

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE . SANITAIRE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

EPURATION DES EAUX
RESIDUAIRES DE LA VILLE
DE MEDEA

2 PLANCHES

Proposé par :
DHW. MEDEA

Etudié par :
RAMOUL - S'MAIN

Dirigé par :
R - TRIDI



PROMOTION: JUIN 1984

Ecole Nationale Polytechnique

Département : Génie sanitaire

000

PROJET DE FIN D'ETUDES

T H E M E

EPURATION DES EAUX RESIDU AIRES de la

VILLE DE MEDEA

Proposé par :

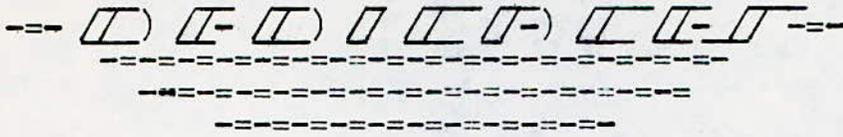
DHW MEDEA

Etudié par :

RAMOUL **SMAIN**

Dirigé par :

Mr R. TRIDI



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

A mon père /- Pour tous les sacrifices consentis à mon égard pour mon avenir.

A ma mère /- Pour m'avoir soutenu et encouragé depuis ma très tendre enfance.

A mes sœurs et frères /- Pour leur bienveillance et leur soutien.

A mes amis /-

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

Je remercie Monsieur TRIDI mon promoteur qui m'a guidé dans cette présente étude, ainsi qu'à Monsieur REHI et à tout le personnel du "Service Traitement des Eaux" à l'ENFR.

Je remercie tous les professeurs qui ont contribué à ma formation. Mes remerciements vont également à Monsieur MEZAOUI : Professeur à L'INA, et à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à la préparation de ce modeste travail.

--- S O M M A I R E ---

Chapitre I : Présentation

Chapitre II : Aperçu hydraulique général

Chapitre III : Enquêtes sur le terrain

Chapitre IV : Enquêtes topographiques

Chapitre V : Données climatologiques

V - 1 - Introduction

1 - 1 - Température de l'air

1 - 2 - Pluviométrie

1 - 3 - Vent

Chapitre VI : Etude démographique

Chapitre VII : Etude des besoins en eau potable

VII - 1 - Etude des besoins

2 - Risques de pollution

Chapitre VIII : Détermination des données de base

VIII - 1 - Introduction

2 - Calcul des données

Chapitre IX : Etude des rejets

IX - 1 - Introduction

2 - Importance des analyses

3 - Détermination des charges polluantes

4 - Interprétation des résultats

Chapitre X : Dimensionnement de la station d'épuration

X - 1 - Dimensionnement du collecteur principale

2 - Dimensionnement du déversoir d'orage

3 - Traitement des eaux résiduaires

4 - Traitements physiques

4 - 1 - Prétraitement physiques

4 - 1 - 1 - Dégrillage

4 - 1 - 1 - 1 - Prédégrillage

4 - 1 - 1 - 2 - Dégrillage fin

4 - 1 - 1 - 3 - Pertes de charges des grilles

4 - 1 - 2 - Désablage

4 - 1 - 3 - Déshuilage

- 4 - 2 - Traitement primaire
- X - 5 - Traitement biologique
 - 5 - 2 - Choix du procédé
 - 3 - Conceptions des installations par boues activées.
 - 3 - 1 - Bassin d'aération
 - 3 - 2 - Besoin en oxygène
 - 5 - 3 - 3 - Bilan des boues
 - 5 - 3 - 4 - Clarificateur
 - 5 - 3 - 5 - Bache de reprise des boues fraîches
 - 5 - 3 - 6 - Traitement des boues
 - 5 - 3 - 6 - 2 - Epaissement des boues
 - 5 - 3 - 6 - 3 - Digestion
 - 5 - 3 - 6 - 4 - Lits de séchage

ANNEXE I/-

--- P R E S E N T A T I O N ---

Mon étude s'inscrit dans le cadre de la réalisation d'un projet de station d'épuration des eaux usées de la ville de MEDEA.

Cette station est destinée pour deux phases :

- 1ère phase à court terme : 1995

- 2ème phase à long terme : 2005

Compte tenu des informations recueillies sur place et des études antérieures élaborées pour l'assainissement de la ville de MEDEA, ma présente étude est appelée à présenter une solution technique viable et adaptée pour le traitement des effluents urbains.

Les eaux usées épurées seront réutilisées dans l'agriculture et surtout dans l'industrie, vue la construction de l'importante unité d'antibiotiques en cours de réalisation, qui consommera à elle seule 6000 m³ d'eau par jour.

Documents de base étudiés/-

- Schéma directeur d'assainissement.

Elaboré par DHW de MEDEA.

Des consultations ont eu lieu avec :

- M. le Sous-Directeur des études et de programmation de la DHW de MEDEA.

- M. le Sous-Directeur de l'infrastructure de la DHW de MEDEA.

- M. L'ingénieur représentant de la direction des études et réalisations en urbanisme (CNERO : EX-CADAT) de la wilaya de MEDEA.

- M. le Responsable du service météorologique de MEDEA.

CHAPITRE II/-

--- APERCU HYDRAULIQUE GENERAL ---

La ville de MEDEA est le chef lieu de la wilaya située au nord à une altitude de 800 à 1000m en pleine région montagneuse, sur un plateau enserré entre l'atlas Blidéen et le massif de Berrouaghia au sud, 95% des constructions de la ville se trouvent place sur une altitude qui varie entre 900 et 950m. Le site urbain de MEDEA est limité par les latitudes $36^{\circ} 17'$ nord et $36^{\circ} 15'$ sud ; les longitudes $2^{\circ} 48'$ et $2^{\circ} 42' 5''$ ouest. Le site est limité par les coordonnées lambert qui sont : X 501 à 509.

Y 328 à 331,5.

Son relief est très accidenté, il est formé par des collines au nord, nord-est ravimées par des petits cours d'eau. Le point le plus haut est le sommet du Djebel Nador à 1190m au nord-ouest du site urbain, le point le plus bas se trouve au nord-est et au sud de la ville (600m).

La ville s'est allongée entre deux grands bassins versants, notamment :

- Un au nord : c'est le bassin de l'oued CHIFFA alimenté par l'oued Sid-Ali et Mouzaïa

- Un au sud du plateau : c'est le bassin de l'oued El-Harch.

Le système d'assainissement de la ville dans son ensemble est unitaire, les collecteurs principaux sont dotés de déservoirs d'orages.

Les collecteurs principaux de la ville sont les suivants :

1/ Deux (2) collecteurs apportant les eaux usées du centre ville, 800mm de diamètre chacun, se jettent dans l'exutoire situé à la côte 800m NGA au sud-ouest de la ville.

2/ Deux (2) collecteurs réunissant les eaux usées de l'Est et une partie du nord ville débouchent au sud-est ^{vers} GARGARA. (oued)

3/ Deux (2) autres collecteurs réunissant seulement les effluents de l'Est de la ville se jettent vers l'oued Snoube.

4/ Un (1) collecteur de rejets de l'ouest de la ville se jette au sud-ouest de la ville vers l'oued Samerdjl et Merinène.

Le programme de réalisation du PUD (Plan d'Urbanisation et du Développement) est actuellement en cours de réalisation. Dans de ce programme, 4000 logements en majorité seront construits dans la ZHON du quartier

THENIET EL-HADJAR. L'extention future de la ville se fera vers la partie nord de l'axe central entre le centre ville et le quartier AÏN-DHEB.

La ville possède deux unités industrielles de moyenne importance. L'unité SNMC est une briquetterie, tuilerie fabrique des tuiles et briques d'une capacité de production de 100.000 tonnes par an (30.000 tuiles et 70.000 briques). L'unité SONATRACH de plastique fabrique des sacs poubelles, sacherie, fils d'emballages etc... avec une production de 4000 tonnes par an. Actuellement, les eaux usées de l'unité SONATRACH sont épurées. Suivant les informations que j'ai recueillie, l'extention des unités industrielles n'est pas encore proposée.

CHAPITRE III/-

--- ENQUÊTES SUR LE TERRAIN ---

Les objectifs des enquêtes sur le terrain étaient de :

- Recueillir les informations concernant l'état des études hydrauliques disponibles ayant une influence directe sur les calculs de la station d'épuration d'eaux usées urbaines.
- Faire les enquêtes sur le réseau d'eau potable et d'assainissement existant.
- Consulter avec les autorités locales concernées pour l'implantation de la station d'épuration.
- Recueillir les données relatives au programme du PUD, ainsi qu'à l'échelonnement des délais de réalisation.
- Réserver le terrain pour la station d'épuration future en fonction des aspects hydrauliques, agricoles et du développement d'urbanisme.
- Retenir les points de prélèvements d'échantillons d'eaux usées.
- Recueillir les données topographique du site pour la station d'épuration.

--- ENQUETES TOPOGRAPHIQUES ---

Le terrain de la station d'épuration future a été choisi en accord commun de la Direction de l'Hydraulique de la wilaya de MEDEA, et les autorités de la wilaya de MEDEA en fonction des trois facteurs suivants :

- Environnement : Ecologie.
- Coût de construction : investissement.
- Coût d'exploitation : entretien.

L'emplacement de cette station se situe au bord des effluents de l'oued GOLEA et de l'oued El-Harch, ce terrain est près d'un pont reliant le chemin de wilaya N°238 à 3km environ du centre ville.

La superficie du terrain est de 5 hectares. Le terrain est actuellement en partie nu, sans cultures.

L'altitude de la côte de niveau de ce terrain est de 610m NGA environ. Les avantages de l'implantation de la station d'épuration dans cette zone sont les suivants :

- a/- Les trois facteurs que j'ai énuméré au début sont satisfaits.
- b/- Eloignement maximum des zones habitées.
- c/- Stabilité du terrain.
- d/- Vents dominants favorables (NE).
- e/- Altimétrie permettant un raccordement gravitaire des collecteurs d'eaux usées.

CHAPITRE V/-

--- DONNEES CLIMATOLOGIQUES ---

INTRODUCTION V/- 1 -

La ville de MEDEA reçoit une double influence climatique : méditerranéenne du nord et continentale du sud. MEDEA a une station d'observation météorologique d'où j'ai recueilli ces données concernant le climat.

- 1 - 1 - Température de l'air -

La moyenne des températures des mois les plus chauds se situe entre 24° C et 18° C de Juillet jusqu'à Septembre et une partie du mois de Juin. Pour la moyenne des températures des mois les plus froids, elle se situe entre 8° C et 6° C (voir tableau N°1).

TABLEAU N°1/-

Température de 1970 à 1980 (10 ans).

Station d'observation TAKBOU de MEDEA (altitude de 900m NGA).

MOYENNES MENSUELLES DES TEMPERATURES/-

OCT.	NOV.		DEC.		JANV.		FEV.		MARS		AVRIL		MAI		JUIN		JULL.		AOUT		SEPT.	
MIN	MA	MIN	MA	MI	MAX	MIN	MA	MIN	MA	MIN	MA	MI	MAX	MIN	MA	MI	MAX	MI	MAX	MIN	MA	MI
8,9	21,3	4,8	16,3	5,1	11,7	2,9	10,1	3,5	10,8	3,7	12,7	5,7	15,3	9,3	20,2	13,2	23,2	17,1	31,4	17,4	31,4	14,2
1	10,4	7,6	6,5	7,1	8,2	10,5	14,7	18,1	24,2	24,3	20											

MOYENNE ANNUELLE : 13,09° C.

- 1 - 2 - Pluie -

Les rythmes pluviométriques sont caractérisés par une double irrégularité annuelle et interannuelle. La précipitation annuelle d'après P.SELTZER est de 800mm par an avec un maximum très accusé aux mois de décembre - janvier et un minimum en juillet - août. (voir tableau N°2).

TABLEAU N°2/-

Pluviométrie du 1/10/I970 au 30/09/I980 (10 ans)

Station d'observation TAKBOU de MEDEA (altitude 900m NGA).

OCT.	NOV.	DEC.	JANV.	FEV.	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL.	AOUT	SEPT.
707,6	961,2	1025,4	1170,2	1084,4	1305,4	927,8	432,9	218,8	89,6	25	497,3

moyenne annuelle : 834,4mm.

- 1 - 3 - Vent -

(1)
Les vents les plus dominants sont de direction ouest. En période printanière et estivale souffle le sirocco qui est un vent sec et chaud, mais il ne dure pas longtemps.

(1) source : STATION D'OBSERVATION METEOROLOGIQUE DE MEDEA.-

CHAPITRE VI/-

--- ETUDE DEMOGRAPHIQUE ---

Je calcule l'évolution de la population de la ville de MEDEA pour déterminer la capacité à long terme de la station d'épuration.

Pour l'estimation relative à l'évolution de la population de la ville, j'ai tenu compte des données du dernier recensement de 1977 auprès de l'APC de MEDEA;

TABLEAU N°4/-

Recensement de la population agglomérée de 1977 (APC de MEDEA).

Catégories de la population.	LOG	MEN	RP	RAT	RP+ RAT	EMIG	VIS	T O T A L
Population Agglomération agglomérée chef lieu (A)	8114	8754	55762	2034	57796	113	1110	59019
Agglomération secondaire (B)	111	119	667	24	691	0	5	696
TOTAL: Population agglomérée (A) + (B)	8225	8873	56429	2058	58487	113	1115	59715

- LOG : logements
- MEN : Ménages
- RP : Résident présent
- RAT : Résident absent temporaire
- EMIG: Emigrés
- VIS : Visiteurs

D'après la formule suivante j'estime le nombre d'habitants

$$P = P_0 (1 + k)^n$$

- P : Population future
- P₀ : Population au dernier recensement
- k : Taux d'accroissement de la population
- n : Nombre d'années depuis la date du recensement jusqu'à la date fixée.

1ère Phase 1995/-

n = 1995 - 1977 = 18 ans
 p = 59715 (1 + 0,035)¹⁸ = 110,919

Je considère la population en

1995 : 111000 habitants

2ème Phase 2005/-

n = 2005 - 1977 = 28 ans
 p = 59715 (1 + 0,035)²⁸ = 156463
 p = 157000 habitants

CHAPITRE VIII/-

--- DETERMINATION DES DONNEES DE DIMENSIONNEMENT ---

1/- Introduction/-

Cet exposé technique est destiné à présenter le projet de construction de la station d'épuration des eaux usées de la ville de MEDEA, cette station sera élaborée pour 1995 et 2005. Les eaux brutes parviennent sur le site de la station par l'intermédiaire d'un réseau unitaire gravitaire.

