^2/\text{j}}$$

$$S = 34000 \text{ m}^2 = 3,4 \text{ hectares}$$

REPARTITION DE L'ENERGIE THERMIQUE REÇUE AU SOL
SUR UN PLAN HORIZONTAL (en kcal/hm²)

mois	k.cal/h.m ² de surface horizontale							
	Moyenne sur 24 h à la latitude nord de				Valeur à midi à la latitude nord de			
	30°	35°	40°	45°	30°	35°	40°	45°
Janvier	176,3	135,6	108,5	81,4	651	556	461	365
Février	203,4	176,3	149,2	122	732,4	651	570	475
Mars	244,1	217	203,4	176,3	827,3	773	692	623,9
Avril	298,3	284,8	257,7	244,1	922,2	868	813,4	759,5
Mai	325,5	325,5	325,5	312	976,5	950	912,2	868
Juin	352,6	352,6	352,6	352,6	990	976,5	935,8	908,6
Juillet	352,6	352,6	352,6	352,6	990	976,5	950	922,2
Aout	339	339	339	325,5	976,5	950	922,2	881,5
Septembre	311,9	298,3	284,8	271,2	950	908,6	854,4	813,4
Octobre	271,2	244,1	217	203,2	854,4	800	732,4	664,5
Novembre	217	190	162,8	135,6	732,3	664,5	583,2	501,8
Décembre	176,3	149,2	122	95	651	570	475	380

d) Determination de la profondeur

Comme la methode se base sur trois facteurs :
L'ensoleillement la production d'algues et la production d'oxygène
on prend la profondeur $H=1$ m

e) Temps de rétention théorique

$$T_{th} = \frac{1}{K} \ln \frac{L_0}{L_f}$$

$$K = 0,35 \text{ J}^{-1} \quad (20^\circ\text{C})$$

$$L_0 = 267 \text{ mg/l de DBO5 à l'entrée du bassin}$$

$$L_f = 30 \text{ mg/l de DBO5 à la sortie du bassin}$$

$$T_{th} = 6,2 \text{ jours}$$

f) Temps de rétention reel

$$T_r = \frac{S \cdot H}{Q}$$

$$S = 34000 \text{ m}^2$$

$$H = 1 \text{ m}$$

$$Q = 4320 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$T_r = 8 \text{ jours}$$

g) Charge hydraulique

$$Ch = Q/S$$

$$Q = 4320 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$S = 34000 \text{ m}^2$$

$$Ch = 13 \text{ cm/j}$$

h) Conclusion

Le temps de séjour faible donné par la formule methode, ne permet pas de s'esperer un bon rendement d'épuration .
 Ce temps de séjour insuffisant ne permet pas aussi la reduction des germes pathogène.

1 1 2 Methode sud Africaine

a) Temps de rétention

On applique l'equation (7)

$$T_s = \frac{L_0 - L_f}{K_{20} \cdot L_f}$$

$L_0 = 267 \text{ mg/l}$ de DBO5 à l'entrée

$L_f = 30 \text{ mg/l}$ de DBO5 à la sortie

$K_{20} = 0,35 \text{ j}^{-1}$ (à 20°C)

$$T_s = 23 \text{ jours}$$

b) Volume du bassin

$$V = Q \cdot T_s$$

$Q = 4230 \text{ m}^3/\text{j}$

$T_s = 23 \text{ j}$

$$V = 99360 \text{ m}^3$$

d) Profondeur du bassin

Comme la methode ne tient pas compte de l'installation on prendra la profondeur $H = 1,8 \text{ m}$

e) La surface du bassin

$$S = V/H$$

V = 99360 m3

H = 1,8 m

S = 55200 m2

f) Charge hydraulique du bassin

Ch = Q/S

Q = 4320 m3/j

S = 55200 m2

Ch = 7,8 cm/j

g) Rendement de l'épuration

En appliquant l'équation (6)

r = 1 - Lf / Lo

Lf = 30 mg/l de DB05 à la sortie du bassin

Lo = 267 mg/l de DB05 à l'entrée du bassin

r = 88%

h) Conclusion

La methode donne un bon rendement et un temps de sejour acceptable .Cependant la valeur de la charge hydraulique est superieur aux valeurs limites proposées par le CNIDE et GLOYNA (voir tableaux).

