

1 ET

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Génie Sanitaire

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Traitement des eaux usées
de la ville de Constantine
et leur utilisation à des fins agricoles

Proposé par :

D.H.W. - CONSTANTINE

Etudié par :

Mr M. BOUZITOUNE

Mr S. GANOUCHE

Dirigé par :

Mr M. TERRA



PROMOTION : Juin 1984

Noms : M. BOUZITOUNE

S. GANOUCHE

Promoteur : Ing. M. TERRA

SUJET : TRAITEMENT DES EAUX USEES DE LA VILLE
DE CONSTANTINE ET LEUR UTILISATION A DES
FINS AGRICOLES.

R E S U M E

Notre sujet a pour but l'étude et le dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées. Cette station produira une eau qui sera utilisée dans l'agriculture, ceci pour une bonne gestion et une meilleure économie concernant l'utilisation rationnelle des eaux dans notre pays.

S U M M A R Y

The study and the dimension of a purification station of the waste water is the aim of our subject.

This station shall produce water which shall be used in agriculture, this for a good management relating to the rationnel using of waters in our country.

~~المقدمة~~

ان مشروعنا يهدف الى تصميم محطة
لمعالجة المياه القادرة المستعملة في انزراع و
استعمالها بطريقة أفضل و أكثر اقتصادا للمياه
الموجودة في بلادنا.

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
المكتبة

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

 E D I C A C E S

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

A mon Père

A ma Mère

A mes Frères et Soeurs

A ma Femme R.

A ma Grande-Mère

A mes ancles Youcef et Mokhtar

A tous mes amis(es)

امانة الوطنية للعلوم
المكتبة
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

" M. BOUZITOUNE "

 E D I C A C E S

Je dédie ce modeste ouvrage avec toute ma
reconnaissance:

A mon Père qui a tant sacrifié pour me voir réussir

A ma Mère

A mes frères et soeurs

A tous ceux, pour qui j'ai de l'affection.

" S. G A N O U C H E "

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

Qu'il nous soit permis de remercier :

- Tous les professeurs et assistants qui ont contribué à notre formation;
- Notre Promoteur Mr TERRA pour tous les conseils qu'il nous a prodigués durant toute l'élaboration de ce modeste travail;
- Mr MEZAOUI Professeur à l'I.N.A. pour tous ces conseils précieux;
- Mr DEROUAZ, Ingénieur Génie sanitaire;
- Mr M. TOUMLAT pour l'aide qu'il nous a apportés

Que tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce modeste travail, trouvent ici, l'expression de notre profonde gratitude.

CHAPITRE I: GENERALITE

<u>PREAMBULE</u>	1
I. MONOGRAPHIE DE LA VILLE DE CONSTANTINE.....	2
1.1. Situation géographique.....	2
1.2. Réseau hydrographique.....	2
1.3. Données climatiques.....	2
1.4. Données démographiques.....	4
1.5. Alimentation en eau potable.....	9
1.5.1. L'adduction.....	9
1.5.2. Distribution.....	9
1.6. Assainissement.....	10
1.6.1. Réseau d'égouts.....	10
1.6.2. Collecteurs principaux.....	10
1.7. Problèmes posés par l'utilisation des eaux usées.....	11
1.7.1. Risques sanitaires et Risques pour les réseaux de distribution.....	11
1.7.2. Risques pour les sols et les cultures.....	12
1.7.3. Risques physiques.....	12
1.7.4. Risques chimiques.....	12
1.7.5. Risques cultureux.....	12

CHAPITRE II: CARACTERISTIQUES DE LA POLLUTION ET PROCEDES D'EPURATION

2.1. Origine des eaux.....	13
2.2. Critères caractéristiques des eaux usées.....	13
2.2.1. Les matières en suspension (M.E.S.).....	13
2.2.2. Demande biochimique en oxygène (DBO).....	14
2.2.3. Demande chimique en oxygène (DCO).....	14
2.2.4. pH.....	14
2.3. Production de la charge polluante.....	14
2.3.1. Prétraitement.....	15
2.3.1.1. Dégrillage.....	15
2.3.1.2. Déssablage.....	15
2.3.1.3. Déshuilage.....	15

2.3.2. Traitement primaire.....	15
2.3.3. Traitement secondaire (Biologique).....	16
2.3.3.1. Procédés intensifs.....	16
A. Lits bactériens.....	16
- Lits bactériens à faible charge.....	16
- Lits bactériens à forte charge.....	16
B. Boues activées.....	17
a. Traitement à très faible charge.....	17
b. Traitement à faible charge massique.....	17
c. Traitement à moyenne charge.....	17
d. Traitement à forte charge.....	18
2.3.3.2. Procédé istensif.....	18
- Lagunage.....	18
* Lagunage aérobie.....	18
* Lagunage anaérobie.....	18
* Lagunage facultatif.....	18
2.4. Micro-organismes pathogènes dans les eaux usées - risque sanitaire... 19	
2.4.1. Micro-organismes pathogènes.....	20
- Bactéries.....	20
- Virus.....	21
2.4.2. Expression et modification du risque épidémiologique.....	21
2.5. Chlore -- Bioxyde de chlore -- l'ozone dans la désinfection des eaux... 23	
2.5.1. Chlore.....	24
2.5.2. Bioxyde de chlore.....	24
2.5.3. Ozonation.....	25
2.5.3.1. Nature de l'ozone.....	26
2.5.3.2. Production de l'ozone.....	26
2.5.4. Les mécanismes intimes de la désinfection.....	27
2.5.5. Conditions pratiques d'une bonne désinfection.....	28
- Approches expérimentales.....	28
26. Désinfection et oxydation chimique.....	29
2.6.1. Loi fondamentale selon laquelle se règle la désinfection et la loi de CHIK.....	31

2.6.2. Temps de désinfection (temps dans lequel 99,5 % des bactéries sont tuées).....	32
2.6.3. L'efficacité globale du traitement par des germicides doit-être exprimée toujours comme la dose nécessaire du désinfectant pour pouvoir tuer X % d'organisme dans le temps t	33
2.6.4. L'effet du pH et des sols.....	33
2.6.5. Action des désinfectant sur une cellule vivante.....	33
2.6.6. Chlore.....	34
2.6.6.1. Chlore combiné.....	36
2.6.6.2. Toral chlore active.....	37
2.6.6.3. Chloration a Break point.....	38
2.6.6.4. Demande du chlore.....	39
2.6.6.4.1. Préparation de l'eau chlorée.....	40

CHAPITRE III : TRAITEMENT DES BOUES

III. TRAITEMENT DES BOUES.....	42
3.1. Composition et structure des boues.....	42
3.1.1. Boues primaires.....	42
3.1.2. Boues secondaires.....	42
3.2. Stabilisation des boues.....	43
3.2.1. Stabilisation aérobie.....	43
3.2.2. Stabilisation anaérobie.....	43
3.2.3. Stabilisation anaérobie chauffée.....	43
3.2.4. Stabilisation anaérobie non chauffée.....	43
3.3. Epaississement.....	43
3.3.1. Epaississement statique.....	44
3.3.2. Epaississement par flottation.....	44
3.3.3. Epaississement par ilutriation.....	44
* Première phase horizon 1990.....	44
* Deuxième phase horizon 2000.....	46
- Centrifugation.....	47
- Filtration sous vide.....	47
- Filtration sous pression.....	47

CHAPITRE IV : ETUDE DU REJET ET IMPLANTATION DE LA STATION D'EPURATION

I. INTRODUCTION.....	48
- Mesure du débit.....	48
- Prélèvement des échantillons.....	49
- Conservation des échantillons.....	50
- Méthodes d'analyses.....	50
. DBO.....	50
. DBD_5	52
. MES.....	53
IMPLANTATION.....	58
* Reconnaissance du sol.....	58
* Superficie déclivité du terrain.....	58
* Contexte biologique.....	58
* Reconnaissance du site.....	58

CHAPITRE V : DESCRIPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA STATION

V. DESCRIPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA STATION.....	63
5.1. Données de bases (horizon 2000).....	63
5.2. Calcul des données de dimensionnement.....	64
5.2.1. Calcul des caractéristiques hydrauliques.....	64
- Débit journalier : Q_j	64
- Débit moyen : $Q_m = \frac{Q_j}{24}$	64
- Débit diurne : $Q_d = \frac{Q_j}{16-24}$	64
- Débit de pointe par tems sec: $Q_p = Q_m \times C_p$	65
5.2.2. Calcul des charges polluantes.....	65
A. Pollution DBO_5	66
B. Pollution en M E S.....	66
C. Composition des M E S.....	66
5.2.3. Fiabilité des traitements.....	67

5.2.4. Principe de traitement adopté.....	67
- épuration primaire.....	67
. Dégrillage grossier.....	67
. Dégrillage automatique.....	67
. Déssablage - déshuilage.....	67
. Décantation primaire.....	67
- Epuration secondaire.....	67
. Bassin d'aération.....	67
. Décantation secondaire.....	67
- Epuration tertiaire.....	68
. Désinfection (chloration - ozonation).....	68
- Traitement des boues.....	68
. Epaissement.....	68
. Digestion anaérobie.....	68
. Déshydratation anaérobie.....	68
. Déshydratation naturelle des boues.....	68
5.3. Dimensionnement.....	69
5.3.1. Prédégrillage.....	69
5.3.2. Poste de relevage.....	69
5.3.3. Dégrillage fin.....	71
5.3.4. Déssablage - Déshuilage.....	73
5.3.5. Décantation primaire.....	77
* Dimensionnement du décanteur.....	78
* Caractéristique de la décantation.....	80
5.3.6. Traitement biologie.....	81
A. Traitement avec décantation primaire.....	81

* Calcul.....	82
- Volume du bassin d'aération.....	82
- Temps de séjour sur Q_m	82
- Temps de séjour sur Q_p	82
A1. Besoins en oxygène.....	83
* Caractéristique du bassin d'aération avec décantation.....	86
A2. Traitement biologique sans décantation primaire.....	88
A.2.1. Dimensionnement du bassin d'activation.....	88
- Volume du bassin d'activation.....	88
- Rendement de dépollution.....	91
A3. Besoins en oxygène.....	91
* Caractéristique du bassin d'aération.....	93
* Quantité d'oxygène théorique.....	93
* Quantité d'oxygène réelle.....	93
* Puissance totale.....	93
* Débit d'air.....	94
A4. Choix entre traitement avec décantation primaire et sans décantation primaire.....	94
A5. Bilan des boues.....	95
- Recirculation.....	97
. Age des boues.....	99
. Boues primaires.....	99
. Boues secondaires.....	99
. Boues de recirculation.....	100

- Traitement des boues.....	102
- Traitement des boues fraiches.....	103
* Epaississement.....	103
* Digestion anaérobie.....	105
* Déshydratation	106
- Lits de séchage.....	106
- Désinfection.....	107
- Coût d'investissement.....	109
- Elements toxiques sur les végétaux.....	112
CONCLUSION GENERALE.....	117

BIBLIOGRAPHIE

C H A P I T R E I

G E N E R A L I T E S

P R E A M B U L E

CONSTANTINE connaît, à l'heure actuelle une fin d'industrialisation qui entraîne inéluctablement un début de pollution des cours d'eau et des nappes alluviales.

A cause des faibles ressources en eau pendant la période d'étiage et de la dégradation des conditions de vie du patrimoine floristique, ce problème de pollution nécessite des mesures et des solutions prioritaires.

D'après l'enquête menée auprès de la SONACOME, il a été constaté que les rejets industriels renferment des éléments très réputés pour leur toxicité (chrome, hexosalent cyanures, ainsi qu'une charge en matière organique non négligeable).

L'incidence de cette pollution se traduit notamment par l'apparition d'un cortège floristique que l'on rencontre habituellement dans les lieux insalubres, de plus la couleur noirâtre des eaux superficielles, leur odeur désagréable nous indiquent que la pollution est évidente. Les eaux usées d'origine urbaine, (les huiles de vidanges, les décharges d'ordures ménagères sur les lits d'oueds etc...) risquent dans le temps de transformer l'oued en égout à ciel ouvert. Les équipements en matière de traitement des eaux usées de la ville de CONSTANTINE sont inexistantes.

But de l'étude

L'étude de la station d'épuration proposée est basée sur une période à moyen termes qui est de l'ordre de 15 années, à savoir l'an 2000. Celle-ci consiste à traiter les eaux usées domestiques et sera dimensionner, selon l'approvisionnement en eau potable en tenant compte de l'évolution démographique de l'agglomération de CONSTANTINE.

Les eaux usées après traitement seront ventilisées à des fins agricoles.

I. MONOGRAPHIE DE LA VILLE DE CONSTANTINE

1.1. Situation géographique

CONSTANTINE, capitale de l'Est algérien est située à la limite du tell septentrional des hauts plateaux.

Latitude 36
Longitude 6°30' } --- et s'élève à une altitude de 620 M.

Elle est limitée au Nord par la Wilaya de SKIKDA, au Nord-Ouest par la Wilaya de JIJEL, à l'Ouest par la Wilaya de SETIF, au Sud par la Wilaya d'OUM-EL-BOUAGHI et à l'Est par la Wilaya de GUELMA.

1.2. Réseau hydraugraphique

La ville est drainée par un ensemble d'oueds d'inégales importance qui sont au nombre de sept (07), dont le confluent oued BOUCHERIT - oued EL-HAD donne oued KLEB, puis celui-ci devient oued BOUMERZOUG, qui redevient à son tour oued RHUMEL et enfin le confluent oued MELAH et celui du RHUMEL.

Ce qui nous ramène à dire que tous les oueds cités auparavant se jettent dans le RHUMEL (voir fig. 1)

1.3. Données climatiques

L'agglomération bien que peu éloignée de la mer, doit à son altitude et à la chaîne nimidique parallèle à la côte méditerranéenne qui constitue un écran aux influences marines, d'avoir un climat plus continental, plus chaud en été et plus froid en hiver que les dépressions nombreuses de la région qui restent soumises aux influences méditerranéennes.

Le climat y est tout de même tempéré et sec, les pluies sont rares en été mais fréquentes en hivers. La neige n'y tombe pas exceptionnellement et si les chutes sont parfois nombreuses, la fonte est toujours rapide.

Pluviométrie

Constantine		Janv.	Févr.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	TOTAL
Ain El-Bey		Janv.	Févr.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	TOTAL
1979	Qt	46.6	95.2	66.8	191.8	35.5	14.4	4.5	109	28.6	56.4	56.4	36.4	702
		17	16	13	13	9	6	3	4	11	14	14	7	127
1980		46.7	46.7	65.1	44.0	84.5	10.5	0.2	4.0	57.0	17.3	49.3	115.0	540.5
		11	9	14	13	11	3	1	2	10	9	13	5	101
1981		86.3	70.4	41.2	94.9	17.9	20.8	2.8	20.4	47.7	31.3	26.6	62.4	522.3
		7	17	10	7	8	5	2	6	4	7	7	9	89
1982		86.9	73.6	99.9	64.6	47.2	14.9	3.6	6.1	17.8	62.6	82.7	103.6	663.5
		13	14	13	12	11	5	4	6	8	13	17	17	120
1983		11.7	15.3	61.1	6.8	25.2	3.9	8.1	10.8	7.1	35.4	46.4	21.6	253.4
		5	9	16	7	6	3	1	2	4	8	17	8	86

NB: Quantité de pluie en mm et 1/10

Température

	Janv.	Févr.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
1979	10.9	9.1	9.9	9.4	16.0	21.9	21.9	25.0	19.7	17.7	9.1	8.2
1980	7.1	8.4	9.3	10.6	14.1	20.7	23.5	25.6	21.9	14.8	11.8	5.6
1981	4.7	7.4	12.4	14.4	17.8	21.7	23.3	24.2	21.6	18.1	10.7	10.0
1982	8.3	8.0	9.1	11.5	16.5	24.0	27.6	25.3	21.7	16.1	11.2	6.5
1983	5.6	7.3	9.7	14.12	16.4	22.4	27.3	25.4	22.0	16.4	12.92	8.36

T°C en degré et 1/10

On ne peut dire que les hivers à CONSTANTINE soient rigoureux car la température reste supportable, le thermomètre ne descend qu'exceptionnellement au dessous de zéro.

La moyenne des températures est de 7° en Janvier et 37° en Juillet. Il tombe environ 500 mm de pluie par an.

1.4. Données démographiques

Depuis l'indépendance de l'Algérie jusqu'au 1er Janvier 84 la population de CONSTANTINE, estimée aujourd'hui à 435 000 habitants, à presque triplé, cet accroissement de la population qui est de 3,06 % a mené une densification extraordinaire des quartiers d'habitation dans tous les arrondissements. 2 196 hab/m²

Evolution de la population de CONSTANTINE depuis 1901

ANNEE	Population Algérienne	Population non Algérienne	Etrangers	Population municipale totale	Taux	
					Taux % d'accroissement population Algérienne	Taux % d'accroissement Population totale
1901	23 386	24 863	-	48 249	28,6	23,7
1906	-	-	-	54 247	-	25,1
1911	31 018	27 903	2 492	61 413	28,2	17,6
1921	-	-	-	113 116	-	12,9
1926	47 086	41 496	-	88 582	17,4	23,7
1931	51 334	46 360	1 881	90 595	18,9	14,1
1936	56 363	48 863	1 614	106 830	26,4	05,7
1948	77 039	37 075	284	114 338	48,6	38,4
1954	102 411	40 312	611	143 334	102,8	74,7
1960	184 205	36 644	-	220 849	52,4	21,0
1966	250 203	-	-	250 203	32,3	32,3
1977	355 059	-	-	355 059	30,6	30,6

Source : Service des statistiques, A.P.C. CONSTANTINE

REPARTITION DE LA POPULATION DE CONSTANTINE
SUIVANT CHAQUE QUARTIER

	1	2	3	4
	Nombre de personne RGPH 1977 x 1000	Nombre de ménages RGPH 1977	Nombre de personnes par ménage selon le recensement	Nombre de personnes par ménage selon l'enquête
ROCHER	44.9	7.348	6.09	9.35
BELLEVUE	44.6	6.800	6.57	8.23
St JEAN	72.9	10.354	16.04	9.50
BARDO	26.7	3.810	7.01	8.97
MANSOURAH	33.9	5.410	6.26	8.65
EL--KANTARA	39.1	5.604	6.98	9.64
SIDI-MABROUK	75.1	11.962	6.28	8.01
AUTRES	8.4	1.166	7.28	8.86
ZONE EPARSE	9.3	1.385	6.75	8.86
T O T A L	255.1	53.842	6.59	8.85

* Equivalent habitant pour CONSTANTINE Horizon (2000)

. population (1980) = 389 208

. extensions des zones actuelles d'habitations
(notamment : Route de SETIF, EL RYAD B U M)
= 45 240

. extensions vers les nouvelles zones
= 23 333

. zone universitaire= 21 321

T o t a l= 689 599 E. H.

- Z.I. PALMA = 23 667

- Z.I. BOUMERZOUG 1 (y compris SONITEX et ONALATT)
= 53 240

- Z.I. BOUMERZOUG = 12 796

- Z.I. EL-GUEMAS = 43 204

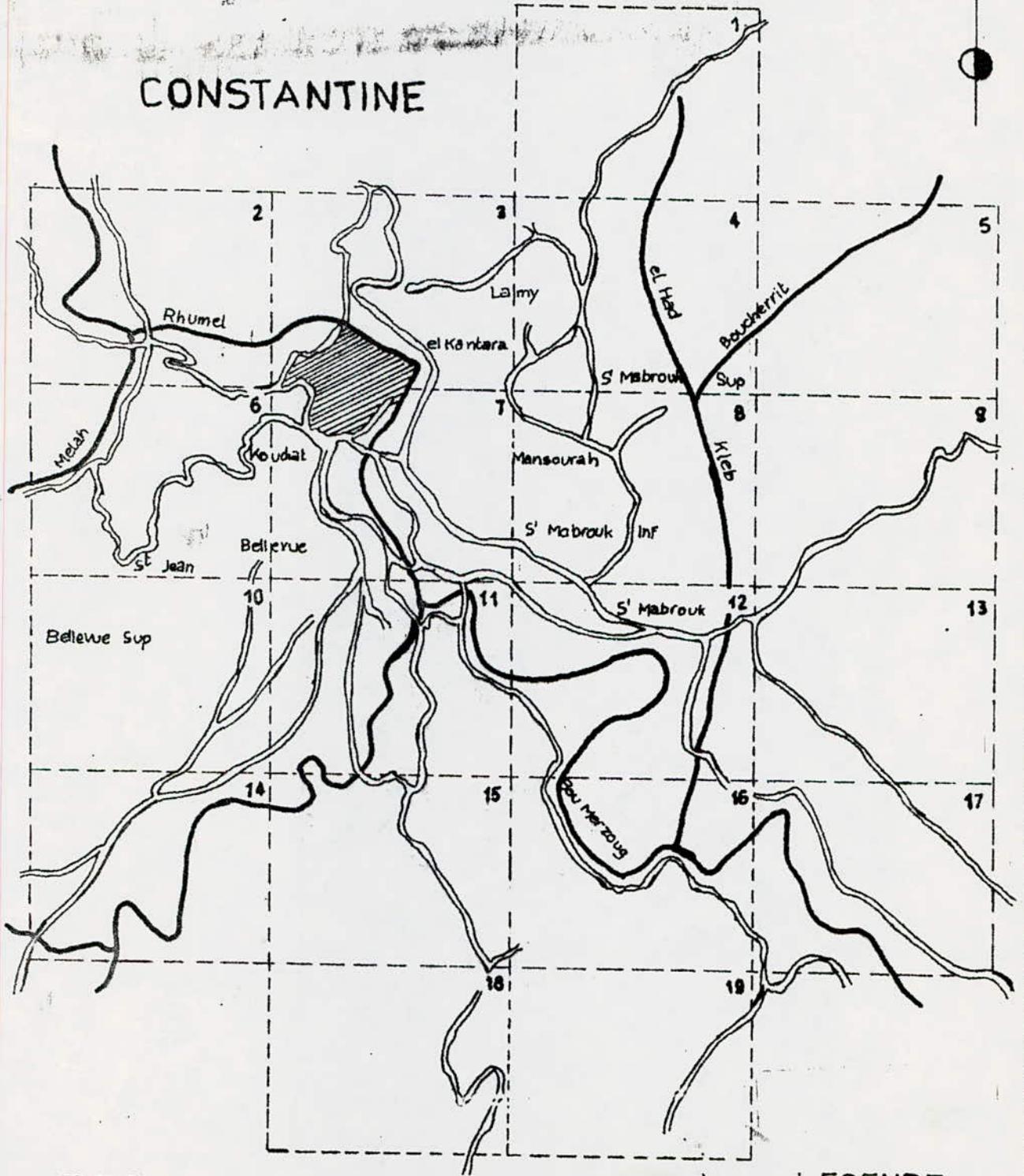
Total = 132 907 E. H.

Total (2000) = 822 506 hab.

PLAN DU LITTORAL
DE L'ALGERIE



CONSTANTINE



ECHELLE:



LEGENDE

-  OUEDS
-  ROUTES

1.5. Alimentation en eau potable

CONSTANTINE est alimentée par 3 sources principales: FESGUIA BOUMERZOUG, H. BOUZIANE. Les ressources en eau ne sont pas valorisées au maximum les sources de FESGUIA et de BOUMERZOUG donnent moins que prévu tandis qu'à HAMMA BOUZIANE, la plupart des forages manquent d'entretien. Les eaux sont d'assez bonne qualité tant au point de vue physico-chimique que bactériologique. Le débit total donné à CONSTANTINE par ces 3 sources n'est actuellement que de l'ordre de 540 l/s soit environ 46 656 m³/j.

- . FESGUIA : 0 - 20 l/s (sur 120 l/s, captés, dont 100 l/s sont perdus ou détournés avant d'atteindre CONSTANTINE)
- . BOUMERZOUG : 300 l/s (sur 300 l/s captés)
- . HAMMA BOUZIANE : 220 l/s (sur 220 l/s captés)

1.5.1. L'adduction de l'eau vers CONSTANTINE à partir du Sud est en mauvais état entre FESGUIA et BOUMERZOUG.

Elle se compose de 2 conduites en maçonnerie d'écoulement gravitaire:

- L'une ayant un ϕ 300 et datant de 1870
- La seconde ayant un ϕ 400 et datant de 1912

A partir de BOUMERZOUG jusqu'à CONSTANTINE (ϕ 700 et ϕ 930), les pertes d'eau y sont de 30 %.

L'eau venant du Nord (HAMMA BOUZIANE) est amenée par une conduite de refoulement récente (ϕ 400).

L'ensemble de ces conduites est schématisé par la figure ci-après qui montre aussi la répartition entre les eaux amenées du Nord (1/3) et du Sud (2/3) de CONSTANTINE.

1.5.2. La distribution de l'eau n'est pas satisfaisante au stade actuel. De nombreuses réparations et modifications sont déjà en cours. L'entartage des conduites et les piquages individuels posent des problèmes dans les anciens quartiers tandis que les nouveaux quartiers souffrent d'un sous

dimensionnement des conduites. Par ailleurs, plusieurs milliers de personnes ne sont alimentés que par des fontaines publiques. L'eau est la plupart du temps d'une bonne potabilité. Mais l'ensemble du réseau est victime des inconvénients tant techniques qu'hygiéniques liés à une alimentation discontinue. Les pertes du réseau d'adduction et de distribution dans la ville de CONSTANTINE s'élèvent à environ 40 % : 120 l/j sont fournis, mais les habitants n'en reçoivent que 72 l/j. environ pour leurs besoins domestiques et industriels.

On peut dire que non seulement le réseau d'alimentation n'est pas suffisant, mais encore que les sources actuelles ne donnent pas assez d'eau à CONSTANTINE. Il y a donc un manque d'eau.

1.6. Assainissement

1.6.1. Réseau d'égouts

La vieille ville de CONSTANTINE (le Rocher) possède des égouts construits il y a très longtemps, suivant le système unitaire.

Ces égouts sont en mauvais état.

