

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

18/85

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم والبحث العلمي

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

المكتبة

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

THEME

**Distribution Assainissement
de la Z. H. U.N.
de Bordj - Bou - Arreridj
et Station D'épuration
de la Ville**

5 PLANS

Proposé par :

D.H.W. de B.B.A.

Etudiée par :

A. BOUFRICHE

A. BENAHDUGA

Dirigé par :

Ing. A. BOUDENE

Dr Ing. A. KETTAB

Promotion Juin 1985

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم والبحث العلمي

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

THEME

**Distribution Assainissement
de la Z. H. U.N.
de Bordj - Bou - Arreridj
et Station D'épuration
de la Ville**

Proposé par :
D.H.W. de B.B.A.

Etudiée par :
A. BOUFRICHE
A. BENAHOUGA

Dirigé par :
Ing. A. BOUDENE
Dr Ing. A. KETTAB

Promotion Juin 1985

département: HYDRAULIQUE

مصلحة

promoteur: Dr. ING. A-KETTAB et ING. A-BOUDENE

موجه

lèves Ingénieurs: BOUFRICHE/A et BENAHDUGA/A

لميد مهندس

- الموضوع: توزيع وتصريف المياه للمنطقة الحضرية ودراسة تصفية المياه
- الملخص: المياه ب. ب. ج. يحتوي هذا المشروع على دراسة اتصال المياه الصالحة للشرب والتطهير للمنطقة السكنية الحضرية الجديدة ببرج بوعكريرج. البرج تتسع مساحتها على 125 هكتار وعدد سكانها 35000 نسمة. توزيع المياه من خزائين (2000 متر مكعب (30) دراسة مشروع تصفية المياه بمنطقة (المدية) ببرج بوعكريرج. السكان عدد سكانها 143 853 نسمة.

Sujet: DISTRIBUTION ET ASSAINISSEMENT DE LA Z.H.U.N DE BORDJ. B. ARRERIDJ ET STATION D'EURATION DE LA VILLE
Résumé: LA PRESENTE THESE TRAITTE L'ETUDE DES BESOIN EN EAU POTABLE (DISTRIBUTION) ET L'ASSAINISSEMENT DE LA Z.H.U.N DE BORDJ-BOU-ARRERIDJ QUI S'ETALE SUR UNE SUPERFICIE DE 125 HECTARES AVEC UNE POPULATION DE 35000 HABITANTS. L'EAU EST DISTRIBUEE A PARTIR DE DEUX RESERVOIRS SURELEVES D'UN CAPACITE TOTALE DE 2000m³ UNE STATION D'EURATION EST PROJETEE POUR LA VILLE DE B.B.A AVEC UNE POP. 143 853

Subject: DISTRIBUTION, SURVEGAGE DESIGN OF B.B.A Z.H.U.N AND SURVEGAGE TREATMENT PLANT OF BORDJ-BOU-ARRERIDJ
Abstract: THE PRESENT THESIS DEALS WITH THE STUDY AND SURVEGAGE OF Z.H.U.N AT B.B.A. THE Z.H.U.N COVERS AN AREA 125 HECTARE WITH A POPULATION OF 35.000 INHABITANT. THE WATER IS DISTRIBUTED FROM WATER-TANC 20000. A SURVEGAGE TREATMENT PLANT IS INTENDED FOR ALL CITY IN B.B.A WITH A POPULATION OF 143 853 INHABITANTS.

D E D I C A C E

JEE DEDIE CE MODESTE OUVRAGE :

- A MA MERE POUR TOUS LES SACRIFICES QUELLE A CONSENTI A MON EGARD.
- A MA FEMME POUR TOUT SON AMOUR, SON DEVOUEMENT ET SON SOUTIEN MORAL MORAL CONSTANT.
- A MES FRERES ET SOEURS ET PARTICULIEREMENT ABDALLAH QUI M'A TOUJOURS SOUTENU ET ENCOURAGE.
- A MES BEAUX-FRERES, MES BELLES-SOEURS, MES BEAUX-PARENTS ET TOUS LEURS ENFANTS.
- A TOUTE MA FAMILLE.
- A TOUS MES AMIS(ES).

ABDELKRIM-BOUFRICHE

DEDICACE

JE DEDIE CE MODESTE OUVRAGE :

- A MES PARENTS QUI M'ONT DONNE PLUS QU'ILS N'ONT SU.
- A LA MEMOIRE DE MON GRAND-PERE DONT JE GARDERAI
L'IMAGE DE LA GRANDEUR D'AME.
- A MES FRERES ET SOEURS.
- A TOUTE MA FAMILLE.
- A TOUS MES AMIS(ES).

ABDESSELAM-BENAHDOUGA

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

NOUS TENONS A REMERCIER VIVEMENT NOS PROMOTEURS :

Mr. A- BOUDENE ENSEIGNANT A L'E.N.P

Mr. A- KETTAB DOCTEUR INGENIEUR CHEF DE DEPARTEMENT GENIE
HYDRAULIQUE A L'E.N.P

AUSSI NOUS TENONS A EXPRIMER NOTRE SINCERE RECONAISSANCE
A TOUS CE QUI ONT CONTRIBUE DE PRES OU DE LOIN A NOTRE
FORMATION.

" PROMOTEURS ET ASSISTANTS"

- NOS REMERCIEMENTS VONT EGALEMENT A :

Mr. ABDALLAH-ZAIDI

Mr. EL-HADDI-SEBBAH

POUR TOUT LEUR AIDE QUI NOUS A ETE TRES UTILE.

PREMIERE PARTIE :DISTRIBUTION

CHAPITRE I

GENERALITE

1)INTRODUCTION	01
2)CLIMATOLOGIE.....	01
3)SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	02
4)RESSOURCES EXISTANTES.....	02
5)SITUATION DEMOGRAPHIQUE.....	03
6)EVALUATION DE LA POPULATION.....	03

CHAPITRE II

ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LA VARIATION DES DEBITS

1)DIFFERENTES VARIATIONS DES DEBITS DE CONSOMMATION.....	04
2)VARIATION DE LA CONSOMMATION	04

CHAPITRE III RESERVOIRS

1)UTILITE DES RESERVOIRS.....	06
2)EMPACEMENT DES RESERVOIRS.....	06
3)CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR.....	07
4)METHODE DE CALCUL.....	07
5)DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR.....	08
6)CONSTRUCTION DU RESERVOIR.....	09
7)EQUIPEMENT DU RESERVOIR.....	09

CHAPITRE IV

DISTRIBUTION

1)CALCUL DES DEBITS SOUTIRES.....	11
2)CONDUITE D'AMENEE	12
3)CALCUL DES PERTES DE CHARGE.....	13
4) TYPES DU RESEAU.....	15
5)PRINCIPES DE LA METHODE DE HARDY CROSS	15
6)CALCUL DU RESEAU	18
7)VERIFICATION DES VITESSES ET PRESSIONS AU SOL	21

CHAPITRE V

EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

a)NATURE DE LA CANALISATION	22
b) APPAREILS ET ACCESSOIRES.....	22
c) RACCORDEMENTS	23
d) EPREUVE DE JOINTS ET CANALISATIONS PRINCIPALES	23
e) ESSAI GENERAL DU RESEAU.....	24
f) SURVEILLANCE ET ENTRETIEN DU RESEAU.....	24

CHAPITRE VI

POSE DES CONDUITES

1)DIFFERENTES POSES DE LA CONDUITE.....	25
2) ESSAI SUR LA CANALISATION EN PLACE	28
3) REMBLAI DE LA TRANCHEE	28

CHAPITRE VII

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

1)CORROSION EXTERNE.....	29
2)LUTTE CONTRE LA CORROSION EXTERNE.....	29
3)CORROSION INTERNE	30

DEUXIEME PARTIE: ASSAINISSEMENT

CHAPITRE I GENERALITES

1) INTRODUCTION	31
2) TYPE D'EAU A EVACUER	31
3) PRINCIPES DE BRANCHEMENT	33

CHAPITRE II DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

EVALUATION DES DEBITS PLUVIAUX ET EN TEMPS SEC

1) GENERALITES	35
2) DETERMINATION DES EAUX PLUVIALES.....	36
3) DETERMINATION DES EAUX USEES.....	38

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS PRINCIPAUX.....

1) GENERALITES.....	39
2) CALCUL DES DIAMETRES DES CANALISATIONS.....	40
3) VERIFICATION DES CONDITIONS D'AUTOCURAGE	41
4) ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU.....	42

CHAPITRE IV OUVRAGES DU RESEAU

1) BOUCHES D'EGOUTS.....	43
2) REGARDS DE VISITES	43

CHAPITRE V POSE DES CONDUITES

1) CHOIX DU MATERIAU DE CONSTRUCTION.....	44
2) TYPE DE JOINTS.....	44
3) POSE DES CANALISATIONS.....	44
4) EXECUTION DE LA TRANCHEE.....	45
5) PROFONDEUR DE LA TRANCHEE.....	45
6) ETANCHEITE DES TUYAUX.....	45
7) REMBLAIMENT DES TRANCHEE.....	46

CHAPITRE VI ENTRETIEN DES RESEAUX ET PROTECTION

a) ENTRETIEN DES RESEAUX ET PROTECTION.....	47
b) PROTECTION DES CANALISATION.....	48

TROISIEME-PARTIE

STATION D'EPURATION DE LA VILLE DE B.B.A

CHAPITRE I : INTRODUCTION

1. RESEAU D'ASSAINISSEMENT.....	50
2. SITE DE LA STATION.....	51
3. DEMOGRAPHIE.....	51
4. LES INDUSTRIES.....	52
5. CONCLUSION.....	54

CHAPITRE II: ANALYSE DES EAUX USEES

1. INTRODUCTION	55
2. LIEUX ET MODE DE PRISE D'ECHANTILLONS.....	55
3. RESULTATS DES ANALYSES ET INTERPRETATION.....	55
4. ANALYSES ET INTERPRETATION.....	56
5. CONCLUSION.....	58

CHAPITRE III

1. CARACTERISTIQUES DES EFFLUENTS.....	60
2. EVALUATION DE LA POLLUTION.....	61
3. DETERMINATION DES PARAMETRES MICROBIOLOGIQUES.....	62

CHAPITRE IV EPURATION DE L'EFFLUENT- PRETRAITEMENT

1. DIRECTIVES PRINCIPALES.....	63
2. SCHEMA DE TRAITEMENT.....	63
3. TRAITEMENT PRELIMINAIRE.....	65
4. TRAITEMENT PRIMAIRE-DECANTATION PRIMAIRE.....	72

CHAPITRE V TRAITEMENT BIOLOGIQUE

1. GENERALITES.....	74
2. PROCEDES D'EPURATION BIOLOGIQUE.....	75
3. AGE DE BOUES.....	84
4. CLARIFICATEUR (DECANTEUR SECONDAIRE).....	85

CHAPITRE VI

TRAITEMENT DES BOUES

1. GENERALITES.....	88
2. STABILISATION DES BOUES.....	88
3. L'EPAISSISSEMENT DES BOUES.....	
4. DESHYDRATATION DES BOUES.....	90
5. BILAN DES BOUES.....	92
6. DIMENSIONNEMENT DE L'EPAISSISSEUR.....	92
7. " " " " DU DIGESTEUR.....	94
8. DESHYDRATATION.....	95

CHAPITRE VII

DESINFECTEUR

1. INTRODUCTION.....	97
2. CHLORATION.....	97
3. DIMENSIONNEMENT DU BASSIN DE STERILISATION.....	98
4. CARACTERISTIQUES DU BASSIN DE STERILISATION.....	