2/- Calcul des données de dimensionnement/-

D'après la dotation en alimentation d'eau potable par habitant, je détermine la dotation des rejets d'eaux usées par habitant et par jour, en prenant 80% de la dotation en eau potable.

1ère Phase : 1995

2 - 1 - Dotation en eau potable : 250 l/h/Jour

====) $250 \times 0,80 = 200 \text{ l/h/J}$ ====) $\frac{\text{Dotation en rejets}}{\text{est égale à } 200 \text{ l/h/J}}$

a/- Débit journalier : $Q_j = 200 \times 111.000 \text{ habitants} = 222.105 \text{ l/j}$
 $Q_j = 22200 \text{ m}^3/\text{J}$

b/- Débit moyen : $Q_m = \frac{Q_j}{24} = 925 \text{ m}^3/\text{h}$

c/- Débit de pointe par temps sec : $Q_p = Q_m \cdot c_p$

c_p : coefficient de pointe donné par la formule suivante :
 $c_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}}$ Q_m est en l/s

Ce coefficient corrige les fluctuations des débits pendant la journée.

$Q_m = \frac{925,10^3}{3600} = 256,94 \text{ l/s} \implies Q_m = 257 \text{ l/s}$

$c_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{257}} = 1,6 \implies c_p = 1,6$

$Q_p = Q_m \cdot c_p = 925 \times 1,6 = 1480 \text{ m}^3/\text{h} \implies Q_p = 1480 \text{ m}^3/\text{h}$

2ème Phase : 2005

Etant donné que je n'ai pas la dotation en eaux usées de 2005, je la détermine par la formule suivante :

$D = D_0 (1 + k)^n$! D : nouvelle dotation
 $D = 200 (1 + 0,03)^{10}$! D_0 : dotation des eaux usées de 1995
 $D = 270 \text{ l/h/j.}$! k : 3%
! n : 2005 - 1995 = 10 ans.

a/- $Q_j = 270 \times 157.000 = 42390000 \text{ l/j} \implies Q_j = 42390 \text{ m}^3/\text{j}$

b/- $Q_m = \frac{Q_j}{24} = \frac{42390}{24} = 1766 \text{ m}^3/\text{h} \implies Q_m = 491 \text{ l/s}$

$c_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{491}} = 1,6$

c/ - $Q_p = Q_m \cdot c_p = 1,6 \times 1766 = 2825,6 \text{ m}^3/\text{h}$
 $\implies Q_p = 2826 \text{ m}^3/\text{h}$

.../...

TABLEAU RECAPITULATIF/-

.../...

Caractéristiques	Ans	1995	2005
Population		111.000	157.000
Dotation l/h/j		200	270
Qj m3/j		22.200	42390
Qm m3/h		925	1766
cp		1,6	1,6
Qp m3/h		1480	2826

--- ETUDE DES BESOINS EN EAU POTABLE ---

1/- Les données recueillies à la DHW de MEDEA concernant les ressources en eau et la consommation en eau potable et industrielle sont les suivants :

L'Est de la ville, ainsi que le centre-ville sont alimentés actuellement par les pompages de la CHIFFA. Un tiers (1/3) de l'eau ainsi parvenu à la ville repart pour alimenter la ville de BERROUAGHIA. L'Ouest de la ville est alimenté par les sources existantes. Les besoins en 1981 qui étaient de plus de 20.000m³ /jour ne satisfaisaient que de moitié, l'adduction à partir du barrage GHRIB cette année (1984) couvrira ce déficit.

TABLEAU N°5/-

Bilan des ressources en eau (DHW de MEDEA)

A N N E E S	!	1980	!	1985	!	1990
Ressources existantes	!	4150	!	6300	!	6300
m ³ /Jour	!	6300	!		!	
	!	4000	!	8340	!	8260
Adduction à partir du GHRIB	!	-	!	28.000	!	28000
m ³ /Jour	!		!		!	

TABLEAU N°6/-

Bilan des consommations en eau

A N N E E S	!	1980	!	1985	!	1990
Consommation des petites industries, pertes 30%	!	4800	!	5705	!	6780
m ³ /Jour	!		!		!	
Consommation des grosses industries	!	440	!	5440	!	5440
m ³ /Jour	!		!		!	
Dotation l/J habitant	!	150	!	180	!	250
	!		!		!	

(- Unité SNMC (briquetterie, tuilerie) : 320 m³/Jour.

(- Unité SONATRACH (matière plastique) : 120m³/Jour.

2/- Risques de pollution des oueds :

Les oueds et principalement l'oued BARROURA servent d'exutoires aux collecteurs d'eaux usées. Dans le cas de l'oued BARROURA, les eaux sont utilisées pour l'irrigation des cultures maraîchères au sud-ouest de la ville. Ceci est évidemment préjudiciable à l'hygiène publique et peut-être la cause de maladies d'origine hydrique, d'après une enquête auprès du service de santé de MEDEA, les eaux usées sont à l'origine de la pollution de certaines sources, qui peuvent à leurs tours provoquer des épidémies locales. Il est donc nécessaire de prévoir la construction d'une station d'épuration.-

--- ETUDE DES REJETS ---

1/-Introduction/-

L'étude d'un projet de station d'épuration nécessite la connaissance des quantités de différentes charges polluantes arrivant à la station d'après les renseignements que j'ai recueilli à la direction de l'énergie et de l'industrie de la wilaya de MEDEA (DEI) concernant les rejets industriels, il m'a été préférable de prendre les analyses des eaux usées de la DNV de MEDEA vue que la pollution rejetée par les exutoires vers l'oued El-Harch ne contient que les rejets domestiques uniquement, tandis que la pollution des unités industriels est traitée au niveau même de ces unités.

Les analyses ont été faites dans le laboratoire de l'INRH d'Alger vue qu'il n'y a pas de laboratoire à la DNV de MEDEA. Les prélèvements ont été réalisés de manière continue pendant 24 Heures espacées toutes les deux (2) heures.

2/-L'importance des analyses peut être récapitulée comme suit :

- La demande biochimique d'oxygène à 5 jours (DBO5) indique la quantité d'oxygène en mg/l nécessaire pour décomposer (par oxydation) les matières organiques de l'eau usée avec l'aide des bactéries, par commodité, on limite l'expérience à 5 jours et à 20 degrés CELCIUS dans l'obscurité pour assurer la dégradation.
- La demande chimique en oxygène DCO indique la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder chimiquement toutes les matières oxydable contenues dans les eaux usées étudiées sans l'intervention d'organismes vivants.
- Les matières en suspension MES
Ce sont les matières solides comme le sable, poussières, plantes et... Ces matières se répartissent en deux :
 - Matières organiques volatiles (MVS) en suspension
 - Matières minérales (MM)
- Le rapport DBO_5/DCO est une caractéristique très importante de la possibilité de dégradation des eaux résiduaires, plus le quotient est grand, moins est dégradable la totalité des matières organiques dans les eaux usées, cela nous permet de nous orienter vers le mode de traitement le mieux adapté.

Lorsque $DBO_5/DCO < 0,2$: la quantité de matières organiques est difficilement dégradables. Le traitement est déconseillé.

(1)

$DBO_5/DCO > 0,6$: le traitement biologique est conseillé
 $0,2 < DBO_5/DCO < 0,6$: le traitement biologique est possible.

- PH : l'épuration biologique d'une eau aérobie s'effectue lorsque le PH est compris entre 5 et 9, tandis que celle anaérobie elle est entre 6,8 et 8 (MEZAOUI).

(1) cours de traitement des eaux : M. MEZAOUI 1983.

ECHANTILLONS - EFFECTUES 24/03/76 au 25/03/76

EAU - BRUTE

HEURES	PH	DBO5 mg/l	DCO mg/l	MES mg/l	VOLUME ECOULE M3
09 - 11	7,8	255	620	326	536
11 - 13	8,0	188	400	296	504
13 - 15	7,8	189	420	466	536
15 - 17	8,2	180	460	336	424
17 - 19	8,0	225	400	126	394
19 - 21	8,0	138	380	140	344
21 - 23	8,2	135	400	90	254
23 - 01	8,2	141	300	26	295
01 - 03	8,1	66	260	20	264
03 - 05	8,1	31	240	50	370
05 - 07	8,4	88	280	26	320
07 - 09	8,1	268	340	300	458

EAU - DECANTEE

09 - 11	7,8	216	400	160	536
11 - 13	8,0	253	460	210	504
13 - 15	8,2	209	400	156	536
15 - 17	8,1	185	400	120	424
17 - 19	8,0	140	400	114	394
19 - 21	8,1	189	360	160	344
21 - 23	8,2	209	320	62	254
23 - 01	7,9	36	260	16	295
01 - 03	8,3	44	260	30	265
03 - 05	7,9	41	260	18	370
05 - 07	8,4	206	340	30	320
07 - 09	7,8	-	320	184	458

EAU - BRUTE

HEURES	PH	DBO ₅ mg/l	DCO mg/l	MES mg/l	VOLUME ECOLE M ³
09-11	8,4	178	300	428	519
11-13	8,1	168	240	274	500
13-15	8,3	124	160	318	455
15-17	8,2	85	100	200	379
17-19	8,1	115	200	92	392
19-21	8,3	77	100	106	374
21-23	8,3	40	40	76	293
23-01	7,2	13,5	20	56	236
01-03	7,5	46	40	40	267
03-05	6,7	40	80	76	286
05-07	7,9	55	60	146	260
07-09	7,0	-	240	358	432

EAU - DECANTEE

09-11	8,2	161	300	246	519
11-13	8,0	130	200	212	500
13-15	8,2	172	240	226	455
15-17	8,3	78	80	158	379
17-19	8,2	80	120	164	392
19-21	8,4	56	60	110	374
21-23	8,3	33	20	82	293
23-01	7,2	19	20	56	236
01-03	6,8	19	60	86	267
03-05	7,8	13,5	20	36	286
05-07	7,8	-	20	74	260
07-09	7,9	-	240	234	432

3/-Détermination des charges polluantes pour les deux phases (I995-2005):

Je considère Ai comme étant la DB05

Bi " " DCO

Ci " " MES

Vi " " Volume

I - EAU BRUTE :

a/- Charge polluante en DB05

- Echantillons pris du 24/03/I976 au 25/03/I976

$$DB05 \text{ (moyenne)} = \frac{\sum A_i V_i}{\sum V_i} = \frac{798041}{4679} = 171 \text{mg/l}$$

b/- Charge polluante en DCO

$$DCO \text{ moyenne} = \frac{\sum B_i V_i}{\sum V_i} = \frac{1829260}{4679} = 391 \text{mg/l}$$

c/- Charge polluante en MES

$$MES \text{ moyenne} = \frac{\sum C_i V_i}{\sum V_i} = \frac{1013474}{4679} = 217 \text{mg/l}$$

1ère PHASE/ iç I995 Dotations rejets : 200l/h/j

- DB05 = 171 x 200 = 34200mg/h/j = 34g/h/j.

- DCO = 391 x 200 = 78200mg/h/j = 78g/h/j.

- MES = 217 x 200 = 43400mg/h/j = 43g/h/j.

$$\frac{DB05}{DCO} = \frac{34}{78} = 0,43$$

2ème PHASE/ 2005 Dotations de rejets : 270l/h/j

- DB05 = 46g/h/j - $\frac{DB05}{DCO} = \frac{46}{106} = 0,43$

- DCO = 106g/h/j

- MES = 59g/h/j

II - EAU DECANTEE :

- DB05 moyenne = 168mg/l

- DCO moyenne = 364mg/l

- MES moyenne = 111mg/l

TABLEAU RECAPITULATIF DES CHARGES POLLUANTES :

Charges	! 24/03/I976		! 25/03/I976		! 30/03/I976		! 03/03/I976	
	! Eau Brute		! Eau Décantée		! Eau Brute		! Eau Décantée	
DB05mg/l	!	171	!	168	!	99	!	82
DCOmg/l	!	391	!	364	!	143	!	134
MESmg/l	!	217	!	111	!	192	!	155

TABLEAU RECAPITULATIF DES CHARGES POLLUANTES SUIVANT LES DEUX PHASES :

Charges	! 1995		! 2005													
	! Eau Brute		! Eau Décantée													
	! 24 ÷ 25	! 30 ÷ 31	! 24 ÷ 25	! 30 ÷ 31												
DB05g/h/j	!	34	!	16	!	46	!	27	!	45	!	22				
DCOg/h/j	!	78	!	29	!	73	!	27	!	106	!	39	!	98	!	36
MESg/h/j	!	43	!	0,46	!	31	!	31	!	59	!	52	!	30	!	42
DB05/DCO	!	0,43	!	0,68	!	22	!	0,60	!	0,43	!	0,69	!	0,46	!	0,61

4/-Interprétation des résultats/-

On constate que les valeurs des équivalents habitants sont nettement inférieures à celles utilisées des pays développés (Etats-Unis, Europe, Canada) et, ceci pour plusieurs raisons.

- A: - Milieu social différent (les pays développés consomment beaucoup plus d'eau et (pollu^{nt} donc beaucoup plus).
- b/ - Coupures d'eau durant la journée.
- c/ - Les moyens permettent la mobilisation des ressources en eau faisant défaut.
- d/ - Les pertes occasionnées par la vétusté du réseau d'alimentation en eau potable, ce qui ne permet pas un approvisionnement suffisant de la population.

D'après les résultats, j'en déduis que les charges polluantes de l'eau brute des échantillons qui ont été faits du 24/03/1976 au 25/03/1976 sont les mieux conformes à la réalité de notre pays. Comme je dimensionne la station d'épuration pour 1995 et 2005, j'ai considéré les résultats des charges polluantes de ces années indiquées (Eau brute : 24/03/1976 à 25/03/1976).

1ère PHASE/- 1995

DBO5 = 34g/h/j

DCO = 78g/h/j

$\frac{DBO5}{DCO} = 0,43$

MES = 43g/h/j

2ème PHASE/- 2005

DBO5 = 46g/h/j

DCO = 106g/h/j

$\frac{DBO5}{DCO} = 0,43$

MES = 59g/h/j

- // 1ère P H A S E : 1 9 9 5 // -

--- DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION ---

Avant de dimensionner la station d'épuration, il est préférable de dimensionner d'abord le déversoir d'orage se trouvant à l'entrée de la station d'épuration, ainsi que le collecteur d'eaux usées et pluviales.

1/-Dimensionnement du collecteur principal :

Ce collecteur amène les eaux usées et pluviales de la ville de MEDEA vers la station d'épuration.

Connaissant le débit minimum des eaux pluviales, ainsi que la vitesse minimale dans le collecteur, on peut déterminer le diamètre du collecteur par l'intermédiaire de l'abaque (voir annexe I) des réseaux pluviaux.