Les quartiers les plus récents de la nouvelle ville de CONSTANTINE possèdent un réseau séparatif d'égouts. Ce réseau est généralement en bon état mais est parfois obstrué en aval par des débris divers.

Tous les égouts s'écoulent en ce moment dans les oueds: RHUMEL, EL-HAD, KLEB, BOUMERZOUG et MELLAH que ce soit directement ou bien par l'intermédiaire des collecteurs.

1.6.2. Collecteurs principaux

Les collecteurs principaux sont actuellement peu nombreux. Ils transportent les eaux des quartiers de BELLEVUE, TOUIFEZ, COUDIAT (Collecteur Sud) et de ZIADIA, APC SORECO, B.U.M., cité des frères ABBES, MANSOURAH, cité BOUSEJOUR quatrième, EL-RYAD, HIPPODROME, cité GARIGLIANO, cité DAKSI (collecteur Est).

Les conduits de ces collecteurs existants sont en bon état mais ceux-ci sont parfois obstrués en aval par l'accumulation de débris.

La carte de la page suivante (Fig. 3) reprend l'ensemble de la ville de CONSTANTINE avec ses collecteurs actuels et ses principaux oueds.

1.7. Problèmes posés par l'utilisation des eaux usées

L'utilisation des eaux usées domestiques dans l'agriculture est connue depuis longtemps. L'emploi des eaux usées domestiques à des états très variés de pollution, depuis l'eau brute jusqu'à une eau très épurée pose 2 principaux problèmes.

- a. Risques sanitaires pour les populations avoisinantes et les consommateurs de produits agricoles
- b. Risques pour le sol et les cultures : colmatage des sols, apport d'éléments toxique.

1.7.1. Risques sanitaires et Risques pour les réseaux de distribution.

Les eaux usées domestiques renferment toute une gamme de micro-organismes pathogènes.

Pour citer que quelques exemples, on y trouve selon les régions et les conditions sanitaires: les agents de la fièvre typhoïde, de la dysenterie bacillaire ou amibienne et enfin tous les agents responsables des maladies à transmission hydriques. La persistance de divers organismes indicateurs et pathogènes dans les sols et sur les cultures irriguées à l'eau usée, et cette persistance à l'état virulent des agents pathogènes varie de quelques jours à plusieurs mois selon le type et leur résistance aux facteurs du milieu et aux conditions climatiques telle que humidité du sol, le pH, la température etc...

Car il a été prouvé que même consommés uniquement après cuisson les produits de cultures vivrières irriguées avec les eaux usées peuvent contaminer les surfaces de travail et de là d'autres aliments et indirectement les consommateurs. Donc l'irrigation avec les eaux usées soulève un autre problème, celui de la protection de la santé des travailleurs agricoles et des populations avoisinantes, les canaux de transport ou de distribution des eaux. A ce niveau le mode d'utilisation de l'eau usée peut jouer un rôle important.

1.7.2. Risques pour les sols et les cultures

Les risques des cultures et des sols sont:

- Risques physiques
- Risques chimiques
- Risques culturaux

1.7.3. Risques physiques

Colmatage des sols, ou au contraire lessivage par entrainement des éléments fertilisants et des éléments assurant la structure du sol.

1.7.4. Risques chimiques

Apport d'éléments toxiques ou d'éléments destabilisant les agrégats du sol.

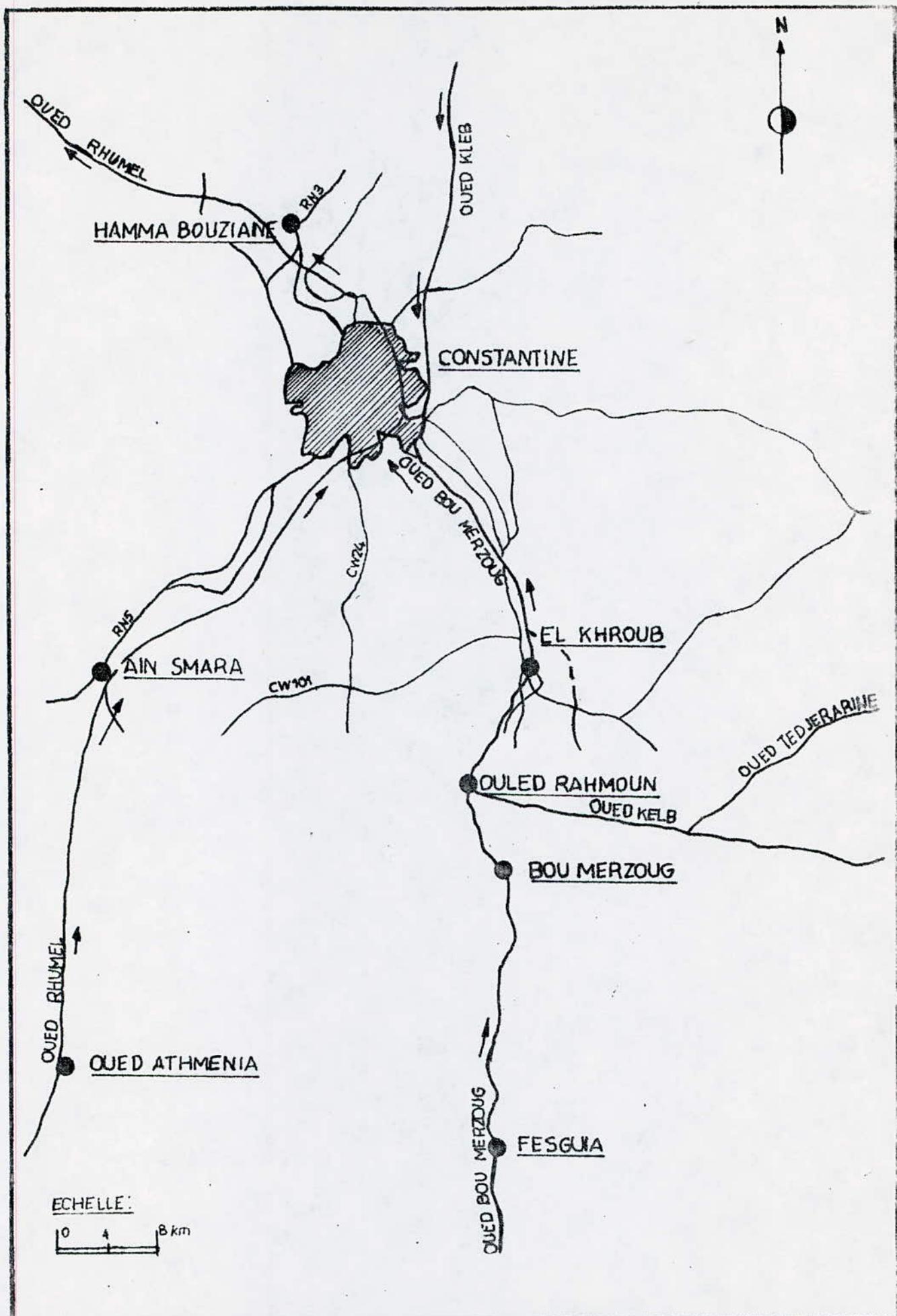
1.7.5. Risques culturaux

Apport excédentaire d'éléments fertilisants pouvant perturber les cultures, Exemple : la verse des céréales par excès d'Azote.

Conclusion:

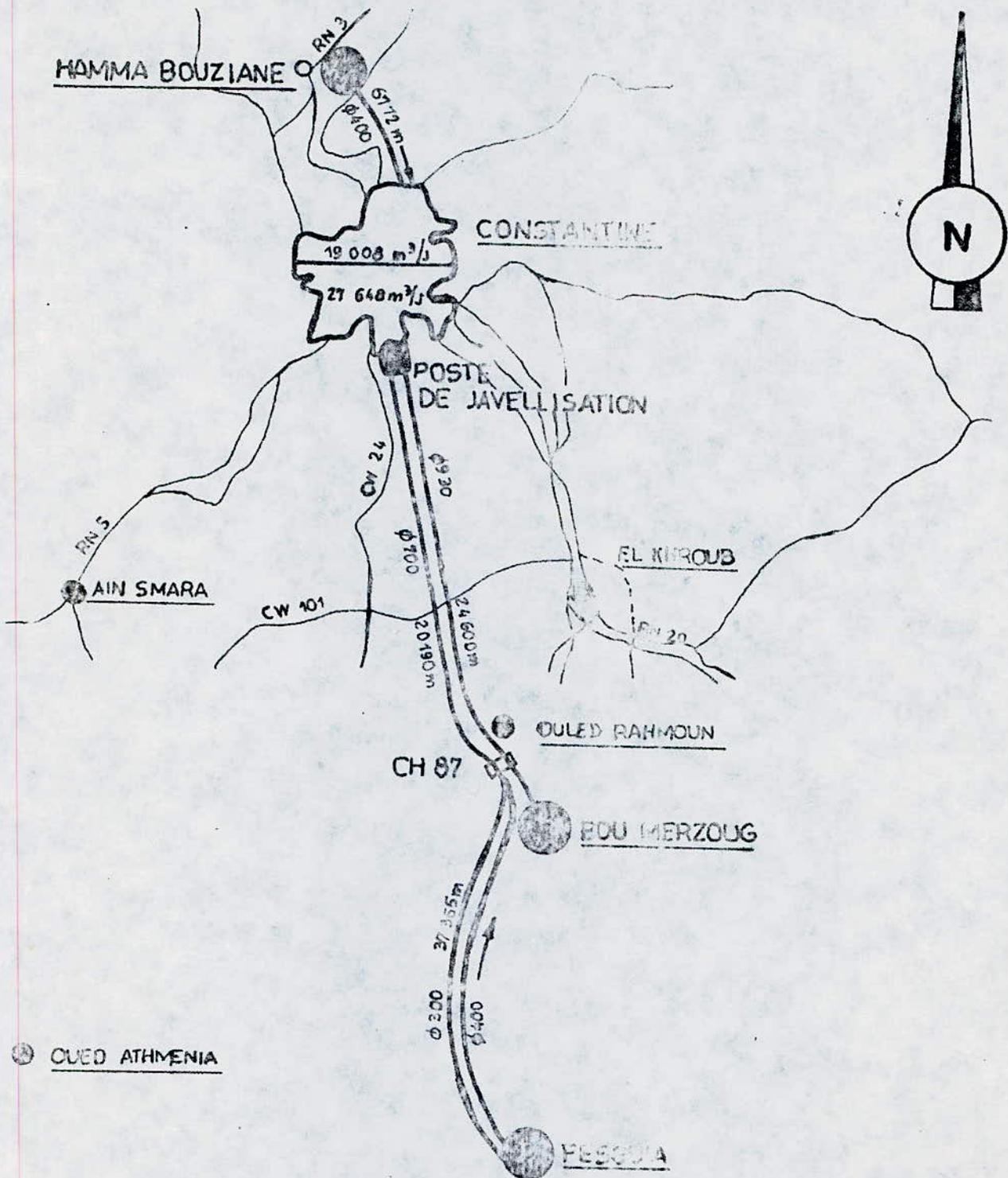
L'utilisation d'une eau usées, qu'elle soit urbaine ou industrielle, est un problème complexe qui doit-être étudié en prenant, en considération le climat la nature des sols, les cultures et leur mode d'exploitation, la composition de l'eau résiduaire.

Le traitement à appliquer sur les eaux avant l'irrigation peut aller du dégrossissage à l'épuration tertiaire et une désinfection.



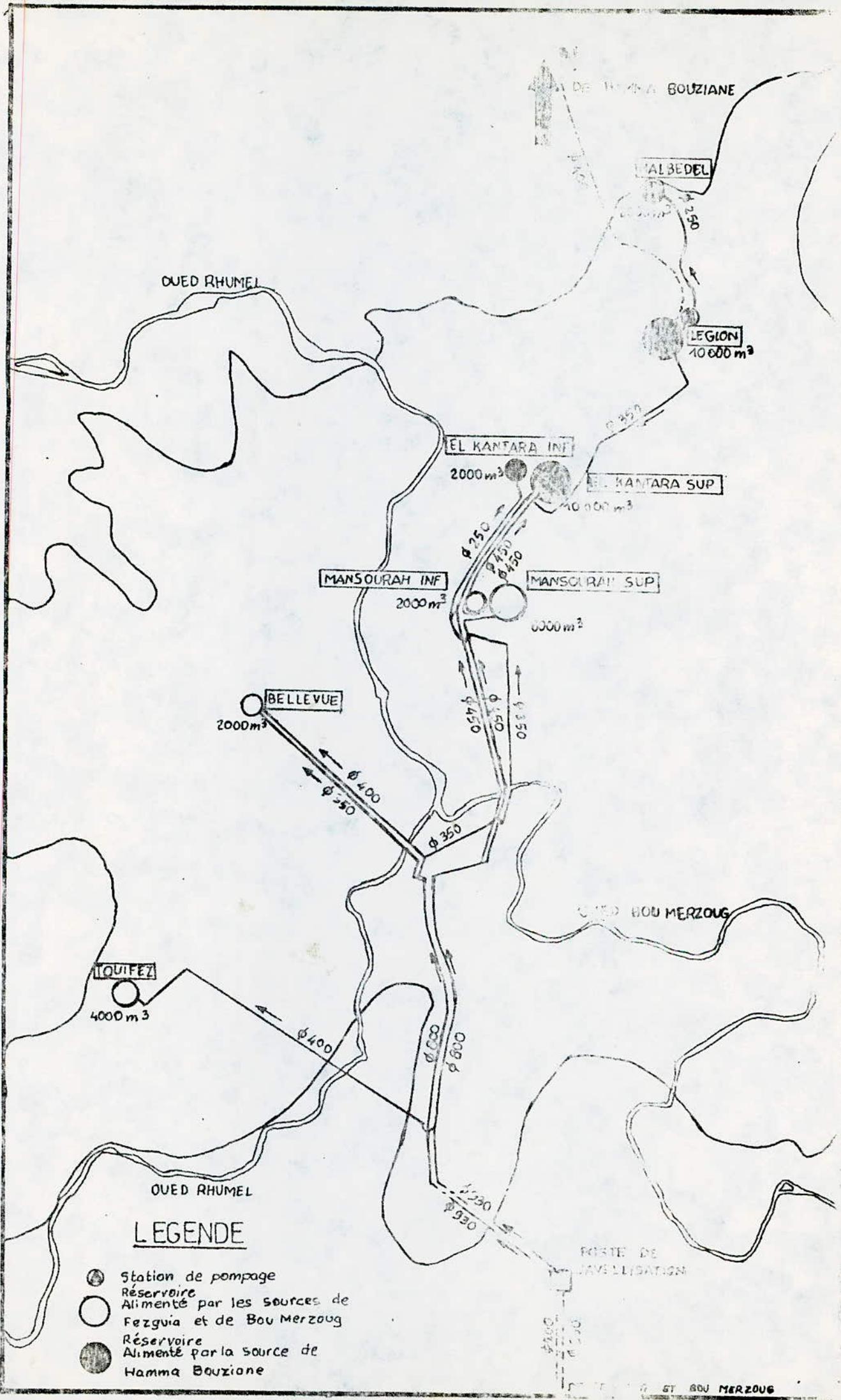
Plan de situation

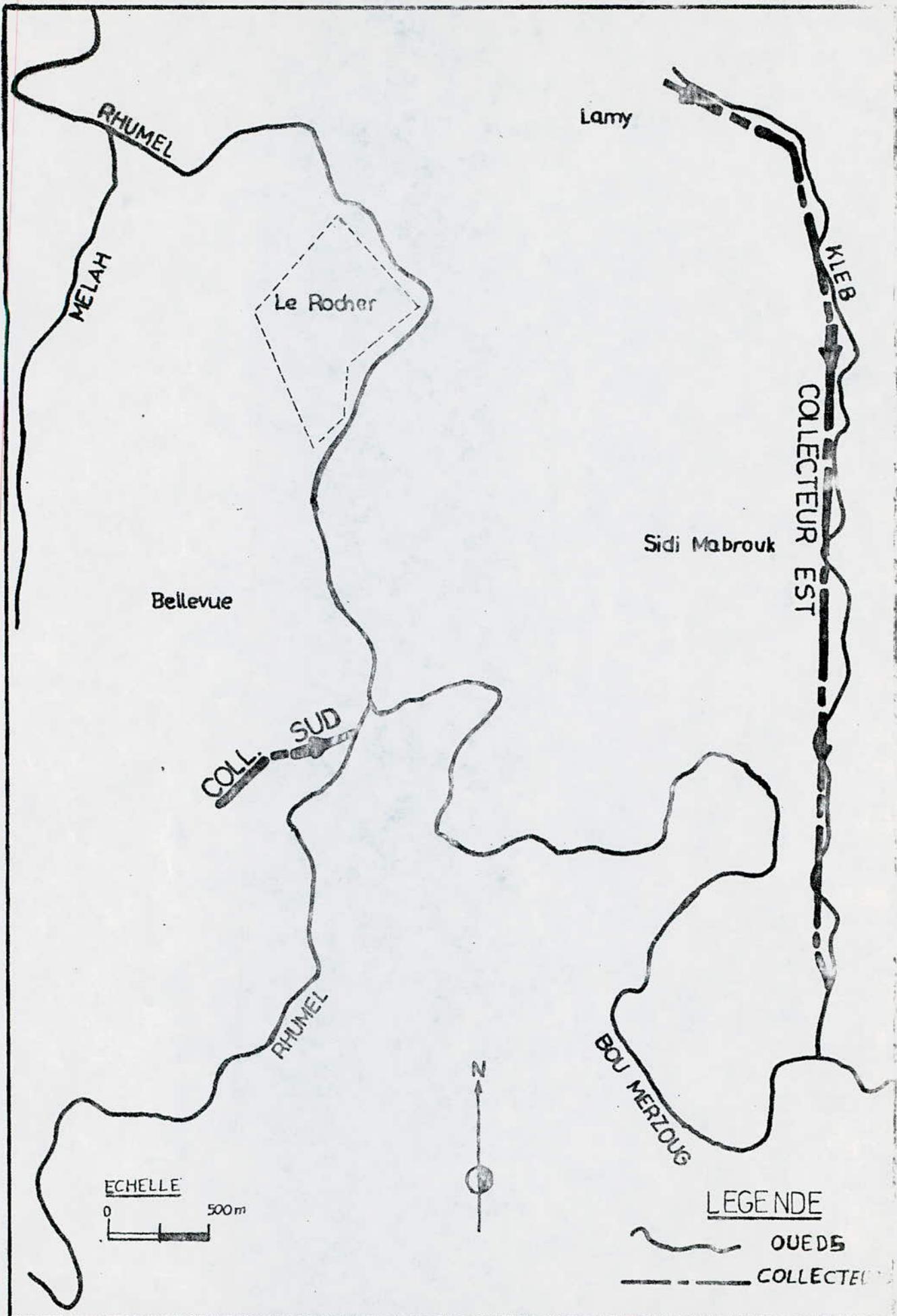
ADDUCTION ACTUELLE VERS CONSTANTINE



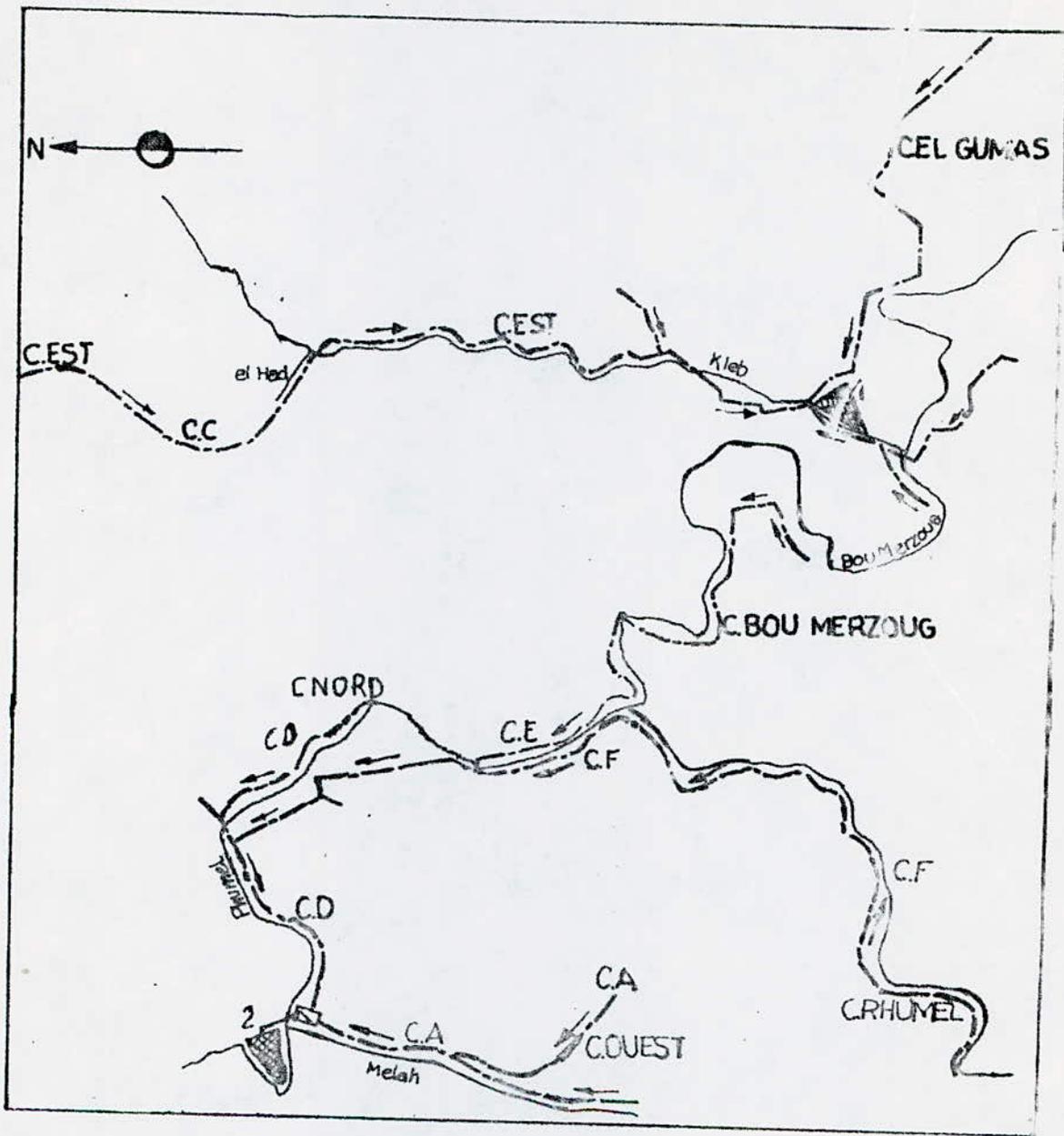
LEGENDE

-  SOURCE OU CAPTAGE
-  conduite
-  VILLES
-  TRAITEMENT





CONSTANTINE
 Situation des collecteurs et des oueds



LEGENDE

-  OUEDS
-  COLLECTEURS
-  STATION D'ÉPURATION

ECHELLE:



CONSTANTINE

Situation des collecteurs et des oueds

C H A P I T R E I I

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

P R O C E D E D ' E P U R A T I O N

CARACTERISTIQUES DE LA POLLUTION ET

PROCEDES D'EPURATION

D'une manière générale une eau polluée est une eau dont le déversement à pour effet de provoquer ou d'augmenter la pollution du milieu receveur dans lequel elle est rejetée.

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

2.1. Origine des eaux usées

- Eaux usées urbaines
 - a)- Eaux usées domestiques
 - b)- Eaux de pluie et lavage de voiries (Reseau unitaire)
- Eaux usées industrielles
- Eaux usées de ruissellement

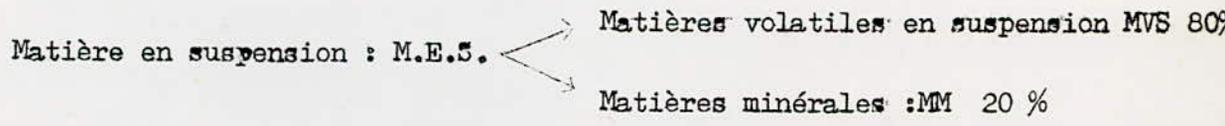
2.2. Critères caractéristiques des eaux usées

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

Elles constituent le dépôt obtenu au bout de 2 h dans une éprouvette conique graduée d'un volume de 1 litre.

On exprime en mg/l leur poids sec.

En général ces matières en suspension se décomposent en matières volatiles en suspension et en matières minérales.



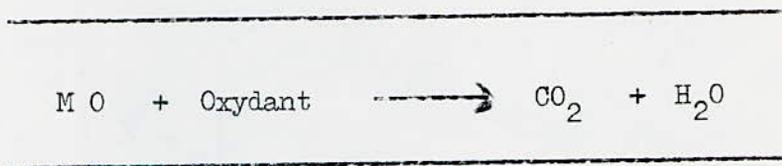
2.2.2. Demande biochimique en oxygène "DBO"

C'est la quantité d'oxygène exprimée en (mg/l) nécessaire pour oxyder les matières organiques présentes dans une eau usée avec l'aide des microorganismes. Par convention, on prend la valeur de la DBO, celle de la quantité d'oxygène consommée en 5 jours (DBO_5) à 20°C et à l'obscurité.

2.2.3. Demande chimique en oxygène DCO

C'est la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder chimiquement (sans l'intervention des micro-organismes) les matières organiques contenues dans l'effluent. Comme oxydant on utilise le Bichromate de potassium :

" $K_2 Cr_2 O_7$ " Oxydant puissant :



2.2.4. pH.

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

2.3. Réduction de la charge polluante

La charge polluante doit être réduite par une épuration des eaux usées qui est une succession d'opérations de transformation et de traitement.

Ce traitement sera fractionné en des opérations élémentaires : prétraitement, traitement primaire, traitement secondaire (biologique) et traitement tertiaire (chimique).