CHAPITRE VIII

ESTIMATION DU COUT DU METRE CUBE D'EAU

1. COUT D'INVESTISSEMENT.....	99
2. FRAIS D'EXPLOITATION.....	100
3. TAUX D'INFILTRATION ET D'ACTUALISATION.....	101

P R E M I E R E - P A R T I E :

A - E - P : D I S T R I B U T I O N D E L A Z . H . U . N

CHAPITRE I

I.- INTRODUCTION

Dans le but de dynamiser le secteur hydraulique qui est l'un des secteurs clé du développement et l'une des composantes principales de l'économie nationale, il s'avère nécessaire et indispensable d'en cerner les besoins en eau de l'agriculture, de l'industrie et des populations.

L'alimentation en eau potable constitue désormais un des grands problèmes de notre époque, elle est ainsi en service public, alors que la consommation de l'eau est de plus en plus insérée dans le mode de vie.

Il fallait donc réunir tous les éléments nécessaires à la conception et à l'élaboration de ce projet pour qu'on puisse établir son étude tout en lui donnant des garanties nécessaires.

Pour la distribution en eau potable, l'assainissement de la ZHUN ainsi que la station d'épuration des eaux usées et industrielles de toute la ville de BORDJ BOU ARRERIDJ.

2.- CLIMATOLOGIE

La commune de BORDJ BOU ARRERIDJ fait partie de la région des hautes plaines sétifiennes qui se caractérise par un climat méditerranéen à état bioclimatique semi-aride et à sous étage frais.

2.1. Pluviométrie : la moyenne de précipitations enregistrées sur une période de 25 ans est de : (d'après PAUL SELZER)

Hauteur : 400 mm

Nbre jours de pluie : 95 jours

.../...

Caractéristique : une période humide bien tranchée avec une période sèche, hiver froid et assez prolongé, été sec et chaud soumis à l'influence du désert, les vents dominants proviennent du Nord et du Sud-Ouest.

3.- SITUATION GEOGRAPHIQUE

La commune de BORDJ BOU ARRERIDJ est située dans la région Ouest des hautes plaines sétifiennes à une altitude moyenne de 915 m et s'étend sur une superficie de 195,5 km², par contre la ZHUN se situe au Nord-Ouest de la ville de BORDJ BOU ARRERIDJ limitée par la R.N. 5 au Sud et par la route de MEDJANA à l'Est.

L'agglomération Chef Lieu de la Daira et de la commune occupe la partie sud de la commune reliée d'Est en Ouest Alger-Sétif par la RN 5 et au Sud MSILA par la RN 45. Elle est édifiée de part et d'autre de l'Oued qui porte son nom (Oued Bouarreridj).

BORDJ BOU ARRERIDJ se trouve à 60 km à l'Ouest de Sétif et 233 km d'Alger, le dernier découpage administratif a élevé la commune au rang de chef-lieu de la nouvelle Wilaya de BORDJ BOU ARRERIDJ.

4.- RESSOURCES EXISTANTES

Il est projeté un réservoir semi-enterré d'une capacité de 2x15000 m³ qui servira à l'alimentation de notre ZHUN ainsi que la zone basse de la ville de Bordj Bou Arreridj.

L'eau arrive à partir du barrage de Ain Zada par une conduite de refoulement longue de 31 km et débitante 600 l/s d'après les renseignements recueillis de la D.H.W. de Bordj Bou Arreridj.

On notera qu'on a prévu la projection d'un réservoir propre à notre ZHUN.

5.- SITUATION DEMOGRAPHIQUE

En dehors des équipements divers, la ZHUN comporte au total 5000 logements répartis comme suit :

- 4500 logts collectifs
- 500 " individuels (sous forme de lotissement)

La hauteur des constructions est établi au maximum R+7 pour l'habitat collectif et R+2 pour l'habitat individuel. A raison de sept (07) personnes par logement en moyenne, la population est évaluée à 35.000 habitants.

A noter qu'aucune extension n'est prévue.

6.- EVALUATION DE LA POPULATION

La dotation est de 160 l/j/hab.

La consommation moyenne journalière pour les besoins domestiques sera calculée avec une dotation de 160 l/j/hab., ce qui nous donnera donc une consommation de :

$$35.000 \text{ hab.} \times 0,160 \text{ m}^3/\text{j}/\text{hab.} = 5600 \text{ m}^3/\text{j.}$$

Consomm.moy.journ. m ³ /j	Majoration de 20 %	Consomm.moy.journ. majorée m ³ /j	L/s
6.207,45	1.241,49	7.448,94	86,214

CONCLUSION.-

En ayant en vue les résultats obtenus, il se trouve que les ressources disponibles sont largement suffisantes pour l'horizon actuel et le débit nécessaire pour alimenter la ZHUN à savoir 86,214 l/s est encore fictif puisqu'on n'a pas encore tenu compte de certains facteurs tels que la majoration saisonnière, et les fuites enregistrées tout au long du réseau. L'influence de ces facteurs sur ce débit sera étudiée au chapitre suivant.

6.2. BESOINS SCOLAIRES

3-a

Nature de l'établissement	Popul %	Nombre d'élèves	Dotation Journalière l/j/élève	Consommation moy-jour m ³ /j
09 Ecoles Mater	02	700	60	42
10 Ecoles FONDAM 1er Pallier	17,61	6164	25	154,10
02 Ecoles FONDAM 2 ^e Pallier	7,17	2510	25	62,75
09 crèches	01	350	120	42
TOTAL		9724		300,85

6.3 BESOINS SANITAIRES

Nature	Superficie m ²	Dotation l/j/m ²	Consommation journalière m ³ /j
2 centres de soins	3000	5	15
2 centres de santé	3000	5	15
2 maternités urbaines	3400	10	34
2 polycliniques	3000	10	30
2 Pharmacies	400	5	02
TOTAL			96 m ³ /j

5-4. BESOINS MUNICIPAUX

3.b

NATURE	ETENDUE (m ²)	DOTATION $\ell/j/m^2$	Consommation journalière (m ³ /j)
Locaux Administratifs	2600	4	10,40
Locaux Commerciaux	21700	4	86,80
Sport	23600	2	47,20
TOTAL			144,40

6-5. DIVERS

NATURE	ETENDUE (m ²)	DOTATION ($\ell/j/m^2$)	Consommation Journalière (m ³ /j)
Cinema	1200	3	3,6
Bibliothèque	900	3	2,7
maison DE jeunes	1700	3	5,1
Salle polyvalente	1600	3	4,8
Mosquée	1500	30	45
AGENCE P.T.T	1000	5	5

TARLEAU RELAPULATIF DES BESOINS EN EAU DE LA ZH.U.N

Type des Besoins	Consommation	moj. Journalière (m ³ /j)
DOMESTIQUES	5600	
SCOLAIRES	300,85	
Sanitaires municipaux	96	
Divers	144,4	
TOTAL	6207,45 m ³ /jours	

II CHAPITRE II

ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LA VARIATION
DES DEBITS

I.- DIFFERENTES VARIATIONS DES DEBITS DE CONSOMMATION

- Variation annuelle suivant le développement de la ville
- Variation mensuelle suivant les saisons
- Variation journalière (jour de marché, vendredi...)
- Variation horaires (heures de pointes, moments de repos, etc...)

Ces problèmes posés par la variation de débit ont trait aux pointes journalières, horaires, mensuelles et saisonnières.

Le coefficient "Kj" de l'irrégularité de la consommation journalière est égal au rapport de la consommation maximale journalière sur la consommation moyenne journalière. Il tient compte des pertes d'eau dans le réseau de distribution estimée à 20 % et une majoration de 30 % ;
 $k_j = 1,20$ - Le coefficient K_o de l'irrégularité de la consommation horaire est égal au rapport de la consommation maximale horaire sur la consommation moyenne horaire donc $K_o = 1,6$

$$K_o = \frac{\text{Consomm.max.horaire}}{\text{Consomm.moy.horaire}} = 1,6 \quad , \quad K_j = \frac{\text{Consomm.max.journ.}}{\text{Consomm.moy.journ.}} = 1,2$$

Le coefficient de pointe K_p est le produit des deux coefficients K_j et K_o

$$K_p = K_j \cdot K_o = 1,2 \cdot 1,6 = 1,92$$

2.- VARIATION DE LA CONSOMMATION

La consommation moyenne journalière est le produit de la dotation 160 l/j/hab. par le nombre d'habitants augmentés des besoins publics.

La consommation maximale journalière est le produit de la consommation moyenne journalière par K_j

$$\text{Consomm.max.jour} = (\text{consomm.moy.journ.}) \times K_j$$

.../...

Le débit de pointe horaire est égal à la consommation moyenne journalière divisé par 24 heures et multiplié par Kp

$$Q \text{ pointe horaire} = \frac{\text{Consomm. moy. journ.}}{24} \times Kp$$

$$\text{Consommation maximale journalière} = 7.448,94 \times 1,2 = 8.938,728 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q \text{ pointe horaire} = \frac{7.448,94}{24} \times 1,92 = 595,915 \text{ m}^3/\text{h}$$

Consomm. moy. journ.	Consomm. max. journ.	Débit de pointe	l/s
7.448,94	8.938,728	595,915 m ³ /h	165,53 l/s

CONCLUSION.-

Nous tenons à préciser que le débit de pointe nous permettra de dimensionner le réseau de distribution, tandis que le débit maximum journalier de dimensionner le réservoir.

.../...

III CHAPITRE III

RESERVOIRS

I.- UTILITE DU RESERVOIR

L'existence du réservoir dans un réseau d'A.E.P. joue un rôle important, vu les avantages qu'il présente à savoir :

- régularisation de l'apport d'eau et de la consommation variable dans les différentes heures de la journée, ainsi que la pression dans le réseau de distribution et dans le fonctionnement des pompes.
- En cas d'accident sur une conduite d'adduction, le réservoir permet de satisfaire la demande en eau des consommations, pour un temps qui peut durer une demi-journée.
- il constitue un volant qui permet d'assurer aux heures de pointes les débits maximums demandés, de plus, il permet de combattre efficacement les incendies.

2.- EMBLACEMENT DES RESERVOIRS

L'emplacement choisi pour édifier un réservoir doit être compatible avec les rôles qu'il doit jouer, à savoir :

- donner aux abonnés une pression suffisante au moment de pointe,
- la côte du radier doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigée dans le réseau,
- de même que la topographie des lieux et les conditions particulières peuvent intervenir et modifient le choix d'emplacement des réservoirs.

3.- CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR

Pour ce calcul, il existe des coefficients horaires qui sont fonction de répartition de la consommation journalière pour notre population de moyenne importante, on adopte les coefficients horaires a en pourcentage suivant :

HEURES	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13
a %	1,5	1,5	1,5	1,5	2,5	3,5	4,5	5,5	6,25	6,25	6,25	6,25	5
HEURES	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24		
a %	5	5,5	6	6	5,5	5	4,5	4	3	2	1,5		

4.- METHODE DE CALCUL

La méthode de calcul de la capacité du réservoir sera dressé dans un tableau ci-après appelé Tableau de calcul du volume du réservoir.

En effet, il s'agit de prendre tous les coefficients horaires (ah) répartis suivant les différentes heures de la journée (colonne n° 2) et les multiplier par 24/100 pour les dépourcentager.

Ensuite, pour une heure bien définie, on prend le débit maximal horaire et on les multiplie par son coefficient correspondant afin de trouver le volume consommé horaire (colonne 4 du tableau).

Après cela, on fait cumuler les volumes consommés d'une part et ceux apportés d'autre part (col.5 et 6), ce qui nous donne la colonne 7 et 8.

.../...