Débit minimale des eaux de pluie pour la ville est : $Q_{min} = 80,701/s$ (1)

Vitesse minimale dans tout collecteur est égale à : $V_{min} = 0,75m/s$

Cette vitesse n'est ni assez rapide au risque détériorer les installations de la station par arrivée brutale des eaux usées et pluviales contenant des matières solides, ni assez lente pour laisser la formation de dépôts au niveau du collecteur.

$Q_{min} = 0,08 m^3/s$ ==> Diamètre du collecteur : $D = 400mm$

2/-Dimensionnement du déversoir d'orage :

2 - 1 - Rôle du déversoir : Un déversoir d'orage est destiné à laisser passer en direction d'un exutoire naturel (Oued), une fraction du débit d'orage, le reste qui correspond à la somme du débit d'eaux usées et d'une partie d'eau de pluie diluée avec les eaux usées sera évacué vers la station.

2 - 2 - Détermination des débits à évacuer après le déversoir d'orage : Une station n'assure une épuration efficace que si le débit de pointe qu'elle reçoit n'excède pas le triple ou au grand maximum le quadruple du moyen de temps sec, pour lequel elle est calculée. En conséquence pour éviter de surcharger la station au delà de cette limite, il est prévu un déversoir d'orage capable de rejeter directement à la rivière le débit d'eau exutoire.

(1) Donnée recueillie à la DHW de MEDEA (1995).

1ère Phase : 1995

- Débit journalier : $Q_j = 2571/s$

- Débit moyen : $Q_m = 925m^3/h$

- Débit de temps de pluie : $Q_{tp} = 6301/s = 0,630m^3/s$ (1)

- Débit de temps sec : $Q_{ts} (min) = 80,71/s = 0,0807 m^3/s$ (2)

J'ai considéré une dilution égale à 4 c'est à dire une (1) partie d'eau usée pour trois (3) parties d'eaux pluviales.

Débit allant sur la station d'épuration est 1

$$Q_{kI} = Q_{ts} + N \cdot Q_{ts}$$

$$Q_{kI} = 0,0807 + 3 \cdot 0,0807 = 0,3228 m^3/s \approx 322,81/s$$

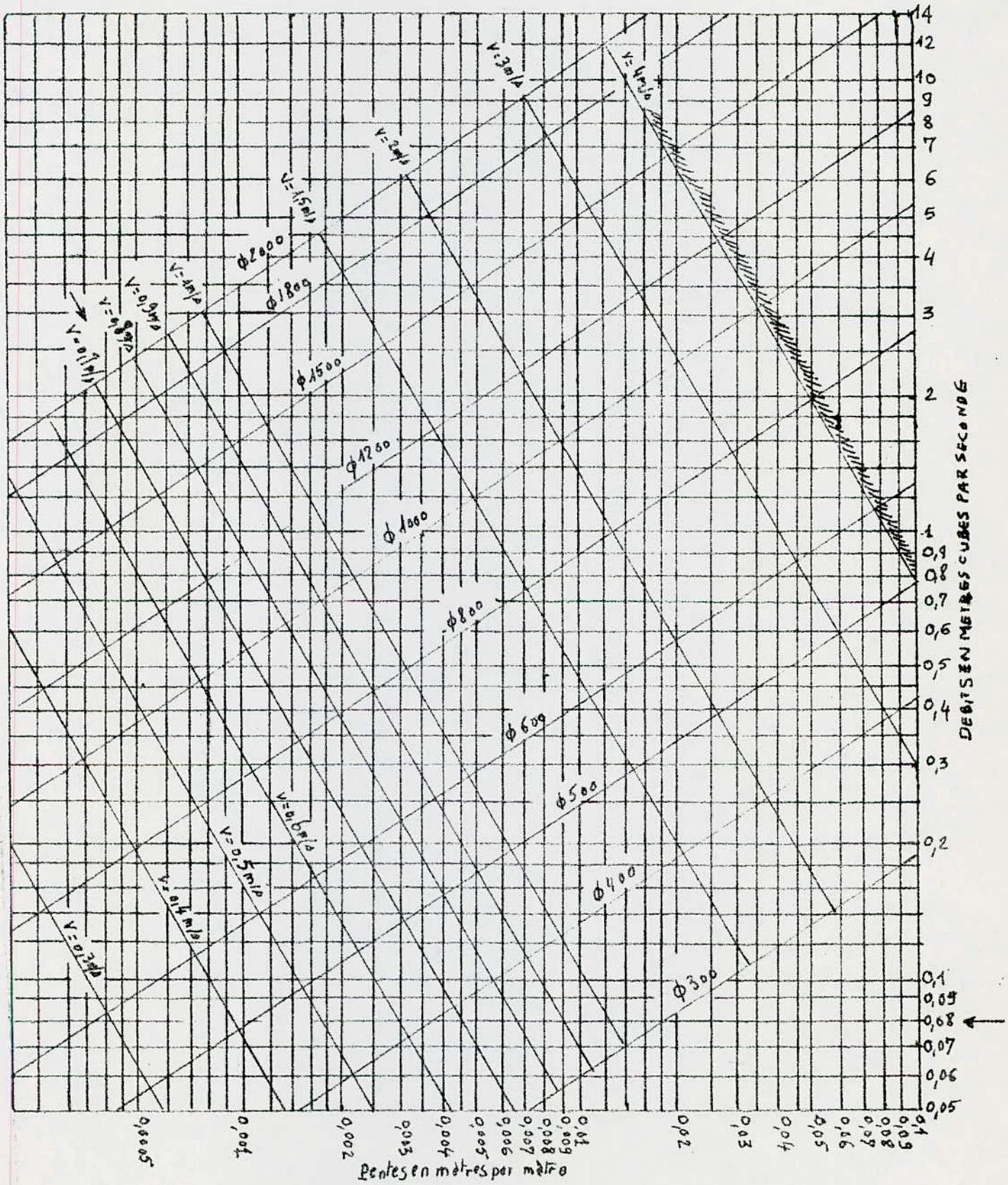
Débit allant sur l'oued est :

$$Q_u = Q_{kI} - Q_{ts}$$

$$Q_u = 0,630 - 0,3228 = 0,3072m^3/s = 307,21/s.$$

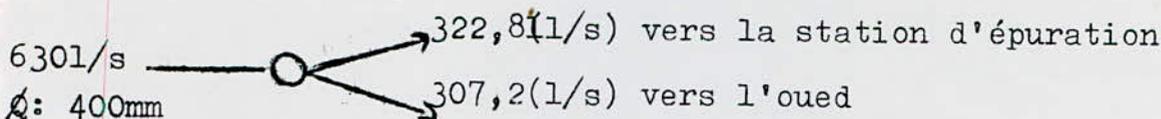
ANNEXE I

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires - Formule de Bazin)



débit allant sur l'oued est :
 $Q_u = Q_{k1} - Q_{kI}$

$$Q_u = 0,630 - 0,3228 = 0,3072 \text{ m}^3/\text{s} = 307,2 \text{ l/s}$$



Dimensionnement du déversoir d'orage :

Les dimensions d'un déversoir d'orage sont :

- Hauteur du seuil de déversement.
- Longueur du seuil de déversement.

Hauteur du seuil de déversement :

Le tuyau d'arrivage au déversoir d'orage a pour caractéristiques :

- Le diamètre D (mm)
- La hauteur d'eau (mm)
- Débit à pleine section Q_{ps} (M^3/s).
- Débit par temps sec Q_{ts}

(1) et (2) Données recueillies pour 1995 à DHW MEDEA

- Débit par temps de pluie Q_{tp} (m^3/s).

Pour dimensionner le déversoir d'orage, il faut trouver la hauteur d'eau totale dans le tuyau d'arrivage.

La hauteur d'eau H sera déterminé de la manière suivante :

$$Q_{tp} = 0,630 \text{ m}^3/\text{s} = 630 \text{ l/s}$$

$$Q_{kI} = 4 \cdot Q_{ts} = 0,3228 \text{ m}^3/\text{s} = 322,8 \text{ l/s}$$

Q_{ps} : Débit à pleine section égale à :

Débit des eaux pluviales + débit des eaux usées

$$Q_{ps} = Q_{tp} + Q_m \quad \text{où } Q_m = 925 \text{ m}^3/\text{j} = 0,2569 \text{ m}^3/\text{s} = 256,9 \text{ l/s}$$

$$Q_{ps} = 0,630 + 0,2569 = 0,8869 \Rightarrow Q_{ps} = 0,887 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\frac{Q_{tp}}{Q_{ps}} \text{ } r_{q1} \Rightarrow r_{q1} = \frac{0,630}{0,887} \quad 0,71 \Rightarrow r_{q1} = 0,71$$

A partir de r_{q1} , on trouve le rapport des hauteurs r_H de l'annexe II
 $\Rightarrow r_{H1} = 0,63$

d'où la hauteur d'eau dans le tuyau d'arrivage est :

$$H = r_{H1} \cdot D = 0,63 \times 400 = 252 \text{ mm} \Rightarrow H = 252 \text{ mm}$$

La hauteur du seuil de déversement :

$$\frac{Q_{kI}}{Q_{ps}} \text{ } r_{q2} \Rightarrow r_{q2} = \frac{0,3228}{0,887} \quad 0,36 \Rightarrow r_{q2} = 0,36 \Rightarrow r_{H2} = 0,39 \text{ (voir A.II)}$$

$$d'où H_{sd} = r_{H2} \cdot D = 0,39 \times 400 = 156 \text{ mm} \Rightarrow H_{sd} = 156 \text{ mm}$$

$$\text{la différence } DH = H - H_{sd} = 252 - 156 = 96 \text{ mm}$$

Calcul de la longueur du seuil de déversement :

Pour déterminer la longueur du seuil (b) le déversement, on utilise la formule suivante :

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

- Q_0 : Débit évacué vers le milieu naturel (oued).

- U : coefficient du débit, il dépend de D_h , compris entre 0,5 et 0,7

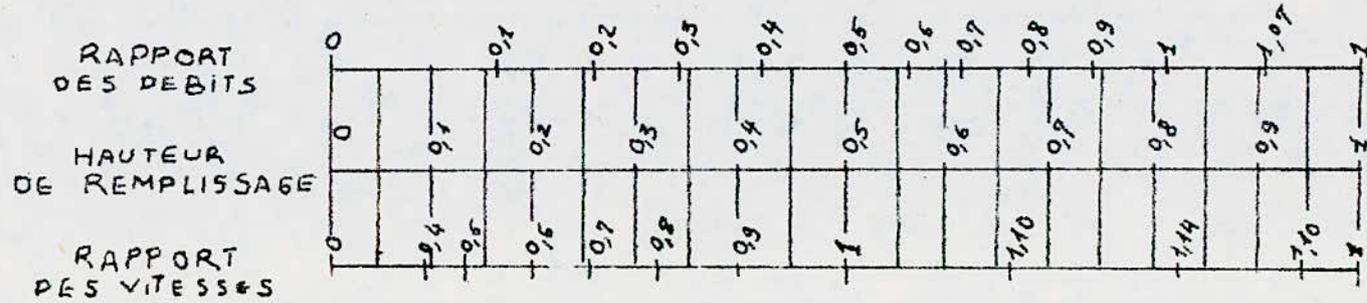
- c : coefficient de sécurité compris entre 1,5 et 1,75

$$- h_0 = \frac{DH}{2}$$

ANNEXE II

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE
(d'après la formule de Bazin)

Ouvrages circulaires



- 15 -

- c : coefficient de sécurité compris entre
1,5 et 1,75

- $h_0 \neq \frac{DH}{2}$

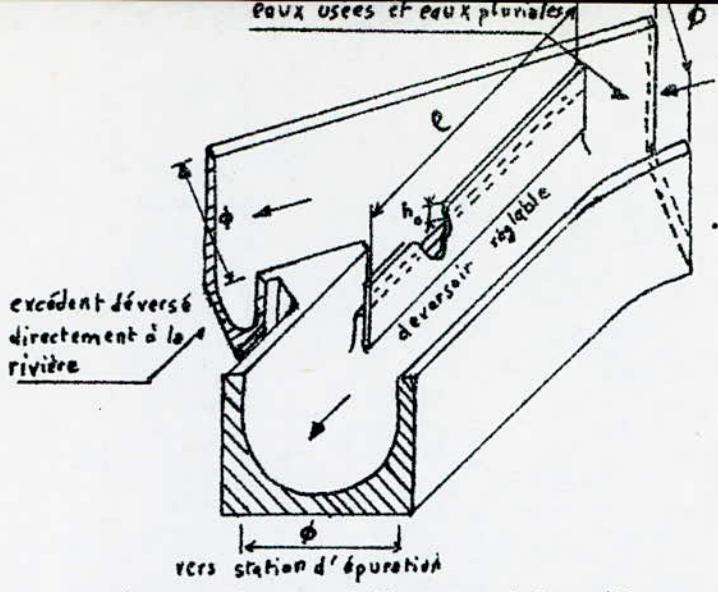
- $Q_0 = Q_{kI} = 0,3228 \text{ m}^3/\text{s}$

- $h_0 = \frac{96}{2} = 48 \text{ mm} \Rightarrow h_0 = 48 \text{ mm}$

- $c = 1,5$

- $U = 0,7$

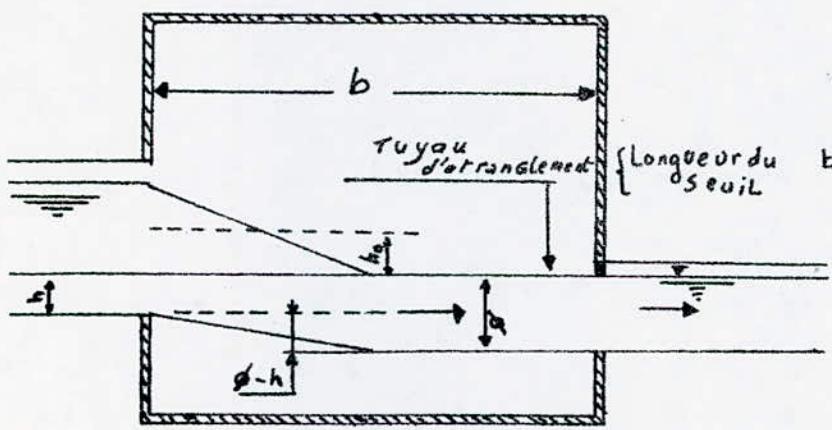
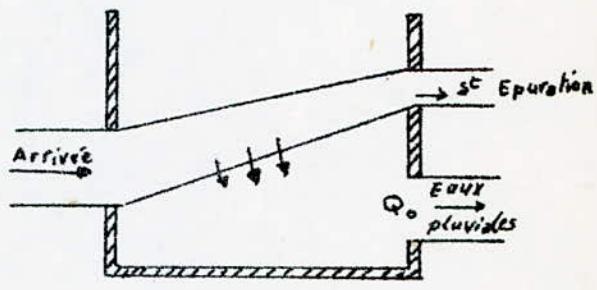
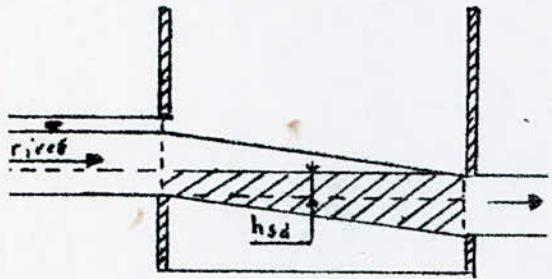
$$\left. \begin{array}{l} - Q_0 = Q_{kI} = 0,3228 \text{ m}^3/\text{s} \\ - h_0 = \frac{96}{2} = 48 \text{ mm} \Rightarrow h_0 = 48 \text{ mm} \\ - c = 1,5 \\ - U = 0,7 \end{array} \right\} \Rightarrow b = \frac{3}{e} \cdot 1,5 \cdot \frac{0,3228}{0,7 \sqrt{2 \cdot 9,81} (0,048)^{3/2}}$$
$$b = 22,27 \Rightarrow b = 22 \text{ m}$$



Déversoir d'orage précédent une station d'épuration

l Longueur du déversoir
 ϕ Diamètre

h_0 Hauteur de lame déversante



$$h_0 = \frac{H-b}{2}$$

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

--- TRAITEMENTS DES EAUX RESIDUAIRES ---

3/ - Définition :

En vue d'éliminer les diverses impuretés des eaux usées, on procède à plusieurs traitements, qui consistent à éliminer les éléments volumineux d'abord, puis les matières en suspension et enfin les substances dissoutes, ceci afin d'obtenir un effluent épuré pour lequel la pollution soit limitée à un degré tel que le rejet ne créera aucune nuisance, à la faune et la flore du milieu récepteur.