1 1 3 Methode du CPHERI II

a) Choix de la charge admissible Cs

Compte tenu de la latitude degré Nord de la region de la ville de ZERALDA qui est 36° Nord, le CPHERI

recommande pour cette valeur la charge suivante:

$$Cs = 150 \text{ Kg de DBO5/ha/j}$$

b) Surface du bassin

$$S = Q/Cs$$

$$Q = 1440 \text{ Kg DBO5/j (charge journaliere de DBO5)}$$

$$Cs = 150 \text{ Kg/ha/j}$$

$$S = 96000 \text{ m}^2$$

c) Charge hydraulique

$$Ch = Q/S$$

$$Q = 4320 \text{ m}^3/\text{j} \quad (\text{debit journalier})$$

$$S = 96000 \text{ m}^2$$

$$Ch = 4,5 \text{ cm/j}$$

d) Profondeur du bassin

Pour avoir un temps de sejour conforme au tableau de la page , nous choisissons une profondeur moyenne

$$H = 1,75 \text{ m.}$$

e) Temps de rétention

$$tr = \frac{S \cdot H}{Q}$$

$$S = 96000 \text{ m}^2$$

$$H = 1,75 \text{ m}$$

$$Q = 4320 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$tr = 39 \text{ jours}$$

Conclusion

La methode du CPHERI II donne un temps de sejour superieur à celui de la methode Sud Africaine , donc elle prevoit une rendement en equilibre épuration supérieure à 88%, de plus ce temps de séjour, permet une très bonne reduction des germes

pathogène. Notons aussi que la valeur du temps de séjour est conforme à la valeur donnée dans le tableau page .

La charge hydraulique trouvée est voisine de la valeur limite proposée par le CNIDE.

1 2 Methode empirique

2 1 Methode de GLOYNA

a) Volume du bassin

$$V = 3,5 \cdot 10^{-5} \cdot N \cdot q \cdot L_0 \cdot 1,085^{35-T_m}$$

$T_m = 20$ (temperature du mois le plus froid)

$N = 36000$ habitants

$q = 150$ l/hab/j

$L_0 = 267$ mg/l de DB05 à l'entrée du bassin

$$V = 1,7 \cdot 10^5 \text{ m}^3$$

b) Profondeur du bassin

En zone tempérée GLOYNA recommande une profondeur

$H = 1,75$ m pour les effluents domestiques ordinaires;

$$H = 1,75 \text{ metre}$$

c) Surface du bassin

$$S = V/H$$

$V = 1,7 \cdot 10^5 \text{ m}^3$ (volume du bassin)

$H = 1,75 \text{ m}$ (profondeur du bassin)

$$S = 97000 \text{ m}^2$$

d) Charge hydraulique

$$Ch = Q/S$$

$$Q = 4320 \text{ m}^3/\text{j} \quad (\text{debit journalier})$$

$$S = 97000 \text{ m}^2 \quad (\text{surface du bassin})$$

$$Ch = 4,4 \text{ cm/j}$$

e) Temps de retention

$$Tr = V/Q$$

$$V = 17000 \text{ M}^3$$

$$Q = 4320 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Tr = 39 \text{ jours}$$

Conclusion

La methode GLOYNA aboutit à des resultats qui concordent tout à fait avec les resultats obtenus par celle du CIPHERI II ce qui nous amène à faire le même conclusion.

1 3 Tableau recapitulatif des resultats

methode de calcul	volume m3	profond m	charge hydraulique cm/j	temps de sejour j	surface	
					m2	ha
CPHERI I	34000	1	13	8	34000	3,4
Sud africain ine	99360	1,8	7,8	23	55200	5,52
CPHERI II	168000	1,75	4,5	39	96000	9,6
GLOYNA	170000	1,75	4,4	39	97000	9,7

CONCLUSION

Il apparait à la lecture du tableau ci-dessus que la methode de GLOYNA et celle du CIPHERI II aboutissent à des resultats meilleurs que les deux autres methodes, et ce en comparaison avec les autres valeurs trouvées dans la litterature sur le lagunage naturel. Nous optons donc pour la methode de GLOYNA.

B 2 Disposition des bassins

La methode de GLOYNA prevoit un volume $V=170000 \text{ m}^3$

Ce volume sera reparti en trois bassins installés en serie.