Pour obtenir le volume du réservoir théorique, on fait la somme en valeur absolue de la plus grande valeur positive et de la plus grande valeur négative augmentée du volume de la réserve d'incendie évaluée à 120 m³

$$V_R = V^+ \text{ max.} + V^- \text{ max.} + V_{RI}$$

$$V^+ \text{ max.} = 1.162,034 \text{ m}^3$$

$$V^- \text{ max.} = 551,222 \text{ m}^3 \quad V_{RI} = 120 \text{ m}^3$$

$$V_R = 1.162,034 + 551,222 + 120 = 1.833,256 \text{ m}^3 + 120 = 1.953,256 \text{ m}^3$$

On prendra un volume standard de 2000 m³

5.- DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR

On optera pour deux réservoirs ayant 2 cuves chacun d'une capacité de 500 m³:

Pour une colonne d'eau de 5 mètres, on détermine la section qui est

$$A = \frac{V/4}{h} \quad \text{ou} \quad V = \text{volume total du réservoir}$$
$$h = \text{hauteur d'eau dans le réservoir}$$

on aura :

$$A = \frac{2000/4}{5} = 100 \text{ m}^2$$

Calcul du diamètre :

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad D = \sqrt{\frac{4 A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 100}{\pi}} = 11,28 \text{ m}$$

$$D = 11,28 \text{ m}$$

Donc nos cuves seront jumelées et surélevées ayant chacune un diamètre de 11,28 m.

6.- CONSTRUCTION DU RESERVOIR

Les matériaux employés dans la construction des réservoirs devront être choisis pour assurer leur parfaite étanchéité concurremment avec les conditions de leur mise en oeuvre et ne devront en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau emmagasinée.

A cet effet dans la construction de nos réservoirs, on choisit un matériau durable :

Le béton armé présente l'avantage de ne pas être sujet à la rouille et il préserve l'eau des variations de températures.

En vue de leur nettoyage, il doit être prévu un compartimentage.

Un accès avec regard de double couverture et d'échelle de descente sera prévu pour les visites de réservoirs.

Une ventilation convenable sera aménagée, conçue de façon à éviter l'entrée des petits animaux ou des insectes.

Toutes les vannes seront disposées dans une chambre de manoeuvre.

7.- EQUIPEMENT DU RESERVOIR

a) Départ de la conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20 m au-dessus du radier, afin d'éviter l'introduction dans la canalisation des boues ou des sables qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve.

Comme il y a lieu de réserver un minimum de 0,50 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, de ce fait, nous évitons la pénétration d'air dans la conduite de distribution, pour pouvoir isoler rapidement le réservoir en cas de rupture de cette dernière.

(voir schéma ci-dessous)

b) Trop-plein

La conduite du trop-plein est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir quand le robinet flotteur ne fonctionne pas. Elle maintient le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir.

Elle comportera au départ un évasement et elle débouchera à un exutoire voisin. Par mesure de précautions sur une éventuelle pollution ou introduction d'insectes ou moustiques, on ménage un joint hydraulique constitué par un siphon à l'extrémité de cette conduite.

(voir schéma)

c) Vidange

La conduite du vidange part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop plein. Elle comporte un robinet vanne.

(voir schéma)

d) Robinet - flotteur

Le réservoir sera équipé d'un robinet flotteur qui obture la conduite d'arrivée lorsque le niveau maximum est atteint et s'ouvre quand ce niveau est descendu.

e) Matérialisation de la réserve d'incendie

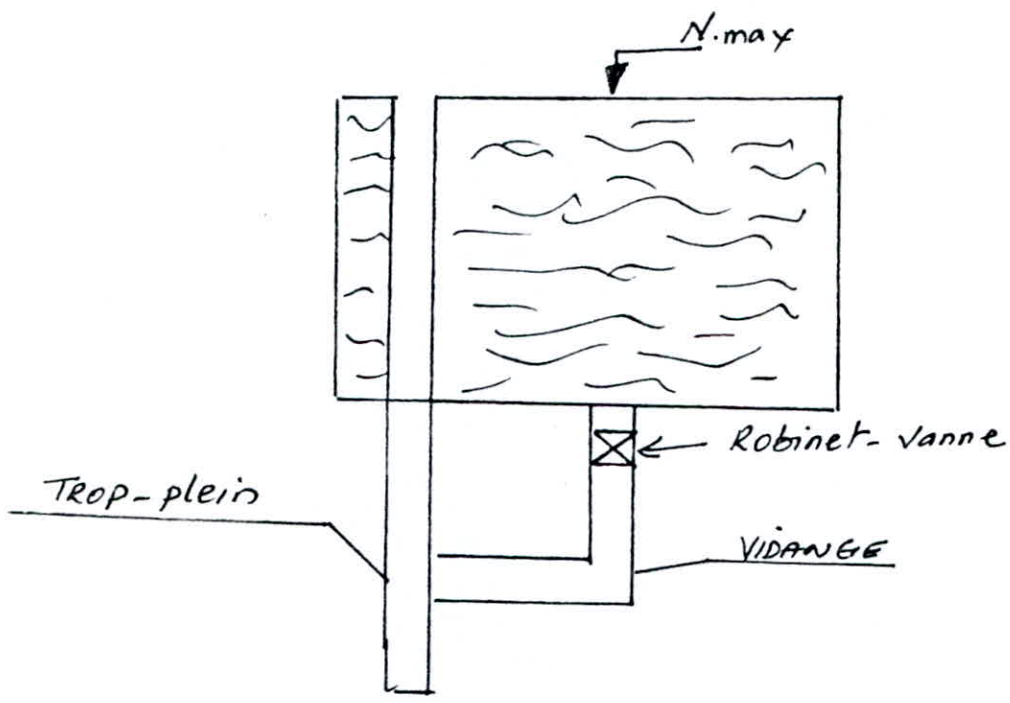
Il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution. Aussi, on adopte un dispositif constitué par un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint, et cela grâce à l'évent ouvert à l'air libre et de cette façon la réserve ne sera pas entamée et elle se renouvelle constamment (voir schéma).

De même que l'on prévoit un troisième robinet vanne qui permet de réparer 1 et 2 en cas de besoin.

10.a

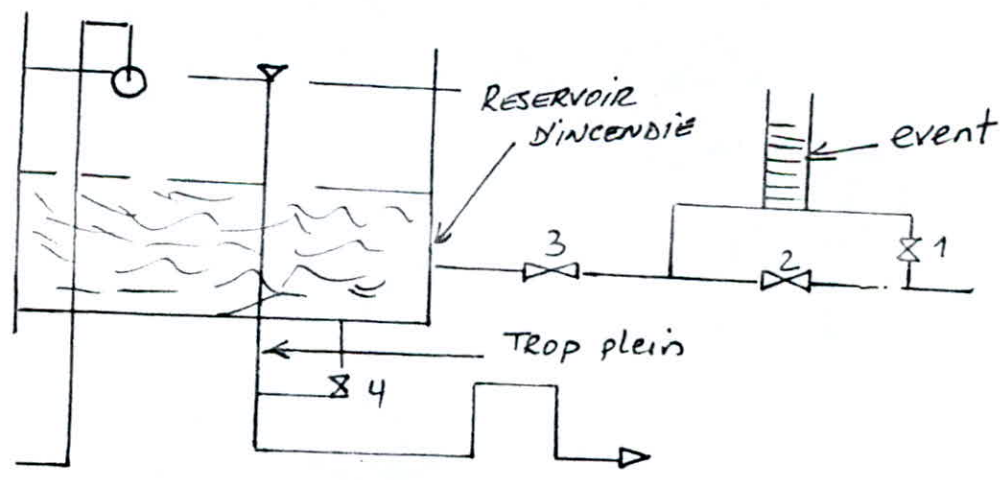
HEURES	Ah	VOLUME APPORT	M ³ CONSOMME	VOLUME APPORT	CUMULE CONSOMME	DIFFERENCE	
						+	-
1	2	3	4	5	6	7	8
- 1	1,5	372,447	134,081	372,447	134,081	238,366	
- 2	1,5	372,447	134,081	744,894	268,162	476,730	
- 3	1,5	372,447	134,081	1117,341	402,243	715,098	
- 4	1,5	372,447	134,081	1489,88	536,324	953,464	
- 5	2,5	372,447	223,469	1862,235	1759,793	1102,442	
- 6	3,5	372,447	312,855	2234,682	1072,648	1162,034	
- 7	4,5	372,447	402,243	2607,129	1474,891	1132,238	
- 8	5,5	372,447	491,630	2979,576	1966,521	1013,055	
- 9	6,25	372,447	558,670	3352,023	2525,191	826,832	
- 10	6,25	372,447	558,670	3724,47	3083,861	640,609	
- 11	6,25	372,447	558,670	4096,917	3642,531	454,386	
- 12	6,25	372,447	558,670	4469,364	4201,201	268,163	
- 13	5,0	372,447	446,937	4841,811	4648,138	193,673	
- 14	5,0	372,447	446,937	5214,258	5095,075	119,183	
- 15	5,5	372,447	491,630	5586,705	5586,705	0	0
- 16	6,0	372,447	536,324	5959,152	6123,029		163,877
- 17	6,0	372,447	536,324	6331,599	6659,353		327,754
- 18	5,5	372,447	491,630	6704,046	7150,983		446,937
- 19	5,0	372,447	446,936	7076,493	7597,919		521,426
20	4,5	372,447	402,243	7448,940	8000,162		551,222
21	4,0	372,447	357,549	7821,387	8357,711		536,324
22	3,0	372,447	268,162	8193,834	8625,873		432,035
23	2,0	372,447	178,774	8566,281	8804,647		238,366
24	1,5	372,447	134,081	8938,728	8938,728	0	0

VIDANGE : et se raccorde sur la canalisation du Trop-plein. Elle comporte un robinet-vanne.



10.b

RESERVOIR D'INCENDIE



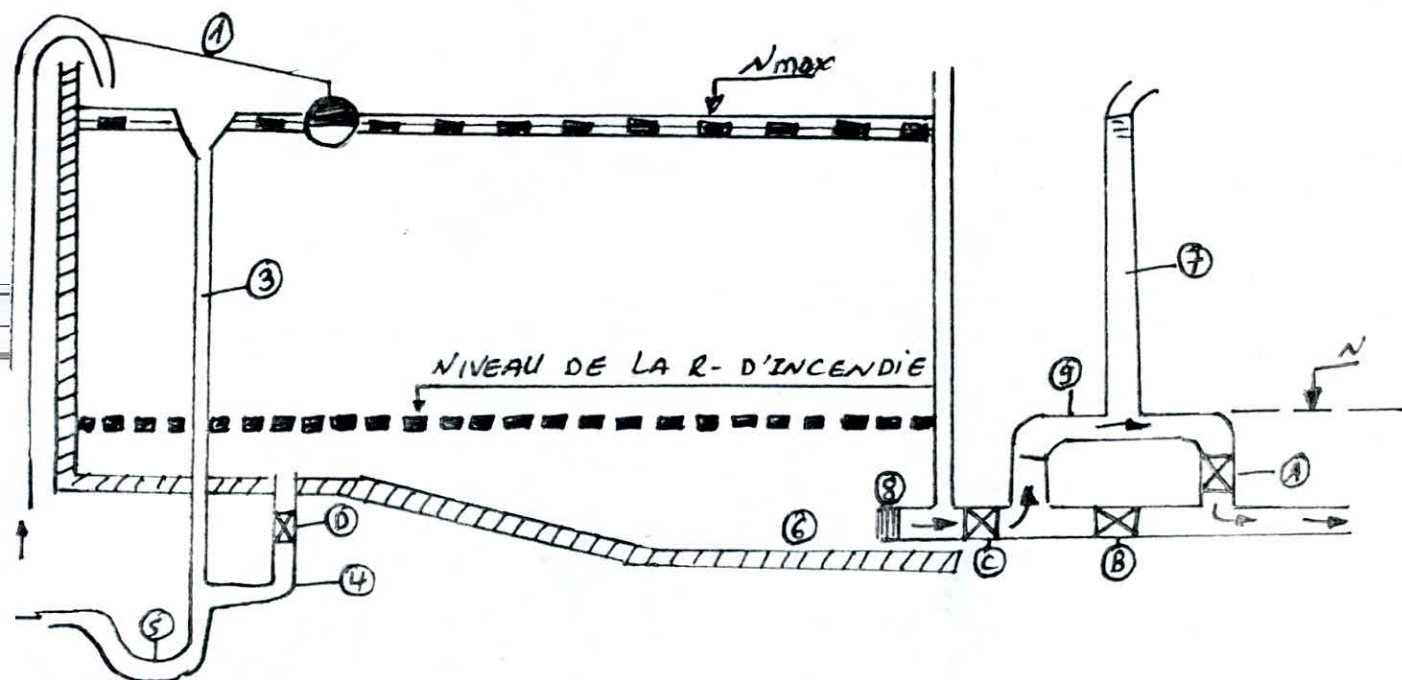
La réserve d'incendie doit être toujours prête en cas de sinistre afin d'éviter d'une part, la stagnation de cette réserve dans la cuve, d'autre part à ce qu'elle ne passe pas dans la distribution nous réconisons le dispositif suivant.