4/ - Traitement physique :

Ce traitement permet d'éviter l'obstruction des canalisations l'abrasion, l'usure du matériel et le colmatage des installations d'assainissement.

4 - 1 - Prétraitement physique :

Après le déversoir d'orage, les eaux brutes vont subirent d'abord un prétraitement physique, qui comporte un certain nombre d'opération uniquement d'ordre physique ou mécanique qui élimineront les éléments entravant le bon déroulement des autres traitements ultérieurs.

Les opérations de pré-traitement sont classées de la façon suivante : Dégrillage - Désablage -- Déshuilage -

4 - 1 - 1 - DEGRILLAGE /--

Définition : Il permet de retenir les matières les plus grossières qui sont charriées par l'eau brute, et peuvent ainsi obstruer les différentes unités de l'installation. L'efficacité de ce dégrillage réside dans l'écartement entre les barreaux de la grille.

Nous avons pour : - dégrillage fin : un écartement de 3 à 10 mm.

(1) - dégrillage moyen : un écartement de 10 à 25 mm.

- prédégrillage : Un écartement de 50 à 100 mm.

Normalement on recommande des grilles à espacement de 40 à 50 mm entre les barreaux, ce large espacement présente l'avantage pour que les matières fécales et papiers passent à travers les grilles parvenant ainsi aux boues du décanteur, et que seules les matières volumineuses sont retenues pour être soit enterrées soit incinérées, mais cela peut provoquer des dégâts aux organes délicats de la machinerie et des pompes, ce qui nous amène à utiliser des grilles relativement fines de 20mm. On n'élargit que modérément le canal d'amencé au dessous des grilles de manière que la

vitesse d'écoulement demeure de 0,60m/s (2) au minimum suffisante pour éviter le dépôt des sables, les pertes de charges trop importantes et le colmatage en profondeur des barreaux. Chaque grille doit être équipée par un by-pass qui arrêtera les inondations lors de l'engorgement de la grille par les pluies.

Un nettoyage manuel ou automatique doit être effectuer obligatoirement.

Types de grilles

Grilles manuelles

Elles sont composées de barreaux droits en acier inclinés de 60 à 80 degrés par rapport à l'horizontale (3)

Grilles mécaniques

- courbes : Ce sont des barreaux à fer plat adaptés aux installations de moyenne importance. Le nettoyage est effectué par un ou deux peignes tournant autour d'un axe horizontal.
- droites : Ce type de grilles, est incliné à 80 degrés sur l'horizontale, le nettoyage se fait par un rateau relié à un chariot ou par des balais en nylon.

3 - D'après DEGREMONT : MEMENTO - TECHNIQUE de l'EAU p.112

2 - D'après DEGREMONT : MEMENTO - TECHNIQUE de l'EAU p.116

1 - D'après DEGREMONT : MEMENTO - TECHNIQUE de l'EAU p.111

4 - 1 - 1 - 1 - PREDEGRILLAGE/-

Les eaux brutes sont prédégrillées dès leurs arrivées à travers une grille grossière à nettoyage manuel dont l'espacement des barreaux est de 50mm, cela permettra de retenir les corps volumineux.

- Formule générale du calcul de la section d'une grille :

$$S = \frac{H_{max} \cdot L (1-B)}{\sin x} S \quad (1)$$

S : Section minimale de contact

Hmax : Hauteur d'eau maximale dans le canal

X : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontale

B : Fraction de surface occupée par les barreaux

L : Largeur de la grille

S : Coefficient de colmatage :- pour un dégrillage manuel : S = 0,25

(2) - pour un dégrillage automatique : S = 0,5

Dimensionnement :

Je fixe : Vitesse d'écoulement : Ve = 0,80m/s

: Hmax = 0,80m

Espacement entre

les barreaux : $e = 50\text{mm}$

$S = 0,25$ (dégrillage manuel)

$X = 60$ degrés $\Rightarrow \sin X = 0,87$

Surface : $S = \frac{Q_m}{Ve} \Rightarrow S = \frac{925}{0,8 \cdot 3600} = 0,32\text{m}^2$

Fraction de surface occupée par les barreaux :

$B = \frac{e'}{e' + e}$ - épaisseur des barreaux: $e' = 10\text{mm}$

$$B = \frac{10}{10 + 50} = 0,16$$

$$(1 - B) = (1 - 0,16) = 0,84$$

(2) Cours de traitements des eaux : K.GAÏD : 1982

(1) Cours de traitements des eaux : K.GAÏD : 1982

Largeur de la grille :

$$L_4 = \frac{S \sin X}{H_{\max} (1-B) S} = \frac{0,32 \cdot 0,87}{0,80 \cdot 0,84 \cdot 0,25} = 1,25\text{m}$$

1 - 1 - 2 - DEGRILLAGE FIN/-

Pour permettre la reprise de grandes quantités de matières solides, je prévois deux grilles de 20mm d'espacement chacune et une grille avec un écartement des barreaux de 30mm, cette dernière fonctionnera en cas de panne dans les autres grilles.

Grille fine :

$e : 20\text{mm}$

$e' : 10\text{mm}$

$S : 0,5$ (dégrillage automatique)

$H_{\max} : 0,80$

$$S = \frac{Q_m}{Ve} = 0,32\text{m}^2$$

$$B = \frac{10}{10+20} = 0,33 \Rightarrow (1 - B) = 0,67$$

$$L_{1/2} = \frac{0,32 \cdot 0,87}{0,80 \cdot 0,67 \cdot 0,5} = 1,03\text{m} \Rightarrow L = 1\text{m}$$

Grille fine :

$e' : 10\text{mm}$

$e : 30\text{mm}$

$H_{\max} : 0,80\text{m}$

$S : 0,5$

$$B = \frac{10}{10 + 30} = 0,25 \Rightarrow (1 - B) = 0,75$$

$$L_3 = \frac{0,32 \cdot 0,87}{0,80 \cdot 0,75 \cdot 0,5} = 0,93\text{m}$$

Donc il y a : - 2 grilles fines de largeur chacune

$$L_{1/2} = 1\text{m}$$

- 1 grille moyenne de remplacement

$$L_3 = 0,93\text{m}$$

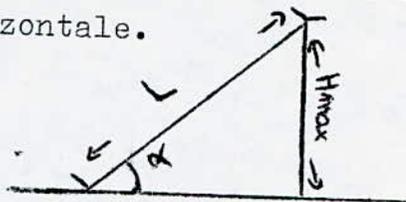
- 1 grille grossière $L_4 = 1,65\text{m}$

CALCUL DE LA LONGUEUR MOUILLEE/-

C'est de rapport de la hauteur d'eau maximale dans le canal et le sinus de l'angle d'inclinaison X de la grille par rapport à l'horizontale.

$$L = \frac{H_{max}}{\sin x}$$

$$L = \frac{0,80}{0,87} = 0,92m$$



1 - 1 - 3 - REFUS DE DEGRILLAGE/-

C'est le volume des matières solides qui a été retenu par le dégrillage, ce refus est exprimé en l/hab/an.

$$V = \frac{12 \text{ à } 15}{e}$$

$$V = \frac{12}{2,0} = 6l/hab/an$$

d'où le refus journalier sera égal à :

$$R = \frac{6}{365} \times 111.000 \text{ habitants} = 1825 \text{ l/j.}$$

1 - 1 - 4 - CALCUL DU NOMBRE DE BARREAUX/-

Formule : $n = \frac{L \text{ (cm)}}{e + e}$

$$- L_{1/2} = \frac{100}{1,0 + 2,0} = 33 \text{ barreaux}$$

$$- L_3 = \frac{93}{1,0 + 3,0} = 23 \text{ barreaux}$$

$$- L_4 = \frac{165}{1,0 + 5,0} = 27 \text{ barreaux}$$

Le refus du dégrillage est extrait à l'aide deux peignes montés à l'extrémité de bras, tournant autour d'un axe horizontal, un extracteur fait chuter les déchets derrière la grille sur un bac.

1 - 1 - 5 - DETERMINATION DES PERTES DE CHARGES A TRAVERS LA GRILLE/-

Formule : $Dh = K_1 K_2 K_3 \frac{V^2}{2g} \quad (1)$

V : vitesse d'approche dans le canal en m/s =) $V=0,80m/s$

K_1 : coefficient d'encrassement

K_2 : coefficient de la forme de section horizontale des barreaux

K_3 : coefficient de la section de passage entre les barreaux.

a/- Grille grossière : $e = 50mm$ (espacement des barreaux)

$$K_1 = \left(\frac{100}{m}\right)^2 \quad m = 60\% \Rightarrow K_1 = \left(\frac{100}{60}\right)^2 = 2,77$$

$K_2 = 1$ (Forme rectangulaire des barreaux)

$K_3 =$ se détermine d'après les formules du tableau (DEGREMENT p.1081).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} \left(\frac{2}{e} + \frac{1}{h}\right) : h = \text{hauteur immergée des barreaux } h=0,92m \\ e = \text{espacement entre les barreaux } e=50mm \\ \frac{e}{e+d} : d = \text{largeur des barreaux } d=10mm \end{array} \right.$$

=) $\frac{1}{4} \left(\frac{2+1}{5+92} \right) = 0,10m$

$\frac{5}{5+1} = 0,8$ ==> d'après ces valeurs, je détermine K_3 par interpolation $K_3 = 0,41$
d'où $Dh1 = 2,77 \times 1 \times 0,41 \frac{(0,80)^2}{2.9,81} = 0,0370h$

b/- Grille fine : e = 30mm

$K_1 = 2,77$
 $K_2 = 0,76$ (forme arrondie des barreaux)
 $K_3 = 0,68$
 $Dh2 = 2,77 \times 0,76 \times 0,68 \frac{(0,80)^2}{19,62} = 0,0467$

c/- Grille fine : e = 20mm

$K_1 = 2,77$
 $K_2 = 0,76$ ==> $Dh3 = 2,77 \times 0,76 \times 1,44 \times \frac{(0,80)^2}{19,62} = 0,0989$
 $K_3 = 1,44$

(1) DEGREMENT p.1080.

$Dht1 = Dh1 + Dh3 = 0,03704 + 0,0989 = 0,1360m$
 $Dht2 = Dh1 + Dh3 = 0,1360$
 $Dht3 = Dh1 + Dh2 = 0,03704 + 0,0467 = 0,0837m$

4 - 1 - 2 - DESSABLAGE/-

Définition: C'est une opération qui permet d'éviter le colmatage au niveau des conduites et canaux par suite des dépôts de sable, et protège aussi les appareils contre l'abrasion.

Il vient juste après le dégrillage, il élimine les particules de sable dont la granulométrie est supérieure à 200 microns (1)

La vitesse de sédimentation des particules de sable est fonction de leurs diamètres et de leurs vitesses d'écoulements : Une particule de sable:

(2) 0,02m

- Vitesse d'écoulement : $V_e = 0,30m/s$
- Vitesse de sédimentation: $V_e'' = 1,6m/s$

on distingue plusieurs types de déssableurs :

- Déssableur couloir: dans lequel la vitesse de séparation des matières (balayage) varie avec le débit.
- Déssableur couloir à vitesse de balayage constante de 0,30m/s
- Déssableur circulaires à insufflation d'air.
- Déssableur rectangulaire aéré.

1 - 2 - 2 - DIMENSIONNEMENT/-

Je considère un déssableur rectangulaire aéré. C'est un déssableur dans lequel on insuffle de l'air qui provoquera une rotation du liquide, favorisant par son effet d'agitation la séparation

des matières organiques pouvant être agglutinées aux particules de sable.