2.3.1. Prétraitement

Ce traitement est essentiellement conçu pour la protection de l'appareillage aval de la station contre le colmatage, l'abrasion et l'obstruction par rétention des matières grossières et volumineuses.

2.3.1.1. Dégrillage

C'est une technique utilisée pour l'élimination des matières de grandes dimensions. Les dégrilleurs sont implantés en tête de station pour retenir ou arrêter toutes les matières volumineuses dont il serait impossible d'assurer leur dégradation par voie biologique. Ils sont constitués de grilles métalliques avec un écartement variable des barreaux. Le nettoyage est exécuté manuellement ou mécaniquement. On a alors :

- Prédégrillage écartement (50 à 100 mm)
- Dégrillage moyen écartement (10 à 25 mm)
- Dégrillage fin écartement (3 à 10 mm)

2.3.1.2. Déssablage

Les déssableurs ont pour but de retenir les matières minérales et en particulier les sables, graviers. Enfin toutes les particules qui ont pour dimensions (0,2 mm) afin de protéger les conduites, les pompes et tout autre appareillage contre le dépôt et l'abrasion.

2.3.1.3. Déshuilage

Les déshuileurs ont pour opération d'éliminer ou d'extraire la couche de graisse contenue dans l'effluent. Ces appareils sont utilisés encore pour extraire les corps flottants moins denses que l'eau et cela pour combattre les risques de colmatage et les nuisances esthétiques.

2.3.2. Traitement primaire

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

2.3.3. Traitement secondaire (biologique)

Les matières non décantables ainsi que les matières organiques se présentent dans l'effluent sous forme colloïdales ou en solution ne peuvent être éliminées par les traitements physiques, d'où le recours à l'épuration biologique qui est un procédé naturel. On distingue les procédés intensifs : Lits bactériens et boues activées et les procédés extensifs : Lagunage.

2.3.3.1. Procédés intensifs

A.- Lits bactériens

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

Au cours de la percolation de l'eau à travers du lit, les matières organiques sont éliminées par le bio-film et on classe les lits bactériens suivant leur charge volumique "C_v".

- Lits bactériens à faible charge

Caractérisés par une alimentation intermittante et une hauteur de matériau filtrant variant de 1 à 2 m.

- Lits bactériens à forte charge

L'alimentation est continue à la hauteur du matériau filtrant varie de 2,5 à 5,0 m. La ventilation est naturelle lorsque la hauteur du matériau est inférieure à 5 m. Elle sera forcée lorsque la hauteur du matériau dépasse 5 m et le lit sera équipé d'une couverture.

Classification des lits bactériens suivant "C_v"

	Faible charge	Forte charge
C _v : DBO ₅ Kg/m ³ J.	0,08 à 0,32	0,32 à 1,00
C _H : m ³ / (m ² . h)	< 0,4	> 0,7

B.- Boues activées

La transformation biologique de la matière organique contenue dans l'effluent s'opère en 3 phases :

- Prolifération des micro-organismes constituant la boue activée.
- Formation de nouvelles cellules décroît quand la DBO_5 diminue.
- Par respiration endogène, la troisième phase comporte une baisse de cellules bactériennes et une minéralisation des matières organiques.

Pour qu'une boue activée se forme une épuration biologique il faut :

- Une nourriture suffisante : matière organique apportée par l'eau usée et surtout les éléments de base (N.P.).
- Limitation de la prolifération de cellules par extraction de la boue en excès.

Selon la charge on distingue :

a)- Les traitements à très faible charge

Caractérisé par une charge massique :

$C_m \leq 0,07$ Kg DBO_5 / J. Kg le rendement épuratoire peut atteindre les 95 % et cela grâce à une aération prolongée de temps de séjour

($t_s = 20$ h) et une charge volumique qui est inférieure à

$C_v \leq 0,35$ Kg DBO_5 / j. m^3 .

b)- Les traitements à faible charge massique

La charge massique C_m varie entre $0,7 > C_m > 0,2$ et une charge volumique qui varie entre $0,35 > C_v > 0,6$ le rendement d'épuration pouvant dépasser 90 %.

c)- Les traitements à moyenne charge

Appelé souvent procédé conventionnel, avec un temps de séjour de l'ordre de 3 à 6 heures, la charge massique fonctionnelle oscille entre $0,2 > C_m > 0,5$ et une charge volumique variant de $0,6 > C_v > 1,5$ et le rendement d'épuration peut atteindre 90 %

d)- Les traitements à forte charge

Avec un temps de séjour relativement faible, le rendement d'épuration se situe aux alentours des 85 %.

La charge massique supérieure à $C_m > 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{j. Kg MVS}$

La charge volumique supérieure à $C_v > 1,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{j. m}^3$.

2.3.3.2. Procédé extensif

- Lagunage

Est une méthode de traitement lorsqu'on possède de grandes surfaces de terrains constitué par un bassin en terre de grande surface et de faible profondeur dans lequel se déverse l'effluent.

A signaler que dans les régions chaudes et ensoleillées un tel traitement est intéressant du fait de la relative faible consommation d'énergie et leur facilité de contrôle et d'exploitation.

On distingue trois types de traitement par lagunage.

Lagunage aérobie

C'est un cas particulier des boues activées dans lequel le temps de séjours est plus important, les charges massiques et volumiques sont diminuées, sans raclage de la biomasse, le développement des algues assure l'oxygénation.

Lagunage anaérobie

La profondeur est de 3 à 4 mètres, où les M.E.S. décantent et subissent l'ensemble du processus. Le temps de passage est grand, pas de raclage de la biomasse.

Lagunage facultatif

Le processus de dépollution anaérobie et aérobie se trouvent associés. L'étang est composé d'une couche aérobie en surface ayant une profondeur de 1 à 1,5 mètre et la couche anaérobie en dessous dont l'épaisseur peut aller jusqu'à 4 mètres et entre 2 et 2,5 mètres.

On observe une couche facultative.

Conclusion

L'épuration biologique à pour but de ramener la pollution des eaux usées domestiques à un niveau très bas. Comme on a constaté qu'il existe des techniques intensives comme lits bactériens et boues activées.

Avec ces deux techniques, on peut limiter les surfaces utilisées, les risques pour l'environnement mais nécessité d'une exploitation suivie et très contrôlée.

Il existe des techniques extensives comme le lagunage. Elles ont pour inconvénients de demander des surfaces importantes. Aussi, en l'absence d'un sol imperméable, il se pose un problème d'étanchéage pour éviter la pollution du sous-sol et un curage périodique des dépôts inévitables.

2.4. Micro-organismes pathogènes dans les eaux usées risque sanitaire

La désinfection des eaux usées ne se justifie que par la présence de micro-organismes pathogènes dans celles-ci, et de risques directs ou indirects qui en découlent pour l'homme.

Afin de comprendre l'intérêt possible de la désinfection, il convient de se pencher sur les micro-organismes pathogènes à transmission hydrique, les mécanismes de la transmission hydrique et le risque sanitaire lié à leur présence.

Précisons, pour situer le problème sanitaire posé par le rejet d'eaux usées dans un contexte plus général, que l'eau est un milieu privilégié pour la dispersion et la transmission des micro-organismes pathogènes (du fait de sa fluidité). Mais, ce n'est pas le seul, et il ne faut pas oublier que des micro-organismes pathogènes peuvent être transmis par d'autres voies. On peut citer les transmissions par contacts directs, aérosols, morsures, infections des plaies, ingestion de pathogènes par des aliments contaminés ou souillés. On peut avoir combinaison de ces différents modes de transmission entre eux, et aussi avec une transmission hydrique.

Les eaux usées domestiques sont susceptibles de collecter, de transporter et de disperser un certain nombre de micro-organismes pathogènes qui se distribuent dans les classes génétiques suivantes : Bactéries - Virus - Pathogènes appartenant au règne animal (Amibes, Vers).

2.4.1. Les micro-organismes pathogènes

Les micro-organismes pathogènes à transmission hydrique constituent toujours un risque potentiel important sur la santé publique. La désinfection reste donc un maillon essentiel de la chaîne de traitement des eaux, maillon qu'il faut maîtriser parfaitement.

Les procédés de désinfection les plus employés dans la distribution d'eau sont les procédés chimiques, notamment le chlore, l'ozone ou le dioxyde de chlore. Il se trouve que ces désinfectants sont aussi des oxydants qui réagissent chacun d'une manière spécifique avec un certain nombre de polluants dans l'eau.

Pour essayer de comprendre comment agissent les substances agressives à l'égard des micro-organismes, il est utile de rappeler rapidement comment ceux-ci sont constitués.

- Les bactéries (Fig. 1)

Les bactéries sont des êtres unicellulaire de petites dimension (0,1 à 20 μ) possédant un métabolisme propre d'une manière autonome.

Les bactéries "pathogènes" vivent aux dépens de cellules vivante où elles puisent des protéines et où elles rejettent des toxines, provoquant ainsi des maladies infectieuses.

Les bactéries sont relativement sensibles aux conditions physico-chimiques du milieu dans lequel elles se trouvent et à l'action des divers produits désinfectants susceptibles de bloquer leur métabolisme interne, toutefois, certaines bactéries placées dans un milieu hostile peuvent éditer des "spores" qui résistent très bien aux agressions extérieures. Une spore replacée dans des conditions favorables redonne naissance à une colonie bactérienne.

- Les virus (Fig. 2)

Il s'agit d'organismes extrêmement petits (0,1 u) à la limite du monde minéral et du monde bactérien. Les virus sont des parasites intégraux qui se multiplient aux dépens d'une cellule hôte dont ils détournent le métabolisme à leur propre profit. Leur capsid externe très épaisse et leur métabolisme très réduit ont que les virus sont plus résistants aux agressions extérieures et à l'action des désinfectants que les bactéries. L'expérience montre que certains virus peuvent rester très longtemps -- quelquefois plusieurs mois -- dans un milieu inhospitalier; ils ne se reproduisent pas mais ils ne meurent pas.

-- Les pathogènes appartenant au règne animal: amibes, vers ce sont des êtres plus évolués que les bactéries et les virus, ils peuvent être unicellulaire (amibes : taille 50 u) ou pluricellulaire (vers). Ils ont un cycle de reproduction complexe et poursuivent généralement leur développement chez plusieurs hôtes successifs.

Ces organismes sont extrêmement résistants aux agressions extérieures, surtout lorsqu'ils sont sous forme de Kystes. Par contre, leur développement nécessite, en général, des conditions de température assez élevées (t) 20°C). Actuellement, ces parasites ne posent pas de problèmes cruciaux dans les pays à climat tempéré. Il n'en est malheureusement pas de même dans les pays à climat chaud.

2.4.2. Expression et modification du risque épidémiologique

Entre la dispersion de micro-organismes pathogènes par les eaux usées et une éventuelle manifestation morbide, de très nombreux facteurs peuvent intervenir pour modifier le risque sanitaire (généralement réduction et / ou ségrégation) et de ce fait compliquer son évaluation. La mise en évidence de relations causales incluant une transmission hydrique est généralement très difficile à établir en dehors des manifestations épidémiques.

Parmi ces facteurs , on peut distinguer ceux liés à la dispersion et au transfert des pathogènes à l'homme, ceux liés à la résistance de l'homme aux pathogènes avec lesquels il peut être en contact et ceux liés aux souches de pathogènes.

Le transfert de l'eau à l'homme de pathogènes peut se faire de façon directe ou indirecte.

- Le transfert direct correspond à la mise en contact de l'homme avec une eau contenant plus ou moins des eaux fécalisées. Le risque initial est modifié d'une part, par l'évolution spatio-temporelle des pathogènes dans l'eau usée et d'autre part, par la dilution de l'eau usée. La transmission directe intervient dans l'utilisation de l'eau.

- Le transfert indirect fait intervenir entre l'eau et l'homme un intermédiaire plus ou moins actif. C'est le cas général de la consommation d'aliments (l'intermédiaire) contaminés par les eaux usées (problème de l'irrigation des cultures maraichères par exemple). L'activité de l'intermédiaire peut permettre une reconcentration des pathogènes et par là même un accroissement du risque.

GERMES BACTERIENS	MALADIES
- Salmonella typhi et Para A, B, C	Fièvre typhoïde et paratyphoïde
- Shigella dysenteria	- dysenterie
vibrio cholerae	- cholera
Mycobacterium tuberculosis	- tuberculose
Proteus morganii	- diarrhées
Escherichia coli	- colère hémorragique

Quelques exemples de bactéries pathogènes.

GROUPE DE VIRUS	Nombre de types	MALADIES
Poliovirus	3	Poliomyélite
Echovirus	34	Maladies intestinales
Coxsackievirus A	24	méningites
B	6	méningites, myocardies
Hépatite type A	1	myalgies
		Hépatite infectieuse

Quelques exemples de maladies virales à transmission hydrique

Afin de limiter les risques sanitaires une désinfection des eaux s'avère obligatoire.

2.5. Chlore - Bioxyde de chlore - L'ozone dans la désinfection des eaux.

Désinfecter une eau usée, c'est éliminer les risques de contamination bactériologique et virologique; c'est le nombre de germes tests coliformes fécaux qui sert d'étalon de mesure.

On considère que, statistiquement, une eau usée contient à l'état brut 10^7 à 10^8 de ces germes et que, si l'on abaisse cette valeur de 4 puissances de 10, à partir de 10^8 , les risques de présence de germes pathogènes deviennent infimes.

Les réactifs chimiques utilisés sont les mêmes que ceux utilisés pour la stérilisation de l'eau potable: chlore, bioxyde de chlore, combinaison chlore-brome, ozone.

Comme l'effet des réactifs chimiques n'est pas immédiat, il faut prévoir un temps de contact de vingt à trente minutes aux doses habituelles.

2.5.1. Le chlore

(dose à envisager : 3 à 5 mg/l) présente l'inconvénient de former des produits d'addition: des chloramines avec l'ammoniaque et, avec les matières organiques, des organo-chlorés que l'on soupçonne d'être indésirables; il reste toutefois le plus économique.

La chloration est utilisée depuis longtemps pour son action bactéricide et apparait comme élément complémentaire de traitement indispensable dès lors que les eaux sont destinées à l'agriculture ou l'industrie.

Son action bactéricide s'explique par la destruction des enzymes indispensables à la vie des agents pathogènes.

Le chlore dissous dans l'eau réagit avec son solvant selon la réaction.



qui s'accompagne de la réaction secondaire



Le sens de déplacement de ces réactions dépend du pH de la solution.

Dans le domaine du traitement d'eau, le chlore est principalement utilisé pour: la prechloration, la Désinfection - le traitement anti algue.

2.5.2. Le bioxyde de chlore

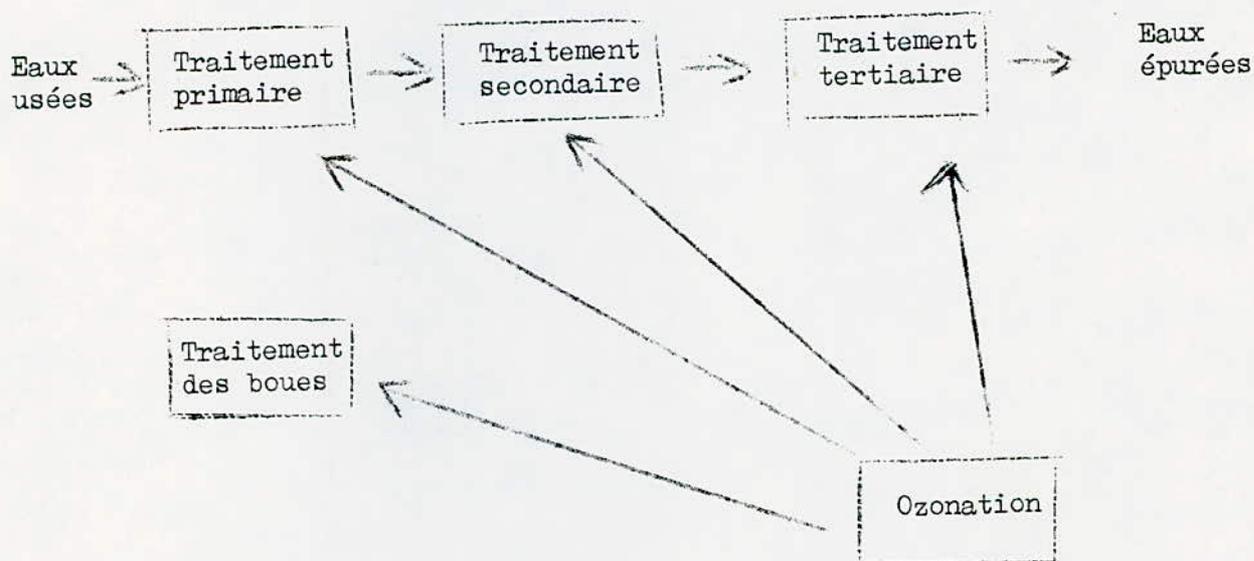
Comme la combinaison brome - chlore, dosé à 2 - 4 mg/l, évite la formation des chloramines, mais non celle d'organochlorés.

2.5.3. Ozonation

Vu la forte charge organique des eaux usées, l'ozonation est peu appliquée en tant que traitement unique ou principale, mais elle est utilisée en traitement tertiaire. Elle intervient dans des réactions d'oxydation surtout afin de détruire des composés indésirables vis-à-vis de l'environnement, si elle permet dans certains cas de supprimer les rejets elle contribue aussi à favoriser le recyclage des eaux pour une utilisation industrielle ou agricole. Dans ce dernier cas, l'ozone est utilisée dans un but de désinfection.

Lorsque le rejet des eaux usées domestiques a lieu dans le milieu naturel près d'une zone de baignade, ou en amont d'un point de pompage dans le but de rendre potable cette eau de surface, que le pouvoir désinfectant de l'ozone doit-être mis à profit.

A cela, il faut ajouter les possibilités d'automatisation qui font de l'ozonation une technique adoptable but recherché dans le domaine des eaux usées domestique.



Différentes possibilités d'ozonation dans une station d'épuration d'eaux usées

2.5.3.1. Nature de l'ozone

De différentes expériences destinées à démontrer la nature de l'ozone M. OTTO concluait: "L'hypothèse la plus logique pour expliquer cet ensemble de fait consiste à admettre" que l'ozone est une modification allotropique de l'oxygène". Ainsi ce gaz, baptisé auparavant ozone par SCHOUBEIN (se référant au grec qui veut dire sentir), ne se compose-t-il que d'oxygène dont l'association de trois atomes forme une molécule d'ozone.

Présent dans la stratosphère, l'ozone joue le rôle d'un filtre protecteur en absorbant partiellement les rayons solaires ultra-violet: tel est le cas de ceux dont la longueur d'onde est comprise entre 200 et 3000 nm et qui sont responsables d'erythèmes et parfois de cancers cutanés chez l'homme.

Enfin l'ozone à très faible concentration est présent dans toute l'atmosphère; certains phénomènes comme les orages, ou comme la conjonction de conditions climatiques et de polluants atmosphériques, augmentent localement sa concentration qui peut alors atteindre 0,3 à 0,5 PPM.

2.5.3.2. Production de l'ozone

L'ozone est donc un élément naturel. Ses voies de génération industrielles utilisant les procédés employés par la nature en les amplifiant et en les améliorant.

Ainsi, la principale méthode de synthèse de l'ozone consiste à soumettre un gaz contenant de l'oxygène (le plus souvent de l'air) à l'action d'une décharge électrique silencieuse. Ce principe qui est très simple est appliqué dans des appareils générateurs appelés OZONEURS. Ceux-ci n'ont besoin pour fonctionner que d'être alimentés par deux ou trois éléments de base: de l'énergie électrique, de l'air (ou un mélange gazeux oxygéné voir de l'oxygène) et de l'eau pour le refroidissement des générateurs; avec de tels besoins, l'ozone peut-être fabriqué en situ dans la majeure partie du globe terrestre.

- L'ozone doit être dosé entre 8 et 12 mg/l. Cette solution est plus coûteuse en investissements (les frais d'exploitation, par contre, sont parfois moins élevés). Les produits d'addition qu'il peut former disparaissent rapidement. De plus cet oxydant puissant à une action plus parquée que les autres sur les virus. Accessoirement, il a un pouvoir certain de dévaloration.

2.5.4. Les mécanismes intimes de la désinfection

Les mécanismes d'action du chlore à l'égard des bactéries sont les mieux connus.

Très schématiquement, on peut dire que le métabolisme bactérien consiste à synthétiser de la matière vivante à partir des composés organiques ou minéraux (C, O, H, N) dissous dans l'eau, grâce à l'apport énergétique des réactions chimiques exothermiques (oxydation du glucose). Réactions de synthèse et réaction énergétique. Sont catalysés par des substances chimiques émises par la bactérie. Les enzymes qui sont, en quelque sorte les chevilles ouvrières du processus. Le chlore a la propriété de s'introduire à l'intérieur de la cellule bactérienne et d'y bloquer tout ou partie de l'activité enzymatique.

- Le Dioxyde de chlore qui a une efficacité bactéricide voisine à celle du chlore, agit probablement suivant un processus analogue.

- Les mécanismes d'action de l'ozone sont certainement plus complexes. Divers travaux semblent montrer que les sites principaux d'attaque se situent au niveau de la membrane bactérienne, notamment par destruction par O_3 de la double liaison des lipides. Ceci expliquerait la rapidité d'action de l'ozone, beaucoup plus grande par certaines espèces bactériennes que celle du chlore.

En ce qui concerne les virus qui n'ont pas de système enzymatique propre, on pense généralement que les désinfectants agissent sur la capsid e et détériorent en particulier le système d'accrochage à la cellule hôte. L'ozone est donc un désinfectant de choix pour l'élimination des virus.

2.5.5. Les conditions pratiques d'une bonne désinfection

. APPROCHES EXPERIMENTALES

- L'ozone a une cinétique d'attaque sur les virus beaucoup plus grande que le chlore ou le dioxyde de chlore. C'est là son gros avantage.

. Les virus sont beaucoup plus résistants que les bactéries. Ceci pose un problème à certains hygiénistes qui pensent que les normes actuelles basées sur des dénombrements de bactéries - test sont insuffisantes.

- Le chlore libre mesuré en solution aqueuse est en fait dissocié en acide hypochloreux (HClO) et ions hypochlorites (ClO^- or seule la forme acide hypochloreux est réellement désinfectante. Cette dissociation dépend du pH, il s'ensuit que lorsque le pH augmente, l'efficacité de la chloration à dose égale diminue.

L'ozone et le dioxyde de chlore échappent à cet inconvénient.

- Le chlore se combine avec l'ammoniaque pour former des composés chloraminés NH_2Cl , au faible pouvoir désinfectant. Ses réactions sont très gourmandes en chlore: environ 10 ppm de chlore pour 1 ppm d'ammoniaque.

Sur une eau contenant de l'ammoniaque, il faudra donc traiter au delà du break point si l'on veut avoir une concentration en chlore résiduel actif suffisante. L'ozone et le dioxyde de chlore échappent à cet inconvénient.

- Les matières en suspension dans l'eau servent de sites de protection aux micro-organismes. En pratique la désinfection devra-être mise en oeuvre sur une eau clarifiée.

Notons à ce propos, que les traitements de clarification participent grandement à l'élimination des micro-organismes.

- Les variations de température, dans les limites généralement admises pour la distribution d'eau ne paraissent avoir qu'une influence du 2^e ordre sur les réactions de désinfection. La température n'intervient qu'indirectement.

. Dans le cas du chlore, sur le pourcentage de dissociation HOCl/ClO^- , la proportion de HOCl étant plus grande à basse température.

- Dans le cas de l'ozone, sur la dissolution dans l'eau qui est favorisé à basse température.

2.6. Désinfection et oxydation chimique

Le but de la désinfection est la destruction des organismes pathogènes et par conséquent la prévention des maladies d'origine hydrique.

- Le principal but de l'oxydation est de rendre les ions de certaines substances dans une forme qui est facilement à l'éliminer de l'eau (Fe, Mn) ou améliorer l'odeur et le goût de l'eau.

- Le but de réduction est d'éliminer certains ions de l'eau (Cr VI) ou éliminer l'excédant de désinfectant.

Il faut souligner que certains microbes peuvent-être éliminés par la coagulation et floculation par exemple les cystes d'amibes, la plupart des bactéries, certains virus (coxié).

Aussi, l'ultrafiltration est osmose mène à l'élimination des germes pathogènes, il faut aussi tenir compte que :

- Salmonella typhi peut servir des mois dans l'eau,
- vibro comma (cholera) peut survivre presque une semaine,
- Shigella et salmonelles (Typhi et paratyphi) et Pseudomonas survivent longtemps dans l'eau
- Anaebe peut-être éliminés par filtration,
- Schistoma mansoni survit dans l'eau,
- Certains nematodes sont porteurs de bactéries et virus
- Certains virus sont très résistant au désinfectants,
- Les microorganismes encapsulé ou en forme de spores sont plus résistants à la désinfection que les formes végétatives.

Il faut noter que si l'eau pour la distribution est correctement traitée, l'incidence des épidémies causées par les maladies hydriques est négligeable.

Dans la pratique, il est indispensable de désinfecter les parties de réseaux qui viennent d'être mises en service après la pose ou réparation. Le service intermittent est très dangereux, étant donné que les réseaux vides peuvent aspirer les, eaux d'égouts. Il faut se rendre compte que dans les eaux potables la phase de croissance exponentielle de développement des bactéries ne dure pas longtemps, étant donné que les substances nutritives sont épuisées. Le développement des micro-organismes est influencé aussi par des conditions physiques par exemple la température, pression osmotique, pression hydrostatique, lumière etc...

Au point de vue substances bactériostatiques et bactéricides est décisant. Les agents bactéricides tuent généralement une partie des cellules vivantes, présentes dans l'eau.

La désinfection de l'eau ne dépend pas seulement d'agent utilisé, mais aussi de la sensibilité des microorganismes à la température donnée, le temps d'exposition et le nombre d'organismes présents par unité d'eau.