Pendant l'exploitation normale la vanne 3 est ouverte (cette vanne ten réalité constamment ouverte)

aussi le besoin de réparer les vanne 1 et 2

* La vanne 2 sera ouverte en cas d'un sinistre

EQUIPEMENT - DU - RESERVOIR



UN SIPHON (8) QUI GRACE A L'ÉVENT (7) OUVERT A L'AIR LIBRE, SE DESAMORCE UNE FOIS QUE LE NIVEAU D'EAU DESCEND EN N

EN CAS DE SERVICE NORMAL LE ROBINET (A) EST OUVERT, (B) EST FERMÉ. EN CAS DE SINISTRE IL SUFFIT D'OUVRIR (B), IL EST TOUJOURS BON DE PREVOIR UN AUTRE ROBINET-VANNE (C) QUI PERMET LA REPARATION DE (B) et (A) EN CAS DE BESOIN

- 1 - FLOTTEUR
- 2 - ARRIVÉE DE REFOULTEMENT
- 3 - TROP-PLEIN
- 4 - VIDANGE
- 5 - SIPHON-TROP-PLEIN
- 6 - PUISARD
- 7 - ÉVENT
- 8 - CREPINE
- 9 - SIPHON
- A, B, C, D ROBINETS-VANNE
- SENS D'ÉCOULEMENT

N° des Noeuds	N° des Mailles	Populat. (hab)	Dotation l/j/hab.	Consomm. domestiq. m3/j	Consomm. municip. m3/j	Consomm. collect. m3/j	Consomm. totale	Majoration de 20 %	Débit de consomm. majoré	Consommation spécifique m3/j
1	I + III	2100	160	336	9,2	31,45	376,65	75,33	451,98	0,215
2	I	1260	160	201,6	2	3,2	206,8	41,36	248,16	0,1969
3	I + II	1015	160	162,4	4	3,2	169,6	33,92	203,52	0,2005
4	II	973	160	155,68	2	3,2	160,88	32,176	193,056	0,198
5	II+IV+V	1680	160	268,8	5	99,81	376,61	75,322	451,932	0,269
6	1+2+3+4	3010	160	481,6	5	29,53	516,13	103,226	619,356	0,2057
7	3 + 7	2940	160	470,4	4	-	474,4	94,88	569,28	0,1936
8	3+4+7+6	2940	160	470,4	4	35,43	509,83	101,966	611,796	0,208
9	4+5+6	2800	160	448	4	-	452	90,4	542,4	0,1937
10	5	252	160	40,32	11,5	37,03	88,85	17,77	106,62	0,423
11	5+6	2030	160	324,8	4	18,61	347,41	69,482	416,892	0,205
12	6	2030	160	324,8	-	43,7	368,5	73,7	442,2	0,2178
13	6+7	5530	160	884,8	9,2	55,86	949,86	189,972	1139,832	0,206
14	7	4200	160	672	4	27,93	703,93	140,786	844,716	0,201
15	7	2240	160	358,4	34,9	115,7	506	101,2	607,2	0,271
		35000		5600	102,8	504,65	6297,45			

N°s Noeuds	N°s DES MAILLES	surfaces desservées par ces Noeuds	population AU Noeuds	DENSITÉ hab/ha	Consommation specifique	Consommation PAR Noeud	coeff de pointe	Debits soutirés
		S_i (ha)	N (hab)	d (hab/ha)	Q_{sp} (l/s)	N_i (l/s)	K_p	Q_i (l/s)
1	1+3	1,22	2100	1721	215	5,23	1,92	10,04
2	1	0,14	1260	9000	196,9	2,87	1,92	5,51
3	1+2	0,24	1015	4229	200,5	2,36	1,92	4,53
4	2	0,14	973	6950	198	2,23	1,92	4,28
5	2+4+5	2,81	1680	598	269	5,23	1,92	10,04
6	1+2+3+4	0,82	3010	3671	205,7	7,17	1,92	13,77
7	3+7	0,14	2940	21000	193,6	6,59	1,92	12,65
8	3+4+7+6	1,09	2940	2697	208	7,08	1,92	13,60
9	4+5+6	0,24	2800	11667	193,7	6,28	1,92	12,06
10	5	1,34	252	188	423	123	1,92	2,36
11	5+6	0,62	2030	3274	205	4,82	1,92	9,25
12	6	0,53	2030	3830	217,8	5,12	1,92	9,83
13	6+7	1,88	5530	2941	206	13,18	1,92	25,31
14	7	0,92	4200	4565	201	9,77	1,92	18,80
15	7	3,89	2240	576	271	7,03	1,92	13,50
		16,02						165,53

IIII H A P I T R E IV

DISTRIBUTION

1.- CALCUL DES DEBITS SOUTIRES

Pour le calcul du débit, on détermine la zone desservie par chaque noeud en utilisant la méthode des médiatrices, qui consiste à tracer les médiatrices des tronçons constituant le réseau ainsi on obtient un contour fermé autour de chaque noeud. Le contour est la superficie desservie par ce noeud.

Donc ayant la densité, le nombre d'habitants, la consommation spécifique correspondantes à chaque maille, nous déduisons le débit qui sera majoré par le coefficient de pointe K_p

Formules de calcul :

$$Q_{sp} = \frac{Q_m}{N_m} \quad (l/j/hab.)$$

$$N_i = d \cdot S_i \quad (l/s)$$

$$Q_i = K_p \cdot N_i \quad (l/s)$$

où

- Q_{sp} = consommation spécifique (l/j)
- Q_m = consommation moyenne journalière (l/s)
- N_m = population autour du noeud (hab.)
- S_i = Surface desservie par chaque noeud (ha)
- d = densité (hab/ha)
- K_p = coefficient de pointe égale à 1,92
- N_i = consommation par noeud (l/s)
- Q_i = débit soutiré (l/s)

(voir tableau 7a et 7b)

.../...

2.- CONDUITE D'AMENEE

2.1. PRESENTATION

La conduite d'amenée doit faire transiter la totalité du débit nécessaire pour la ZHUN à desservir soit 198,638 l/s. Cette conduite présente une longueur de 820 m et n'effectue aucun service en route.

2.2. CALCUL DU DIAMETRE DE LA CONDUITE

Le diamètre de la conduite d'amenée sera calculé en fixant au préalable une vitesse de l'eau comprise dans l'intervalle (0,4 - 1,4) m/s. Dans notre cas, on prend une vitesse de 1 m/s.

D'après la formule de continuité qui est :

$$Q = V \cdot A \quad (1)$$

Q : est le débit à transiter égal à 165,53 l/s

V : est la vitesse de l'eau $V = 1$ m/s

A : est la section de la conduite $A = \frac{\pi D^2}{4}$

$$(1) \text{ devient } Q = \frac{V \pi D^2}{4} \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 Q}{V \pi}}$$

Application numérique

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 165,53 \cdot 10^{-3}}{3,14 \cdot 1}} = 0,459 \text{ m}$$

On adoptera un diamètre de 500 mm, par conséquent la nouvelle vitesse qui correspond au diamètre $D = 500$ mm et au débit $Q = 165,53$ m³/s

$$\text{sera : } V = \frac{4 Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 165,53 \cdot 10^{-3}}{3,14 (0,5)^2} = 0,84 \text{ m/s}$$

.../...

3.- CALCUL DES PERTES DE CHARGE

3.1. METHODE CLASSIQUE

Les pertes de charges totales sont égales à la somme des pertes de charges singulières (vannes, coudes, ...) et des pertes de charges dues au frottement le long des conduites

$$\Delta ht = \Delta Hs + \Delta Hf$$

Les pertes de charges singulières peuvent être exprimées par la relation de DARCY-WEISBACH

$$\Delta Hs = f \cdot \frac{L_e}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (\text{mm})$$

f = coefficient de frottement

L_e = longueur équivalente (m)

D = diamètre de la conduite (m)

V = vitesse moyenne d'écoulement (m/s)

g = accélération de la pesanteur (m/s²)

Les pertes de charges dues aux frottements sont données par :

$$\Delta Hf = f \cdot \frac{L_e}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Dans notre cas, les pertes de charges singulières sont estimées à 15 % de P; c. c. dues aux frottements, donc

$$\Delta Ht = 1,15 \cdot f \cdot \frac{L_e}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

f = est calculée par la formule de NIKURADSE en régime turbulent rugueux.

$$f_n = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D_h})^{-2}$$

$$\epsilon = 10^{-3} \text{ m}$$

$$D = 500 \text{ mm} = 0,5 \text{ m}$$

on aura : f = 0,02378

d'où finalement on aura :

$$\Delta Ht = 1,15 \cdot 0,02378 \cdot \frac{820}{0,5} \cdot \frac{(0,84)^2}{2 \times 9,81} = 1,61 \text{ m}$$

3.2. VERIFICATION PAR LA METHODE DE G. LAPRAY

Etant donné que la conduite est pleine, donc son paramètre de forme :

$$\xi = \frac{h}{D} = 1$$

$$\xi = h/D = 1 \implies \text{abaque 9} \quad \begin{cases} 4/P_0 = 0,84 \\ D_0 = 1,539 \end{cases} \implies \lambda = \frac{D}{D_0} = 0,5 = 0,32488$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = \left(15,96 - 8,881 \ln \left(\frac{E}{\lambda} \right) \right) \cdot \lambda^{2,5} = 15,96 - 8,881 \ln \frac{10^3}{0,32488} (0,32488)^{2,5}$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = 3,98055 \implies \sqrt{J} = \frac{Q}{3,98055} \implies J_r = \left(\frac{Q}{3,98055} \right)^2 L$$

$$\boxed{J_r = 0,0017} \quad \text{d'où} \quad \Delta H = J \cdot L_e = 0,0017 \cdot 820 \cdot 1,15$$

$$\text{perte de charge : } \boxed{\Delta H = 1,61 \text{ m}}$$

Donc, on obtient le même résultat.