Le temps de séjour : $t_s = 3$ à 5 min (3)

La charge hydraulique : $CH = 70 \text{ cm}^3 \text{ d'eau} / \text{m}^2 / \text{h}$ (4)

(4) ~~DEGREMONT~~ p.122

(3) ~~DEGREMONT~~ p.122

(2) Voir tableau ; **MEMENTO TECHNIQUE DE L'EAU** p.119

(1) d'après **DEGREMONT** : **MEMENTO TECHNIQUE DE L'EAU** p.119;

Volume :

Je fixe $t_s = 5 \text{ min}$

$$V = Q_p \cdot t_s = 1480 \cdot \frac{5}{60} = 123 \text{ m}^3$$

Surface verticale :

$$S_v = \frac{Q_p}{v_e} \frac{1480}{0,3 \cdot 3600} = 1,37 \text{ m}^2$$

Surface horizontale :

$$S_h = \frac{Q_p}{Ch} \quad \text{je fixe } Ch = 40 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{h}$$

$$S_h = \frac{1480}{40} = 37 \text{ m}^2$$

Hauteur du canal :

$$H = \frac{V}{S_h} = \frac{123}{37} = 3,32 \text{ m} \Rightarrow H = 3 \text{ m}$$

Largeur du canal :

$$b = \frac{S_v}{H_{\max}} \quad H_{\max} : \text{hauteur maximale de l'eau égale à : } 0,80 \text{ m}$$

$$b = \frac{1,37}{0,80} = 1,71 \text{ m}$$

Longueur du déssableur :

$$L = \frac{S_h}{b} = \frac{37}{1,71} = 22 \text{ m}$$

Charge hydraulique sur Q_m :

$$Ch = \frac{Q_m}{S_h} = \frac{925}{37} = 25 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{h}$$

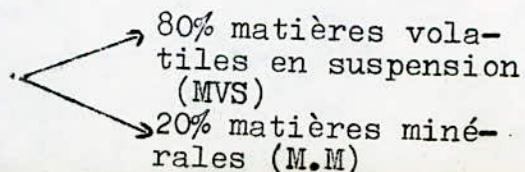
Charge hydraulique sur Q_p :

$$Ch = \frac{Q_p}{S_h} = \frac{1480}{37} = 40 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{h}$$

L'extraction du sable est réalisée automatiquement par raclage, c'est à dire par pont racleur vers une fosse de collecte d'extrémité, suivi d'une reprise par pompage.

Sachant que le déssableur retiendra 80% (1) de matières minérales donc il y aura

Matières en suspension (MES)



Nous avons une charge en MES

$$= 43g/h/j \Rightarrow \text{MES} = 43 \times 111.000 \text{ Habitants}$$

$$\text{MES} = 4773 \text{kg/j}$$



Le déssableur retiendra :

$$955 \text{kg/j (MM)} \times 0,8 = 764 \text{kg/j}$$

Le déssableur laissera échapper :

$$955 - 764 = 191 \text{kg/j}$$

Donc à la sortie du déssableur on a :



Temps de séjour :

$$\text{sur } Q_m : t_s = \frac{V}{Q_m} = \frac{123}{925} \times 60 = 8 \text{min}$$

$$\text{sur } Q_p : t_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{123}{1480} \cdot 60 = 5 \text{min}$$

Le déssablage se fera dans deux bassins de dimensions chacune égale à :

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

Longueur : $L = \frac{22}{2} = 11 \text{m}$

Largeur : $b = 1,71 \text{m}$

Surface horizontale : $S_H = \frac{37}{2} = 18,5 \text{ m}^2$

(1) DEGREMONT p.122;

L'importance de deux déssableurs, réside dans le fait que lors d'une défaillance dans l'un des deux, l'autre assurera la relève.

4 - 1 - 3 - DESHUILLAGE/-

Définition : 5.1.3.1.

Ce procédé permet d'extraire une proportion appréciable d'huiles flottantes à la surface de l'eau du fait de leur faible densité, afin d'éviter qu'elles soient entraînées dans l'eau à traiter.

DIMENSIONNEMENT : 1.3.2.

Je considère un déshuileur aéré qui permet d'introduire de l'air à l'intérieur de l'ouvrage, ce qui facilite la montée des huiles à la surface.

Temps de séjour : t_s : 10 à 15min (1)

Charge superficielle : C_s $30 \text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$

Je fixe $t_s = 7 \text{min}$

$$C_s = 17 \text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

Volume : $V_d = Q_p \cdot t_s = \frac{1480}{60} \cdot 7 = 173 \text{m}^3$

Section horizontale : $S_d = \frac{Q_p}{C_s} = \frac{1480}{17} = 87 \text{m}^2$

Hauteur : $Hd = \frac{Vd}{Sd} = \frac{173}{87} = 1,98m$

Largeur : Je fixe une longueur $L = 15m \implies l = \frac{Sd}{Ld} = \frac{87}{15} = 5m$

L'extraction des huiles se feront de la façon suivante :
Les graisses et huiles flottantes sont rassemblées dans une zone dite de tranquillisation, et par suite raclées manuellement.

Le déshuilage se fera dans deux déshuileurs ;

$$Vd = \frac{173}{2} = 86m^3$$

$$Sd = \frac{87}{2} = 43m^2$$

(1) DEGREMONT p.126.

$$Hd = 1,98$$

$$Ld = \frac{15}{2} = 7,5m$$

$$l = 5m.$$

--- TRAITEMENT PRIMAIRE ---

4 - 2 - 1 - Définition :

La plupart des matières en suspension dans les eaux usées urbaines sont si fines qu'on ne saurait les retenir par le prétraitement physique, aussi doit-on les séparer par sédimentation sur le fond des décanteurs.

2 - 2 - Décantation :

Elle a pour but d'éliminer les matières en suspension de densité supérieure à celle de l'eau. Cette décantation se fait par phase :

Phase 1/- Décantation libre ou sédimentation grenue.

Les particules se sédimentent indépendamment les uns des autres avec une vitesse constante.

Phase 2/- Décantation diffuse.

Les particules sont agglomérées en devenant plus volumineuses, ce qui augmente leurs vitesses de chute.

Phase 3/- Décantation en piston.

Les particules qui s'étaient agglomérées auparavant sont se former maintenant en flocs qui freinent la décantation.

Phase 4/- Décantation en compression.

On remarque dans cette phase une concentration des particules.

2 - 3 - Parmi les décanteurs on distingue plus particulièrement.

Décanteur rectangulaire à circulation horizontale de l'eau:

L'eau circule dans ce décanteur au sens de la longueur. On utilise des raclettes destinées à rassembler et évacuer les boues, avec une vitesse de raclage de 2 à 5cm/s (1). La profondeur du décanteur est de 2,5m à 4m (2).

Décanteur circulaire/-

L'eau est amenée par un cylindre au centre, et s'évacue par les bords.

La vitesse de raclage est de : 1 à 3cm/s et 2 à 6cm/s (3)

La hauteur de ce décanteur est de : 2 -- 3,50m (4)

(4) DEGREMONT p.168

(3) DEGREMONT p.166

(2) DEGREMONT p.169

(1) DEGREMONT : MEMENTO TECHNIQUE DE L'EAU p.166.

Décanteur en forme d'entonnoir :

Ce décanteur à flux vertical est utilisée pour les installations à faible débit.

2 - 4 - Dimensionnement :

Je considère un décanteur circulaire.

Volume du décanteur :

$V = Q_p \cdot t_s$ je fixe t_s sur Q_p : $t_s = 1,1h$

$V = 1480 \cdot 1,1 = 1628m^3$

Le temps de séjour est compris entre : 1h et 2h (1)
Vérification du temps de séjour sur le débit moyen horaire:

$$ts = \frac{V}{Q_m} = \frac{1628}{925} = 1,76h$$

Donc le temps de séjour est compris dans l'intervalle.
Les vitesses ascensionnelles sont comprises entre $1,5 \leq Va \leq 3$ (m/h).

Je considère Va sur Qm : Va = 1,70 m/h

Va sur Qp : Va = 2,70 m/h

Hauteur du décanteur :

$$H = ts \cdot Va \Rightarrow H = 1,1 \cdot 2,70 = 3m \text{ pour } Q_p$$

$$H = 1,1 \cdot 1,70 = 3m \text{ pour } Q_m$$

Ce qui est vérifiable car la hauteur doit être comprise entre 2 et 3,50m (2).

Je prendrai une hauteur H = 3m

Surface du décanteur :

$$S = \frac{V}{H} = \frac{1628}{3} = 543m^2$$

Je choisirai deux décanteurs circulaires dont les dimensions sont : $S = \frac{543}{2} = 272m^2$

$$V = \frac{1628}{2} = 814m^3$$

$$H = 3m$$

(2) DEGREMONT p.168.

(1) COURS DE TRAITEMENT DES EAUX : K.GAÏD : 1982.

d'où le diamètre d'un seul décanteur est :

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 272}{3,14}} = 19m$$

Le décanteur primaire élimine : 30% de DBO5
60% de MES (1)

Les charges polluantes à l'entrée du décanteur primaire sont:

$$DBO5 = 34g/h/j \times 111.000 = 3774000g/j = 3774kg/j.$$

$$DCO = 78g/h/j \times 111.000 = 8658000g/j = 8658kg/j.$$

$$MES = 4009kg/j.$$

Les charges polluantes à la sortie du décanteur primaire

sont : Le décanteur primaire retiendra :

$$DBO5 = 3774 \times 0,3 = 1132kg/j$$

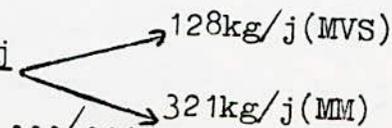
$$MES = 4009 \times 0,6 = 2405kg/j$$

Le décanteur primaire laissera échapper

$$DBO5 = 3774 - 1132 = 2642kg/j.$$

$$MES = 4009 - 2405 = 1604kg/j.$$

Pour les MES où la sortie on a : $\frac{1604kg/j}{MES}$



L'extraction des boues se fera par l'intermédiaire d'un racleur qui est situé sur le fond du décanteur, et qui est fixe à une charpente...

L'extraction des boues se fera par l'intermédiaire d'un racleur qui est situé sur le fond du décanteur, et qui est fixé à une charpente composée d'une lame tournant autour de l'axe du bassin.

(1) D'après GOMELLA ET GUERRE : TRAITEMENT DES EAUX USEES
TOME 2.

--- TRAITEMENT BIOLOGIQUE ---5 - 1 - Définition :

Les traitements physiques sont fréquemment insuffisants pour amener l'effluent au taux d'épuration demandé, un recours à l'épuration biologique est alors nécessaire par mise en contact de l'effluent avec un milieu biologique actif très dispersé de façon à présenter une très grande surface d'action.

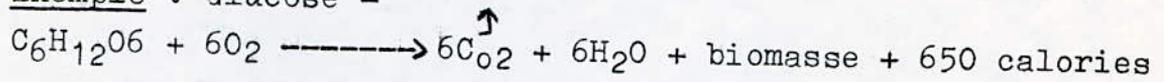
Le traitement biologique fait donc appel aux micro organismes qui éliminent la matière organique constituée par des protéines, glucides, lipides. CE traitement se réalise par deux méthodes.

5 - 1 - 1 - Méthode aérobie :

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

Matière organique + bactéries + O₂ $\xrightarrow{\text{(sous l'action des enzymes)}}$ Boues + NH₃ + CO₂ + H₂O
en excès

Exemple : Glucose -

1 - 2 - Méthode anaérobie :

La dégradation ici se fait en absence d'oxygène.

Exemple : $C_6H_{12}O_6 \longrightarrow 3C\overset{\uparrow}{O}_2 + 3CH_4 + 35 \text{ cal.}$

En conclusion donc, tout traitement biologique met en oeuvre des fermentations, c'est à dire des réactions chimiques produites par certains micro organismes, parmi ceux-ci les bactéries jouent un rôle essentiel, ces bactéries agissent sur la pollution qui joue alors le rôle de nourriture ou substrat. L'ensemble des réactions chimiques est catalysé par les enzymes secrétées par les bactéries.

CHOIX DU PROCÉDE5 - 2 - 1 - Procédé d'épuration par "Boues Activées" à moyenne charge :

Ce procédé est utilisé sur des surfaces relativement réduites, lorsque la région est située en général dans une zone montagneuse qui ne permette pas d'avoir de vastes terrains. On peut atteindre un rendement épuratoire de la DB05 de l'ordre de 90% environ (1).

Quand au procédé à forte charge, il présente des difficultés d'exploitations complexes et le dégagement de beaucoup d'odeur.

Pour le procédé à faible il exige des ouvrages beaucoup plus étendus et une forte consommation d'énergie.

5 - 2 - 2 - Définitions de l'épuration par boues activées :

Toutes les recherches ont montré que l'on ne pouvait pas épurer les eaux usées par simple aération, mais qu'il fallait lesensemencer, ainsi est né le procédé par boues activées. Les phénomènes qu'il met en jeu se révèlent exactement les mêmes que dans les lacs et cours d'eau naturels, la seule différence consiste en ce què les micro organismes assurant l'épuration se trouvent dans les bassins, concentrés en très grande nombre au sein d'un espace restreint. Le procédé consiste à provoquer le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de flocons (boues activées) dans un bassin brasé et aéré (bassin d'aération) et alimenté en eau à épurer, dans ce bassin d'aération, l'agitation artificielle ou brassage permet d'éviter l'accumulation de la masse floculeuse au fond du bassin où les micro organismes mourraient par défaut d'oxygène.

2 - 2 - 1 - Mécanisme :

Les flocons de boues activées sont formés d'une matière de base gélatineux, dans laquelle vivent les bactéries et protozoaires.

(1) DEGREMONT MEMENTO TECHNIQUE DE L'EAU P;213.

L'épuration des eaux usées s'effectue de la manière suivante :

Les matières organiques qu'elles contiennent sont absorbées par les micro organismes et transformées par eux pour donner la masse floculeuse, par ce phénomène les matières organiques de l'eau usée passent de la forme dissoute ou colloïdale à la forme solide, qui permet de les extraire des eaux usées par décantation.

Le processus se résume de la manière suivante :

- Absorption des matières organiques de l'effluent par les amas biologiques.
- Oxydation et dégradation de ces matières organiques et synthèse de nouveaux micro organismes.
- Oxydation et dégradation d'une partie de ces amas biologiques, cette dernière phase est une phase endogène, les réserves de nourriture sont épuisées et les bactéries ne peuvent plus vivre.

Je conclus en disant que les boues activées présente les avantages suivants :

- Suppression des odeurs et mouches.
- Surfaces moindres.
- Effluents plus clair et plus sable.

--- CONCEPTION DES INSTALLATIONS DE TRAITEMENT
PAR BOUES ACTIVEES ---

Une station d'épuration biologique par boues activées se compose.

- En amont du traitement préliminaire, d'un décanteur primaire qui assure l'élimination des sables et en général des grosses particules en suspension () :
- D'un bassin d'activation (bassin d'aération)
- D'un clarificateur (Décanteur secondaire)
- D'un dispositif de récirculation des boues assurant le réencensement du bassin d'aération par la boue activée recueillie au fond du clarificateur.
- D'un épaissement (épaississement) des boues en excès provenant des décanteurs primaire et secondaire.
- D'un digesteur des boues
- Des lits de séchage

5 - 3 - 1 - Bassin d'aération :

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

5 - 1 - 1 - Définition :

C'est dans ce bassin qu'il y aura un développement important des bactéries, responsables de l'épuration, on constate d'une part l'arrivée d'eaux usées et d'autre part les boues activées en retour dans ce bassin d'aération, ce dernier est favorisé par un dispositif d'agitation mécanique des eaux ou insufflation d'air qui permet la diffusion de l'oxygène de l'air à travers l'eau à épurer, ainsi donc il y a un contact intime de la phase liquide, la biomasse et l'oxygène par brassage entraînant l'alimentation des micro organismes des boues activées.