2.6.1. La loi fondamentale selon laquelle se règle la désinfection est la loi de CHIK

$$N_t = N_0 e^{-Kat}$$

$$\text{ou } \log_{10} \frac{N_t}{N_0} = -Kat \quad \text{ou } \frac{\log N_t \times 100}{N_0} = \text{Log \% de survie}$$

$$= \text{Log } 100 \frac{Kat}{2,5}$$

N_0 = nombre de cellules avant le traitement

N_t = nombre de cellule après le temps t

K_a = constante de décomposition apparente qui dépend de la concentration "C" du désinfectant.

$$\frac{K_a}{2,3} = \frac{K}{2,3} C^n t$$

en conséquence

$$\log N \% = \log N_0 \% - \frac{K}{2,3} C^n t$$

n = coefficient de la concentration du désinfectant.

La valeur du coefficient n peut-être obtenue à partir de deux courbes de survie, pour le pourcentage de la survie donné.

$$C_1^n t_1 = C_2^n t_2$$

$$n \log C_1 + \log t_1 = n \log C_2 + \log t_2$$

$$n = \frac{\log \frac{t_2}{t_1}}{\log \frac{C_1}{C_2}}$$

* Exemple: pour une souche de bactéries 90 % sont tués soit par 0,2 ppm Cl₂ en 4 minutes, soit par 0,1 ppm de Cl₂ en 10 minutes

$$n = \frac{\log \frac{10}{4}}{\log \frac{0,2}{0,1}} = \frac{\log 2,5}{\log 2} = 1,33$$

2.6.2. Le temps de désinfection (temps dans lequel 99,5 % des bactéries sont tuées)

La constante K (cte cinétique) dépend du bactéricide. En principe, avec des souches pures nous pouvons trouver une bonne correspondance avec la loi de CHICK.

Dans la pratique nous n'avons jamais à faire avec une souche pure (plusieurs micro-organismes ou plusieurs variétés avec des résistances différentes au désinfectant, le désinfectant est consommé par d'autres matériaux organiques, les bactéries peuvent-être protégées par des matières en suspension, mauvaise technique de mélange du désinfectant avec l'eau.

	Cl ₂	ClO ₂	O ₃
Action bactéricide	0,1 - 0,2 mg/m ³ 10 à 15 mn	0,1 - 0,2 mg/m ³ 5 à 10 mn	0,1 - 0,2 g/m ³ 1 à 2 mn
Action virulicide	0,3 - 0,5 mg/m ³ 30 à 45 mn	0,3 à 0,5 30 mn	0,4 g/m ³ 4 mn

2.6.3. L'efficacité globale du traitement par des germicides doit être exprimée toujours comme la dose nécessaire du désinfectant pour pouvoir tuer X % d'organisme dans le temps t.

Ou comme le temps de contact nécessaire de tuer X % d'organismes.

Exigence des résultats comme zéro germe est abérant si nous examinons la loi de CHICK nous trouvons que la fraction $\frac{N}{N_0}$ peut atteindre la valeur zero dans un temps infini seulement, le résultat zéro germe dépend de la sensibilité de technique des analyses.

2.6.4. L'effet du pH et des sels

Le pH à l'influence sur la désinfectant. Aussi les changements du pH peuvent, influencer la vitesse de désinfection. C'est pourquoi les expérimentation doivent être faites avec l'eau à distribuer.

2.6.5. Action des désinfectant sur une cellule vivante

Parce que la plupart des désinfectant sont des oxydants on a longtemps cru que l'effet est basé sur le potentiel Redox.

La théorie actuellement agréée juge que le paramètre essentiel de pouvoir bactéricide est la vitesse de diffusion d'agent par la paroi cellulaire, le désinfectant doit détruire ou modifier un groupe d'enzyme. On suppose que ce sont les enzymes protéiniques contenant le groupe SH qui règle les réactions d'oxydation réduction à l'intérieur de la cellule. Cette action doit être tellement rapide que restauration de la synthèse enzymatique induite ou l'adaptation génétique soit impossible

2.6.6. Chlore

Il a été utilisé la première fois en 1902 en Belgique (comme chaux chloré) et en 1910 comme chlore liquide aux U.S.A.

Chlore en se dissolvant en eau s'hydrolyse très rapidement.



La constante d'hydrolyse K_h est formulé comme suit:

$$K_h = \frac{(\text{H}^+) (\text{Cl}^-) (\text{HOCl})}{\text{Cl}_2}$$

L'acide hypochlorique se dissocie en HOCl \rightleftharpoons $\text{H}^+ + \text{OCl}^-$

avec l'équilibre $K_A = \frac{(\text{H}^+) (\text{OCl}^-)}{\text{HOCl}}$

Aussi, les hypochlorites (de sodium et calcium) introduites dans de faible concentrations dans l'eau se dissocient selon les réaction sur mentionnées. Toutes les deux constantes dépendent de la température.

Temps	0°	25°C
KH.10 ⁴	1,5	4,5
KA 10 ⁸	2,0	3,7

On considère que la forme qui a l'effet germicide le plus important est HOCl, par exemple dans une solution de 10 ppm de Cl₂ total.

à pH 2	—————	99,6 % comme HOCl
à pH 3	—————	99,96 %
à pH 4	—————	99,99 %

La distribution percentuelle entre HOCl et OCl⁻ peut-être calculée comme suit :

$$\frac{\text{HOCl} \times 100}{\text{HOCl} + (\text{OCl}^-)} = \frac{100}{1 + \frac{(\text{OCl}^-)}{\text{HOCl}}} = \frac{100}{1 + \frac{\text{KA}}{(\text{H}^+)}}$$

Exemple à 20°C et pH 8

$$\text{HOCl \%} = \frac{100}{\frac{1 + 3,3 \cdot 10^{-8}}{10^{-8}}} = \frac{100}{4,3} = 23,25$$

L'hydrolyse et la dissociation du chlore dissout sont des réactions rapides. L'efficacité de la désinfection par chlore est indépendante du produit utilisé - chlore gazeux, hypochlorite de sodium ou de calcium.

La vitesse de dissociation de HOCl est tellement élevée que l'équilibre entre HOCl et OCl^- est bien maintenu que HOCl est continuellement consommée. Le pourcentage relatif à HOCl et OCl^- peut être exprimé comme fraction de pH. L'efficacité du chlore comme désinfectant diminue avec accroissement du pH (décroissement du contenu de HOCl). Cette relation peut-être exprimée:

$$R = A \frac{1 + \frac{K A}{(H^+)}}{1 + B \frac{K A}{(H^+)}}$$

R = total contenu en cl libre de total de cl qui existe dans l'eau sous forme de Cl_2 moléculaire, HOCl et (ClO^-) .

A = HOCl (seul) exprimé comme Cl_2 , nécessaire pour tuer 99 % des germes en 30 minutes pour la température et pH donné.

B = ration d'efficacité germicide de OCl^- et HOCl

Exemple pour E. Colli A = 0,005

B = 0,012 - HOCl est 80 fois efficace que OCl^-

pour E. Histolica B = 0,0065 - 0,00833

Cela signifie que HOCl est 150 - 300 fois plus efficace que OCl^-

En conséquent R peut-être évalué pour différent pH

2.5.6.1. Chlore combiné

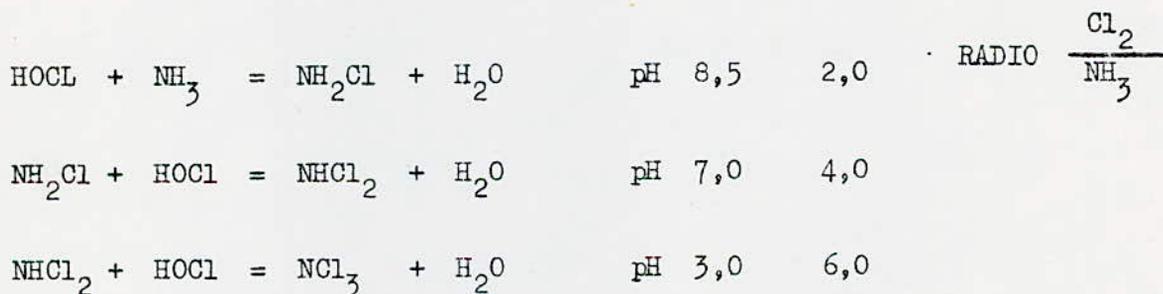
Chlore combiné est défini comme chlore dissout en eau dans combinaison chimique avec amoniaque et composés organiques aminés. Dans cette forme le chlore reste germicide.

2. .6.2. Total chlore-active

Le total chlore active représente la somme du chlore libre et combiné exprimé comme Cl_2 .

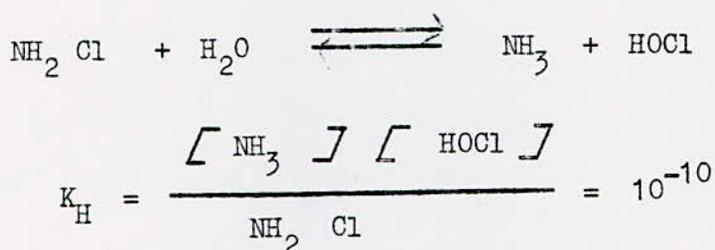
- Les combinaisons du chlore avec amoniaque ou les amines ou les aminoacides se produisent au cours de la chloration des eaux contenant des dérivés d'amoniaque. Ainsi, dans certains cas les chloramines sont produits exprès en ajoutant l'amoniaque dans l'eau. Les propriétés germicides des chloramines sont beaucoup moins importantes que le chlore libre. Les doses nécessaires sont plus importantes où le temps d'action doit être considérablement prolongé.

Les chloramines sont produites selon les réactions suivantes :



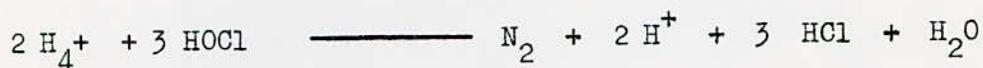
Au point de vue de la cinétique la première réaction est beaucoup plus rapide que les autres. La formation du trichloramine doit être évitée, étant donné que NCl_3 cause un goût et une odeur désagréable. Dans les conditions de technique des eaux on travaille dans les limites de pH 5 ÷ 8,5 avec le radio $\frac{\text{Cl}_2}{\text{NH}_3}$ 3 ÷ 4.

On suppose que l'agent actif dans la chloramination est HOCl qui se libère à la base d'hydrolyse :



Il est évident que la formation de HOCl est très lente, d'où action prolongée des chloramines.

Si le ratio $\frac{\text{Cl}_2}{\text{NH}_3} \geq 6$ l'ammoniaque est décomposée :



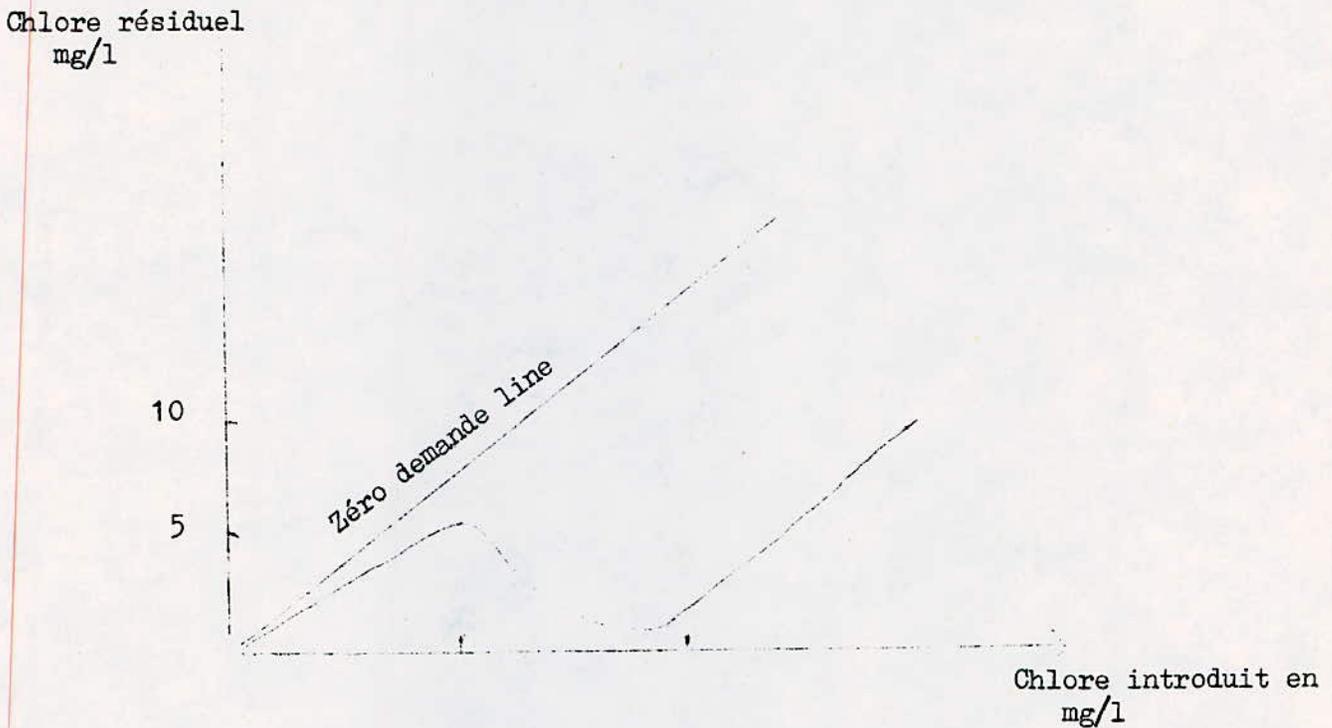
2.6.6.3. Chloration à break - point (point critique)

De la réaction précédente il est évident qu'on peut éliminer l'ammoniaque par l'oxydation, par chlore. Si nous addons à l'eau qui ne contient pas de matières consommentes, le chlore contenu résiduaire doit être équivalent à la quantité addée.

Parfois, on constate, que la dose de chlore au lieu d'augmenter régulièrement, passe par un maximum puis décroît, passe par un minimum (break point) et croît ensuite régulièrement.

Si on met dans un diagramme en corrélation le chlore résiduaire trouvé après un certain temps en mg/l et la quantité du chlore introduite en mg/l nous trouvons :

- dans le premier cas une droite qui s'appelle zéro demande line en deuxième, cas une courbe décrite au dessus. Après le passage du point critique nous obtenons une droite parallèle à zéro demande line.



Passage au maximum est dû à la consommation par matière organique et la formation de $\text{NH}_2 \text{Cl}$. Au maximum nous avons atteint le point de la formation de $\text{NH}_2 \text{Cl}$, NHCl_2 et N_2 . Le point critique correspond à la formation de NCl_3 .

Certains auteurs jugent qu'au point critique nous pouvons obtenir l'eau bien décolorée et sans goût désagréable.

2.6.6.4. Demande du chlore

Une valeur très importante est la détermination de la demande en chlore.

2.6 6.4.1. Préparation de l'eau chlorée

Dans un ballon avec les cristaux du permanganate de potassium on ajoute goutte à goutte l'acide Hydrochlorique concentré.

Le chlore est absorbé par barbotage dans l'eau distillée. Le gaz résiduaire passe par une solution de la soude caustique pour retenir les traces du chlore. L'eau chlorée peut être conservée dans des flacons en verre brun à froid. Pour les essais on prépare l'eau chlorée diluée d'une concentration de 200 mg/l du chlore actif. L'eau chlorée est dosée par une burette.

2.6.6.2. Essais de chloration

On met 500 à 1000 ml d'eau à traiter dans 10 fioles Erlenmeyer à cole rodé. On ajoute les différentes doses de l'eau chlorée. On ferme les fioles agite et met pour un temps et à la température déterminée dans l'obscurité. Après ce temps déterminé on agite de nouveau et détermine la dose de chlore résiduel.

La demande en chlore est donnée par la différence entre la quantité introduite et trouvée comme chlore résiduel. Pour déterminer le break point on ajoute soit selon la quantité du NH_3 trouvée dans l'échantillon soit selon la quantité de NH_3 induite dans les rations de masse 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 12, 20 et 32 et on dresse la courbe.

La consommation du chlore peut être exprimée comme fonction du temps de contact :

$$D = D_1 t^n$$

D = demande en chlore en ppm

D_1 = consommation du chlore dans une heure

t = temps en heure

$$\log D = \log D_1 + n \log t$$

Il est important que pour les matières inorganiques comme Fe^{++} , S^{2-} , NH_4^+ , la valeur de n est basse (0,01 ÷ 0,05) mais pour aminoacide et protéines $n = 0,1 \div 0,2$. Cet effet peut indiquer la consommation du chlore par les composés organiques.

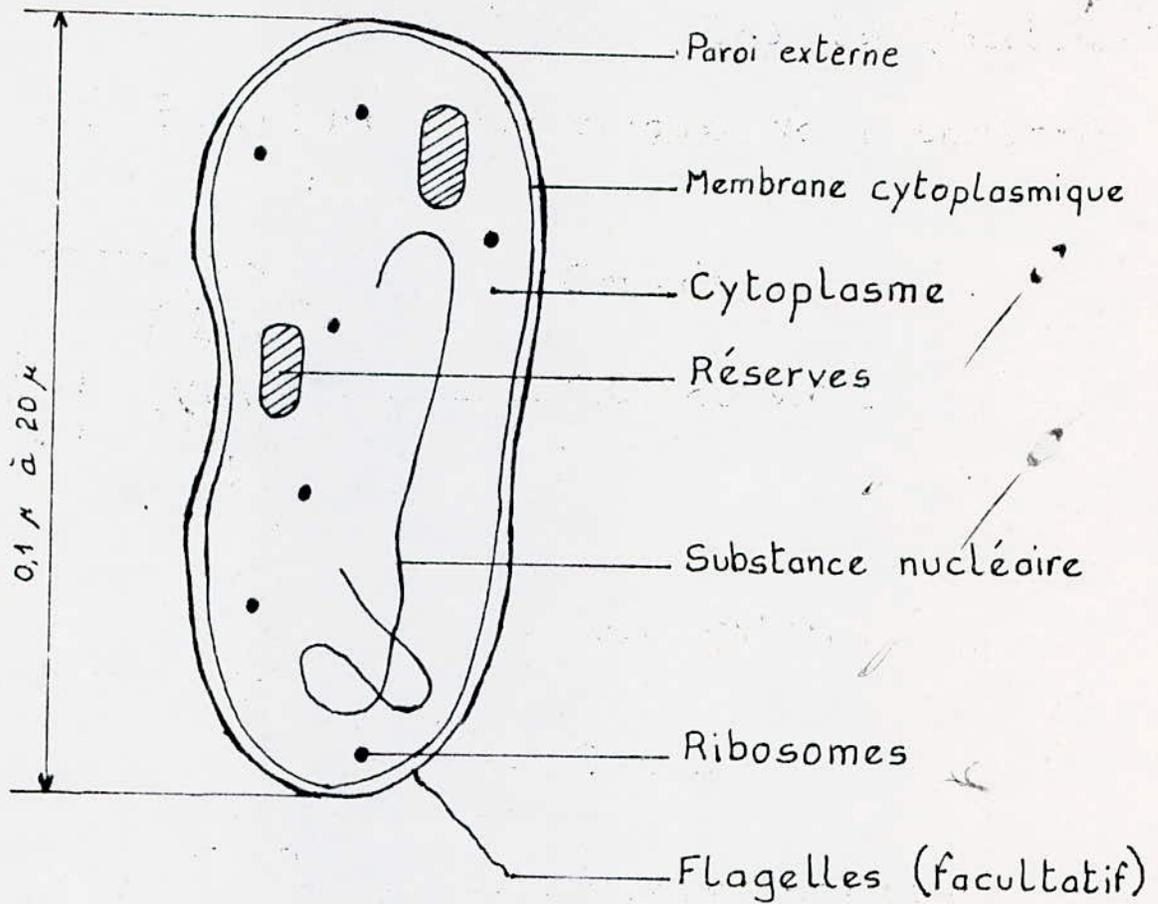


Fig. 1. Structure schématique de la bactérie

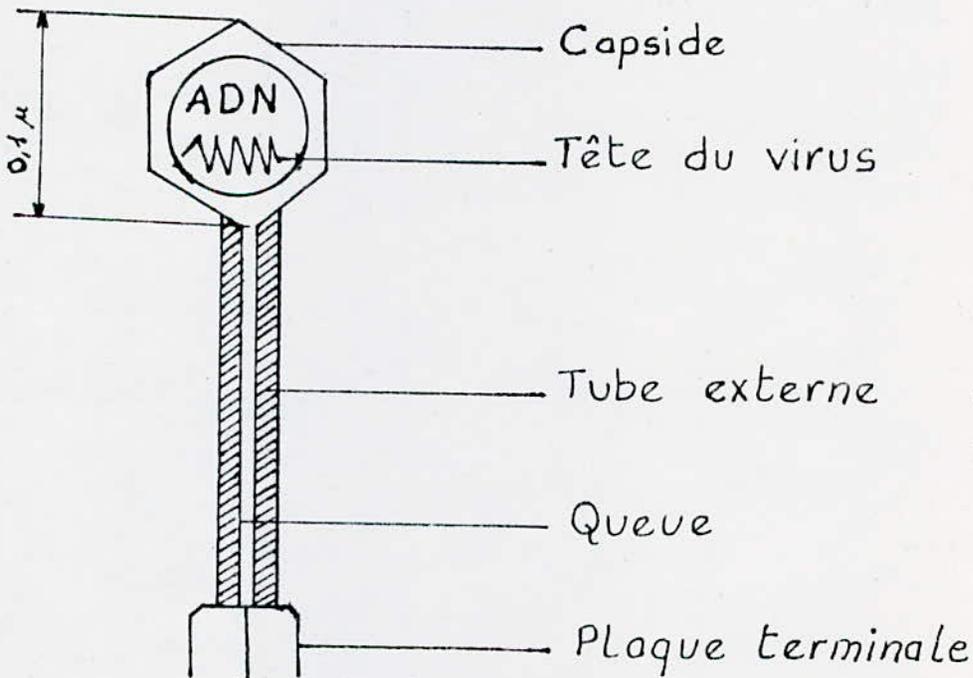


Fig. 2. Structure schématique d'un virus

C H A P I T R E I I I

TRAITEMENT DES BOUES

T R A I T E M E N T D E S B O U E S

L'épuration biologique des eaux usées s'est révélée être un processus générateur de production de boues. La bonne marche de la station d'épuration est conditionnée par l'extraction des boues. Et selon la constitution de la filière de traitement adoptée, les boues se présentent soit à l'état liquide, soit à l'état solide ou pâteuses.

3.1. Composition et structure des boues

Les compositions et propriétés des boues sont extrêmement variables selon leurs conditions d'utilisation.

3.1.1. Boues primaires

Généralement les boues primaires sont toujours un peu plus riches en matières solides que les boues secondaires sans toutefois que le pourcentage puisse dépasser (5 % de matières solides).

La composition fait montrer:

- des particules minérales (MES)
- des graisses et hydrocarbures lourds
- des déchets de papiers
- des débits végétaux et animaux etc...

La couleur de ces boues est gris-noir, sont très pauvre en oxygène et dégagent une odeur caractérisant des milieux anaérobie.

3.1.2. Boues secondaires

Ces boues secondaires sont brunes, plus ou moins sombres que les boues primaires et ont une odeur d'humus. Elles contiennent généralement moins de 1,5 % de solides en suspension et 70 % à 80 % de ces solides volatiles en suspension (M.O)

A signaler que la teneur en eau de ces boues est variable suivant qu'elles proviennent:

- d'un décandeur primaire (95 à 97 %)
- d'un décandeur secondaire après un bassin de boues activées (98 à 99,5 %).

3.2. Stabilisation des boues

Elle consiste à amener les matières organiques présentes dans des conditions, ne leur permettant la reprise spontanée en fermentation pour empêcher la prolifération des micro-organismes et la réduction du volume des boues.

3.2.1. Stabilisation aérobie

C'est une oxydation prolongée des boues fraîches, sans reclage de biomasse, les micro-organismes passent à phase endogène durant l'aération prolongée et par conséquent l'auto-oxydation des cellules est réalisée.

3.2.2. Stabilisation anaérobie

C'est une fermentation continue anaérobie, sans reclage biomasse, cette stabilisation anaérobie conduit dans un premier temps à la production d'acides volatiles et dans le second temps à une fermentation méthanique produisant du gaz "méthane" à partir des acides volatiles.

3.2.3. Stabilisation anaérobie chauffée

Le chauffage du fermenteur rend généralement la station autonome du point de vue énergétique. La stabilisation obtenue est excellente car elle se traduit par une réduction de 45 à 50 % des matières organiques et le temps de séjour varie entre 30 jours avec (fermentation chauffée 30° à 35°) à 90 jours avec fermentation non chauffée.

3.2.4. Stabilisation anaérobie non chauffée

La déshydratation des boues ainsi stabilisées est meilleure qu'en traitement aérobie, seulement le temps de passage est assez important.

3.3. Epaissement

On emploie cette technique lorsqu'on dispose de boues très riches en eau (95 % et plus). Ce processus aura pour but d'avoir surtout:

- Des concentrations maximales de boues;
- Réduction du volume des boues;

Et on distingue deux techniques d'épaississements les plus employées.

3.3.1. Epaissement statique

L'épaisseur est un décanteur statique muni d'un mécanisme racleur tournant à faible vitesse pour améliorer la sédimentation et le tassement des boues, mais le temps de séjour est plus important que dans le décanteur.

3.3.2. Epaissement par flottation

Il est réalisé en produisant au sein des boues des microbulles d'air formées par dépressurisation, se fixent sur les floes et agissent comme les frotteurs qui assurent la mise en mouvement du solide vers la surface libre.

La séparation des matières solides et l'air est obtenue par raclage.

3.3.3. Epaissement par élutriation

Cette opération se fait généralement après le digesteur, consiste à un lavage de boues provenant du digesteur avec l'eau claire pour améliorer la qualité de la boue.

* PREMIERE PHASE HORIZON 1990

La quantité de boues disponible même en première phase est très importante.