3.3. CALCUL DE LA COTE DU RADIER

Elle est déterminée d'après la formule suivante :

$$CR = CT + Ps + Hwe + Hwi + H$$

$$CT = \text{côte du terrain du point le plus défavorable} = 240 \text{ m}$$

$$H = \text{hauteur d'eau} = 24 \text{ m}$$

$$Ps = \text{pression de service} = 5 \text{ m}$$

$$Hwi = \text{perte de charge intérieur} = 5 \text{ m}$$

$$Hwe = \text{perte de charge intérieur} = 1,61 \text{ m}$$

donc :

$$CR = 240 + 24 + 5 + 5 + 1,61 = 275,61 \text{ m}$$

3.4. DETERMINATION DE LA COTE DU TROP-PLEIN

$$C.T.P. = CR + Heau + h$$

où

$$CR = \text{cote du radier} = 275,61 \text{ m}$$

$$H = \text{hauteur d'eau dans le réservoir} = 5 \text{ m}$$

$$h = \text{hauteur de la crosse} = 0,5 \text{ m}$$

4.- TYPE DU RESEAU

Pour une bonne couverture et une meilleure distribution, on opte pour un réseau type maillé qui englobera la ville. Notre choix est basé sur les multiples avantages qu'il présente, à savoir :

- il permet une alimentation en retour
- en cas d'accident sur un tronçon, une simple manoeuvre de robinets permet d'isoler ledit tronçon et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés en aval.
- bien qu'il soit plus couteux d'établissement, il procure beaucoup plus de sécurité et de souplesse en cas de rupture.

Le calcul du dit réseau est conduit par approximations successives la méthode HARDY CROSS qui repose sur les deux (02) lois suivantes :

1ère Loi : en un noeud quelconque de la conduite, la somme des débits qui arrivent à ce noeud est égale à la somme des débits qui en sortent.

2ème Loi : le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charges est nulle. Cette loi appliquée en contour fermé où l'orientation positive est donnée par le sens du déplacement des aiguilles d'une montre.

5.- PRINCIPE DE LA METHODE HARDY CROSS

Elle consiste tout d'abord à se fixer dans chaque maille, une répartition supposée des débits ainsi qu'en sens supposé d'écoulement tout en respectant la 1ère Loi, un diamètre tout au moins provisoire des canalisations peut être choisi de façon à avoir des vitesses d'écoulement convenables et l'on calcule les pertes de charges correspondantes.

a) Calcul de la résistance de la conduite

Nous savons que les pertes de charges sont proportionnelles au carré des débits de sorte que l'on peut écrire :

$$\Delta H_i = r_i Q_i^2 \text{ où}$$

de paroi, longueur, diamètre ; il traduit la résistance offerte au passage de l'eau dans la dite conduite. Nous avons :

$$\Delta H = f \cdot \frac{L_t}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = f \cdot \frac{16}{2 \cdot 1g} \frac{L_t}{D^5} Q^2$$

avec : $L_t = 1,15 \lg$

$$\Delta H = \frac{8}{\pi^2 g} \cdot f \cdot \frac{L_t}{D^5} \cdot Q^2$$

De la formule précédente, nous avons :

$$r = f \cdot \frac{8}{\pi^2 g} \frac{L_t}{D^5} \text{ ayant les dimensions } \bar{L}^5 \bar{T}^2$$

b) Calcul du coefficient de frottement

Le coefficient de frottement f_r est calculé à l'aide de la formule de NIKURADSE, elle dépend du rapport $\frac{E}{D_h}$

$$f = (1,14 - 0,86 \text{ en } \frac{E}{D_h})^{-2}$$

.../...

c) Calcul du débit correctif

Les pertes de charges étant proportionnelles au carré du débit, alors nous avons : $\Delta H = r Q^2$

soit Q_0 , l'erreur des débits (Q_0) supposées de façon à satisfaire la 1ère Loi, ainsi on obtient : $\Delta H = r (Q_0 + \Delta Q_0)^2$

l'égalité des pertes de charge appliquées aux débits réels donne :

$$\Delta H = r (Q_0 + \Delta Q_0)^2 = 0 \quad \text{2ème Loi}$$

En développant et en négligeant les termes en $(\Delta Q_0)^2$ devant Q_0 , il vient :

$$\Delta H = r Q_0^2 + 2 r Q_0 \cdot \Delta Q_0 + r \Delta Q_0^2 = 0$$

$$\Delta Q_0 = - \frac{r Q_0^2}{2 r Q_0}$$

Chaque maille est ainsi calculée séparément et la valeur de ΔQ_i est trouvée d'après la formule ci-dessus.

Les corrections à apporter à la valeur estimée en première approximation des débits sont divisées en deux (2) :

- celle propre à la maille considérée avec le signe de ΔQ_0 de la dite maille
- celles propres à la maille adjacente, en ce qui concerne les conduites communes à deux mailles, avec le signe contraire à celui de Q_0 calculée pour la maille adjacente.

Il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections et de l'ajouter au débit Q_0 pour avoir le nouveau débit.

Les mêmes opérations sont recommencées avec ce nouveau débit, puis on poursuit les approximations jusqu'à obtenir les mailles équilibrées, c'est-à-dire les valeurs de Q voisines de 0, (dans nos calculs on a pris $\Delta Q_0 = 0$ quand $\Delta Q < 1$ l/s) et les pertes de charges sur le contour fermé et orienté soient inférieures à 0,5 m.

6.- CALCUL DU RESEAU

Le réseau distribue un débit de pointe de 182,53 l/s, ce dernier englobe un débit d'incendie pris égal à 17 l/s. Connaissant le débit à la sortie de nos deux réservoirs, nous pouvons déterminer les débits (Q_0) arbitraires (voir schéma du réseau). Le procédé de calcul est le suivant :

L'application de la 1ère Loi au noeud 1, nous donne :

$$Q_{R-1} - (Q_1 + Q_{1-2} + Q_{1-6} + Q_{1-7}) = 0 \quad \text{où}$$

$$Q_1 = 27,04 \text{ l/s} ; Q_{1-2} = 30,49 \text{ l/s} ; Q_{1-6} = 45 \text{ l/s} ; Q_{1-7} = 80 \text{ l/s}$$

Nous parcourons tous les tronçons, tout en répartissant les débits véhiculés par chaque conduite.

En fonction de ces débits véhiculés, on détermine les diamètres des conduites résultant d'un compromis entre une vitesse convenable et une perte de charge raisonnable (voir tableau). Connaissant la répartition arbitraire des débits, nous procédons par approximations successives en utilisant la méthode décrite en haut à savoir celle de HARDY CROSS, jusqu'à équilibrer les mailles, le calcul de notre réseau a été fait moyennant un programme sur calculatrice TI/59 (résultats voir tableau 8)

PROGRAMME POUR LE CALCUL DU RESEAU MAILLE SUR Ti 59

```

* Lbl A RCL 03 RCL00 * Log 2 + /- + 1,14 = x2  $\frac{1}{x}$  STO 05
* Lbl = 2,51 x RCL 00 = II x RCL 04 4 RCL 01 */x/
RCL 05 x RCL 03 3,7 RCL 00 = * log 2 + /-
= x2  $\frac{1}{x}$  STO 06 - RCL 05 = */x/INV x t
x2 RCL x2 * II x2 9,8 RCL 00
yx 5 = STO 07 R/S x RCL 03 = STO 08 SUM 09
R/S RCL 01 = STO 10 SUM 11 R/S * Lbl B RCL 09
R/S RCL 11 R/S = +/- STO 12 RCL 09 +/- SUM 09
RCL 11 +/- SUM 11 13 R/S

```

Introduction

```

Di ..... STO 00
Qi ..... STO 01
Di ..... STO 02
e ..... STO 03
j ..... STO 04
Précision x  $\longleftrightarrow$  t

```

Exécution

Résultats

```

Appuyer sur A ..... J
R/S .....  $\Delta$  Hi = ri Qi2
R/S .....  $\Delta$  Hi = ri Qi

```

Répéter la même chose pour tous les n tronçons.

PROGRAMME POUR LE CALCUL DU RESEAU MAILLE SUR Ti 59

```

* Lbl A RCL 03 RCL00 * Log 2 + /- + 1,14 = x2  $\frac{1}{x}$  STO 05
* Lbl = 2,51 x RCL 00 = II x RCL 04 4 RCL 01 */x/
RCL 05 x RCL 03 3,7 RCL 00 = * log 2 + /-
= x2  $\frac{1}{x}$  STO 06 - RCL 05 = */x/INV x t
x2 RCL x2 * II x2 9,8 RCL 00
yx 5 = STO 07 R/S x RCL 03 = STO 08 SUM 09
R/S RCL 01 = STO 10 SUM 11 R/S * Lbl B RCL 09
R/S RCL 11 R/S = +/- STO 12 RCL 09 +/- SUM 09
RCL 11 +/- SUM 11 13 R/S
    
```

Introduction

```

Di ..... STO 00
Qi ..... STO 01
Di ..... STO 02
E ..... STO 03
J ..... STO 04
Précision x  $\longleftrightarrow$  t
    
```

Exécution

Résultats

```

Appuyer sur A ..... J
R/S .....  $\Delta Hi = ri Qi^2$ 
R/S .....  $\Delta Hi = ri Qi$ 
    
```

Répéter la même chose pour tous les n tronçons.

Vérification du régime

$$Re : \frac{VD}{\nu}$$

V : la vitesse d'écoulement V = 0,84 m/s

D : le diamètre de la conduite D = 0,5 m

ν : 10^{-6}

$$Re : \frac{0,84 \cdot 0,5}{10^{-6}} = 0,42 \cdot 10^6$$

$$\frac{E}{Dh} : \frac{10^3}{0,5} = 2 \cdot 10 = 0,002$$

$$Re : 0,42 \cdot 10^6$$

$$\frac{E}{Dh} : 0,002$$

} du diagramme de MOODY

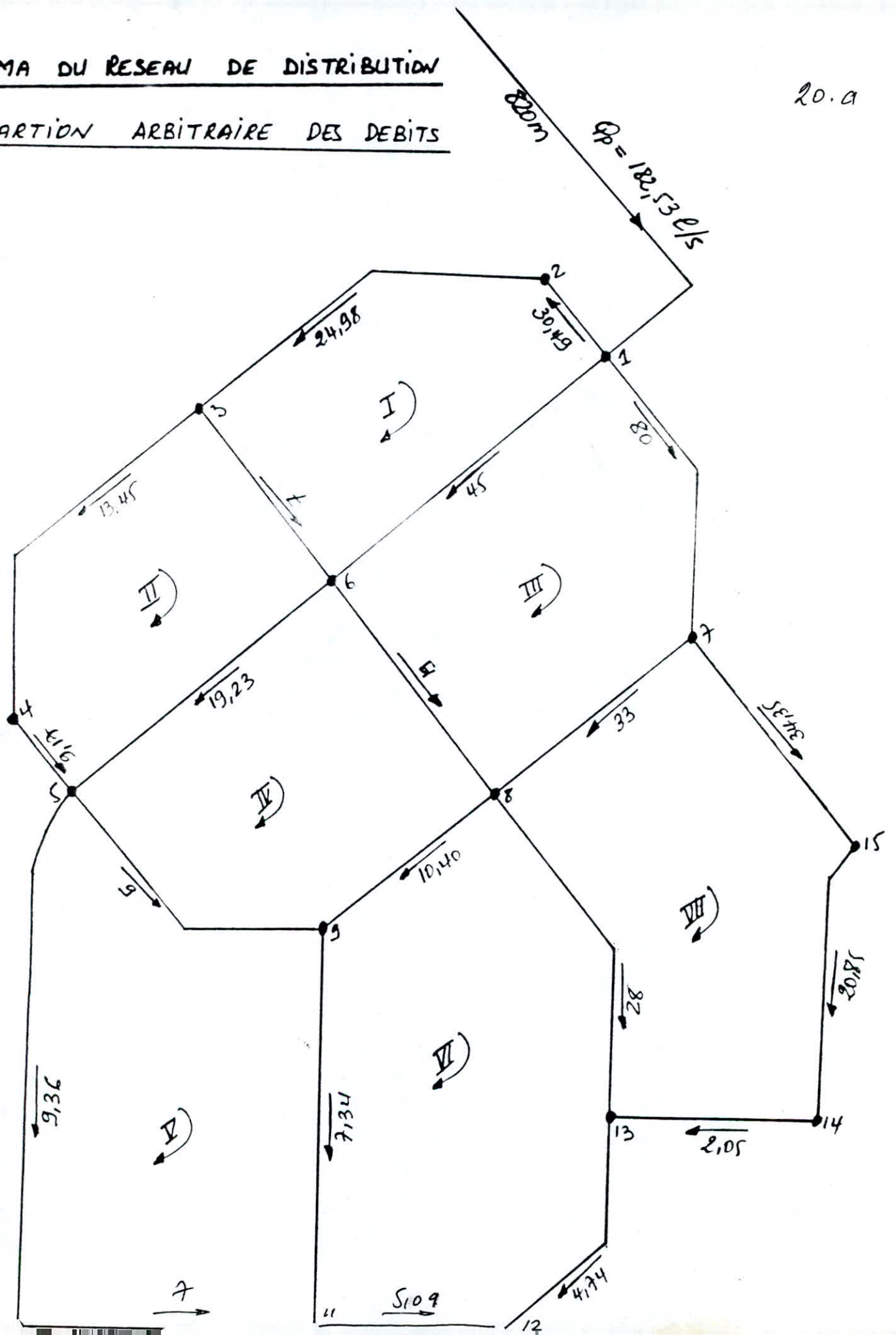
} le régime est turbulent rugueux.