5 - 1 - 2 - Dimensionnement :

(1) Les paramètres de fonctionnement à moyenne charge sont

(1) DEGREMONT p.212.

- La charge massique : $0,2 < C_m < 0,5$ kg DB05/kg MVS/Jour

$C_m = \frac{\text{Pollution entrant en kg de DB05 par jour}}{\text{Poids des boues présentes dans le bassin en kgMVS}}$

- La charge volumique : $0,6 < C_v < 1,5$ kg DB05/m³/Jour

$C_v = \frac{\text{Pollution en kg de DB05 entrant par jour}}{\text{Volume du bassin d'aération en m}^3}$

- Concentration en MVS : X_{ai} 2,5 à 3,5 kg/m³

Je fixe $C_m = 0,22$ kg DB05/kg MVS/j

$X_a = 2,7$ kg/m³

d'après la formule ci-dessous je détermine la charge volumique : $C_v = C_m X_a$

--- BESOINS THEORIQUES EN OXYGENE ---

Pour déterminer la puissance des aérateurs, il faut savoir la quantité d'oxygène nécessaire à l'épuration. Ce besoin d'oxygène est du à :

- La transformation de la DBO5 en matières vivantes, représente un besoin $a' l_e$
- Au taux de respiration endogène b' de la masse de boues activées : $b'X_t$.

Donc la quantité d'oxygène à fournir quotidiennement $q(O_2)$ = $a'l_e + b'X_t$ (1)

$a' = 0,55$: Coefficient de respiration qui est compris entre 0,55 et 0,66 pour l'effluent urbain.

$b' = 0,08$: Coefficient de respiration endogène compris entre 0,07 et 0,1.

l_e (kg/j) : DBO5 éliminée dans le bassin d'activation.

X_t : Matières totales des boues activées.

$X_t = X_a \cdot V$

X_a : Concentration moyenne en MVS dans le bassin d'aération.

V : Volume du bassin d'aération.

$X_t = 4403 \times 2,7 = 12000\text{kg}$

$l_e = L_0 - l_f = 2642 - (0,03 \times 22200) = 1976\text{kg/jour.}$

Q_j : Débit journalier égale à 222.00m³/jour.

La quantité d'oxygène sera égale à :

$q(O_2/\text{jour}) = 0,55 \times 1976 + 0,08 \times 12000$

$q(O_2/\text{jour}) = 2047\text{kg d}'O_2/\text{j} =) q(O_2/\text{j}) = 85\text{kg d}'O_2/\text{h}$

(2) MEMENTO TECHNIQUE : MG.MASTANTUONO : Calcul, conception et entretien des stations d'épuration.

Introduction à l'épuration biologique p.45.

(1) ECKENFELDER : GESTION DES EAUX USEES INDUSTRIELLES ET DOMESTIQUES.

3 - 2 - 1 - Capacité d'oxygénation :

Par mesure de sécurité, on doit pouvoir faire face à la demande horaire d'oxygénation pendant la période du débit de pointe, pour cela on calcule la capacité d'oxygénation.

L'aération pourra s'effectuer en 16 heures dans le but économique et d'exploitation.

J'adapterai la formule suivante :

$$q_p \text{ (o}_2\text{) / j} = a' \frac{le}{16} + b' \frac{Xt}{24}$$

Je devrai fournir sur 16 heures une capacité d'oxygénation de : $q_p \text{ (o}_2\text{) / j} = 0,55 \cdot \frac{1976}{16} + 0,08 \cdot \frac{12000}{24} = 108 \text{ kg/h}$

3 - 2 - 2 - Besoins réelles en oxygène :

Généralement un bassin d'aération ne fonctionne pas dans les conditions d'essais, la température est souvent différente de 10°C, cependant pour passer des conditions nominales (eau pure 10°C, 760 mmhg) aux conditions particulières, j'appliquerai un facteur correctif global: $T = 0,7$: Coefficient est un correctif eaux propres eaux usées (1)

$$q \text{ (o}_2\text{) / j} = \left\{ \frac{q \text{ (o}_2\text{) théorique}}{T} \right\}$$

$$\text{en moyenne : } q_m \text{ (o}_2\text{) } = \frac{85}{0,7} = 122 \text{ kg/h}$$

$$\text{en pointe : } q_p \text{ (o}_2\text{) } = \frac{108}{0,7} = 154 \text{ kg/h}$$

Pour assurer un contact intime entre l'air et l'eau, on adaptera des aérateurs de surface, vue les avantages qu'ils présentent :

- Coût d'investissement plus économique.
- Oxygénation plus économique.
- Secours rapide en cas d'avarie.
- Contrôle facile.
- Entretien aisé.

(1) MEMENTO TECHNIQUE: M.G.MASTANUONO : INTRODUCTION A L'EPURATION BIOLOGIQUE - CALCUL, CONCEPTION ET ENTRETIEN DES STATIONS D'EPURATION. p.46.

Sachant que l'apport spécifique nominal (R) des aérateurs de surface varie de 1,5 et 2,5 kg d'o₂ /kwh (2)

3 - 2 - 3 - La puissance nominale : à fournir sera :

$$P = q \frac{\text{(o}_2\text{) réelle}}{R} \text{ kWh je fixe } R = 1,5 \text{ kg d'o}_2\text{/kwh.}$$

$$\text{en moyenne : } P_m = \frac{122}{1,5} = 81 \text{ kWh}$$

$$\text{en pointe : } P_p = \frac{154}{1,5} = 103 \text{ kWh}$$

3 - 2 - 4 - La puissance de brassage ;

A ces conditions d'oxygène s'ajoute la puissance du brassage qui permet une homogénéisation, ainsi que d'éviter la formation de dépôts dans le bassin d'aération.

L'effet de brassage est influencé par deux paramètres :

- La puissance spécifique : pour un bassin donné les vitesses augmentent lorsque la puissance croit.
- Le rayon du mouvement giratoire : ce rayon est défini comme étant le rapport du volume à la surface mouillée. Lorsque ce rayon augmente, le brassage s'améliore.

La condition de brassage varie selon les systèmes de 25 à 30 w/m³

Je considère 25w/m³ ou 0,025 kw/m³

d'où : $P_b = 0,025 \cdot V$ V : Volume du bassin d'aération

$$P_b = 0,025 \cdot 4403 = 110 \text{kw/h.}$$

3 - 2 - 5 - Enfin je détermine la puissance totale à fournir

- En moyenne : $P_{tm} = P_m + P_b = 81 + 110 = 191 \text{kw/h}$

- En pointe : $P_{tp} = P_p + P_b = 103 + 110 = 213 \text{kw/h}$

Ainsi pour éliminer 1kg de DBO₅ par jour, je dois fournir une puissance de :

(1) DEGREMONT MEMENTO TECHNIQUE DE L'EAU p.225

$$\frac{P_t}{L_0} = \frac{P_t \cdot 24}{2642} \quad (\text{kwh/kg DBO}_5)$$

- En moyenne : $P_{tm} = \frac{191}{2642} \cdot 24 = 1,74 \text{kwh/kg DBO}_5$

- En pointe : $P_{tp} = \frac{213}{2642} \cdot 24 = 1,93 \text{kwh/kg DBO}_5$

--- BILAN DES BOUES ---

Les boues issues du traitement secondaire, appelées boues en excès seront envoyées sur le traitement des boues.

La quantité de ces boues est donnée par la relation suivante :

$$DB = B_{min} + B_{dure} + a m l e - b B a - b e f f \quad (1)$$

B_{min} : Boues minérales (kg/j)

B_{dure} : MES difficilement biodégradables (kg/j)

$a m l e$: Boues synthétisées (kg/j)

$a m$: Coefficient lié au rendement cellulaire (transformation de la DBO_5 en matières vivantes).

$b B a$: Fraction de boues détruites par auto-oxydation (kg/j)

b : Coefficient de respiration endogène (matières vivantes dégradées par respiration endogène)

$B e f f$: Boues partant avec l'effluent de sortie

$B a$: Masse des MES dans un bassin d'aération.

$B_{min} = 321 \text{ kg/j}$ de matières minérales.

B_{dure} : Elle est évaluée à : $1283 \text{ (kg/j de MVS)} \times 0,35 = 500 \text{ kg/j}$.

0,35 : C'est les MVS des boues difficilement biodégradables et qui doit être compris entre 0,3 à 0,35 pour la moyenne charge.

$a m$: $0,53 \text{ kg MVS/kg } DBO_5$

$a m l e$: $0,53 \cdot I_{976} = 1047 \text{ kg/j}$

$$b = \frac{b'}{1,42} \implies b' = 1,42b \text{ où } b' = 0,10$$

$$\implies b = \frac{0,10}{1,42} = 0,07 \text{ j}^{-1}$$

(1) MEMENTO TECHNIQUE: M.G.MASTANTUONO : Introduction l'épuration biologique - Calcul, conception et entretien des stations d'épuration.-

$b B a$: En pratique ce produit est assimilé à 80% des matières vivantes dans le bassin $\implies b B a = 0,8 a m l e$

$$b B a = 0,8 \times 0,53 \times I_{976} = 838 \text{ kg/j}$$

$b e f f$: Elle est négligeable car il y a seulement une très petite quantité de boues qui va avec l'effluent

Finalement j'ai :

$$DB = B_{min} + B_{dure} + a m l e - b B a$$

$$DB = 321 + 500 + 1047 - 838 = 1030 \text{ kg/j de MVS}$$

Les boues seront extraites du clarificateur (décanteur secondaire) avec une concentration en MES évaluée à :

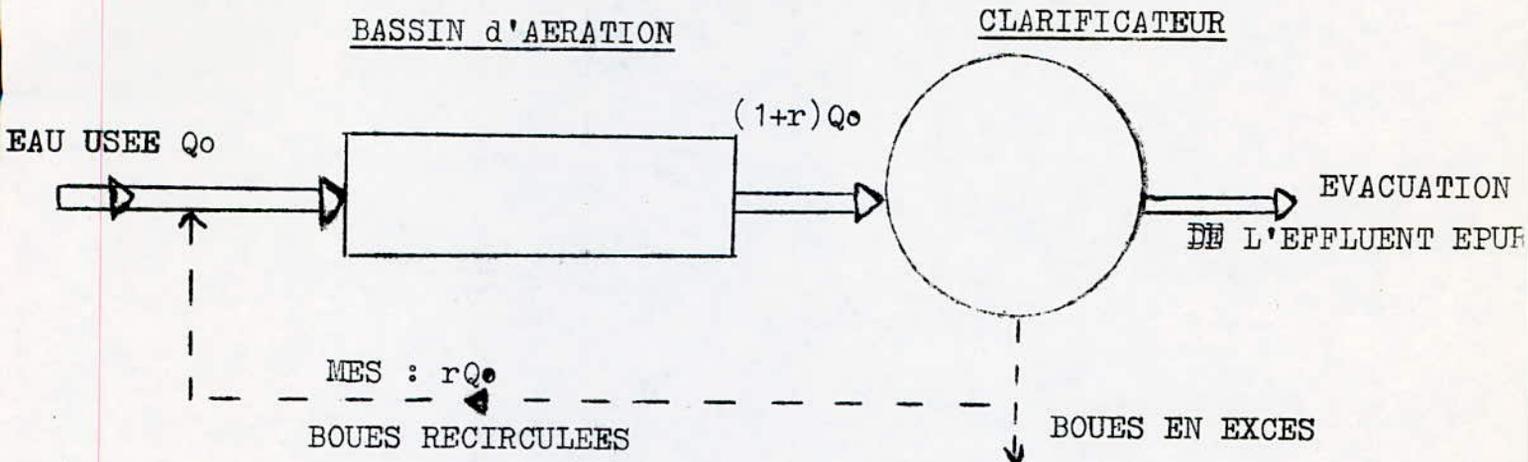
$$X_r = \frac{1,2 \cdot 10^3}{I_m} \text{ (g/l)} \quad (1)$$

Ce taux est donc compris entre 50% et 100% (2), ce qui permet une bonne décantabilité.

(2) DEGREMONT

(1) H.ROQUES : FONDEMENTS THEORIQUES DU TRAITEMENT BIOLOGIQUE p.221.

SCHEMA GENERAL DE LA RECIRCULATION DES BOUES -



- 1 - Une quantité Q_0 de matières entrant dans le bassin d'aération.
- 2 - $(1+r)Q_0$: C'est la quantité de boues recyclées entrant dans le décanteur secondaire ou clarificateur.
- 3 - rQ_0 : C'est la quantité de boues recyclées.

Age des boues :

C'est le rapport entre la quantité de boues présente dans le bassin d'aération sur la quantité de boue extraite quotidiennement.

$$G = \frac{V \cdot X \cdot a}{DB} = \frac{Xr}{DB}$$

$$G = \frac{4403 \times 2,7}{1030} = 11 \text{ jours.}$$

Volume des boues recyclées :

- en moyenne : $Q_{mr} = Q_m \times r = 925 \times 0,75 = 694 \text{ m}^3/\text{h}$
r : taux de récirculation.
- en pointe : $Q_{pr} = 1480 \times 0,75 = 1110 \text{ m}^3/\text{h}$

--- CLARIFICATEUR ---

(Décanteur secondaire)

3 - 4 - 1 - Définition :

Le décanteur secondaire sépare les boues et l'eau traitée en retenant au maximum les matières en suspension. Le temps de séjour des boues dans la clarificateur dépend de la vitesse de décantation des particules en suspension, d'autre part les boues décantées doivent être recyclées vers le bassin d'aération afin de permettre la limitation du volume des boues et le temps de séjour de ces boues dans le clarificateur, mais aussi de maintenir une concentration en biomasse (micro-organismes) constante.

Je propose un clarificateur à succion :

Dans ce décanteur les boues sont délivrées dans une rigole métallique d'où elles sont extraites par siphonnage.

On utilise un pont radical dont est solidaire une goulotte dans laquelle débouche un certain nombre de tubes plongeant jusqu'au voisinage du fond de l'ouvrage.

Cet clarificateur à succion est recommandé lorsque les conditions sont difficiles (pays chauds, mauvaise décantabilité).

3 - 4 - 2 - Dimensionnement :

Le dimensionnement d'un clarificateur est fonction des paramètres suivants :

- Débits moyen et de pointe et concentration en MES des boues activées.
- Masse des matières en suspension introduite dans le clarificateur.
- Décantabilité de la boue.