Etant donné la situation actuelle, il semble intéressant de réutiliser la boue dans l'agriculture puisque sa valeur comme engrais est certaine vu ses teneurs en éléments fertilisant (N, P.K) et vu sa valeur comme amendement (apport C/N).

Au début lors de la première phase, la boue peut-être séchée sur des lits de séchage, pour être utilisée après dans l'agriculture sans traitement supplémentaire.

La valorisation agricole de la boue, en particulier sous forme liquide, a des avantages certains:

- a. Elle offre la possibilité de récupérer de la matière organique;
- b. C'est un système économique de traitement des boues;
- c. Elle offre une bonne flexibilité puisque de nombreuses terres de culture sont disponibles;

- Cependant les limitations existent :

- a. L'aspect hygiénique pour prévenir le développement d'organismes pathogènes;
- b. L'application au sol de très hautes concentrations de métaux lourds;
- c. Les coûts de transport et les problèmes de réglementation liés au transport des boues.

Pour l'emploi en agriculture ou en horticulture, il est extrêmement important d'avoir une bonne information sur la composition de la boue afin de voir quelle est sa meilleure destination (manque de station pilote) : Les champs ou les jardins.

Pour des boues municipales , on peut donner une composition approchée relative à 100 % de M. S. (Selon les investigations de DE HAAN dans diverses installations d'épuration au PAYS-BAS).

PARTIE ORGANIQUE	:	19 - 60 %
N Total	:	0,5 - 3 %
PO ₄ ⁻³	:	1 - 10,8 %
K	:	0,02 - 0,25 %
Ca	:	1,3 - 10 %
Mg	:	0,04 - 0,41 %
Fe	:	0,5 - 3,6 %
Cu	:	100 - 4350 PPM
Cr	:	0 - 2600 PPM
Zn	:	700 - 5400 PPM
Pb	:	300 - 1050 PPM
Cd	:	0 - 300 PPM
Ni	:	0 - 900 PPM

Comme suite aux récentes expérimentations en Europe et en Amérique on peut conclure que :

1. La boue constitue un excellent amendement du sol: il sont cependant être prudent. Surtout pour des sols sablonneux pourvues dans lesquels l'adsorption de métaux est si faible que ceux-ci sont facilement lixiviés et se retrouve dans les eaux souterraines. Certains composants des boues augmentent ou changent la mobilité de ces ions métalliques comme par exemple les acides et certains composés organique. L'addition de boue au sol a souvent temporairement on effet acidifiant vu l'intense nitrification qui se passe.

2. L'emploi de la boue comme engrais sur les pâturages a ses limites d'application vu la présence d'organismes pathogènes. C'est pourquoi, on conseille d'asperger les prairies en hiver. On peut tolérer jusqu'à 75 mg de C.U. par Kg de sol. On devrait limiter à environ 1 tonne de M.S./ha. ou la dose de boue à répandre sur les champs.

En première phase on pourrait approvisionner une surface en fonction de la quantité de M.S.

$$\frac{\text{M.S. t/j} \times 365 \text{ j/an}}{1 \text{ t/ha. an}} = \text{ha}$$

3. Diverses expérimentations ont lieu actuellement de par le monde afin de déterminer les quantités optimales de boues à doser par récolte.

C'est surtout les composés azotés qui jouent un rôle important comme engrais.

Une grande différence existe naturellement entre l'application de boue à des plantations d'arbres fruitiers et d'arbustes et l'application à des légumes ou à des moissons.

Quelques exemples. Selon J. VAN DEN BURG 1978)

- Peupliers et saules : 20 tonnes M.S. / ha 1 x /4 ans
- Fevillus : 10 tonnes M.S. / ha x/4 ans
- Récoltes de légumes : doses de test jusqu'à 55 tonnes M.S./ha an (S. YE HANN 1977)

* DEUXIEME PHASE (HORIZON 2000)

Pour la deuxième phase (à partir de 1990), on devra tenir compte de l'industrialisation et de la mécanisation de plus en plus avancée de l'agriculture, ce qui aura tendance à diminuer l'utilisation de la boue.

En effet, si nous prenons l'exemple de l'Europe occidentale nous constatons que l'utilisation de la boue se fait de moins en moins dans l'agriculture. La raison étant l'utilisation à très grande échelle d'engrais chimique, dont l'application est rendue fort aisée par les moyens mécaniques modernes. Les installations existantes d'épuration des eaux ont très difficile à trouver un marché pour leur boue chez les Fellah.

On devra prendre en considération des traitements alternatifs pour se défaire des boues.

Dans les grandes lignes, les possibilités suivantes sont à concevoir :

1. Le séchage des boues sur des lits de séchage :

Le climat de Constantine est favorable pour un séchage efficace.

Ce type de traitement pose néanmoins deux problèmes : l'hygiène et coût de transport.

2. Déshydratation mécanique, ce qui limite les volumes de boues et par conséquent, les coûts de transport

* Les systèmes de déshydratation sont :

- Les centrifugeuses
- Les filtres sous vide
- Les filtres - presses

= Centrifugation

Elle a pour but d'accélérer la sédimentation des particules et la séparation entre solides et liquides sous l'incidence des forces centrifuge.

= Filtration sous vide

La filtration sous vide est l'une des méthodes la plus courante de déshydratation des boues résiduelles. Cette technique déshydrate une suspension qui a pour but de retenir les matières solides et laisser passer l'eau.

= Filtration sous pression

Cette technique permet d'ôter l'eau libre et l'eau interstitielle contenue dans la boue. L'opération se réalise en quatre (4) phases :

- Remplissage des plateaux;
- Filtration sous pression de (10 à 15 bars);
- Débatissage c'est-à-dire (ouvrir les plateaux);
- Rebatissage (refaire les mêmes opérations).

C H A P I T R E I V

ETUDE DU REJET ET IMPLANTATION DE LA S. E.

Etude du rejet

Introduction

L'établissement d'un projet de station d'épuration exige obligatoirement une connaissance des caractéristiques de l'effluent à traiter (débit, qualité....).

La phase, donc essentielle de la conception d'une station est la détermination du flux qu'elle devra recevoir. Et la qualité de l'enquête (étude) sur la pollution dépend de la façon dont il sera possible de l'organiser. Outre des suggestions d'échantillonnage et d'analyse, cette organisation est tributaire des conditions de mesure de débit et de l'endroit choisi pour réaliser les prélèvements. Autrement dit, la mesure du flux polluant fait intervenir une suite de démarches nécessitant une méthode et un matériel appropriés:

- Mesure de débit
- Prélèvements des échantillons
- Conservation des échantillons
- Analyse des échantillons

Mesure du débit

Par manque de moyens de mesure du débit on a recours à une estimation à partir du volume consommé par jour et par habitant (dotation). En tenant compte du fait que l'eau utilisée n'est évacuée qu'au taux de 70 à 80 %, On adoptera les valeurs données dans le tableau ci-après

Année	Dotation l/ha/j	Population	Débit à 80 % m ³ /j
1984	120	435 000	41 760
2000	216	822 506	142 129

Prélèvements des échantillons

L'évaluation de la population 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 influent directement sur les résultats d'analyse.

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.

Lieu de prélèvement

Les échantillons ont été prélevés en aval de l'oued KLEB (voir planche N°)

Horaire de prélèvement

La composition des effluent, domestiques varie dans le temps au cours de la journée. Les horaires de prélèvement doivent donc être judicieusement réparties, l'idéal étant de pouvoir continuer les prélèvements pendant la nuit. Le prélèvement est réparti sur une durée de 7h 30 (de 8h 30 à 16h) avec un espacement de 1h 30 mn.

Echantillonnage

Nous avons réalisé deux échantillonnages, respectivement au cours des journées du Dimanche 01/04/84 et du Mercredi 04/04/84 afin de mettre en évidence les variations du flux horaire de pollution.

Nous avons effectué des prélèvements espacés de 1h 30 mn; les analyses ont été portées sur chaque échantillon séparément.

Conservation des échantillons

Afin d'éviter une modification des principaux indices de pollution avant l'analyse, ces échantillons doivent être transportés dans 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.

Organisation du travail

Les échantillons ont été analysés au laboratoire de traitement des eaux de l'I.N.R.H. de Constantine.

Quantification de la pollution

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

- Demande biochimique en oxygène DBO_5
- Demande chimique en oxygène DCO
- Matières en suspension MES

Méthodes d'analyses

D C O = Demande biochimique en oxygène.

Principe

Oxydation par un excès de bichromate 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 des sulfates de mercure. L'excès de bichromate 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 bichromate de potassium ($K_2 Cr_2 O_7$) 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 $Hg SO_4$. Ainsi, l'échantillon fortement acide est porté à l'ébullition pendant 2h 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

$$D C O = \frac{8\,000 (V_0 - V_1) \cdot T}{V} \quad (\text{mg d'O}_2 / \text{l})$$

D B O₅

Nous avons déterminé la D B O₅ par la méthode de dilution pour les échantillons du 01 / 04 / 84 et du 04 / 04 / 84.

Principe

Elle consiste à établir une dilution de l'eau riche en matières organiques par une eau apportant l'oxygène dissous dont on mesure la quantité d'oxygène consommée résiduelle.

La D B O₅ 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

$$F : \text{Facteur de dilution} = \frac{D B O}{5}$$

E₀ : Dosage de l'O₂ dissous dans l'échantillon au 1er jour(mg/l)

D₀ : Teneur en oxygène mg/l de l'eau de dilution au début de l'essai;

E₅-D₀: 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 litre est donnée par l'expression suivante:

$$D B O_5 = F (E_0 - E_5) - (F - 1) \cdot (D_0 - D_5)$$

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 M E S est donnée par :

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

M_0 : Masse du filtre avant filtration mg

M : Masse du filtre après filtration mg

V : Prise d'essai utilisée nul.

Présentation des résultats

Tous les résultats analytiques sont présentés aux tableau.

- a. Le débit moyen de l'effluent de la ville a été estimé : $Q_m = 1440m^3/j$
- b. Nous déterminons 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 considérons donc, les résultats des analyses de l'échantillon moyen du 04/04/84

- D B O = 170 mg d'O₂ / l

- D C O = 305 mg d'O₂ / l

- M E S = 850 mg / l

La charge polluante

Sur la base des résultats analytiques, la charge polluante rejetée par la ville de CONSTANTINE est, pour une dotation de 120 l/hab/j.

$$\dots \text{DBO}_5 = 0,17 \times 120 = 20,4 \text{ g/hab/j}$$

$$- \text{DCO} = 0,30 \times 120 = 36,0 \text{ g/hab/j}$$

$$- \text{MES} = 0,85 \times 120 = 102,0 \text{ g/hab/j}$$

Interprétation des résultats

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

a. Milieu social différent (l'Europe consomme plus d'eau et, pollue donc beaucoup plus);

b. Coupures d'eau durant la journée (la quantité d'eau utilisée par habitant et pas jour est loin d'être 120 l/hab/j.

c. Moyens de conditionnement faisant défaut;

d. Dillution 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 des valeurs européennes données par la bibliographie

$$\text{D B O}_5 = 54 \text{ g/hab/j}$$

$$\text{M E S} = 70 \text{ g/hab/j}$$

Conclusion

a. A l'horizon 2000; les données de bases seraient

Année	Dotation l/hab/j	D B O ₅ g/hab/j	M E S g/hab/j
2000	216	54	70

b. Sachant que le rapport $\frac{D C O}{D B O_5}$ exprime la fraction de matière biodégradable ainsi on peut dire qu'un effluent est biodégradable si ce rapport est inférieur à 2. Effectivement dans notre cas on a

$$\frac{D B O}{D C O_5} = \frac{170}{305} = 0,56 \quad 0,2$$

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

c. La valeur du pH prise pour cet échantillon est de 7,8

Date de prélèvement	1er Avril 1984					
Lieu de prélèvement	O U E D K L E B					
Températures	16	16	17	17	18	18
Oxygène dissous (mg d'O ₂ / l)	5,96	6,47	4,78	4,05	3,77	3,33
D C O (mg d'O ₂ / l)	179,7	181,6	192,6	208,2	230,4	239,3
pH	7,8	7,8	7,8	7,8	7,8	7,8
Conductivité	1,5	1,5	1,5	1,6	1,6	1,6
D B O ₅ (mg d'O ₂ / l)	102,4	112,6	125,3	124,9	129,5	124,4
$\frac{D B O_5}{D C O}$	0,57	0,62	0,65	0,60	0,56	0,52
M E S à 105C (mg / l)	816	819	814	821	824	829
CO ₂ (mg / l)	32	32	32	32	34	34

Date de prélèvement		4 Avril 1984				
Lieu de prélèvement		O U E D		K L E B		
Température °C	14	14	14	15	15	15
Oxygène (mg / l d'O ₂)	4,81	4,75	4,11	3,82	3,47	2,7
D C O (mg / l d'O ₂)	280,9	284,1	297,4	313,8	326,4	331,7
pH	7,8	7,8	7,8	7,9	7,9	7,9
Conductivité M M H O S	1,7	1,5	1,8	1,8	1,8	1,8
DBO ₅ (mg/l d'O ₂)	154,5	190,3	172,5	182,00	133,8	189,1
DBO ₅ D C O	0,55	0,67	0,58	0,58	0,41	0,5
M E S à 105° (mg/l)	842	848	856	850	854	852
CO ₂ (mg / l)	14	14	14	16	16	16

IMPLANTATION

Le choix du terrain est un paramètre important entrant dans le coût de réalisation d'une construction (nature du terrain, composition de son sol et sous sol, la topographie du terrain) en date du 23 Septembre 1979, le L N T P B a procédé à l'étude géologique et géomécanique du terrain devant servir d'assiette à la station d'épuration de CONSTANTINE à la sortie du 4ème Kilomètre, Route de BATNA.

* Reconnaissance du sol

Le terrain localisé sur une carte topographique au 1/2500 a les coordonnées Lambert suivantes:

X = 854 000 m

Y = 344 500 m

Z = 550 m

* Superficie déclinivité du terrain

Le terrain a une superficie de 2 ha et est pratiquement lat.

* Contexte géologique

D'après la carte géologique (L.N.T.P.B.) le terrain se trouve dans les terrains sédimentaires : Alluvions anciennes des vallées.

* Reconnaissance du site

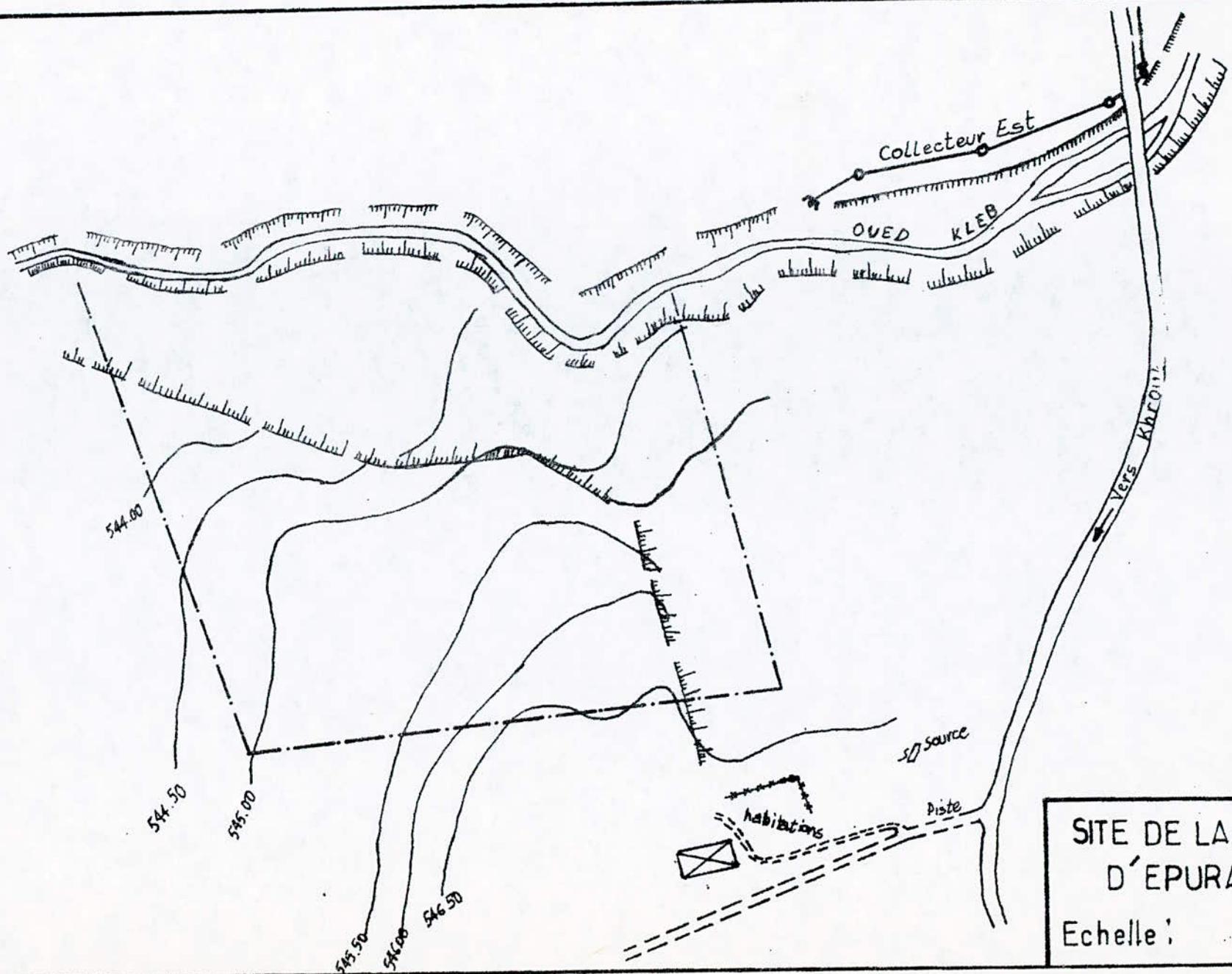
- Organisation de la reconnaissance

A. Creusement de cinq puits de 4 m de profondeur chacun

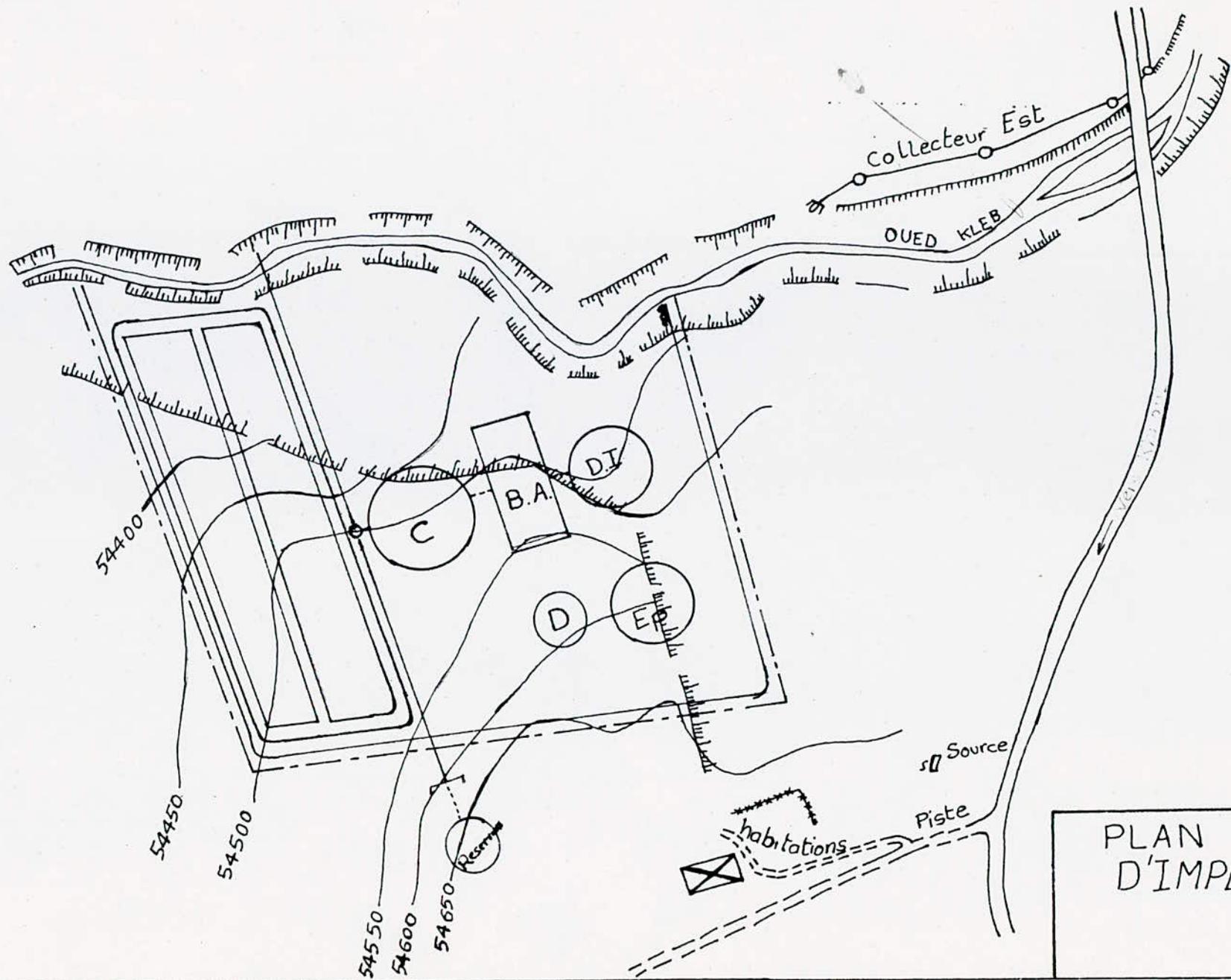
B. Réalisation de 30 essais au pénétromètre dynamique lourd

A₁. Les puits

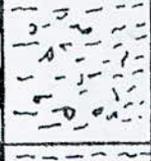
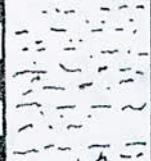
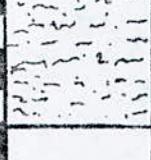
Le but de ces puits a été de nous révéler la nature du sous sol qui est formé d'une couche de terre végétale d'un mètre, puis d'une couche de galets dans une gangue argileuse limoneuse brune et enfin d'une couche d'argile limoneuse calcaireuse jaunâtre.

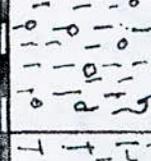
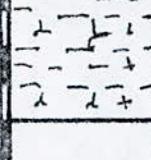


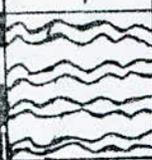
SITE DE LA STATION
D'EPURATION
Echelle: 1/2500

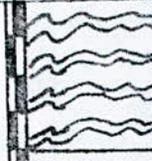
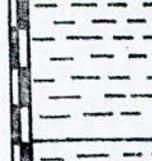
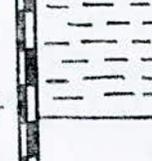
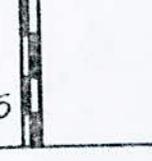


PLAN
D'IMPLANTATION

Prof m	Coupe	Description Lithologique
1		Terre végétale
2		Galets dans une gangue limoneuse Argileuse brune.
3		Sable limoneux jaune
4		

1		Terre végétale
2		Galets dans une gangue limoneuse Argileuse brune
3		Limon Argileux calcaire jaunâtre
4		
5		

Prof m	Coupe	Description Lithologique
1		Terre végétale
2		Limons argileux brun
3		Limons argileux calcaireux jaunâtre.
4		

1		Terre végétale
2		Limons argileux brun
3		Limons argileux calcaireux jaunâtre.
4		
5		

C H A P I T R E V

DESCRIPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA STATION

V. DESCRIPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA STATION

Cette étude technique est destinée à présenter le projet de construction de la station de traitement des eaux usées de la ville de CONSTANTINE.

Pour éviter le gaspillage des moyens, la station sera élaborée en 2 modules, chacun pour 160.000 habitants. (1990 - 2000).

Au début de l'opération de la station de traitement, telle que prévu en 1990, sa capacité ne serait exploitée qu'à la moitié (50 %). Au bout de 10 ans donc, après l'accroissement démographique, la capacité de cette station de traitement, serait utilisée à 100 %.

On pourrait prévoir la construction du second module de la station de traitement pendant la période 1998 - 1999.

La capacité finale de la station de traitement, les 2 modèles compris, représente l'équivalent de 320 000 habitants.

5.1. Données de BASES (Horizon 2000)

POPULATION	320.000 Eq/ha.
Dotation	216 l/j.hab.
Demande biochimique en oxygène D B O 5	5 h g/j. hab.
Matières en suspensions M E S	70 g/j. hab.

5.2. Calcul des données de dimensionnement

5.2.1. Calcul des caractéristiques hydrauliques

- Débit journalier : Q_j

$$Q_j = 160.000 \times 216 = 34\ 560\ 000$$

$$Q_j = 34\ 560\ \text{m}^3/\text{j}$$

- Débit moyen : $Q_m = \frac{Q_j}{24}$

$$Q_m = \frac{34\ 560}{24} = 1440\ \text{m}^3/\text{h}$$

$$Q_m = 1440\ \text{m}^3/\text{h}$$

- Débit diurne : $Q_d = \frac{Q_j}{16 - 24}$

Le débit diurne est calculé suivant l'importance de la ville:

$$Q_d = \frac{34\ 560}{18} = 1920\ \text{m}^3/\text{h}$$

$$Q_d = 1920\ \text{m}^3/\text{h}$$

-- Débit de pointe par temps sec : $Q_p = Q_m \times C_p$

C_p = coefficient de pointe donné par la formule.

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{Q_m}, \quad Q_m \text{ en l/s}$$

$$Q = 1440 \text{ m}^3/\text{h} = 400 \text{ l/s}$$

$$\text{d'où } C_p = 1,5 + \frac{2,5}{400} = 1,63$$

$$Q_p = 1440 \times 1,63 = 2347 \text{ m}^3 / \text{h}$$

5.2.2. Calcul des charges polluantes

Les eaux usées arrivant à la station d'épuration proviennent d'une part des rejets industriels et d'autres part des rejets domestiques.