Donc, on a pas à faire des corrections.

SCHEMA DU RESEAU DE DISTRIBUTION

20. a

REPARTITION ARBITRAIRE DES DEBITS



PRI	ADJ	Fractions	ϕ mm	l m	ψ e/s	ΔH	ZRP	CPM	CMA	TOTAL
I	III	1-6	300	414	+45	+0,78	34,70	4,15	0,59	4,74
	II	6-3	100	253	-07	-3,94	1126,18	4,15	0,96	5,11
		3-2	200	404,8	-24,98	-2,01	161,09	4,15	-	4,15
		2-1	250	188,6	-30,49	-0,43	28,09	4,15	-	4,15
						-5,6	1350,06			
						$\Delta q = +4,15$				
II	IV	6-5	200	414	+19,23	+1,22	126,83	-0,96	-0,51	-1,47
		5-4	150	158,7	-9,17	-0,49	106,77	-0,96	-	-0,96
		4-3	150	443,9	-13,45	-2,95	438,02	-0,96	-	-0,96
	I	3-6	100	253	+07	+3,94	1126,18	-0,96	-4,15	-5,11
						1,72	1797,80			
						$\Delta q = -0,96$				
III		1-7	350	303,6	+80	0,80	20,04	-0,59	-	-0,59
	VII	7-8	250	319,7	+33	0,85	51,54	-0,59	-0,36	-0,95
	IV	8-6	200	264,5	-19	-0,76	80,06	-0,59	-0,51	-1,10
	I	6-1	300	414	-45	-0,78	34,70	-0,59	-4,15	-4,74
						0,11	186,34			
						$\Delta q = -0,59$				
IV	VI	8-9	150	278,3	+10,40	1,10	212,34	0,51	-1,23	-0,72
	V	9-5	150	322	-09	-0,96	212,61	0,51	0,24	+0,75
	II	5-6	200	414	-19,23	-1,22	126,83	0,51	0,96	+1,47
	III	6-8	200	264,5	+19	0,76	80,06	0,51	0,59	+1,10
						-0,32	631,84			
						$\Delta q = +0,51$				
V	VI	9-11	100	483	7,34	8,27	2254,4	-0,24	-1,23	-1,47
		11-10	100	358,8	-07	-5,59	1597,12	-0,24	-	-0,24
		10-5	150	788,9	-9,36	-2,54	541,74	-0,24	-	-0,24
	IV	5-9	150	322	+09	0,96	212,61	-0,24	-0,51	-0,75
						1,10	4605,87			
						$\Delta q = -0,24$				
VI	IV	9-8	150	278,30	-10,4	-1,1	212,34	1,23	-0,51	+0,72
	VII	8-13	200	473,80	+28	+2,96	211,34	1,23	-0,36	+0,87
		13-12	100	361,10	+4,74	+2,58	1088,41	1,23	-	+1,23
		12-11	100	184	-5,09	-1,52	595,56	1,23	-	+1,23
	V	11-9	100	483	-7,34	-8,27	2254,4	1,23	0,24	+1,47
						-5,35	4362,05			
						$\Delta q = +1,23$				
VII	III	8-7	250	319,70	-33	-0,85	51,54	0,36	0,59	+0,95
		7-15	250	326,60	34,35	+0,94	54,81	0,36	-	+0,36
		15-14	200	404,80	20,85	+1,40	134,45	0,36	-	+0,36
		14-13	80	220,80	2,05	+0,97	948,42	0,36	-	+0,36
	VI	13-8	200	473,80	-28	-2,96	211,34	0,36	-1,23	-0,87
						-0,5	1400,56			
						$\Delta q = +0,36$				

PRI	ADJ	Transms	ϕ mm	L m	Q e/s	ΔH	2RQ	CPM	CMA	TOTAL
I	III	1-6	300	414	49,74	0,95	38,36	2,12	-1,09	1,03
	II	6-3	100	253	-1,89	-0,29	304,07	2,12	-2,63	-0,51
		3-2	200	404,8	-20,83	-1,40	134,33	2,12	-	2,12
		2-1	250	188,6	-26,34	-0,32	24,27	2,12	-	2,12
						-1,06	501,03			
						$\Delta Q = +2,12$				
II	IV	6-5	200	414	17,76	1,04	117,13	2,63	-0,05	2,58
		5-4	150	158,7	-10,13	-0,6	117,94	2,63	-	2,63
		4-3	150	443,9	-14,41	-3,38	469,29	2,63	-	2,63
	I	3-6	100	253	+1,89	0,29	304,07	2,63	-2,12	0,51
						-2,65	4400,48			
						$\Delta Q = +2,63$				
III	VII	1-7	350	303,6	79,41	0,79	19,90	1,09	-	1,09
		7-8	250	319,7	32,05	0,80	50,06	1,09	-0,17	0,92
		8-6	200	264,5	-20,10	-0,85	84,69	1,09	-0,05	1,04
	I	6-1	300	414	-49,74	-0,95	38,36	1,09	-2,12	-1,03
						-0,21	193,01			
						1,09				
IV	VI	8-9	150	278,3	9,68	0,96	197,64	0,05	+0,03	0,08
	V	9-5	150	322	-8,25	-0,80	194,89	0,05	-0,61	-0,56
	II	5-6	200	414	-17,76	-1,04	117,13	0,05	-2,63	-2,58
	III	6-8	200	264,5	20,10	+0,85	84,69	0,05	-1,09	-1,04
						-0,03	594,35			
						$\Delta Q = +0,05$				
V	VI	9-11	100	483	5,87	5,29	1802,9	0,61	0,03	0,64
		11-10	100	358,8	-7,24	-5,98	1651,88	0,61	-	0,61
		10-5	150	788,9	-9,60	-2,67	555,63	0,61	-	0,61
	IV	5-9	150	322	8,25	0,80	194,89	0,61	-0,05	0,56
						-2,56	4205,3			
						$\Delta Q = +0,61$				
VI	IV	9-8	150	278,30	-9,68	-0,96	197,64	-0,03	-0,05	-0,08
	VII	8-13	200	473,80	28,87	3,15	217,91	-0,03	-0,17	-0,20
		13-12	100	361,10	5,97	4,09	1370,85	-0,03	-	-0,03
		12-11	100	184	-3,86	-0,87	451,64	-0,03	-	-0,03
	V	11-9	100	483	-5,87	-5,29	1802,9	-0,03	-0,61	-0,64
						0,12	4040,94			
						$\Delta Q = -0,03$				
VII	III	8-7	250	319,70	-32,05	-0,80	50,06	0,17	-1,09	-0,92
		7-15	250	326,60	34,71	0,96	55,38	0,17	-	0,17
	VI	15-14	200	404,80	21,21	1,45	136,78	0,17	-	0,17
		14-13	80	220,80	2,35	1,28	1087,22	0,17	-	0,17
	VI	13-8	200	473,80	-28,87	-3,15	217,91	0,17	+0,03	0,20
						-0,26	1547,35			
						$\Delta Q = +0,17$				

PRI	ADJ	Tronçons	φ mm	Lc m	q e/s	ΔH	2σQ	CPM	CMA	TOTAL
I	III	1-6	300	414	50,77	0,99	39,15	1,53	-0,52	1,01
	II	6-3	100	253	-2,40	-0,46	386,12	1,53	-0,78	0,75
		3-2	200	404,8	-18,71	-1,13	120,65	1,53	-	1,53
		2-1	250	188,6	-24,22	-0,27	22,32	1,53	-	1,53
						-0,87	568,24			
						Δq = +1,53				
II	IV	6-5	200	414	20,34	1,36	134,15	0,78	-0,87	-0,09
	I	5-4	150	158,7	-7,50	-0,33	87,32	0,78	-	0,78
		4-3	150	443,9	-11,78	-2,26	383,64	0,78	-	0,78
		3-6	100	253	+2,40	0,46	386,12	0,78	-1,53	-0,75
						-0,77	991,23			
						Δq = +0,78				
III	VII	1-7	350	303,6	80,50	0,81	20,17	0,52	-	0,52
		7-8	250	319,7	32,97	0,85	51,49	0,52	-0,02	0,50
	IV	8-6	200	264,5	-19,06	-0,77	80,31	0,52	-0,87	-0,35
	I	6-1	300	414	-50,77	-0,99	39,15	0,52	-1,53	-1,01
						-0,10	191,12			
						Δq = +0,52				
IV	VI	8-9	150	278,3	9,76	0,97	199,28	0,87	-0,29	0,58
	V	9-5	150	322	-8,81	-0,92	208,12	0,87	0,02	0,89
	II	5-6	200	414	-20,34	-1,36	134,15	0,87	-0,78	0,09
	III	6-8	200	264,5	19,06	0,77	80,31	0,87	-0,52	0,35
						-0,54	621,86			
						Δq = +0,87				
V	VI	9-11	100	483	6,51	6,51	1999,47	-0,02	-0,29	-0,31
	I	11-10	100	358,8	-6,63	-5,01	1512,7	-0,02	-	-0,02
		10-5	150	788,9	-8,99	-2,34	520,32	-0,02	-	-0,02
		5-9	150	322	8,81	0,92	208,12	-0,02	-0,87	-0,89
						0,08	4240,61			
						Δq = -0,02				
VI	IV	9-8	150	278,30	-9,76	-0,97	199,28	0,29	-0,87	-0,58
	VII	8-13	200	473,80	28,67	3,10	216,40	0,29	-0,02	0,27
		13-12	100	361,10	5,94	4,05	1363,96	0,29	-	0,29
	V	12-11	100	184	-3,89	-0,89	455,15	0,29	-	0,29
11-9		100	483	-6,51	-6,51	1999,47	0,29	+0,02	0,31	
						-1,22	4234,26			
						Δq = +0,29				
VII	III	8-7	250	319,70	-32,97	-0,85	51,49	0,02	-0,52	-0,50
	VI	7-15	250	326,60	34,88	0,97	55,65	0,02	-	0,02
		15-14	200	404,80	21,38	1,47	137,87	0,02	-	0,02
		14-13	80	220,80	2,52	1,47	1165,86	0,02	-	0,02
		13-8	200	473,80	-28,67	-3,10	216,40	0,02	-0,29	-0,27
						-0,04	1627,27			
						Δq = +0,02				