Débit arrivant au décanteur secondaire en périodes de pointe :

$$Q' = Q_p (1+r) \Rightarrow Q' = 1480 (1+0,75) = 2590 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Surface du clarificateur :

$$S = \frac{Q'}{V_a} \quad \text{où } V_a : \text{ vitesse ascensionnelle admissible dans le clarificateur qui est comprise entre } 1(\text{m/h}) \text{ et } 2(\text{m/h}) \text{ pour la moyenne charge (1).}$$

$$\text{Je fixe } V_a = 1,5 \text{ m/h}$$

$$\text{d'où } S = \frac{2590}{1,5} = 1727 \text{ m}^2$$

- Volume du clarificateur :

$$V = SH \quad H : \text{ Hauteur du clarificateur}$$

$$\text{d'où } V = 1727 \times 3 = 5181 \text{ m}^3 \quad \text{je fixe } H = 3 \text{ m}$$

- Temps de séjour :

- en moyenne : $ts = \frac{V}{Q_m(1+r)} = \frac{5181}{925(1+0,75)} = 3,20h.$

- en pointe : $ts = \frac{V}{Q_p(1+r)} = \frac{5181}{1480(1+0,75)} = 2h.$

Charge hydraulique sur le débit à traiter :

$$CH = \frac{Q'}{S} = \frac{2590}{1727} = 1,5m^3/m^2/h.$$

Charge hydraulique sur le débit de pointe est :

$$CH_p = \frac{Q_p}{S} = \frac{1480}{1727} = 0,85m/h$$

Charge hydraulique sur le débit moyen est :

$$Q'_m = 925 (1+0,75) =) \quad CH_m = \frac{Q'_m}{3} = \frac{925 \times 1,75}{1767} = 0,91m/h$$

Je proposerai deux clarificateurs de dimensions :

$$S = \frac{1727}{2} = 864m^2$$

$$H = 3m$$

$$D = \sqrt{\frac{45}{\pi}} = 3,8m$$

(1) MEMENTO TECHNIQUE : INTRODUCTION A L'EPURATION BIOLOGIQUE. CALCUL, CONCEPTION et ENTRETIEN DES STATIONS D'EPURATION. MG.MASTANTUONO

--- BACHE DE REPRISE DES BOUES ---

Les boues issues du décanteur primaire et secondaire seront refoulées vers la bache de reprise qui est située au niveau des décanteurs primaires. Dans cette bache de reprise il y aura un mélange de ces boues qui s'appelleront désormais "boues fraîches".

Comme le terrain est en pente les boues du décanteur secondaire ne peuvent pas arriver à la bache de reprise des boues fraîches, c'est pourquoi je prévois un pompage à partir des deux décanteurs secondaires (voir : plan de profil), et de fait les boues secondaires seront refoulées vers la bache de reprise.

Les boues primaires seront acheminées vers la bache de reprise des boues fraîches gravitairement car cette bache de reprise est située près des décanteurs primaires.

Les boues recirculées qui sont transférées du décanteur secondaire vers le bassin d'aération sont aussi refoulées par l'intermédiaire du poste de pompage des deux décanteurs secondaires (voir planche masse).

Je prévois une pompe pour les boues refoulées du décanteur secondaire vers la bache de reprise, et une pompe pour les boues recirculées qui sont vers le bassin d'action.

La puissance de la pompe des boues recirculées est :

$r = \text{taux de récirculation} - \text{sur } Q_m: Q'_{mr} = Q_m \times r$

$$Q'_{mr} = 925 \times 0,75 = 694 \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q'_m = 193 \text{l/s}$$

- sur $Q_p: Q'_{pr} = Q_{pxr} = 1480 \times 0,75 = 1110 \text{m}^3/\text{h}$.

$$Q'_p \text{ } Q'_p = 308 \text{l/s}$$

La station de bache de reprise des boues fraîches doit être dimensionnée de telle manière à satisfaire les volumes des boues secondaires et primaires reçues quotidiennement.

- Volume des boues extraites du décanteur primaire :

La charge en MES = 2405 kg/j (Voir chapitre X 4 - 2 - 4).

Je prends une concentration d'extraction des boues égale à 30g/l.

$$VBI = \frac{2405 \times 10^3}{30} = 80 \text{m}^3/\text{j}$$

- Volume des boues extraites du décanteur secondaire :

VBII = 163 m³/j (Voir chapitre X 5 - 3 - 3 -).

- Volume total extrait :

$$VI = VBI + VBII = 80 + 163 = 243 \text{m}^3/\text{j}$$

--- TRAITEMENT DES BOUES ---3 - 6 - 1 - Définition :

Les corps polluants et leurs produits de transformations retirés lors de tout traitement d'eau, quelque soit la nature, se trouvent finalement rassemblés dans des suspensions plus ou moins concentrées dénommées "boues", certaines d'entre elles sont chimiquement inertes, mais celles qui proviennent de traitement biologiques sont fermentescibles et souvent nauséabondes, ce qui nécessite des traitements avant d'être rejetées dans le milieu naturel.

Ces traitements se font de la façon suivante :

Epaississement ==) Digestion ==) Rit de séchage ==) Utilisation agricole comme engrais.

6 - 1 - 1 - Caractéristiques des boues :

Les stations d'épurations produisent deux sortes de boues

- Les boues primaires
- Les boues secondaires

Ces boues se composent de beaucoup d'eau et d'une petite quantité de matières solides. L'aspect, la couleur et l'odeur des boues donnent généralement les premiers renseignements sur leur état. Les boues fraîches des effluents urbains ont une couleur grise ou jaunâtre, elles contiennent des matières fécales, papiers, débris de légumes, ces boues apparaissent comme malodorantes, les eaux qui s'en séparent se révèlent troubles et nauséabondes.

En Conclusion:

Le traitement des boues entraîne :

- Dégénération du maximum de matière organique inerte.
- Diminution du volume de boue par élimination de l'eau libre ou liée.
- Diminution des germes pathogènes (pasteurisation).
- Formation du CO_2 et du gaz méthane CH_4 utilisé comme source d'énergie.

6 - 2 - Epaississement des boues :

C'est le premier stade, le plus simple, de réduction de volume des boues dans dépense d'énergie notable. L'épaississement permet aussi l'augmentation du temps de séjour dans les digesteurs anaérobies. Elle peut même permettre de supprimer totalement les trop-pleins de la digestion, en plus il améliore la sécurité d'exploitation.

L'épaississeur utilise deux techniques :

- La décantation
- La flottation

2 - 1 - Epaississement par d'écantation :

L'épaississement est un d'écanteur statique muni d'un racleur tournant à faible vitesse afin de provoquer le tassement de la boue.

2 - 2 - Epaississement par flottation :

Les boues à épaissir sont mises en contact avec l'air comprimé, entraînant la formation de floccs qui adhèrent aux micro-bulles d'air, et ainsi ils agissent comme les flotteurs entraînant la mise en mouvement du solide vers la surface.

6 - 3 - Dimensionnement :

J'opte pour un épaississeur par d'écantation :

- Quantité de boues fraîches refoulées vers l'épaississeur est :

$$QT = QDI + QDB = 2405 + 1030 = 3435\text{kg/j}$$

QDT : Boues primaires (Voir chapitre X - 4 - 2 - 4) -

QDB : Boues secondaires (Voir chapitre X - 5 - 3 - 3) -

- Volume des boues fraîches refoulées vers l'épaississeur :

$$VT = VDI + VDB = 80\text{m}^3/\text{j} + 163\text{m}^3/\text{j} = 243\text{m}^2/\text{j}$$

- Concentration des boues fraîches dans l'ouvrage :

$$C = \frac{QT}{VT} =) C = \frac{3435}{243} = 14\text{g/l}$$

- Le temps de séjour :

Il est de 24h au maximum pour les boues fraîches (1)

$$ts = 24\text{h} = 1 \text{ jour}$$

- Volume de l'épaississeur :

$$Vep = VT \cdot ts = 243 \times 1 = 243\text{m}^3 =) Vep = 243\text{m}^3$$

- Surface horizontale de l'épaississeur :

$$Se = \frac{Vep}{He}$$

He : Hauteur de l'épaississeur

On a toujours intérêt à construire des épaississeurs de hauteur suffisante afin de faciliter le tassement de la boue sous le seul poids de la masse solide. Une hauteur de 3,50m (2) prenant compte le volume de stockage, est un minimum pour les boues d'eaux résiduaires urbaines.

Je fixe une hauteur He = 4m

$$d'où Se = \frac{243}{4} = 61\text{m}^2$$

- Diamètre de l'épaississeur :

$$Se = \frac{\pi D^2}{4} =) D = \sqrt{\frac{4 Se}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 61}{3,14}} = 8,8\text{m}$$

$$==) D = 9\text{m}$$

(2) DEGREMONT P.461 -

(1) COURS DE TRAITEMENTS DES EAUX : M. MEZAOUI 1983.

Je propose un seul épaisseur mécanisé de dimensions :

$$S_e = 61m^2$$

$$D = 9m$$

Cet épaisseur mécanisé permet :

- Assurer le transfert des boues déposées vers la fosse centrale collectrice de boue, au moyen de racleurs disposés immédiatement au dessus du radier.
- Faciliter le dégagement de l'eau interstitielle et des gaz qui obstruent, dans les boues au moyen d'une herse verticale accrochée au dispositif tournant.

Le système de raclage doit être constitué d'une série de racleurs montés "en jalousie" afin d'éviter le blocage de la boue au cours de son transfert vers le centre.

--- DIGESTION ANAEROBIE ---

3 - 1 - Définition :

La digestion anaérobie est une fermentation en l'absence d'oxygène, ce procédé entraîne premièrement la formation d'acides volatils et deuxièmement du gaz méthane à partir de ces acides volatils qui contiennent des bactéries acides responsables de la transformation des composés organiques complexes (protéines, graisses) en acide organique et Co₂, et en même temps la liquéfaction.

La totalité des germes pathogène sont détruites, ce qui permet de stocker les boues digérées ou de les faire sécher en plein air sans nuisances.

Cette digestion élimine 45 à 50% de MVS et réduit 30% le volume des boues et 1/3 des matières sèches (1)

Cette digestion anaérobie est surtout adaptable aux boues d'eaux usées urbaines. C'est donc pour cette raison que j'ai opté pour cette solution vue que le traitement de la station d'épuration de MEDEA est uniquement constitué d'eaux usées domestiques tandis que l'effluent industriel est traité au sein même des unités industrielles.

En résumé la digestion présente les avantages suivants :

- diminution du poids des matières sèches dans la proportion de un tiers environ.
- Concentration plus importante des boues, lesquelles sont plus facilement séchables par voie naturelle.
- Diminution importante des germes pathogènes.
- Possibilité pour les stations importantes de récupération de gaz utilisés pour les besoins énergétiques.

3 - 2 - Dimensionnement :

- La quantité de boues sortant de l'épaississeur avait une concentration : variant de 40 à 50g/l => je fixe c=50g/l
- La quantité de boues à refouler au digesteur est :

$Q = \frac{VT}{C}$ VT : volume de boues refoulées

$Q = \frac{3435}{50} = 69m^3/j$

- La quantité de MVS contenues dans les boues fraîches

$Q_{MVS} = QT \times 0,80 = 3435 \times 0,80 = 2748kg/j$

- La quantité de matières minérales contenues dans les boues fraîches

$Q_{MM} = QT \times 0,2 => Q_{MM} = 3435 \times 0,20 = 687kg/j$

- La quantité de matières sèches des boues digérées

D'après GOMELLA la digestion assurera 50% de réduction de

MVS : $Q_{MS} = (Q_{MVS} \times 0,50) + Q_{MM}$

$Q_{MS} = (2748 \times 0,50) + 687 = 2061kg/j$

(1) DEGREMONT p. 442

Je prévois une digestion chauffée car elle a une grande influence sur la vitesse de digestion des boues. La décomposition est plus rapide à haute température et la production de gaz est plus importante. Cette digestion chauffée réduit aussi le volume des matières.

- Volume du digesteur :

$$V_d = V_j \times t_s$$

V_j = volume journalier des boues fraîches

t_s : il est déterminé d'après le tableau (1)

$t_s = 25j$ à 35 degrés celcius pour la digestion à moyenne charge.

d'où : $V_d = 69 \times 25 = 1725m^3$

- Surface du digesteur :

$S_d = \frac{V_d}{H_d}$ je fixe une hauteur de $8m$

$$S_d = \frac{1725}{8} = 216m^2$$

- Volume journalier des boues :

Ces boues sont extraites à des concentrations de 40 à $50g/l$

$$V = \frac{Q_{MS}}{50} = \frac{2061 \cdot 10^3}{50} = 41220l/j \Rightarrow V = 41,22m^3/j$$

$$V = 41m^3/j$$

- Diamètre du digesteur :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_d}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 216}{3,14}} = 16,6m$$

Comme je l'ai expliqué précédemment, la digestion anaérobie présente l'avantage de fournir de l'énergie sous la forme d'un produit noble : le gaz méthane, la quantité produite est excédentaire par rapport aux besoins thermiques et énergétiques de l'installation de digestion elle-même (chauffage, moteurs électriques).

Cette énergie est aisément stockable dans un gazomètre, on l'utilisera pour le chauffage des digesteurs.

La quantité de gaz produite à la température de $35^\circ C$ pendant 25 jours est égale à environ $900l$ gaz/kg matières organiques détruites donc $Q_{gaz} = 0,9m^3$ de gaz/kg de matières organiques détruites.

- Quantité de matières volatiles détruites

$$Q_d^{MVS} = Q_{MVS} \times 0,50 \quad 50\% \text{ de réduction de MVS (1)}$$

$$Q_d^{MVS} = 2748 \times 0,50 = 1374kg/j$$

- Production de gaz :

$$P_{gaz} = Q_d^{MVS} \times Q_{gaz} \Rightarrow P_{gaz} = 1374 \times 0,9 = 1237m^3/j$$

D'après DEGREMONT (P.444), la digestion à moyenne charge se pratique dans un digesteur unique.

(1) DEGREMONT p.443

(1) DEGREMONT (voir graphe de la figure 300 : P.439)

(1) DEGREMONT P.439.

Un digesteur à moyenne charge en fonctionnement normal comporte trois zones principales.

- Une couche flottante ou chapeau
- Une couche intermédiaire où la concentration en sèches est plus faible.
- Une couche inférieure où les boues digérées ou cours de digestion s'épaississent progressivement.

--- LES LITS DE SECHAGE ---

Les boues digérées seront refoulées dans les lits de séchage à travers une conduite de 80mm de diamètre.