Premier bassin

- Debit entrant par jour $Q= 4320 \text{ m}^3/\text{j}$
- Volume $V1 = V/2$ $V1= 85000 \text{ m}^3$
- Profondeur $h1$ $h1= 2 \text{ m}$
- Surface $S1 = V1/h1$ $S1 = 42500 \text{ m}^2$
- Temps de sejour $ts1 = V1/Q$ $19,6 \text{ jours}$

Deuxième bassin

- Volume $V2 = V1/2$ $V2 = 42500 \text{ m}^3$
- Debit entrant par jour $Q = 4320 \text{ m}^3/\text{j}$
- Profondeur $h2$ $1,5 \text{ m}$
- Surface $S2 = V2/h2$ $S2 = 28333 \text{ m}^2$
- Temps de sejour $ts2 = V2/Q$ $ts2 = 9,8 \text{ j}$

Troisième bassin

- Debit entrant par jour $Q = 4320 \text{ m}^3/\text{j}$
- Volume $V3 = V2$ $V3 = 42500 \text{ m}^3$
- Profondeur $h2 = h3$ $h3 = 1,5 \text{ m}$
- Surface $S3 = S2$ $S3 = 28333 \text{ m}^2$
- Temps de sejour $ts3 = ts2$ $ts3 = 9,8 \text{ j}$

2 1 Tableaux recapitulatifs des resultats

	volume m3	profonde m	temps de sejour j	surface m2
1 ^{er} bassin	85000	2	19,6	42500
2 ^{em} bassin	42500	1,5	9,8	28333
3 ^{em} bassin	42500	1,5	9,8	28333

volume total m3	temps de sejour total j	surface tatale m2	Ch cm/j
170000	39	99166	4,4

Conclusion

Compte tenu des hauteurs choisies et la charge hydraulique trouvée nous concluons que le procédé d'épuration est du type facultatif.

B 3 Technologie de construction

Ceux sont de simples bassins ou la terre retirée par excavation sert à lever des digues. Pour éviter une deterioration des berges par effet de vagues, il convient de prevoir une protection au niveau de la surface de l'eau des mesures contre les fuites ne sont pas necessaires, car ces bassins se colmatent très rapidement après leur mise en service. Seulement dans le cas ou le sol est permeable, il est recommandé de tapisser les berges et le fond des bassin avec des feuilles de P.V.C soudées les unes aux aut

Recommandation pour la construction

- Construire une rampe d'accès , car son utilité sera appréciée lors de la manipulation des boues (reprise et évacuation).
- Dans le premier bassin l'orifice d'amené doit être situé au fond et son jet amorti pour éviter les courts-circuits, ce bassin doit être plus profond que les autres/
- Des dispositions telle que les vannes de vidangé doivent être aménagés dès la conception des bassins.
- Pente des talus (berges) 1/2
- Largeur en crête des digues 1,50 metre
- Prevoir une cloture

B 4 Entretien et mise en service

Le curage .

On évalue la vitesse de croissance de la couche de boue décantée à quelques centimètres par an. Le curage peut donc être entrepris à des périodes relativement espacées de l'ordre de 5 à 10 ans. Grâce à ces périodes de curage espacées, les boues se trouvent donc stabilisées et peuvent ainsi servir positivement les besoins des agriculteurs.

Entretien des berges

Les berges doivent être débarrassées de toutes végétations pour empêcher la pollution ^{la} des moustiques et la création de zones anaérobies. On doit utiliser pour cela des moyens mécaniques tel que le faucardage. Les moyens chimiques tels que les désherbants comportent des risques énormes pour les eaux. Pour les moustiques on suggère de lutter contre les larves plutôt que contre l'insecte lui-même et ce par l'emploi de l'insecticide.

B 5 Avantages du lagunage

Simplicité

L'étang étant creusé à même le sol, les frais de construction sont très raisonnables ; la possibilité d'utiliser du matériel standard réduit aussi les coûts d'équipement.

Frais d'entretien

les frais d'entretien sont réduits car, vu le grand volume des bassins il y a absence totale de commandes compliquées.

Surveillance

Un haut niveau technique ne doit pas être exigé du personnel de surveillance; il doit tout simplement être consciencieux.