Il est toujours souhaitable d'avoir des connaissances sur la nature des industries polluantes et le pourcentage total que représente la pollution contenue dans leurs rejets par rapport à la pollution totale reçue par la station d'épuration. Pour traiter l'ensemble des effluents, il faut que certains prétraitements soient effectués au niveau des industries, les plus polluantes, et que les effluents rentrant à la station ne renferment pas d'éléments nocifs tels que / cuivre, chrome, cyanure, sulfure, ... / en teneur supérieures à celles qui sont admises dans les procédés de traitements biologiques.

Sachant que l'an 2000 la population de Constantine sera

$$P_{2000} = 360.000 \text{ habitants, avec une dotation de } 216 \text{ l / hab. j.}$$

une pollution en $DBO_5 = 54 \text{ g / hab. j.}$ et une charge en $MES = 70 \text{ g/hab.j}$

A. Pollution en DBO_5

$$- DBO_5 \text{ (Kg / j)} = 54 \times 160\,000 = 8\,640$$

$$DBO_5 = 8\,640 \text{ Kg / j}$$

$$- DBO_5 \text{ (mg / l)} = \frac{DBO_5 \text{ (Kg / j)}}{P_j \text{ (m}^3 \text{ / j)}} = \frac{8640}{34560} = 0,25$$

$$DBO_5 = 250 \text{ mg / l}$$

B. Pollution en M E S

$$- M E S \text{ (Kg / j)} = 70 \times 160\,000 = 11\,200 \text{ Kg / j.}$$

$$M E S = 11\,200 \text{ Kg / j}$$

$$- M E S \text{ (mg / l)} = \frac{M E S \text{ (Kg / j)}}{P_j \text{ (m}^3 \text{ / j)}} = \frac{11\,200}{34\,560} = 0,324$$

$$M E S = 324 \text{ mg / l}$$

C. Composition des M E S

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

$$M E S \left\{ \begin{array}{l} 80 \% \text{ de matières volatiles en suspension M V S} \\ 20 \% \text{ de matières minérales M M} \end{array} \right.$$

A l'entrée de poids des matières en suspension M E S est = 11 200 Kg/j.

$$11\ 200\ \text{Kg} / \text{j M E S} \left\{ \begin{array}{l} 8\ 960\ \text{Kg/j M V S} = 0,8\ \text{M E S} \\ 2\ 240\ \text{Kg/j M M} = 0,2\ \text{M M} \end{array} \right.$$

Nous aurons à l'entrée des premiers appareils de retention des quantités suivantes:

- Matières en suspension total : 11 200 Kg / j
- Matières volatiles en suspension : 8 960 Kg / j
- Matières minérales en suspension : 2 240 Kg / j

5.2.3. Finalité de traitement

Les eaux domestiques traitées doivent répondre aux normes de qualité suivantes.

- DBO₅ : 10 mg / l en moyenne sur 24 h
- M E S : 10 mg / l en moyenne sur 24 h
- N T K : 10 mg / l en moyenne sur 24 h

5.2.4. Principe de traitement adopté

Pour des stations de cette importance, le principe de traitement le plus économique tout au point de vue investissement que du point de vue exploitation est le traitement biologique par "Boues activée" avec une digestion anaérobie. Pour le cas de Constantine le traitement biologique par "boue activée" sera à très faible charge, le rendement d'épuration étant de 94 % car compte tenu du rendement la charge du traitement sera plus ou moins grande. La station comprendra en outre le poste de relevage des eaux brutes nécessaires en tête de station.

- Epuration primaire: Degrillage grossier
Dégrillage automatique fin
Déssablage - déshuilage
Décantation primaire
- Epuration secondaire: Bassin d'aération
Décantation secondaire

-- Epuration tertiaire : Désinfection (chloration - ozonation)

-- Traitement des boues: Epaissement

Digestion anaérobie

Deshydratation naturelle des boues

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

Désignation	1ère phase 1990	2ème phase 2000
Nombre d'habitants	16.000	320.000
Dotation par habitant (l/s)	216	216
Débit journalier d'eau usées (m ³ /j)	34.560	69.120
Débit moyen d'eau usées (m ³ /h)	1.440	2.880
Coefficient de pointe (Cp), Cp = $1,5 + \frac{2,5}{Q_m}$	1,63	1,63
Débit de pointe	2.347	4.694
DBO ₅ (g/hab/j)	54	54
DBO ₅ (Kg/j)	8.640	17.200
DBO ₅ (mg/l)	250	250
M E S (g/hab/j)	70	70
M E S (Kg/j)	11.200	22.400
M E S (mg/l)	324	324

5.3. Dimensionnement

5.3.1. Prédégrillage

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

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

$$s = \frac{H_{\max} L (1 - B) . A}{\sin \alpha}$$

ou S : section minimale de contact

H_{max} : Hauteur d'eau maximale dans le canal

Alpha : angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontale

B : Fraction de surface occupée par les barreaux

L : Longueur de la grille

La section de la grille se calcule avec une vitesse d'écoulement suffisante pour éviter les dépôts mais relativement faible pour retenir les matières, sans pour autant la colmater la vitesse d'écoulement (V_e) est de ce fait comprise entre 0,6 et 1 m/s

La section S définie ci-dessus se calcule aussi à partir du débit de pointe. Pour cela on se fixe une vitesse d'écoulement V_e = 0,8m/s

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

$$\text{d'où } S = \frac{2\,347 \times 2}{0,8 \cdot 3600} = 1,62 \text{ m}^2$$

$$S = 1,62 \text{ m}^2$$

On doit déterminer la largeur de la grille L

$$L = \frac{S \times \sin \text{Alpha}}{H_{\max} (1 - B) A}$$

Alpha = Angle d'inclinaison égal à 60°

H_{max.} = Hauteur maximale d'eau dans le canal égale à 0,70 m

B = Fraction de surface occupée par les barreaux égale à

$$B = \frac{E}{E + e}$$

avec : E = épaisseur du barreau

e = espacement entre les barreaux

on choisira E = 10 mm

e = 50 mm

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

(1 - B) = Coefficient du vide égal à :

$$(1 - 0,20) = 0,80$$

Connaissant ces paramètres on déterminera la largeur de la grille

$$L = \frac{1,62 \times 0,87}{0,70 \times 0,80 \times 0,5} = 5 \text{ m}$$

5.3.2. Poste de relevage

Il sera prévu au niveau du poste de relevage des pompes assurant le relèvement des eaux brutes arrivant de la station.

- Le débit moyen pour l'horizon 2000 Q_m étant égal à :

$$1\ 440 \times 2 \times \frac{1000}{3600} = 800 \text{ l/s}$$

- Le débit de pointe correspondant Q_p est égal à :

$$\frac{2\ 347 \times 2 \times 1000}{3\ 600} = 1304 \text{ l/s}$$

5.3.3. Dégrillage fin

Les eaux prédégrillées et après leur relevage doivent subir un dégrillage fin à nettoyage automatique vu l'importance de la station.

Cette grille comportant des espacement de 25 mm, protégera les pompes et l'appareillage aval. En se fixant une vitesse d'écoulement $V_e = 0,8 \text{ m/s}$.

$$\text{La surface } S = \frac{Q_p}{V_e}$$

$$S = \frac{1347 \times 2}{0,8 \cdot 3\ 600} = 1,62 \text{ m}^2$$

On choisira : $E =$ épaisseur de barreau égale à 10 mm

$e =$ espacement entre les barreau égal à 25 mm

D'où la fraction de surface occupée par les barreau sera égale :

$$B = \frac{10}{10 + 25} = 0,30$$

Le coefficient du vide $(1 - B)$ sera égal :

$$(1 - B) = 1 - 0,3 = 0,70$$

La largeur de la grille avec une hauteur d'eau maximale dans le canal de 0,70 m

$$L = \frac{1,62 \times 0,87}{0,7 \times 0,70 \times 0,5} = 5,80 \text{ m}$$

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

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

$$L = \frac{H \text{ max}}{\text{Sin Alpha}}$$

avec $H \text{ max} = 0,70$

$\text{Sin} = 0,87$

$$L = \frac{0,70}{0,87} = 0,80 \text{ m}$$

* Refus du degrillage

Le volume du refus retenu par le degrillage exprimé en litres par habitant et par an, est donné par la relation:

$$V = \frac{12 + 15}{e}$$

ou e est l'espacement entre les barreaux égal à 25 mm.

En prenant une valeur moyenne, le volume sera égal à :

$$V = \frac{13}{e} \quad V = \frac{13}{2,5} = 5,2 \text{ t / hab. an}$$

soit un refus journalier

$$\frac{5,2}{365} \times 160.000 = 2\ 279 \text{ l/j.}$$

Les matières dégrillées seront évacuées vers des containers prévu à cet effet. L'eau d'égouttage sera retournée vers le poste de relevage par un réseau de drainage.

Caractéristiques du dégrillage

Il sera réalisé deux grilles ayant chacune les dimensions suivantes :

- largeur : 5,80 m $\begin{cases} 2,40 \\ 2,40 \end{cases}$
- hauteur d'eau maximale dans le canal : 0,70 m
- Espacement entre les barreaux : 25 mm
- largeur des barreaux : 10 mm
- vitesse d'écoulement entre les barreaux : 0,8 m/s
- refus journalier : 2 279 l/j.

5.3.4. Dessablage - Déshuilage

Réalisé après le dégrillage, le dessableur retiendra les particules de granulométrie supérieures à 200 microns.

Calcul du dessableur rectangulaire aéré, calculé avec un temps de séjour variant de 3 à 5 mn, une charge hydraulique maximale de $70 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{he.}$ La vitesse d'écoulement dans le dessableur est de l'ordre de $V_e = 0,3 \text{ m/s.}$ Le volume du dessableur est calculé sur le débit de pointe avec un temps de séjour de 5 mn.

$$V = 2\,347 \times 2 \times \frac{5}{60} = 391 \text{ m}^3$$

La surface verticale $S_v = \frac{Q_p}{V_e}$

$$S_v = \frac{2\,347 \times 2}{0,3 \times 3\,600} = 4,35 \text{ m}^2$$

on se fixe une charge hydraulique $C_H = 30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

La surface horizontale de déssableur $S_H = \frac{Q_p}{C_H}$

$$S_H = \frac{2\,347 \times 2}{30} = 156 \text{ m}^2$$

-- Hauteur du canal : $H = \frac{V}{S_H}$

$$H = \frac{391}{156} = 2,50 \text{ m}$$

-- Largeur du canal : $b = \frac{S_v}{H_{\text{maxi}}}$

$$b = \frac{4,35}{0,7} = 6,21 \text{ m}$$

-- Longueur du dessableur : $L = \frac{S_H}{b}$

$$L = \frac{156}{6,21} = 25 \text{ m}$$

-- Charge hydraulique sur Q_m : $CH = \frac{Q_m}{S_H}$

$$CH = \frac{2880}{156} = 18,46 \text{ m}^3/\text{m}^3/\text{h}$$

- Charge hydraulique sur Q_p : $CH = \frac{Q_p}{SH}$

$$CH = \frac{4\,694}{156} = 30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

- Temps de séjour sur Q_p

$$\text{Sur } Q_p = \frac{391 \times 60}{2347} = 5 \text{ mn}$$

- Temps de séjour sur Q_m : $T_s = \frac{V}{Q_m}$

$$T_s = \frac{391}{2\,880} \times 60 = 8,14 \text{ mn}$$

Le déssableur s'effectuera dans 2 bassins de $12,5^m$ de longueur, ayant une largeur de $3,11 \text{ m}$ chacun

Caractéristique du dessableur, deshuileur

Le déssableur se fera dans 2 bassins, les caractéristiques de chacun étant :

- longueur : $12,5$
- Largeur : $6,21$
- surface des 2 bassins = 156
- volume des 2 bassins = 391
- charge hydraulique (CH) sur $Q_p = 30 \text{ cm}^3/\text{m}^2/\text{h}$
 $Q_m = 18,46 \text{ m}^2/\text{m}^2/\text{h}$
- temps de séjour (T_s) sur : Q_p : 5 mn
 Q_m : $8,16 \text{ mn}$
- vitesse d'écoulement (V_e) = $0,3 \text{ m/s}$

L'opération déssablage a pour but d'éliminer 80% des matières minérales.

- Sachant qu'en général les M E S se décomposent comme suit :

M E S 80 % M V S
 20 % M M

$$\text{M E S total} = 11\,200 \text{ Kg/j}$$

$$\begin{array}{r} 8\,960 \text{ Kg/j} \\ 11\,200 \\ 2\,240 \text{ Kg/j} \end{array}$$

- La retenue dans les déssableurs

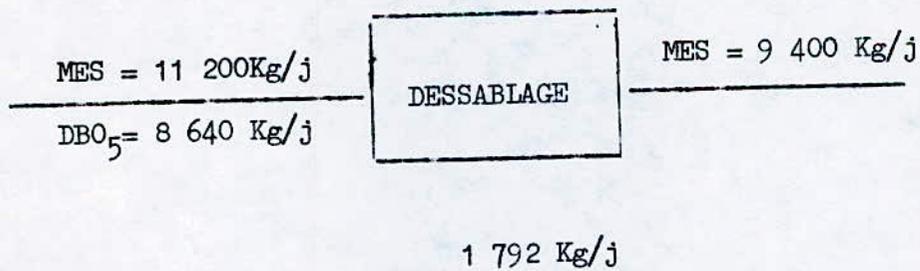
$$R : = 2240 \times 0,8 = 1792 \text{ Kg/j}$$

- Quantité de M E S échappée au déssablage

$$Q : = 2\,240 - 1792 = 440 \text{ Kg/j}$$

Donc la quantité des M E S entrante dans le bassin de décantation:

$$\text{M E S} = 8\,960 + 440 = 9\,400 \text{ Kg/j}$$



5.3.5. Décantation primaire

La décantation primaire garde toujours l'avantage essentiel du coût d'élimination le plus faible de la DBO_5 en exploitation. Sur une eau usée urbaine la décantation primaire permet d'éliminer:

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

Du fait des investissements qu'elle nécessite, elle est parfois supprimée sur des stations de faible ou moyenne importance, surtout celles dotées d'une épuration biologique largement dimensionnée.

Les décanteurs circulaires sont les plus utilisées pour des raisons variées telles que:

- Coût du génie civil généralement plus réduit que celui des ouvrages rectangulaires
- Collecte des boues décantées en un seul point
- Possibilité de construction d'ouvrages de grandes dimensions

Calcul :

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

- Une DBO_5 de 8 640 Kg/j
- Des M E S de 9 400 Kg/j

En considérant une réduction par la décantation primaire de :

- 30 % DBO_5
- 60 % M E S

Le décanteur primaire abattra :

$$DBO_5 : 8\,640 \times 0,3 = 2\,592 \text{ Kg/j}$$

$$M E S : 9\,400 \times 0,6 = 5\,640 \text{ Kg/j}$$

Il laissera échapper:

$$\text{DBO}_5 = 8\,640 - 2\,592 = 6\,048 \text{ Kg/j}$$

$$\text{M E S} = 9\,400 - 5\,640 = 3\,760 \text{ Kg/j}$$

-- Quantité retenue par le décanteur I°

$$\text{DBO}_5 = 2\,592 \text{ Kg/j}$$

$$\text{M E S} = 5\,640 \text{ Kg/j}$$

-- Quantité sortant du décanteur I°

$$\text{DBO}_5 = 6\,048 \text{ Kg/j}$$

$$\text{M E S} = 3\,760 \text{ Kg/j}$$

$$\text{Soit une DBO}_5 = \frac{6\,048}{34\,560} = 175 \text{ mg/l}$$

$$\text{M E S} = \frac{3\,760}{34\,560} = 108 \text{ mg/l}$$

A la sortie du décanteur : les charges seront:

$$\text{DBO}_5 = 175 \text{ mg/l}$$

$$\text{M E S} = 108 \text{ mg/l}$$

* Dimensionnement du décanteur

On se fixe un temps de séjour sur le débit de pointe

$$t_s = 1,1 \text{ h sur } Q_p$$

Le volume de l'ouvrage sera $V = Q_p \times t_s$

$$V = 2\,347 \times 1,1 = 2\,582 \text{ m}^3$$

Volume de la décantation $V = 2\,582 \text{ m}^3$

D'après la littérature le temps de séjour est compris entre :

$$1 \text{ h} \leq T_s \leq 2 \text{ h.}$$

Vérification du temps de séjour sur le débit moyen horaire : Q_m

$$t_s = \frac{V}{Q_m} \quad \text{---} \quad t_s = \frac{2\,582}{1\,440} = 1,79 \text{ h}$$

$$t_s \text{ sur } Q_m = 1,79 < 2 \text{ h}$$

La hauteur pour une bonne décantation est comprise entre :

$$2\text{m} \leq H \leq 6\text{m}$$

Tenant compte des variations des vitesses ascensionnelles dans les décanteurs dues à l'alimentation des bassins par le débit moyen ou le débit de pointe.

On accorde un intervalle de l'ordre de $1,5 \leq V_A \leq 3$ m/h on prendra une vitesse ascensionnelle $V_a = 1,70$ m/h quand la station est alimentée par le débit moyen Q_m et $V_a = 2,70$ m/h sur le débit Q_p .

On calculera la hauteur du décanteur comme le produit du temps de séjour par la vitesse ascensionnelle:

$$H = t_s \times V_a$$

$$H = 1,1 \times 2,70 = 3,0 \text{ m}$$

$$H = 1,79 \times 1,70 = 3,0 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur : } H = 3 \text{ m}$$

$$\text{--- Surface nécessaire à la décantation : } S = \frac{V}{H}$$

$$S = \frac{2\,582}{3} = 860 \text{ m}^2$$

$$S = 860 \text{ m}^2$$

On optera pour un décanteur de surface $S = 860 \text{ m}^2$, de volume $V = 2\,582 \text{ m}^3$ et de hauteur 3 m. Pour des raisons citées au début du paragraphe, le décanteur sera circulaire.

-- Diamètre du décanteur : $D = \sqrt{\frac{4S}{3,14}}$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 860}{3,14}} = 33 \text{ m}$$

$$D = 33 \text{ m}$$

* Caractéristique de la décantation

-- Diamètre : 33 m

-- Hauteur : 3 m

-- Surface : 860 m²

-- Volume : 2 582 m³

-- Les caractéristiques fonctionnelles

. Vitesse ascensionnelle (Va) sur pp : 2,70 m/h

Qm : 1,70 m/h

. Temps de séjour (ts) sur pp : 1,10 h

Qm : 1,79

5.3.6. Traitement biologique

Boues activées à très faible charge

A. Traitement avec décantation primaire

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

En considérant, un abattement par la décantation primaire de l'ordre de :

30 % DBO₅

60 % M E S

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

Désignation	DBO ₅	M E S
Charge des eaux brutes (Kg/j)	8 640	9 400
Concentration (mg/l)	250	272
Charge retenue en décantation primaire (Kg/j)	2 592	5 640
Concentration (mg/l)	175	108

Le rendement de dépollution : $n = \frac{Lo - Lf}{Lo}$

Lo = DBO₅ à l'entrée du bassin

Lf = DBO₅ de rejet

$$n = \frac{175 - 10}{175} = 94 \% \text{ A très faible charge}$$

Pour le procédé conventionnel les paramètres de fonctionnement sont :

.. Charge volumique : $CV < 0,35 \text{ Kg DBO}_5 / \text{m}^3 \text{ j.}$

.. Charge massique : $Cm < 0,07 \text{ DBO}_5 / \text{Kg MVS. j.}$

On admettra une charge massique dans le bassin et une charge volumique C_v

$$C_v = 0,20 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS.J.}$$

$$C_m = 0,06 \text{ Kg DBO}_5 / \text{m}^3 \text{ j.}$$

et une concentration moyenne en MVS. $X_a = 3,30 \text{ g/l}$

* Calcul:

- Volume du bassin d'aération :

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

$$V = \frac{6\,048}{0,20} = 30\,240 \text{ m}^3$$

- Le temps de séjour sur Q_m : $t_s = \frac{V}{Q_m}$

$$t_s = \frac{30\,240}{1\,440} = 21 \text{ h}$$

- Le temps de séjour sur Q_p : $t_s = \frac{V}{Q_p}$

$$t_s = \frac{30\,240}{2\,347} = 12,88 \text{ h}$$

La hauteur du bassin d'aération doit-être comprise entre 3 et 5 m pour une bonne épuration.

On se fixe une hauteur $H = 4,5 \text{ m}$, d'où la surface du bassin d'aération $S = \frac{V}{H}$

$$S = \frac{30\,240}{4,5} = 6720 \text{ m}^2$$

L'aération se fera dans 6 bassins de surface unitaire (Su):
 $1\,120 \text{ m}^2$ et de hauteur 4,5 m.

A₁. Besoins en oxygène

Pour pouvoir déterminer la puissance des aérateurs, il faudrait connaître d'une part la quantité d'oxygène réelle nécessaire à l'épuration et d'autre part la puissance maximale nécessaire au brassage de façon à éviter tout dépôt dans les ouvrages et mélange intime entre eau à épurer, floc bactérien et oxygène. La quantité d'oxygène est fonction de la DBO₅ à éliminée et de la quantité de matières totales actives de boues activées dans le bassin.

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

$$q \text{ O}_2 / t = a' L_e + b' x t$$

- a', b' coefficients respirométriques, qui d'après la revue VONROLL peuvent se calculer sur la base de la charge massique de la journée (cm)

$$a' = 0,5 \text{ cm}^{-0,12}$$

$$b' = 0,13 \text{ cm}^{-0,16}$$

- L_e DBO₅ à éliminée

- x t matières totales des boues activées

Calcul :

$$L_e = L_o - L_f$$

L_o = DBO₅ à l'entrée du bassin

L_f = DBO₅ à la sortie du bassin

$$L_e = 6\,048 - (0,01 \times 34\,560) = 5\,702 \text{ Kg/j}$$

x t = V . X_a

V = Volume total du bassin

X_a = Concentration moyenne en MVS dans le bassin: 3,3 g/l

$$X t = 30\,240 \times 3,30 = 99\,792 \text{ Kg}$$

avec a' = 0,36

b' = 0,08

La quantité d'oxygène théorique journalière est égal à :

$$q_{O_2} / j = 0,36 \times 5\,702 + 0,08 \times 99\,792 = 10\,036 \text{ Kg d}'O_2 / j$$

Soit une quantité horaire : 418 Kg d' O_2 /h

On calculera par mesure de sécurité la quantité d'oxygène à fournir pendant la période du débit de pointe.

$$q_{O_2} / \text{pointe} = a' \frac{L_e}{18} + b' \frac{xt}{24}$$

soit :

$$q_{O_2} / \text{pointe} = 0,36 \cdot \frac{5702}{18} + 0,08 \cdot \frac{99\,792}{24}$$

$$q_{O_2} / \text{pointe} = 447 \text{ Kg d}'O_2 / h$$

Les besoins en oxygène sont supérieurs à la quantité d'oxygène théorique du fait de la salinité des eaux, de leur température et la concentration à y maintenir.

Les différents facteurs correctifs à appliquer pour passer des conditions nominales (Eau pure à 10°C et 760 mm Hg) aux conditions particulières sont:

- Coefficient de transfert : Alpha
- Coefficient exprimant le rapport de saturation entre l'eau résiduaire et l'eau pure nominale : B
- Coefficient qui tient compte de l'accélération des échanges gaz - liquide : Tt.

Dans ces conditions on applique un facteur correctif globale T à la valeur théorique de la quantité d'oxygène.

Le facteur correctif global T = 0,7

Les besoins en oxygène réelles journaliers

$$q_{O_2} / j = \frac{10\,036}{0,7} = 14\,337 \text{ Kg d}'O_2 / j.$$

soit : 597 Kg d'O₂ / h en moyenne

$$\text{En période de pointe : } \frac{447}{0,7} = 639 \text{ Kg d'O}_2 / \text{h}$$

Il sera adopté des aérateurs de surface. L'oxygénation par aération de surface est la plus économique en investissement secours immédiat en cas d'avarie, facilite de contrôle et entretien aisé.

L'apport spécifique nominal des aérateurs de surface varie entre 1,5 et 1,8 Kilogramme d'O₂ / Kw h.

La puissance minimale nécessaire est le rapport entre la quantité d'oxygène et l'apport spécifique nominale des aérateurs : R.

$$R = 1,5 \div 1,8 \text{ Kg d'O}_2 / \text{Kw h}$$

$$P = q \text{ O}_2 / R \text{ (Kw h)}$$

En période moyenne la puissance minimale est de :

$$P = \frac{597}{1,5} = 398 \text{ Kw h.}$$

En période de pointe

$$P = \frac{639}{1,5} = 426 \text{ Kw h.}$$

Pour assurer l'homogénéisation et éviter les dépôts, il faudrait ajouter une puissance de brassage qui varie de 25 à 30 w par m³.

Puissance de brassage dissipée par unité de volume :

$$P_b = 0,03 \times 30 \times 240 = 907 \text{ Kw h}$$

La puissance totale est la somme de la puissance minimale et la puissance de brassage.

Puissance totale d'oxygénation:

-- En moyenne : $398 + 907 = 1\ 304$ Kw h

-- En pointe : $426 + 907 = 1\ 333$ Kw h

Pour satisfaire les besoins en oxygène, il sera insufflé de l'air dans le liquide soumis à une agitation mécanique. Sachant que 1,29 Kg d'air occupe $1\ m^3$ de volume, le débit d'air à fournir sera déterminé.

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

-- Débit d'air à fournir

. En moyenne : $597 \times \frac{100}{5} \times \frac{1}{1,29} = 9\ 255\ m^3$ d'air / h

. En pointe : $639 \times \frac{100}{5} \times \frac{1}{1,29} = 9\ 907\ m^3$ d'air / h

-- Par unité de volume

. En moyenne : $\frac{9\ 255}{30\ 240} = 0,30\ m^3$ d'air / m^3 h

. En pointe : $\frac{9\ 907}{30\ 240} = 0,33\ m^3$ d'air / m^3 h

* Caractéristique du bassin d'aération avec décantation.