4 - 1 - Définition :

Les aires de stockage sont des lits où on étale une couche de 30cm de boue sur une couche de 10cm de sable, disposée sur une couche support de 20cm de gravillons de 15 à 25mm de diamètre (1)

Principe de fonctionnement d'un lit de séchage :

- Dans un premier temps : une déshydratation par drainage ou filtration à très faible pression. Il y a départ de l'eau libre de la suspension boueuse jusqu'à une teneur de 80% environ dans le cas des boues urbaines.
- Dans un deuxième temps : l'évaporation d'une partie de l'eau liée.

Les conditions climatiques influent grandement sur la production, surtout en hiver.

Les eaux d'égouttage sont collectées dans des drains situés au fond des lits de séchage, ces eaux vont être dirigées vers le réseau de drainage et de vidange.

Après séchage, les boues se présentent sous la forme d'un produit de décomposition de substances mélange avec du sable. La boue séchée doit être enlevée à la fourche afin d'éviter de prendre également le sable.

4 - 2 - Dimensionnement :

- Volume de boue séchée annuellement est :

V boues = Volume journalier des boues x 365 jours,

V boues = 41 x 365 = 14965m3/an

V boues = 15000m3/an

- Superficie nécessaire à la deshydratation :

En Algérie, on prend généralement 1m² par 20 habitants du fait que la deshydratation naturelle est plus favorable grâce au climat qui est beaucoup plus chaud que celui des pays européens.

S = $\frac{\text{Nombre d'habitants en 1995 (1ère phase)}}{20}$

S = $\frac{111.000}{20} = 5550m^2$

D'après cette surface je propose 15 lits de séchage de

surface unitaire égale à : Su = $\frac{5550}{2} = 370m^2$

soient : - longueur d'un lit de séchage : 24,66m

- largeur d'un lit de séchage : 15m

(1) DEGREMONT p.485

--- 2^{ème} P H A S E : 2 0 0 5 ---

-- EXTENSION DE LA STATION D'EPURATION --
- AN 2005 -

XI - 1 Introduction :

Vue l'accroissement de la population en l'an 2005, il a été préférable de dimensionner la station d'épuration de MEDEA aussi pour cette deuxième phase.

En général lorsqu'il y a toujours une augmentation démographique, cela implique un accroissement de la consommation en eau potable, et donc il y aura automatiquement une élévation de la quantité d'eaux usées qui sera rejetée vers l'oued El-Harch. Ainsi on pourra prévoir les besoins à satisfaire et les prévisions à atteindre à long terme.

DONNEES DE BASE

INDICATIONS	2005
Population	157.000
Dotations (l/j/hab)	270
DB05 (g/hab/j)	46
MES (g/hab/j)	59
Débit journalier (m3/j)	42.390
Débit de pointe (m3/h)	2.826
Débit moyen (m3/h)	1.766
Charge en DB05 (kg/j)	7.222
Charge en MES (kg/j)	9.263

XI - 2 - Traitement physique :

2 - 1 - DEGRILLAGE :

Une grille supplémentaire sera envisagée pour l'année 2005, qui sera située dans le canal de la grille centrale de remplacement construite en première phase.

Dimensions de la grille :

- largeur de la grille : 1m
- épaisseur des barreaux : 10mm
- espacement des barreaux : 20mm
- refus du dégrillage : 7,5l/hab/an ==> 32261/j

2 - 2 - Déssablage :

Le volume total du déssableur sera de : $V = 236m^3$

Il sera préférable d'augmenter le volume des boues du bassin en construisant un déssableur avec les caractéristiques suivantes :

- Volume $V = 113m^3$
- Surface verticale $Sv = 2,62m^2$
- Surface horizontale $Sh = 71m^2$
- Hauteur du canal $H = 1,6m$
- Largeur du canal $b = 3,27m$
- Longueur du canal $L = 22m$
- Temps de séjour sur Qp $ts = 5min$
- Charge hydraulique sur Qm $CH = 25m^3/m^2/h$
- Charge hydraulique sur Qp $CH \hat{=} 40m^3/m^2/h$
- Vitesse d'écoulement $Ve = 0,30m/s$

2 - 3 - DECANTEUR PRIMAIRE :

Le volume total du décanteur primaire sera de : $V = 3109m^3$
donc il sera construit un décanteur d'après les caractéristiques suivantes :

- Volume du décanteur : $V = 1481m^3$
- Temps de séjour : $ts = 0,84h$
- La hauteur : $H = 3m$
- La surface : $S = 494m^2$
- Le diamètre : $D = 25m$

XI - 3 - Traitement biologique :

3 - 1 - BASSIN D'AERATION :

Le volume total du bassin d'aération : $V_t = 8425m^3$
Il sera donc nécessaire de construire deux autres bassins d'aération d'après les données suivantes :

Volume du bassin : $V = 4022m^3$

Temps de séjour sur Qp : $ts = 1,42h$

Temps de séjour sur Qm : $ts = 2,27h$

Surface du bassin : $S = 1150m^2$

- Surface unitaire d'un seul bassin : $Su = \frac{1150}{2} = 575m^2$

- longueur

: $L = 25m$

- largeur

: $l = 23m$

3 - 2 - BESOINS EN OXYGENE :

$Le = 5055 - 1272 = 3783kg/j$

$\Sigma^t = 4022 \times 2,7 = 11.000kg/j$

quantité théorique d'O₂ par jour

1201kg d'O₂

quantité théorique d'O₂ en moyenne

50kg/h

quantité théorique d'O₂ en pointe

167kg/h

quantité d'O₂ réelle par jour

1716kg/j

quantité d'O₂ réelle en moyenne

71kg/h

quantité d'O₂ réelle en pointe

238kg/h

3 - 3 - PUISSANCE DES AERATEURS :

puissance moyenne :

$P = 48kwh$

puissance pointe :

$P = 158kwh$

3 - 4 - PUISSANCE DU BRASSAGE :

puissance totale	Pb = 101kwh
puissance moyenne totale	Ptb = 149kwh
puissance de pointe totale	Ptp = 259kwh

3 - 5 - BILAN DES BOUES :

concentration (Xr)	DB = 1900kg/j
	Xr = 6,3g/l
volume des boues en excès	VBE = 302m3/j
Age des boues	Ab = 5,7j

3 - 6 - CLARIFICATEUR :

Le volume total sera : Vt = 10.000m3
 Il est nécessaire de construire deux clarificateurs de dimensions :

- Surface d'un seul clarificateur : S = 804m2
- Hauteur d'un seul clarificateur : H = 3m
- Volume d'un seul clarificateur : V = 2412m3
- Diamètre d'un seul clarificateur : D = 32m

3 - 7 - TRAITEMENT DE BOUES :

3 - 7 - 1 - Epaississeur :

Le volume total de l'épaississeur : Vep = 460m3
 La quantité de boues fraîches : QBF = 6568kg/j
 Volume de boues fraîches : VBF = 460m3/j

Donc il faut prévoir la construction d'un autre épaisseur de dimensions :

- Volume Vep = 217m3
- Surface Sep = 54m2
- Diamètre Dep = 8,3m
- Hauteur Hep = 4m

3 - 7 - 2 - Digestion :

Poids de MVS dans les boues fraîches: QMVS = 5254kg/j

Poids de MM dans les boues fraîches: QMM = 1314kg/j

La digestion anaérobie réduira de 50% les MVS :

Quantité de matières sèches Qms = 3941kg/j

Le volume total du digesteur VTD = 1550m3

Il faut prévoir la réalisation d'un digesteur de :

- Volume Vd = 1550m3
- Surface Sd = 194m2
- Hauteur Hd = 8m
- Diamètre Dd = 16m

3 - 7 - 3 - Lits de séchage :

Volume de boues sèches annuellement: VBS = 28835m3

Surface des lits par habitants S = 20hab/m2

Il serait bénéfique de construire 11 nouveaux lits de séchage de dimensions suivantes :

- Surface unitaire Su = 210m2
- Longueur L = 21m
- Largeur l = 10m

--- CALCUL ECONOMIQUE ---

Hypothèses de calcul :

- Durée de vie (temps d'amortissement)
 - génie civil : 20 ans
 - équipement : 10 ans

1ère phase : 1985 - 1995 -

2ème phase : 1995 - 2005 -

- Le coût de revient d'épuration d'1m3 d'eau usée épurée est égale à :

$$C \text{ unitaire en DA(1985)} = \frac{\text{Coût total actualisé (1985 - 2005)}}{\text{Volume total traité de 1985 à 2005}}$$

$$\text{Coût total} = \text{Investissement} + \text{Coût d'exploitation}$$

$$\text{Investissement} = \text{Investissement (génie civil)} + \text{Investissement (équipement)}$$

$$\text{Amortissement annuel : } Am \text{ (génie civil)} = 0,05 \text{ Investissement (génie civil)}$$

$$Am \text{ (équipement)} = 0,10 \text{ Investissement (équipement)}$$

Coût d'exploitation : 12F/Hab/an en 1973 (France) (1)

L'estimation de l'investissement des différents ouvrages de la station d'épuration est basé sur le débit journalier Q_j (m3/j) et de certains coefficients caractérisant chaque ouvrage. (2)

Prétraitement : $c = 14 Q_j^{1,17}$ (m3/j)

Décanteur primaire : $c = 53 Q_j^{1,04}$

Boues activées $c = 682 Q_j^{0,87}$

Clarificateur $c = 106 Q_j^{1,01}$

Déversoir d'orage $C = 3,7 Q_j^{1,37}$

Epaississement $c = 15 Q_j^{1,10}$

Traitement des boues $c = 2,2 Q_j^{1,36}$

Digestion anaérobie $c = 43 Q_j^{1,12}$

Lits de séchage $c = 5,8 Q_j^{1,35}$

Pompage $c = 120 Q_j^{1,03}$

Le coût d'exploitation en Algérie sera :

exemple : 1985

Je considère une inflation de l'ordre de 15% :

$$C_{ex} = 12F (1 + 0,15)^{12} = 12 \times 5,35 = 64F/hab/an$$

$n = 1985 - 1973 = 12$ ans

Si je considère qu'1FF = 0,6 DA

$$\text{Coût d'exploitation} = 64 \times 0,6 = 38,5 \text{ DA}$$

Le taux d'actualisation : $a = 10\%$

exemple : 1985 : 1DA

$$1986 : \frac{1}{1+a} = \frac{1}{1,1}$$

$$1987 : \frac{1}{(1+a)^2} = \frac{1}{(1,1)^2}$$

Investissement (génie civil) - 60% Investissement total

Investissement (équipement) = 40% Investissement total

(2) d'après ECKENFELDER

(1) d'après MG.MASTANTUONO : CALCUL, CONCEPTION ET ENTRETIEN des STATIONS
d'EPURATION p.46.

	Amortissement (génie civil) en DA	Amortissement (équipement) en DA	Population	Coût d'exploit- ation x 10 ⁶ DA	Quantité d'eau épurée en m ³	Coût total actualisé en DA (IG+Ieq+Cex) x a = Coût total
1985	229439	305918	78633			
1986	245876	327835	81385	3,027	4132895	3562357
1987	265253	353671	84234	3,6	4396418	3794283
				4,3	4704120	4918924 x $\frac{1}{(1,1)^2} = 4065226$
1988	283819	378426	87182	5,1	4996120	5762245 x $1/(1,1)^3 = 4329260$
1989	305611	407481	90233	6,08	5335570	6793092 x $1/(1,1)^4 = 4639773$
1990	328758	438345	93392	7,236	5692540	8003103 x $1/(1,1)^5 = 4969297$
1991	353359	471146	96660	8,612	6068125	9436505 x $1/(1,1)^6 = 5326661$
1992	379513	506017	100043	10,251	6463420	11136530 x $1/(1,1)^7 = 5714801$
1993	407247	542997	103545	12,201	6878425	13151244 x $1/(1,1)^8 = 6135152$
1994	439366	585821	107169	14,523	7354020	15548187 x $1/(1,1)^9 = 6593950$
1995	490638	654184	111000	17,300	8103000	18444822 x $1/(1,1)^{10} = 7111277$
1996	527353	703137	114802	20,574	8632250	21804490 x $1/(1,1)^{11} = 7642341$
1997	566766	755688	118820	24,489	9194350	25811454 x $1/(1,1)^{12} = 8224325$
1998	608804	811738	123000	29,153	9787475	30573542 x $1/(1,1)^{13} = 8856066$
1999	656491	875321	127283	34,70	10452870	36231812 x $1/(1,1)^{14} = 9540968$
2000	707426	943235	131738	41,30	11155495	42950661 x $1/(1,1)^{15} = 10282046$
2001	761598	1015464	136349	49,15	11894255	50927062 x $1/(1,1)^{16} = 11083212$
2002	819233	1092311	141121	58,50	12671340	60411544 x $1/(1,1)^{17} = 11952101$
2003	890780	1175706	146060	69,63	13505000	71696486 x $1/(1,1)^{18} = 71696486$
2004	965009	1286679	151173	82,87	14600000	85121688 x $1/(1,1)^{19} = 13918076$
2005	1032153	1376204	157000	98,90	15472350	1,0130 x 10 ⁸ x $1/(1,1)^{20} = 15058840$
					$\epsilon_1 =$ 1,8149003x 10 ⁸	$\epsilon_2 =$ 2,2449649 x 10 ⁸

D'où le prix du m³ d'eau épurée en 1985 sera :

$$\begin{array}{l} \text{Prix (DA)} \\ \text{d'1m}^3 \end{array} = \frac{\text{£}^2}{\text{£}^1} = 1,24 \text{ DA}$$

Je considère le prix d'1 m³ d'eau épurée égale à : 1,50 DA

- ENTRETIEN ET CONTROLE DE LA STATION D'EPURATION -

Périodicité des opérations :

OPERATION	
Dégrillage	Boues activées moyenne charge tous les jours
Dessablage	Après chaque pluie importan- -te.
Evacuation des boues et entretien des lits de séchage.	Après chaque pluie importan- -te.
Entretien de propreté	1 à 2 fois par semaine
Surveillance	Tous les jours

- BIBLIOGRAPHIE -

Memento technique de l'eau

- DEGREMONT -

Traitement des eaux

- GOMELLA -

Memento d'assainissement

- OFFICE DES PUBLICATIONS UNIVERSITAIRES D'ALGER -

Gestion des eaux usées industrielles et domestiques

- ECKENFELDER -

Calcul, conception et entretien des stations d'épuration

- MG.MASTANTUONO - (Revue)

Cours de traitement des eaux

- A.MEZAOUI -

Cours de traitement des eaux

- K.GAÏD -

PE 018/84