PRI	ADJ	Tranco	ϕ mm	Lc m	ϕ e/s	ΔH	2RQ	CPM	CMA	TOTAL
I	III	1-6	300	414	51,78	1,03	39,93	0,87	-0,67	0,20
	II	6-3	100	253	-1,65	-0,22	265,46	0,87	-0,79	0,08
		3-2	200	404,8	-17,18	-0,95	110,79	0,87	-	0,87
		2-1	250	188,6	-22,69	-0,24	20,91	0,87	-	0,87
						-0,38	437,09			
						$\Delta q = +0,87$				
II	IV	6-5	200	414	20,25	1,35	133,55	0,79	-0,34	0,45
		5-4	150	158,7	-6,72	-0,26	78,24	0,79	-	0,79
		4-3	150	443,9	-11	-1,97	358,24	0,79	-	0,79
	I	3-6	100	253	1,65	0,22	265,46	0,79	-0,87	-0,08
						-0,66	835,49			
						$\Delta q = +0,79$				
III	VII	1-7	350	303,6	81,02	0,82	20,30	0,67	-	0,67
	IV	7-8	250	319,7	33,47	0,87	52,28	0,67	-0,05	0,62
	IV	8-6	200	264,5	-19,41	-0,79	81,79	0,67	-0,34	0,33
	I	6-1	300	414	-51,78	-1,03	39,93	0,67	-0,87	-0,20
						-0,13	194,30			
						$\Delta q = +0,67$				
IV	VI	8-9	150	278,3	10,34	1,09	211,12	0,34	-0,03	0,31
	V	9-5	150	322	-7,92	-0,74	187,10	0,34	-0,18	0,16
	II	5-6	200	414	-20,25	-1,35	133,55	0,34	-0,79	-0,45
	III	6-8	200	264,5	19,41	0,79	81,79	0,34	-0,67	-0,33
						-0,21	613,56			
						$\Delta q = +0,34$				
V	VI	9-11	100	483	6,20	5,90	1904,26	0,18	-0,03	0,15
		11-10	100	358,8	-6,65	-5,04	1517,26	0,18	-	0,18
		10-5	150	788,9	-9,01	-2,35	521,48	0,18	-	0,18
	IV	5-9	150	322	7,92	0,74	187,10	0,18	-0,34	-0,16
						-0,75	4130,10			
						$\Delta q = +0,18$				
VI	IV	9-8	150	278,30	-10,34	-1,09	211,12	0,03	-0,34	-0,31
	VII	8-13	200	473,80	28,94	3,16	218,44	0,03	-0,05	-0,02
		13-12	100	361,10	6,23	4,46	1430,55	0,03	-	0,03
		12-11	100	184	-3,60	-0,76	421,22	0,03	-	0,03
	V	11-9	100	483	-6,20	-5,90	1904,26	0,03	-0,18	-0,15
						-0,13	4185,59			
						$\Delta q = +0,03$				
VII	III	8-7	250	319,70	-33,47	-0,87	52,28	0,05	-0,67	-0,62
		7-15	250	326,60	34,90	0,97	55,69	0,05	-	0,05
		15-14	200	404,80	21,40	1,48	138	0,05	-	0,05
		14-13	80	220,80	2,54	1,49	1175,12	0,05	-	0,05
	VI	13-8	200	473,80	-28,94	-3,16	218,44	0,05	-0,03	0,02
						-0,09	1639,53			
						$\Delta q = +0,05$				

PRI	ADJ	Tronçons	φ mm	L m	q c/s	ΔH	2RQ	CPM	CMA	TOTAL
I	III	1-6	300	414	51,58	1,04	40,09	0,57	-0,31	0,26
	II	6-3	100	253	-1,57	-0,20	252,58	0,57	-0,37	0,20
		3-2	200	404,8	-16,31	-0,86	105,18	0,57	-	0,57
		2-1	250	1881,6	-21,82	-0,22	20,10	0,57	-	0,57
						-0,24	417,95			
						$\Delta q = +0,57$				
II	IV	6-5	200	414	20,70	1,41	136,52	0,37	-0,31	0,06
		5-4	150	158,7	-5,93	-0,20	69,04	0,37	-	0,37
		4-3	150	443,9	-10,21	-1,70	332,51	0,37	-	0,37
	I	3-6	100	253	1,57	0,20	252,58	0,37	-0,57	-0,20
						-0,29	790,65			
						$\Delta q = +0,37$				
III		1-7	350	303,6	81,69	0,84	20,47	0,31	-	0,31
	VII	7-8	250	319,7	34,09	0,91	53,24	0,31	-0,04	0,27
	IV	8-6	200	264,5	-19,08	-0,77	80,40	0,31	-0,31	0
	I	6-1	300	414	-51,98	-1,04	40,09	0,31	-0,57	-0,26
						-0,06	194,20			
						$\Delta q = +0,31$				
IV	VI	8-9	150	278,3	10,65	1,16	217,45	0,31	-0,10	0,21
	V	9-5	150	322	-7,76	-0,71	183,32	0,31	-0,03	0,28
	II	5-6	200	414	-20,70	-1,41	136,52	0,31	-0,37	-0,06
	III	6-8	200	264,5	19,08	0,77	80,40	0,31	-0,31	0
						-0,19	617,69			
						$\Delta q = +0,31$				
V	VI	9-11	100	483	6,35	6,19	1950,33	0,03	-0,10	-0,07
		11-10	20	358,8	-6,47	-4,78	1476,20	0,03	-	0,03
		10-5	150	788,9	-8,83	-2,26	571,06	0,03	-	0,03
	IV	5-9	150	322	7,76	0,71	183,32	0,03	-0,31	-0,28
						-0,14	4120,91			
						$\Delta q = +0,03$				
VI	IV	9-8	150	278,30	-10,65	-1,16	217,45	0,10	-0,31	-0,21
	VII	8-13	200	473,80	28,92	3,16	212,28	0,10	-0,04	0,06
		13-12	100	361,10	6,26	4,50	1437,44	0,10	-	0,10
		12-11	100	184	-3,57	-0,75	417,71	0,10	-	0,10
	V	11-9	100	483	-6,35	-6,19	1950,33	0,10	-0,03	0,07
						-0,44	4241,21			
						$\Delta q = +0,10$				
VII	III	8-7	250	319,70	-34,09	-0,91	53,24	0,04	-0,31	-0,27
		7-15	250	326,60	34,95	0,97	55,77	0,04	-	0,04
		15-14	200	404,80	21,45	1,43	138,32	0,04	-	0,04
		14-13	80	220,80	21,59	1,55	1192,25	0,04	-	0,04
	VI	13-8	200	473,80	-28,92	-3,16	212,28	0,04	-0,10	-0,06
							-0,07	1663,26		
						$\Delta q = +0,04$				

PRI	ADJ	Tronçons	φ mm	Lc m	γ e/s	ΔH	2RQ	CPM	CMA	TOTAL	Debit
I	III	1-6	300	414	52,24	1,05	40,29	0,29	-0,31	-0,02	52,2
	II	6-3	100	253	-1,37	-0,15	220,41	0,29	-0,26	0,03	-1,36
		3-2	200	404,8	-15,74	-0,80	101,50	0,29	-	0,29	-15,4
		2-1	250	188,6	-21,25	-0,21	19,58	0,29	-	0,29	-20,9
						-0,11	381,78				
						Δq = +0,29					
II	IV	6-5	200	414	20,76	1,42	136,92	0,26	-0,18	+0,08	20,84
		5-4	150	158,7	-5,56	-0,18	64,74	0,26	-	0,26	-5,36
		4-3	150	443,9	-9,84	-1,58	320,46	0,26	-	0,26	-9,56
	I	3-6	100	253	1,37	0,15	220,41	0,26	-0,29	-0,03	+1,13
						-0,19	742,53				
						Δq = +0,26					
III	VII	1-7	350	303,6	82,00	0,84	20,55	0,31	-	0,31	82,3
		7-8	250	319,7	34,36	0,92	53,61	0,31	-0,01	0,30	34,66
	IV	8-6	200	264,5	-19,08	-0,77	80,40	0,31	-0,18	0,13	-18,9
	I	6-1	300	414	-52,24	-1,05	40,29	0,31	-0,29	0,02	-52,2
						-0,06	194,91				
						Δq = +0,31					
IV	VI	8-9	150	278,3	10,86	1,20	221,73	0,18	-0,04	0,14	11
	V	9-5	150	322	-7,48	-0,66	176,70	0,18	-0,06	0,12	-7,36
	II	5-6	200	414	-20,76	-1,42	136,92	0,18	-0,26	-0,08	-20,8
	III	6-8	200	264,5	19,08	0,77	80,40	0,18	-0,31	-0,13	18,9
						-0,11	615,75				
						Δq = +0,18					
V	VI	9-11	100	483	6,28	6,06	1928,83	0,06	-0,04	0,02	6,36
		11-10	100	358,8	-6,44	-4,73	1469,35	0,06	-	0,06	-6,36
		10-5	150	788,9	-8,80	-2,24	509,33	0,06	-	0,06	-8,71
	IV	5-9	150	322	7,48	0,66	176,70	0,06	-0,18	-0,12	7,36
						-0,25	4084,21				
						Δq = +0,06					
VI	IV	9-8	150	278,30	-10,86	-1,20	221,73	0,04	-0,18	-0,14	-11
	VII	8-13	200	473,80	28,98	3,17	218,74	0,04	-0,01	0,03	29,0
		13-12	100	361,10	6,36	4,64	1460,4	0,04	-	0,04	6,40
		12-11	100	184	-3,47	-0,70	406,01	0,04	-	0,04	-3,4
	V	11-9	100	483	-6,28	-6,06	1928,83	0,04	-0,06	-0,02	-6,3
						-0,15	4235,71				
						Δq = +0,04					
VII	III	8-7	250	319,70	-34,36	-0,92	53,61	0,01	-0,31	-0,30	-34,6
		7-15	250	326,60	34,99	0,98	55,23	0,01	-	0,01	35,0
		15-14	200	404,80	21,49	1,49	138,58	0,01	-	0,01	21,5
		14-13	80	220,80	2,65	1,60	1216,76	0,01	-	0,01	2,66
	VI	13-8	200	473,80	-28,98	-3,17	218,74	0,01	-0,04	-0,03	-29,0
						-0,02	1683,58				
						Δq = +0,01					