Six(06) bassins rectangulaires assureront l'aération, chaque bassin ayant les caractéristiques suivantes :

-- Surface : $1\ 120\ m^2$

-- Longueur : 56

-- Largeur : 20

-- Hauteur : 4,5 m

- Le temps de séjour (TS) sur Q_p : 12,88 h
 Q_m : 21 h
- Charge volumique CV : 0,20 Kg DBO₅ / m³ j.
- Charge massique cm : 0,06 Kg DBO₅ / Kg MVS j.
- Quantité d'oxygène théorique totale : 418 Kg d'O₂ / h
- Quantité d'oxygène réelle totale : 597 Kg d'O₂ / j
- Quantité d'oxygène réelle totale en pointe : 639 Kg d'O₂ / h
- Puissance totale en période de pointe : 426 Kw h
- Débit d'air à fournir en pointe : 9 907 m³
- Débit d'air à fournir par unité de volume: 0,33 m³ / m³. h

A₂. Traitement biologique sans décantation I°

A.2.1. Dimensionnement du bassin d'activation

Les eaux seront acheminées vers le bassin d'aération directement après le dessablage - deshuilage.

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

DESIGNATION	DBO ₅	M E S
Charge à l'entrée du bassin (Kg / j)	8 640	9 400
Concentration	250	272

On admet une charge volumique $CV = 0,2 \text{ Kg DBO}_5 / \text{m}^3 \cdot \text{j}$
 et une charge massique $cm = 0,06 \text{ DBO}_5 / \text{Kg MVS} \cdot \text{j}$.

- Le volume du bassin d'aération

$$CV = \frac{Lo}{V} \quad \text{---} \quad V = \frac{Lo}{Cv}$$

$$V = \frac{8\ 640}{0,2} = 43\ 200 \text{ m}^3$$

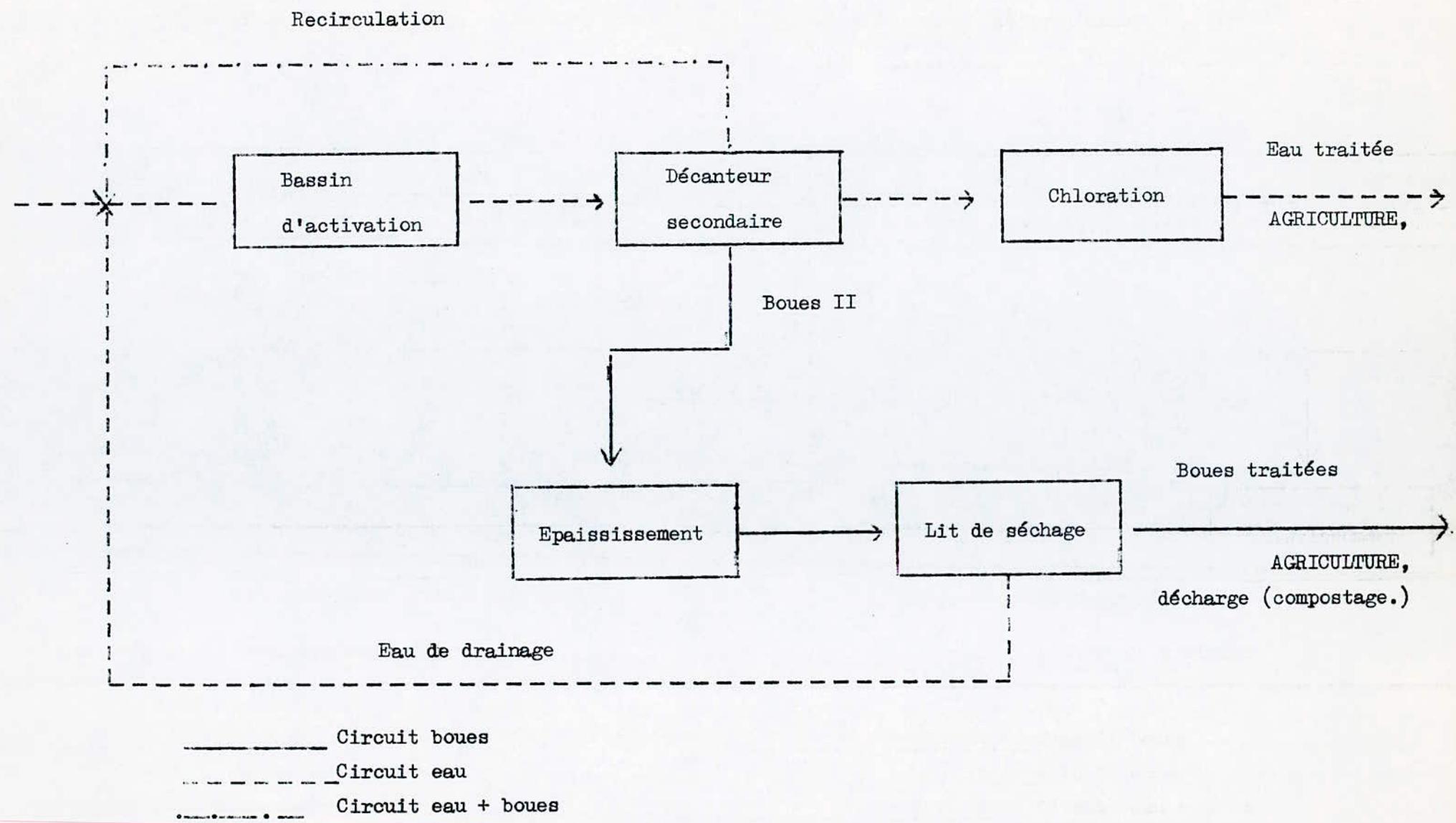
- Temps de séjour sur :

$$pm : ts = \frac{V}{Q_m} = \frac{43\ 200}{1\ 440} = 30 \text{ h}$$

$$pp : ts = \frac{V}{p_p} = \frac{43\ 200}{2\ 347} = 18 \text{ h}$$

$$Qd : ts = \frac{V}{p_d} = \frac{43\ 200}{1\ 920} = 22,5 \text{ h}$$

BASSIN D'ACTIVATION A FAIBLE CHARGE



-- Rendement de dépollution

$$\begin{aligned} &= \frac{L_0 - L_f}{L_0} \\ &= \frac{250 - 10}{250} = 96 \% \end{aligned}$$

Le rendement epuratoire est de l'ordre de 96 %

A.3. Besoins en oxygène

La quantité d'oxygène nécessaire à l'épuration déterminé par la relation:

$$q_{O_2} / t = a' L_e + b' x t$$

$$L_e = L_0 - L_f : \text{DBO}_5 \text{ à éliminer}$$

$$x t = V. x a : \text{quantité en MVS total dans le bassin}$$

a' et b' coefficient respiratoire

$$L_e = 8640 - (0,01 \times 34\ 560) = 8294 \text{ Kg/j}$$

$$x t = 43\ 200 \times 3,3 = 142\ 560 \text{ Kg}$$

$$a' = 0,36$$

$$b' = 0,08$$

La quantité d'oxygène à fournir sera:

$$q_{O_2}/j = 0,36 \times 8294 + 0,08 \times 142\ 560 = 14\ 391 \text{ Kg d}'O_2/j$$

soit une quantité horaire 600 Kg d' O_2 //j.

La quantité d'oxygène de pointe à fournir:

$$q_{O_2}/\text{pointe} = 0,36 \times \frac{8\ 294}{18} + 0,08 \times \frac{14\ 256}{24} = 641 \text{ Kg d}'O_2/h$$

En appliquant un facteur correctif global, on détermine ainsi la quantité d'oxygène réelle journalière:

T = facteur correctif global égal à 0,7

$$q_{O_2} \text{ réelle/j} = \frac{14\,391}{0,7} = 20\,559 \text{ Kg d'O}_2 / \text{j}$$

soit : 857 Kg d'O₂ / h

$$\text{En période de pointe il sera nécessaire } \frac{641}{0,7} = 915 \text{ Kg d'O}_2 / \text{h}$$

En choisissant des aérateurs de surface dont le rendement varie de 1,5 à 1,8 Kg d'O₂ / h.

$$\text{Puissance à fournir en moyenne : } \frac{857}{1,5} = 571 \text{ Kw h}$$

En période de pointe il sera nécessaire de fournir :

$$\frac{915}{1,5} = 610 \text{ Kw h.}$$

Il faudrait ajouter à cette puissance, la puissance de brassage pour assurer l'homogénéisation et éviter la formation de dépôts, variant de 25 à 30 w / m³

$$\text{Puissance de brassage : } 0,30 \times 43200 = 1\,296 \text{ Kw h}$$

d'où la puissance totale à fournir:

$$\text{En moyenne : } 1296 + 571 = 1\,867 \text{ Kw h}$$

$$\text{En pointe : } 1296 + 610 = 1\,906 \text{ Kw h.}$$

avec un rendement d'oxygénation des aérateurs de 5 % le débit d'air nécessaire :

$$\text{. En pointe : } 610 \times \frac{100}{5} \times \frac{1}{1,29} = 9\,457 \text{ m}^3/\text{h d'air}$$

$$\text{. En moyenne : } 571 \times \frac{100}{5} \times \frac{1}{1,29} = 8\,853 \text{ m}^3 \text{ d'air / h}$$

-- Par unité de volume

$$\begin{aligned} \cdot \text{ En pointe} & : \frac{9\,457}{43\,200} = 0,21 \text{ m}^3 \text{ d'air/m}^3 \text{ h} \\ \cdot \text{ En moyenne} & : \frac{8\,853}{43\,200} = 0,20 \text{ m}^3 \text{ d'air / m}^3 \text{ h} \end{aligned}$$

* Caractéristique du bassin d'aération

Huit (08) bassins d'aération assureront l'aération, chaque bassin ayant les caractéristiques suivantes:

$$V = 43\,200 \text{ m}^3$$

$$H = 4,5 \text{ m}$$

$$S = 1\,200 \text{ m}^2$$

$$t = 40 \text{ m}$$

$$l = 30 \text{ m}$$

Temps de séjour sur $Q_p = 18 \text{ h}$

$$Q_m = 30 \text{ h}$$

$$\begin{aligned} \text{-- Charge volumique} & : CV = 0,2 \text{ Kg DBO}_5 / \text{m}^3 \text{ j.} \\ \text{-- Charge massique} & : Cm = 0,06 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS J.} \end{aligned}$$

* Quantité d'oxygène théorique

$$\cdot \text{ En pointe} : 641 \text{ Kg d'O}_2/\text{h}$$

$$\cdot \text{ En moyenne} : 600 \text{ Kg d'O}_2/\text{h}$$

* Quantité d'oxygène réelle

$$\cdot \text{ En pointe} : 915 \text{ Kg d'O}_2/\text{h}$$

$$\cdot \text{ En moyenne} : 857 \text{ Kg d'O}_2 / \text{h}$$

* Puissance totale

$$\cdot \text{ En pointe} : 1\,906 \text{ Kw h}$$

$$\cdot \text{ En moyenne} : 1\,867 \text{ Kw h}$$

* Débit d'air

- . En pointe : 13 286 m³ d'air/h
- . En moyenne : 14 186 m³ d'air/h

A.4. Choix entre traitement avec décantation 1° et sans décantation I

Ce choix portera sur l'une des lignes de traitement biologique à adopter avec ou sans décantation.

On dresse un tableau comparatif:

Traitement biologique avec décantation	Traitement biologique sans décantation
<p>Vt = 30 240 m³ St = 6 720 m²</p> <p>Quantité d'oxygène réelle</p> <p>en moyenne : 597 Kg d'O₂/h en pointe : 639 Kg d'O₂/h</p> <p>Puissance totale</p> <p>en moyenne : 1 304 Kw h en pointe : 1 333 Kwh</p> <p>Débit d'air</p> <p>en moyenne : 9 255 m³ d'air/h en pointe : 9 907 m³ d'air/h</p>	<p>Vt=43 200 m³ St= 9 600 m²</p> <p>Quantité d'oxygène réelle</p> <p>en moyenne : 857 Kg d'O₂/h en pointe : 915 Kg d'O₂/h</p> <p>Puissance totale</p> <p>en moyenne : 1 867 Kw h en pointe : 1 906 Kw H</p> <p>Débit d'air</p> <p>en moyenne : 13 286 m³ d'air/h en pointe : 14 186 m³ d'air/h</p>

La suppression de la décantation primaire implique une augmentation du volume nécessaire à l'aération engendrant ainsi plus de frais d'investissement, une plus grande consommation d'oxygène donc plus de frais de fonctionnement. Dans le souci de répondre aux besoins économiques, la filière choisie comportera la décantation primaire.

A₅. Bilan des boues

Les boues venant de la décantation secondaire appelées boues en excès sont extraites et refouler vers le traitement des boues. La quantité de boues est évaluée par le bilan:

$$X = X_{\min} + X_{\text{dure}} + a_m L_e - b X't - X_{\text{eff}}$$

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

X_{dure} : fraction de boues difficilement biodégradables, évaluée 25 à 30 % de MVS (Kg/j)

$X't$: Masse de matière en suspension dans le bassin (Kg)

$b X't$: Boues détruites par auto-oxydation (Kg/j)

a_m : Coefficient lié au rendement cellulaire

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

X_{eff} : Boues perdues par l'effluent (Kg/j)

A l'entrée du bassin d'aération on a 3 760 Kg/j de M E S.

Les M E S se répartissent environ en : 80 % MVS (Matières volatiles)

20 % MM (Matières minérales)

Soit: Quantité de MVS = 3 008 Kg/j

Quantité de M.M. = 752 Kg/j

X_{\min} : 752 Kg/j

X_{dure} : $0,25 \times \text{MVS} = 0,25 \times 3\,008 = 752 \text{ Kg} / j$

X_{dure} : 752 Kg/j

Quantité de boues synthétiques : $a_m L_e$ en prenant $a_m = 0,43$

$a_m L_e = 0,43 \times 5\,702 = 2\,452 \text{ Kg} / j$

Quantité de matière en suspension dans le bassin : $X't$

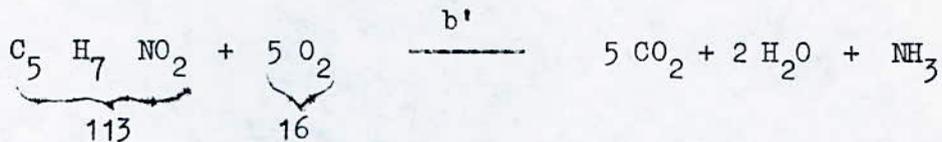
$$0,8 X't = X_t$$

$X_t = \text{MVS totale dans le bassin égale à } 99\,792 \text{ Kg}$

$$\text{donc } X't = \frac{Xt}{0,8} \quad X't = \frac{99\,792}{0,8} = 124\,740 \text{ Kg}$$

Sachant qu'il faut 1,42 g d'O₂ pour réaliser la synthèse de 1 g de matière cellulaire.

La synthèse se réalise de la manière suivante :



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

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

b' étant pris égal à : b' = 0,04, on détermine b

$$b = \frac{0,04}{1,42} = 0,02 \quad b = 0,02 \quad (j^{-i})$$

Quantité de boues détruites par auto-oxydation : b x't

$$b X't = 0,02 \times 124\,740 = 2\,494 \text{ Kg / j.}$$

Quantité de boues sortant avec l'effluent : X eff.

$$X \text{ eff} = 10 \times 34\,560 = 346 \text{ Kg/j}$$

Bilan des boues X

$$X = 752 + 752 + 2\,452 - 2494 - 346$$

négligeable

$$X = 1\,462 \text{ Kg/j}$$

Les boues sont extraites du décanteur secondaire avec une certaine concentration

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

où IM est l'indice de MOHLMANN, qui doit être compris entre $100 < IM < 150$, pour une bonne décantation, On se fixe $IM = 130$

$$X_r = \frac{1200}{130} = 9,23 \text{ g/l}$$

Le volume des boues en excès produites par l'épuration peut-être évaluée à 1 462 Kg/j avec une concentration de ces boues de 9,23 g/l c'est donc $428 \text{ m}^3/\text{j}$ de boues en excès qu'il faudra extraire et refouler vers le traitement des boues.

$$\text{Volume des boues : } \frac{1462}{9,23} = 158 \text{ m}^3/\text{j}$$

Recirculation

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

$$\text{Le taux de recirculation } r = \frac{100 X'_a}{\frac{1200}{I_M} X'_a}$$

où: X'_a = concentration en MES dans le bassin

I_M = indice de MOHLMANN

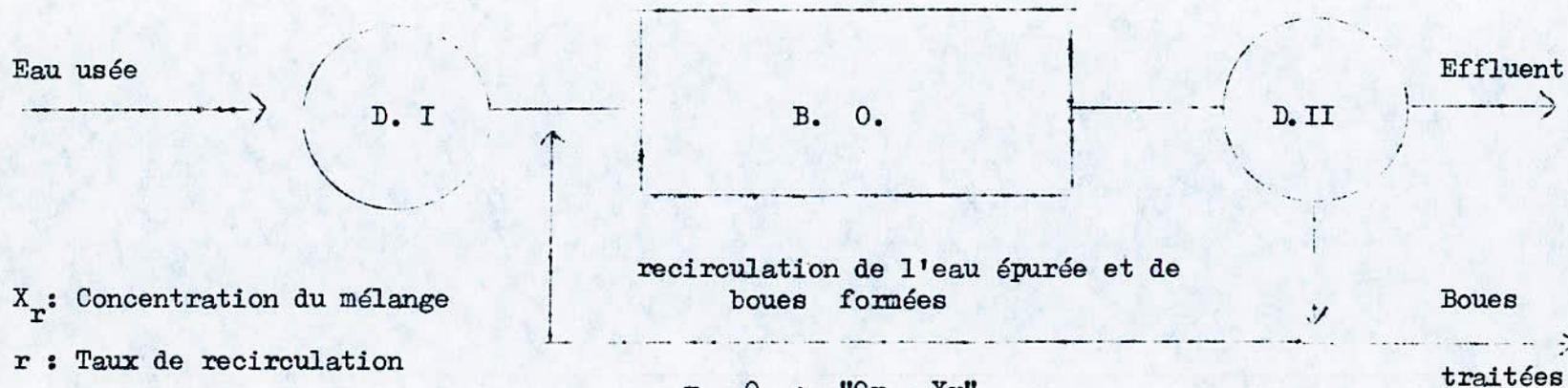
$$X_e = 3,3 \text{ g/l} \quad \text{---} \quad X'_a = \frac{X_a}{0,8} = \frac{3,3}{0,8} = 4,0 \text{ g/l}$$

$$r = \frac{100 \times 4}{\frac{1200}{130} - 4} = 76 \%$$

R E C I R C U L A T I O N

La récirculation a pour but de rabattre
la pollution et d'assurer l'oxydation des matières
organiques par l'action des micro-organismes aérobies

Bilan de recirculation



X_r : Concentration du mélange

r : Taux de recirculation

Q : Débit recirculé

$$Q_r = r \cdot Q$$

X_o : Concentration à l'entrée

$r, Q ; "Q_r, X_r"$

Age des boues

L'age des boues étant le rapport entre la masse des boues présentes dans le réacteur et la masse de boues en excès:

$$\text{Il est donné par la relation : } G = \frac{X't}{Dx} \quad (d)$$

$$G = \frac{124\,740}{1\,462} = 85 \text{ j.}$$

Boues primaires

Ces boues sont issues de décanteur primaire. Elles sont extraites à des concentrations variant entre 30 à 40 g/l. Cependant, afin de limiter leur temps de séjour dans les ouvrages il est préférable de réduire la concentration à 30 g/l.

La quantité de boues primaires est égale à 5 640 Kg/j, représentant un volume variant entre 141 et 188 m³/j suivant la concentration d'extraction désirée. On prend pour notre cas une concentration d'extraction de 30 g/l, nous aurons un volume journalier de boues primaires :

$$V_{\text{BI}^\circ} = \frac{5\,640}{30} = 188 \text{ m}^3/\text{j}$$

Boues secondaires

Ces boues étant extraites des décanteurs secondaires à une concentration de 9,23 g/l. La quantité de boues secondaires étant de 1 462 Kg/l.

Le volume des boues journalier sera :

$$V_{\text{BII}^\circ} = \frac{1\,462}{9,23} = 158 \text{ m}^3/\text{j}$$

Sachant que le pourcentage des boues en retour est de $r = 76 \%$, le débit à recirculer est $rqm = 0,76 \times 1\,440 = 1\,094 \text{ m}^3/\text{h}$.

Pour assurer ce débit de recirculation on doit prévoir 1 groupe d'électropompes de capacité utile de :

$$P = 0,76 \times \frac{1\,440}{3\,600} \cdot 1000 = 304 \text{ l/s.}$$

Boues de recirculation

Les boues reprises du décanteur secondaire sont relevées à l'aide de groupe électro-pompe à débit variable ramenées, en tête du bassin d'activation. Les boues sédimentées dans les décanteurs secondaires sont reprises par des dispositifs de succion. Les boues seront ensuite dirigées gravitairement par l'intermédiaire de tuyauteries passant sous chaque ouvrage vers deux postes de pompages construits à proximité de chaque bassin d'aération. Chaque poste de pompage sera équipé de 3 pompes immergées (l'une prévue au secours), ayant chacune les caractéristiques suivantes :

- Débit moyen : $1\,440\text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de recirculation : $2\,534\text{ m}^3/\text{h}$
- Les pompes doivent assurer le débit de recirculation, donc chaque pompe aura une capacité de $1\,267\text{ m}^3/\text{h}$

soit 352 l/s

Le débit à recirculer pourra être assuré par :

	Débit m^3/h	% de $Q'r$
Nombre de pompes en services	I	
1ère ligne de traitement	1 267	50 %
2ème ligne de traitement	1 267	50 %
Total	2 534	100 %

Décantation secondaire

Appelée aussi clarification, elle a pour rôle la séparation de l'eau traitée et des boues. Le débit à traiter est de $Q' = Q_m + r\text{ } q_m$. En considérant un temps de séjour de 3 h, le volume du clarificateur sera le produit du débit à traiter Q' par le temps de séjour.

$$Q' = 1\,440 + (0,76 \cdot 1440) = 2\,534 \text{ m}^3/\text{h}$$

d'où un volume de :

$$V_c = 2\,534 \times 3 = 7\,602 \text{ m}^3$$

-- La hauteur du clarificateur résultera du produit "temps de rétention par la vitesse ascensionnelle.

En se fixant une vitesse ascensionnelle (V_a) de 1,5 m/h. La hauteur H_c sera de :

$$H_c = 3 \times 1,5 = 4,5$$

-- La surface du clarificateur est le rapport entre le volume et la hauteur :

$$S_c = \frac{V_c}{H_c}$$

$$S_c = \frac{7602}{4,5} = 1\,689 \text{ m}^2$$

- Le diamètre D_c :

$$D_c = \frac{4 S}{3,14} = \frac{4 \times 1\,689}{3,14} = 46 \text{ m.}$$

- La charge hydraulique à une valeur maximale de $2,5 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ on calculera cette charge sur le débit à traiter Q' et sur le débit de pointe Q_p .

$$* \text{ CH sur } Q' : \text{ CH} = \frac{Q'}{S}$$

$$\text{CH} = \frac{2\,534}{1\,689} = 1,5 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

$$* \text{ CH sur pp} = \text{CH} = \frac{\text{PP}}{\text{S}}$$

$$\text{CH} = \frac{2\,347}{1\,689} = 1,38 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

$$* \text{ CH sur } Q_m = \frac{1\,440}{1\,689} = 0,85 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

* Temps de séjour pour différents débit :

$$\text{-- Débit de pointe : } t_s = \frac{\text{VC}}{Q_p}$$

$$T_s = \frac{7\,602}{2\,347} = 3,23 \text{ h}$$

$$Q' = t_s = \frac{\text{VC}}{Q'} = \frac{7\,602}{2\,534} = 3 \text{ h}$$

$$\text{-- Débit moyen : } t_s = \frac{\text{VC}}{Q_m}$$

$$t_s = \frac{7\,602}{1\,440} = 5,27 \text{ h}$$

Caractéristique du clarificateur

-- volume : $V = 7\,602 \text{ m}^3$

-- hauteur : $H = 4,5 \text{ m}$

-- les charges hydrauliques CH sur :

- pp = $1,38 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$
- : $Q_m = 0,85 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$
- : $Q' = 1,5 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

- Temps de séjour t_s sur : $pp = 3,23$ h
- $Q_m = 5,27$ h
- $a' = 3$ h

Bâche de reprise des boues

La bâche de reprise des boues doit être dimensionnée de telle sorte à satisfaire les volumes de boues primaires et secondaires reçues quotidiennement.

- Volume de boues primaires $V_I = 188 \text{ m}^3/\text{j}$
- Volume de boues secondaires $V_{II} = 158 \text{ m}^3$
- Volume total $V_t = 346$

Le volume de la bâche sera estimé à 400 m^3 , avec ce volume la bâche pourra recevoir quotidiennement les boues issues des décanteurs primaires et celle issues du décanteur secondaire.

Traitement des boues

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

La production journalière de ces boues :

- boues primaires : $5\,640 \text{ Kg/j}$
- boues secondaires : $1\,462 \text{ Kg/j}$

soit : un volume journalier de $188 \text{ m}^3/\text{j}$ à évacuer, il sera nécessaire d'extraire ces boues à un débit: $8 \text{ m}^3/\text{h}$.

Le volume des boues secondaires est de $158 \text{ m}^3/\text{j}$, ces boues seront refoulées vers la bâche de reprise des boues primaires. Leur transfert vers la bâche de reprise des boues primaires sera assuré par 2 pompes à un débit de $8 \text{ m}^3/\text{h}$. chacune (l'une des pompes est prévu pour le secours).