Souplesse

Le principe même du système accorde à l'exploitation un très grand degré de souplesse qui permet de faire face aux variations des débits et du taux de pollution, ce sans aucune difficulté et sans nuire à la qualité du résultat. La reprise des eaux est donc possible .

Adaptation

Les bassins peuvent s'intégrer parfaitement dans le cadre naturel, et embellir le site s'ils sont disposés judicieusement.

Désavantage

Le seul désavantage qu'on reproche au procédé est l'utilisation de grande surface.

B 6 Coût d'investissement

Pour calculer le cout de notre station nous allons se baser sur les prix unitaires E.N.F.R (SONAGHTER).

Prix acquisition terrain (A.P.C)	90,00 DA 1e m ²
Deblai	48,00 DA 1e M ³
Remblai	55,00 DA 1e M ³
Béton de propreté	990,00 DA 1e M ³
Etanchéité	280,00 DA 1e M ³

- Caractéristiques

Volume du deblai	144.646 m ³
Surface de la station	10.000 m ²
Surface des berges	1917 m ²

- Coût des differents ouvrages

Cout de l'acquisition du terrain	9.000.000 DA
travaux préparatoire et installation	14.843.538 DA
Ouvrages associés	189.780 DA

TOTAL	24.033.318 DA
-------	---------------

Durée de vie du genie civil 50 ans

Volume d'eau traité durant ce temps	78.840.000 m ³
Prix du m ³ traité	$24.033.318 / 78.840.000$ 0,304 DA/m ³

Cas ou le terrain est permeable il faut une etanchéite

Cout du lot étanchéité	28.000.000 DA
Cout total	52.033.318 DA
Prix du m ³ traité	0,559 DA/m ³

Conclusion

Pour conclure nous allons envisager deux possibilités sur la propriété physique du terrain (impermeabilité et perméabilité).

Terrain imperméable:

Le coût du mètre cube traité nous revient à la moitié de celui auquel conduisent les autres procédés (boues activées)

Terrain perméable:

Le coût de réalisation de l'étanchéité du terrain représente à elle seule plus de la moitié du coût total de la station ; ce qui implique une multiplication par 2,1 du coût d'un mètre cube d'eau traité.

RECAPITULATIF

	étanchéité	coût de la station DA	Prix de revient du traitement
Terrain imperméable	SANS	16.132.780	0,204
Terrain perméable	AVEC	44.132.780	0,559

B 7 CONCLUSION GENERALE

Jusqu'à présent, les modes d'épuration utilisés en Algérie sont des procédés intensifs.

Et il est bien rare que les systèmes conventionnels de traitement des eaux usées, tel que le procédé par les boues activées, ou les filtres bactériens puissent fonctionner en permanence sans subir des arrêts de fonctionnement, dont la prise en charge est particulièrement onéreuse (dépendance vis-à-vis de l'Etranger.)

Ces systèmes ne peuvent donc garantir en même temps de bons résultats d'épuration.

Quant aux procédés extensifs (bassins de stabilisation), ils offrent des avantages certains:

De part:

- Leur construction qui ne présente pas de problème majeur.
- Leur souplesse de fonctionnement.
- Des frais d'exploitation et d'entretien réduits.

Et surtout d'une technologie simple.

Aussi, les procédés à grande durée de rétention, grâce à leurs incontestables avantages économiques et techniques, à leur simplicité et à leur sécurité, doivent être encouragés.

BIBLIOGRAPHIE

- source CNDIE centre national de documentation et d'information
- Traitement des eaux JP.BECHAC B.MERCIER P.BOUTIN P.NUEN
- Neutralisation des eaux usées F.VALIRON
- Fondements theorique du traitement biologique H.ROQUES
- Cours de traitement des eaux M.MEZAQUI
- Gestion des eaux usées urbaines et industrielles W.WECKENFFELDES
- Momento technique de l'eau DEGREMONT
- Cours de traitement des eaux K.GAID
- Cours de traitement des eaux J.SCULMANN
- L'épuration biologique des eaux residuaires F.EDELFINE
- Guide d'assainissement en milieu urbain M.LOUDET C.COSTE
- Cours de traitement des eaux universite de W.ATL.
- Thèse ■UMANSOUR INA 1980
- Thèse M.AOUDJEHAN N.HAIDET
- Thèse Y.ZENNIR