Le mélange des boues primaires et des boues biologiques sera réalisé dans la bêche de reprise des boues primaires après extraction des boues primaires, afin de ne pas perturber la concentration de ces dernières. L'ensemble de ces boues appelées "boues fraîches" sera refoulé vers le premier ouvrage de traitement, par l'intermédiaire des pompes à boues fraîches.

Le traitement de boues fraîches consiste en :

- Un épaissement
- Une digestion anaérobie
- Une deshydratation naturelle

* Epaissement

Quantité de boues fraîches refoulées vers l'épaisseur

$$5640 + 1462 = 7102 \text{ Kg/j}$$

doit un volume journalier

$$188 + 158 = 346 \text{ m}^3/\text{j}$$

La concentration des boues fraîches dans l'ouvrage :

$$\frac{7102}{346} = 20 \text{ g/l}$$

L'épaisseur améliore la sédimentation et le tassement des boues et la concentration des boues est ramenés à 50 g/l.

Donc les volume des boues refoulées vers le digesteur est :

$$\frac{7102}{50} = 142 \text{ m}^3/\text{j}$$

Pour assurer le refoulement de cette quantité de boues nous prévoyons 2 pompes d'un débit unitaire de 6 m³/h. L'une d'elles étant installée en secours. Les boues seront admises dans la partie contrôle de l'ouvrage et guidées vers le fond par une baffle métallique.

Les boues épaisser seront reprises à l'aide des pompes et refoulées vers le digestion.

Le volume de l'épaisseur sera contrôlé comme le produit au volume journalier de boues à épaisser par le temps de séjour.

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

On se fixe un temps de séjour de 36 h.

Le volume de l'épaisseur sera de :

$$V_{ep} = 346 \times 1,5 = 519 \text{ m}^3$$

avec une hauteur $H_{ep} = 4 \text{ cm}$, la surface de l'épaisseur

$$S_{ep} = \frac{V_{ep}}{H_{ep}} \quad S_{ep} = \frac{519}{4} = 130 \text{ m}^2$$

Soit un diamètre : $Dep = \sqrt{\frac{4 S_{ep}}{3,14}}$

$$Dep = \frac{4 \cdot 130}{3,14} = 13 \text{ m}$$

$$\text{Charge massique} = \frac{7\ 102}{130} = 55 \text{ Kg/m}^3 \text{ j.}$$

Caractéristique de l'épaisseur

-- Volume : 519 m^3

-- Surface : 130 m^2

-- Hauteur : 4 m

-- Diamètre : 13 m

Charge massique : $55 \text{ Kg/m}^2 \text{ j}$

Poids de matières sèches = 7 102 Kg/j

Volume journalier des boues fraîches : $346 \text{ m}^3/\text{j}$

Temps de séjour : 36 soit 1,5 j.

Digesteur anaérobie

Pour obtenir une bonne digestion de ces boues, il est nécessaire de maintenir les boues à une température constante de 35°C et de les épaisir à une concentration maximale. La quantité journalière de boues refoulées au digesteur est de 7 102 Kg serait en volume journalier 142 m³/j.

Dans les eaux résiduaires urbaines la proportion de matière volatiles se situe à 80. Nous avons:

-- Poids de MVS contenues dans la boue fraîche

$$7\ 102 \times 0,8 = 5\ 682 \text{ Kg/j}$$

-- Poids de M E S contenu dans les boues fraîches

$$7\ 102 \times 0,2 = 1\ 420 \text{ Kg/j}$$

La digestion anaérobie assurera une réduction 45 % MVS, d'où une quantité de matières sèches de boues digérées:

$$(5\ 682 \times 0,55) + 1\ 420 = 4\ 545 \text{ Kg/j}$$

On prévoit une digestion dans des digesteurs chauffés et brassés au gaz. Les boues séjourneront à l'intérieur de l'ouvrage 25 jours pour assurer une bonne digestion.

Volume du digesteur est le produit du volume journalier de boues fraîches par le temps de séjour.

$$\text{d'où le volume du digesteur : } V_d = 142 \times 25 = 3\ 550 \text{ m}^3$$

En fixant une hauteur H = 12, la surface du digesteur sera :

$$S_d = \frac{V_d}{H_d} = S = \frac{3\ 550}{12} = 296 \text{ m}^2$$

Ces boues sont extraites à des concentration variant de 40 à 50 g/l

$$\text{Le volume journalier de boues sera : } \frac{4\ 545}{50} = 91 \text{ m}^3$$

Le processus de digestion amenera une réduction des matière volatiles et c'est la partie détruite de ces matières qui produit des gaz dont nous nous servons pour le brassage pour assurer une parfaite homogénéisation des boues tant, du point de vue de leur qualité que de leur température et d'éviter la formation d'une matières flottantes.

On évalue la production de gaz a $n = 0,9 \text{ m}^3/\text{Kg}$ de MV détruites.

Les matières volatile détruites sont évaluée.

$$5\ 682 \times 0,45 = 2\ 557 \text{ Kg/j}$$

Soit une production de gaz : $2\ 557 \times 0,9 = 2\ 301 \text{ m}^3/\text{j}$ de gaz que nous produirons.

Caractéristique de la digestion

- volume : $V = 3550 \text{ m}^3$
- hauteur : $H = 12 \text{ m}$
- surface : $S = 296 \text{ m}^2$
- Diamètre : $D = 20 \text{ m}$
- Production de gaz : $P_g = 2301 \text{ m}^3/\text{j}$

* Deshydratation : lits de sechage

Les boues digérées seront périodiquement extraites du digesteur.

On considère que les boues digérées seront extraites à une concentration variant de 40 à 50 g/l.

On admettant que les boues digérées seront extraites à une concentration de 50 g/l, il faudra extraire un volume journalier de :

$$V = \frac{2557}{50} = 51 \text{ m}^3$$

Ce volume journalier sera digéré vers les lits de sechage afin de subir une déshydratation naturel.

Le volume annuelle à déshydrater est : $51 \times 365 = 18\,615\text{m}^3$
dans le traitement par boue activée, on estime la surface du lit entre 15
et 20 habitants par m^2 .

On prend pour notre cas $20 \text{ hab}/\text{m}^2$

-- Surface nécessaire à la déshydratation :

- . longueur 25 m
- . largeur 10 m

Soit une surface unitaire S : 250 m^2

Le nombre de lit :

$$N = \frac{8\,000}{250} = 32 \text{ lits}$$

On propose une déshydratation de boues par voie naturelle
sur des lits de séchage.

Ces lits seront délimités par des murettes, comportant une
couche de gravier et une couche de sable recouvrant une série de drains
collectant nos eaux d'égoutsages. Celles-ci seraient dirigées vers le
réseau de drainage retournant en tête de station. Ces boues vont être
utilisées à des fins agricoles (voir chapitre traitement des boues).

Caractéristiques de la déshydratation

Déshydratation naturelle sur des lits de séchage au
nombre de 32 lits.

- Surface totale : $S = 8\,000 \text{ m}^2$
- Longueur d'un lit : $L = 20 \text{ m}$
- Largeur d'un lit : $l = 15 \text{ m}$

Volume annuelle à déshydrater : $V = 18\,615 \text{ m}^3$

Désinfection des eaux traitées

Ce traitement complémentaire des eaux avant leur rejet, est
recommandé et utile dans le cas de la réutilisation des eaux traitées pour
l'agriculture. Donc il est nécessaire de calculer un bassin de contacts.

Le volume de ce bassin est calculé pour un temps de séjour suffisant au débit de pointe afin d'obtenir une bonne efficacité de l'action du chlore. Le dosage du chlore est calculé sur la base de 8 à 10 gr/m³ du chlore.

-- Débit de pointe $Q_p = 2\ 347\ m^3/h$

-- Débit journalier $Q_j = 34\ 560\ m^3/j$

-- Dosage du chlore = 9 g/l

La quantité journalière de chlore à prévoir

$$34\ 560 \times 9 = 311\ 040\ g/j$$

$$311,04\ Kg/j = 311\ Kg/j$$

où une quantité horaire de : $\frac{311}{24} = 13\ Kg/h$

En utilisant comme désinfectant l'hypochlorite de soude à un taux de concentration de 48 %

1 degré chlorométrique correspond à 3,17 gr de chlore actif par Kg d'hypochlorite.

D'où l'hypochlorite à 48°C renferme $3,17 \times 48 = 152$ gr de chlore actif.
Donc la quantité d'hypochlorite à prévoir $\frac{311}{0,152} = 2\ 046\ l/j$

ou 746 790 l/an.

Calcul du volume du bassin de désinfectant sur le débit de pointe le temps de contact minimal pour une bonne désinfection doit être de 15 à 40 mn au maximum. On se fixe un temps de contact de 30 mn, le volume du bassin sera :

$$2\ 347 \times \frac{30}{60} = 1\ 174\ m^3$$

En prévoyant un temps de stockage périodique de 15 jours on aura alors à prévoir une citerne d'une capacité de : $2\ 046 \times 15 = 30\ 690\ l$

donc la citerne à prévoir aura un volume de : $V = 31\ m^3$

A N N E X E S

COUT D'INVESTISSEMENT DE LA STATION D'EPURATION

Ce cout dépend essentiellement de la capacité de la station et de la nature du réseau.

La capacité est exprimée en nombre d'équivalent habitant. Le cout d'investissement comprend 3 postes:

- 1/- L'achat du terrain représentant jusqu'à 1 % du cout global,
- 2/- Les aménagements du terrain (nivellement général voiries, cloture etc... entre 15 et 20 % du cout totale de la station;
- 3/- La station elle même pour laquelle les équipements représente 40 % et le génie 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 25 000 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'énergie
 - 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

Coût de la station

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

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

ou A : est l'annuité

$$i = \text{taux d'annuité } 8 \%$$

$$n = \text{nombre d'année (20 ans)}$$

$$A = \frac{0,08}{(1 + 0,08)^{20} - 1} + 0,08 = 0,185$$

$$A = 0,10185$$

Pour un équivalent habitant.....	400 DA
pour 160 000	640 00000
cote part genie civil 60 %	384 00000
cote part equipement 40 %.....	256 00000

Investissement (durée de vie 20 ans)

Volume d'eau à traiter en 20 ans

$$V = Q \cdot 20 \cdot 365 = 34560 \times 20 \cdot 365 = 2,65 \cdot 10^8 \text{ m}^3$$

2650 00000

Exploitation

Main d'oeuvre

3 techniciens	2500 DA / mois chacun
1 surveillant	1500 DA / mois

pour 20 ans $9000 \times 12 \times 20 = 2160\ 000$ DA

changement d'équipement au bout de 10 ans 25600 000 DA

énergie à raison de 20 centimes par Kwh , la consommation mensuelle est de l'ordre de 200 Kwh

pour 20 ans $200 \times 0,20 \times 12 \times 20 = 9600$ DA

Prix de revient du mètre cube traité

$$\frac{640.00000 + 216.0000 + 2560\ 0000 + 9600}{25600\ 000} = 0,346 \text{ DA/m}^3$$

Prix de revient du mètre cube = $0,35 \text{ DA / m}^3$

L'exploitation d'une station est affaire couteuse car déjà le remplacement de l'équipement au bout de 10 ans (généralement plus tôt), est une affaire qui représente aux environs la moitié des investissements.

Le cout globale du mètre cube traité est en relation avec le niveau de traitement c'est à dire le degré de pollution des eaux au rejet.

EFFETS TOXIQUES DES EAUX USEES SUR LES VEGETAUX

Aluminium, sels :

Selon des observations assez récentes, l'origine de l'action toxique de terrains fortement acides sur la croissance des végétaux doit être cherchée, en premier lieu, dans l'influence de l'aluminium. Les ions Al ont un effet toxique sur les germes de citrouilles, de maïs, de lupin et de haricots.

L'effet toxique s'étend également au riz, au blé, et notamment au trèfle incarnat. A des pH inférieurs à 5, les sels solubles d'aluminium, aussi bien que l'hydrate d'alumine, abaissent fortement l'absorption d'acide phosphorique. L'aluminium exerce en outre, sur les végétaux, une action physiologique toxique indirecte (Intoxication des racines). Chez l'orge et le millet, les effets nuisibles apparaissent déjà lorsque l'aluminium est présent en concentrations de 1 mg / l. Le seigle est moins sensible chez les végétaux aquatiques, la présence de 0,005 à 0,01 % de sel d'aluminium provoque un affaiblissement et des troubles de l'assimilation.

Chrome, composés :

L'action toxique des sels chromiques sur les végétaux se manifeste sur un dépérissement général de toutes les parties du végétal, et par une destruction graduelle de l'appareil chlorophyllien. Les composés de chrome trivalent sont toutefois infiniment moins toxiques que les sels de l'acide chromique.

Dans des essais de culture en sable avec des doses croissantes de chrome (10^{-10} à 100 mg $\text{Cr}_2(\text{SO}_4)_3$), d'après Scharrer

et Schropp, l'avoine et le seigle n'ont été affectés qu'à partir de 100 mg Cr, les autres doses de chrome ont eu le plus souvent une action favorable sur le rendement. Le blé et le maïs se sont comportés de façon similaire, tandis que l'orge et le petit pois sont beaucoup plus sensibles vis à vis du chrome. Dans des cultures de maïs dans l'eau, et jusqu'à concurrence de 1 mg / l Cr, on a le plus souvent obtenu des augmentations des récoltes (d'après le poids des épis et des racines). Des doses plus importantes ont provoqué une forte dépréciation de la croissance et du rendement.

Cuivre, composés:

Chez les végétaux, le cuivre provoque aussi bien dans les racines que dans les parties situées au-dessus du sol, un développement anormal. En solutions nutritives, 10 mg/l Cu O ont une action détériorante, 5,0 mg / l ne produisent de lésions que chez certains végétaux. Dans des cultures de petits pois dans l'eau, une concentration de Cu SO₄ de 0,000000249 % a produit des détériorations; une quantité un million de fois plus forte, dans le sol, a par contre une action stimulante.

Fer

Le sulfate de fer subit, dans l'eau et le sol, une décomposition par hydrolyse et une oxydation. Il se forme par conséquent un dépôt d'Hydroxyde ferrique, et un lessivage des sels de Calcium et de potassium. Ceci donne lieu à une acidification du sol. Dans l'émissaire, les eaux contenant du sulfate de fer provoquent surtout des envassements et des modifications de la composition chimique.- Lorsqu'on irrigue des prairies avec des eaux renfermant du sulfate de fer, on voit disparaître graduellement les diverses

espèces de trèfle et les herbes douces, qui sont remplacées par des prêles, des herbes acides et des mousses. Le sulfate de fer est relativement peu toxique pour les phanérogames. En solutions nutritives contenant 0,1 % de sulfate de fer, ces plantes restent en vie pendant plus d'une semaine.

Fluor, composés :

L'acide fluorhydrique, en concentration de 0,00033 %, provoque sur les végétaux (pin, chêne, plane), après un temps de contact de 3 à 4 semaines, des décolorations qui débutent par une bande jaunâtre sur le bord des feuilles, et prennent graduellement une teinte brunâtre plus foncée. *Fontinalis antipyretica* n'est plus détérioré par le fluorure de sodium en solution à 0,03 %. L'acide fluorhydrique s'est montré plus toxique que le fluorure. *Elodea densa* était déjà attaqué par une solution à 0,0008 % (= 8mg/l). En combinaison avec l'hydrogène, le fluor constitue un poison particulièrement violent pour les végétaux.

Nickel, sels :

Dans des expériences de culture en eau une dose de 2,5 mg/l de NiO, sous forme de Sulfate de nickel, empêche le développement des végétaux, ou même provoque la mort des plantes.

Plomb, composés :

De légères additions de sels de plomb au sol favorisent les processus de nitrification, mais l'ammoniation, par contre, est inhibée. Dans des essais de culture dans l'eau avec l'avoine et la pomme de terre, le nitrate de plomb, en concentrations de 1,5 à 25 mg/l a eu une action stimulante. Par contre, en concentrations dépassant 50 mg/l, toutes les plantes d'essai périssaient en l'espace de huit

jours. Les végétaux étaient plus sensibles encore vis à vis du chlorure de plomb. Dans des essais de culture en sable avec l'acétate de plomb en concentrations de 10^{-10} à 100 mg, et portant sur le blé, le seigle, l'orge, l'avoine et le maïs, c'est ce dernier qui a été le moins endommagé. Le seigle est également très résistant aux ions plomb. Par contre l'orge, l'avoine, et surtout le blé, ont présenté une extrême sensibilité. La croissance et le rendement, pour le blé, ont été compromis dans les cas. Le plomb ralentit la croissance des racines et provoque une nette atténuation de la respiration. Son action est toutefois moins toxique que celle des sels de zinc. L'effet dépend de la nature du végétal, de l'état du terrain, et du type de composé de plomb. La détérioration est probablement plus accentuée en terrain acide que dans un sol neutre ou alcalin.

Zinc, sels :

Les sels de zinc provoquent, chez les végétaux, une détérioration de l'appareil chlorophyllien, et, par suite, compromettent l'activité d'assimilation. Une dose de 1 mg/l Zn, sous forme de sel soluble, est inoffensive pour tous les végétaux; une quantité de 2,0 à 3,3 mg/l Zn influe défavorablement sur la croissance en longueur, et 5,0 mg / l Zn représentent la limite de toxicité, sans exception.

En dilution plus forte, par contre, les sels de Zinc ont une action favorable sur la croissance des plantes. Le développement de petits pois, en culture dans l'eau, est favorisé par des additions de 0,03 et 0,015 mg/l de sulfate de Zinc. Il a été possible par des adjonctions de 0,2 à 4 mg/kg de terre, d'obtenir une augmentation du rendement de graminées. D'après Carcanin, l'ion Zinc à un

effet stimulant sur la croissance végétative des végétaux inférieurs et sur la germination des graines, mais par contre, il influe toujours dans un sens défavorable sur le développement des plantes vertes.

Au point de vue de la croissance des végétaux, les composés de Zinc présentent une forte toxicité, qui se manifeste déjà à des concentrations de 1 : 1 million, et même de 1 : 10 millions. En présence de fer, toutefois, l'effet toxique du Zinc est atténué.

Par suite de l'enrichissement en Zinc qui se produit inévitablement dans le sol, les eaux usées contenant du Zinc ne conviennent pas pour l'épandage.

Traitements proposés pour répondre aux critères sanitaires applicables à
la réutilisation des eaux usées (d'après OMS)

	Irrigation		usages récréatifs			réutilisation municipale		
	récoltes non destinées à la consommation humaine directe	récoltes consommées après cuisson Pisciculture	récoltes destinées à être consommées crues	sans contact	avec contact	réutilisation industrielle	eau non potable	Eau potable
Critères sanitaires	A+F	B+F ou D+F	D+F	B	D+G	CouD	C	E
A + F								
Traitement primaire	+++		+++	+++	+++	+++	+++	+++
Traitement secondaire		+++	+++	+++	+++	+++	+++	+++
Filtration sur sable ou méthodes équivalentes de traitement poussée...		+	+		+++	+	++	++
Nitrification						+		+++
Denitrification							+	++
Clarification chimique							+	++
Adsorption sur charbon								++
Echange d'ions ou autre méthodes de déminéralisation							+	++
Désinfection		+	+++	+	+++	+	+++	+++

Pour obtenir l'élimination des éléments nuisibles à chaque usager que donne la 1ère ligne du tableau les traitements souhaitables sont indiqués dans les lignes suivantes par +++ pour obligatoire, ++ pour nécessaire en général et par + pour les traitements complémentaires éventuels.

- A : Absence de solides grossiers, élimination d'une grande partie des oeufs de parasites.
- B : Comme A, plus élimination d'une grande partie des bactéries.
- C : Comme A, plus élimination plus complète des bactéries, et élimination partielle des virus.
- D : A plus 100 coliforme par 100 ml dans 80 % des échantillons.
- E : Aucun coliforme fécal par 100 ml, aucune particule virale par 1000 ml, aucun effet toxique sur l'homme, plus autres critères pour l'eau de boisson.
- F : Pas de produits chimiques laissant des résidus indésirables dans les récoltes ou le poisson.
- G : Pas de produits chimiques provoquant une irritation des muqueuses et de la peau.

Normes actuelles pour l'utilisation d'eaux régénérées en agricultures (OMS 1972)

Utilisation agricole	USA Californie			République Fédérale d'Allemagne
Vergers et vignobles	Effluent primaire, pas d'irrigation par aspersion, ne pas utiliser les fruits tombés à terre	Effluent secondaire	Effluent tertiaire, si possible fortement chloré, pas d'irrigation par aspersion	pas d'irrigation par aspersion à proximité
Fourrage, plantes, Textiles et plantes à graines	Effluent primaire, irrigation de surface par aspersion	Effluent secondaire, mais l'irrigation de plantes à graines pour la production de légumes comestibles et interdite	Effluent tertiaire	Prétraitement avec dégrillage et bassins de sédimentation. Pour l'irrigation par aspersion, traitement biologique et floraison.
Produits destinés à la consommation humaine et devant subir un traitement qui détruira les agents pathogènes	Pour l'irrigation de surface: effluent primaire. Pour l'irrigation par aspersion: Effluent secondaire désinfecté (pas plus de 23 coliformes par 100 ml à	Les légumes destinés à la consommation humaine ne doivent être irrigués qu'avec des eaux régénérées ayant été correctement désinfectées (1000 coliformes par 100ml dans 80% des échantillons	Effluent tertiaire	L'irrigation doit cesser quatre semaines avant la récolte, pomme de terre et céréales, irrigation limitée à l'époque de la floraison.
Produits devant être consommés crus	Pour l'irrigation de surface: pas de 2,2 coliformes par 100ml. Pour l'irrigation par aspersion, filtré, avec une turbidité maximale de 10 unités s'il a été traité par coa-	Pas d'irrigation avec les eaux régénérées, sauf pour les fruits devant être pelés avant consommation		Pommes de terre et céréales irrigation jusqu'à la floraison seulement

CONCLUSION GENERALE

Depuis toujours, l'homme a transformé son environnement mais c'est seulement au cours de la révolution industrielle que l'intervention de l'homme dans la nature représente pour lui même un danger sérieux et universel. L'urbanisation et l'industrialisation accablent le milieu humain et exigent trop de conditions de vie naturelles.

En effet dans le temps, on pensait que les pouvoirs d'absorption du sol étaient illimités, malheureusement avec les différentes agressions qui ne cessent de perturber le milieu environnant de l'homme, la capacité d'auto-épuration du sol, de l'eau et de l'air ne suffit plus dans beaucoup de cas. Ceci signifie un grand danger pour l'humanité car la sécurité de l'homme doit-être protégée. Celle-ci est menacée du moment que la santé et le bien être de ce dernier sont en danger imminent où proche.

Le traitement des eaux porte sur l'étude et la réalisation d'installations d'épuration d'eau usée, tout en disposant de procédés et de techniques aptes à affronter tous les problèmes de traitement d'effluent et de boues résiduaires.

Vu les besoins incessant en matière d'eau pour l'alimentation et l'irrigation et vu la non utilisation des eaux usées, l'homme a été assez subtil pour réutiliser ces eaux pour compenser le déficit des réserves d'eau qui ne peuvent-être indéfiniment intarissables. Cette manière de procéder est profitable à plus d'un titre puisqu'elle pourrait faire conserver au sol son potentiel de ressources d'eaux.

Les micro-organismes pathogènes à transmission hydrique constituent toujours un risque potentiel important sur le plan de la santé publique. La désinfection reste donc un maillon essentiel de la chaîne de traitement des eaux, maillon qu'il faut maîtriser parfaitement.

Les procédés de désinfection les plus employés sont le chlore, l'ozone, le dioxyde de chlore. Il se trouve que ces désinfectants sont aussi des oxydants qui réagissent chacun d'une manière spécifique avec un certain nombre de polluants dissous dans l'eau.

Etablir le bilan des avantages et des inconvénients de ces trois désinfectants consiste donc :

- à étudier leurs propriétés désinfectantes proprement dites, c'est à dire leur agressivité vis à vis des pathogènes.

- à définir et analyser les réactions chimiques qui interfèrent intimement avec la désinfection et peuvent avoir des effets bénéfiques ou nuisibles dans le traitement de l'eau.

Les trois produits sont de bons désinfectants mais n'ont pas par ailleurs les mêmes effets bénéfiques ou nuisibles au sein d'une filière de traitement.

Le traitement d'eau devra donc établir à chaque cas d'espèce un bilan économique et technique tenant compte de la qualité globale de l'eau à traiter et de l'eau qu'il veut obtenir.

Nous espérons que ce humble travail pourra être oeuvre utile dans l'étude de la station d'épuration de Constantine.

B I B L I O G R A P H I E

- BECHAC J.P., MERCIER B., BOUTIN P., NUEN P. Traitement des eaux
- DEGREMONT Memento technique de l'eau
- EDELFINÉ F. L'épuration biologique des eaux résiduaires
- GOMELLA C., GUERREE H. Les eaux usées dans les agglomérations urbaines
ou rurales Tome 1. Collecte
Tome 2. Traitement
- LOUDET M., COSTE C. Guide d'assainissement en milieu urbain
- ROBERT - WEINER Epuration des eaux dans la transformation et la galvanisation des métaux
- ROQUES H. Fondements théoriques du traitement biologique
- SCULMANN J. Cours de traitement des eaux
- VALIRON F. Neutralisation des eaux usées
- WALENTIN A. Ouvrage d'assainissement (calcul et exécution)
- WECKENFFELDES W. Gestion des eaux usées urbaines et industrielles

- LOUIS DIVET et PIERRE SCHULHOF

Que sais-je ? Le traitement des eaux

- F. MEINCK

H. STOOFF

H. KOHLSCHUTTER

Les eaux résiduaires industrielles

- J.P. LEGERON

Traitement par ozonation de quelques problèmes
liés aux eaux résiduaires

- Techniques et sciences municipales

Revue regroupées l'eau terres et eaux

68° Année N° 11/73

70° Année N° 6/75

- Extrait de : Essais de désinfection des eaux usées
urbaines.

Montpellier - Agence de bassin

RMC 1982