SCHEMA DU RESEAU DE DISTRIBUTION

REPARTITION DEFINITIVE DES DEBITS

20.h

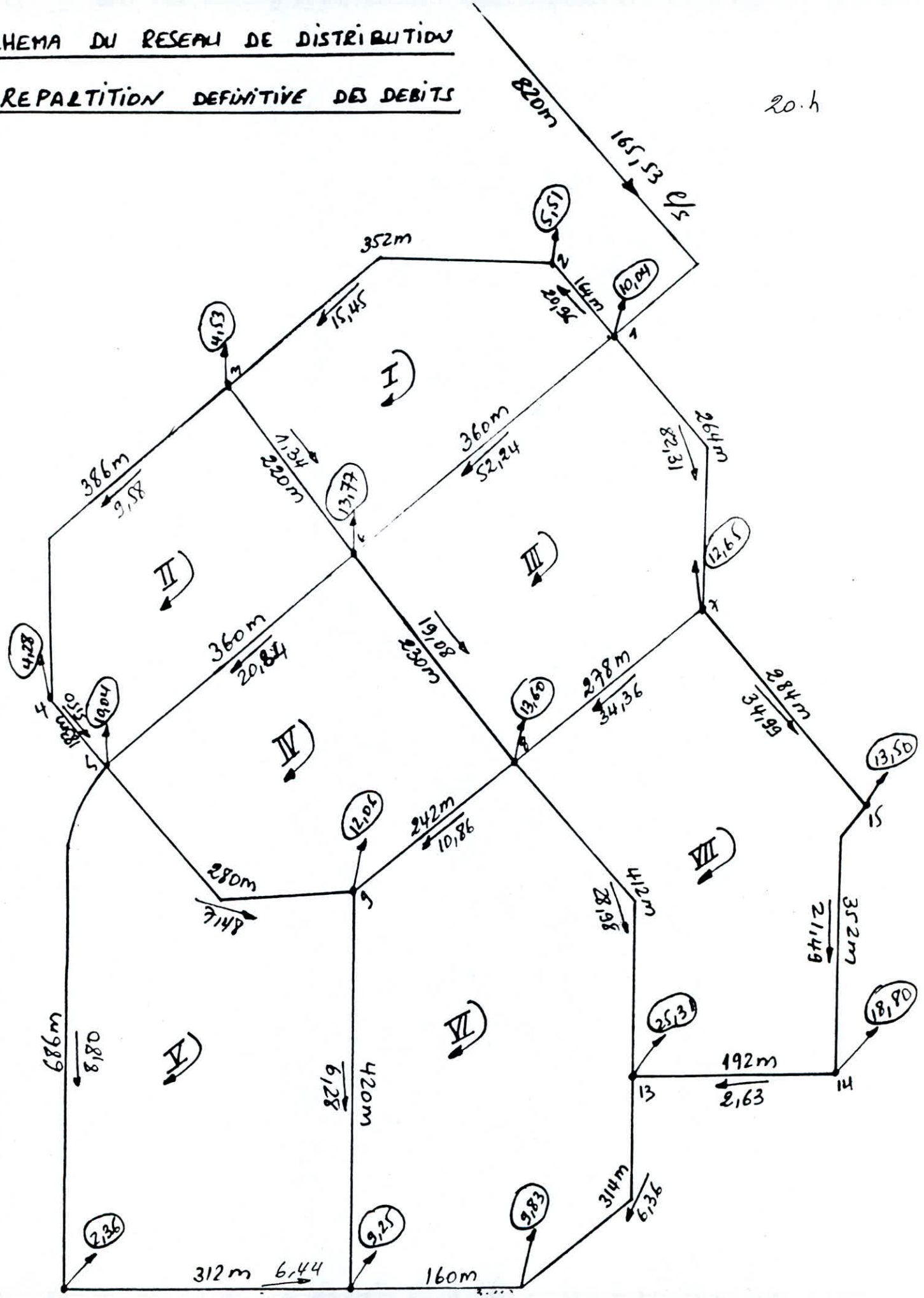


TABLEAU DE CALCUL DES VITESSES

MAILLES	TRONÇONS	Longueur (m)	DIAMÈTRE (mm)	DEBITS (l/s)	VITESSE (m/s)
I	1-6	414	300	52,22	0,86
	6-3	253	100	1,34	0,41
	3-2	404,8	200	15,45	0,70
	2-1	188,6	250	20,96	0,65
II	6-5	414	200	20,68	0,81
	5-4	158,7	150	5,30	0,55
	4-3	443,9	150	9,58	0,74
	3-6	253	100	1,34	0,41
III	1-7	303,6	350	82,31	0,93
	7-8	319,7	250	34,66	0,84
	8-6	264,5	200	18,95	0,78
	6-1	414	300	52,22	0,86
IV	8-9	278,3	150	11	0,79
	9-5	322	150	7,36	0,65
	5-6	414	200	20,84	0,81
	6-8	264,5	200	18,95	0,78
V	9-11	483	100	6,30	0,9
	11-10	358,8	100	6,38	0,9
	10-5	788,9	150	8,74	0,7
	5-9	322	150	7,36	0,65
VI	9-8	278,3	150	11	0,79
	8-13	473,8	200	29,01	0,96
	13-12	361,10	100	6,40	0,90
	12-11	184	100	3,43	0,66
	11-9	483	100	6,30	0,90
VII	8-7	319,7	250	34,66	0,84
	7-15	326,6	250	35,00	0,84
	15-14	404,8	200	21,50	0,83
	14-13	220,8	80	2,64	0,72
	13-8	473,8	200	29,01	0,96

Maille	transçons	Côte du terrain		Pertes de charge	Côte piezométrique		Pressions
		Amont	Aval		Amont	Aval	
I	1-2	940	935,75	- 0,21	974,63	974,42	38,67
	2-3	935,75	935	- 0,80	974,42	973,62	38,62
	3-6	935	925,88	- 0,15	973,62	973,47	47,59
	1-6	940	225,88	1,05	974,63	973,58	47,70
II	3-4	935	920	- 1,58	973,62	972,04	52,04
	4-5	920	925	- 0,18	972,04	971,86	46,86
	3-6	935	925,88	0,15	973,62	973,47	47,59
	6-5	925,88	925	1,42	973,47	972,05	47,05
III	1-6	940	925,88	- 1,05	974,63	973,58	47,70
	1-7	940	935	0,84	974,63	973,79	38,79
	7-8	935	924,18	0,92	973,79	972,87	48,69
	6-8	925,88	924,18	- 0,77	973,58	972,81	48,63
IV	6-5	925,88	925	- 1,42	973,58	972,16	47,16
	5-9	925	918,50	- 0,66	972,16	971,50	53
	6-8	925,88	924,18	0,77	973,58	972,81	48,63
	8-9	924,18	918,50	1,20	972,81	971,61	53,11
V	5-10	925	910	- 2,24	972,16	969,92	59,92
	10-11	910	911,85	- 4,73	969,92	965,19	53,34
	5-9	925	918,50	0,66	972,16	971,50	53,00
	9-11	918,5	911,85	6,06	971,50	965,44	53,59
VI	8-9	924,18	918,50	- 1,20	972,81	971,61	53,11
	9-11	918,50	911,85	- 6,06	971,61	965,55	53,70
	11-12	911,85	908,50	- 0,70	965,55	964,85	56,35
	8-13	924,18	911,66	3,17	972,81	969,64	57,98
	13-12	911,66	908,50	4,64	969,64	965,00	56,50
VII	7-8	935,00	924,18	- 0,92	973,79	972,87	48,69
	7-15	935,00	925	0,92	973,79	972,81	47,81
	8-13	924,18	911,66	- 3,17	972,87	969,70	58,04
	15-14	925,00	916,82	1,49	972,81	971,32	54,50

7.- VERIFICATION DES VITESSES ET PRESSIONS AU SOL

Les vitesses d'écoulement imposées dès le départ dans une gamme de 0,4 à 1,2 m/s resteront après le calcul du réseau dans la même gamme de vitesses (voir tableau 9).

Ces vitesses permettent d'envisager des augmentations de consommation sans que l'usager ne souffre trop d'une part et d'éviter la formation de dépôts d'autre part.

Pour garantir et assurer une bonne distribution d'eau à n'importe quel point du réseau, il faut que la pression soit suffisante aux endroits de l'immeuble les plus défavorables.

La pression au sol dans chaque noeud est déterminée à partir de la côte piezométrique du noeud précédent, en otant les pertes de charges qui peuvent se produire le long de la conduite et en retranchant de nouveau la côte du terrain au noeud considéré.

Tous les résultats de calcul se trouvent dans le tableau n° 10.

V H A P I T R E V

EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

A.- NATURE DE LA CANALISATION

Le réseau sera constitué de tuyaux en acier, pour les multiples avantages qu'il présente, à savoir :

- ils supportent des pressions élevées,
- une résistance aux contraintes (choc, écrasement, déplacement de terrain) est supérieure à celle des tuyaux en matières plastiques et en fonte,
- ils sont plus large que les tuyaux en fonte, d'où une économie sur le transport,
- ils peuvent être adaptés à toutes les conditions de service si dure soient-elles,
- ils offrent une bonne flexibilité,
- comparativement à la fonte, l'acier présente l'avantage de ne pas être fragile,
- ils sont aussi disponibles sur le marché.

B.- APPAREILS ET ACCESSOIRES

- robinets-vanne : ils permettent l'isolement de divers tronçons de canalisation. On les met donc à chaque noeud du réseau, ou sur le parcours d'une longue conduite afin de faciliter la réparation d'un bief accidenté tout en limitant la gêne occasionné.
- ventouses : elles sont placées sur les points les plus hauts. Leur rôle est d'évacuer l'air entraîné par l'eau venant s'accumuler en ces points et qui a tendance à perturber l'écalement ou à détériorer le réseau.

- robinet de décharge (vidange) : ils sont prévus aux points bas du réseau en vue de la vidange de la conduite sur l'égout voisin.
- bouches d'incendies : elles seront installées sur des canalisations maitresses, capables de fournir un débit minimal de 17 l/s sur une pression de 0,6 bars minimum. Elles seront espacées de 200 à 300 m et réparties suivant l'importance des risques à défendre.
- bouches de lavage : elles sont utilisées pour le lavage des rues et des caniveaux
- bouches d'arrosage : elles sont disposées aux alentours des jardins publics, espaces vert et pour permettre l'entretien des plantes.

C.- RACCORDEMENTS

- Tés : on envisage des tés à 2 ou 3 emboitements pour permettre le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour pouvoir les placer.
- les croix à quatre emboitements qui ont le même rôle que les tés.
- les coudes pour permettre le changement de direction.
- les bouts d'extrémités pour la mise en place d'appareils hydrauliques.

D.- EPREUVES DE JOINTS ET CANALISATIONS PRINCIPALES

Dans le but de s'assurer de l'étanchéité des joints, un essai à la presse hydraulique est effectué sur la canalisation quand elle est mise en place. Pour y procéder, l'aval de la canalisation est obturé avec une plaque d'extrémité sur laquelle une pompe d'épreuve est branchée. Quand les joints sont d'un type tel qu'ils cessent d'être visibles, sous un revêtement ne permettant plus d'avoir les fuites, un premier essai est fait avant l'application du dit revêtement. Cet essai peut avoir lieu à l'air sous une pression de 6 bars.

E.- ESSAI GENERAL DU RESEAU

Avant la réception provisoire des travaux, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir, les robinets vannes des branchements et des raccordements étant fermés. Après quarante huit heures (48 h) de mise en pression, la perte par rapport à la capacité du réseau est alors constaté.

F.- SURVEILLANCE ET ENTRETIEN DU RESEAU

- Désinfections : avant de livrer l'eau à la consommation publique une fois les travaux d'adduction et de distribution achevés, comme après toute réparation sur une canalisation, il y a lieu de procéder à la désinfection du réseau selon les instructions du laboratoire. La désinfection peut s'effectuer soit au chlore, soit au permanganate de potasse, l'essentiel étant que la liqueur stérilisante puisse atteindre les extrémités du réseau.
- détection des fuites d'eau : la recherche et la localisation des fuites d'eau doit s'effectuer le plus souvent avec des appareils acoustiques, qui sont les deux types mécaniques et électriques.
- désincrustation des canalisations : dans la canalisation, il peut y avoir des dépôts organiques et des dépôts limoneux, leur nettoyage s'effectue par procédé mécanique ou chimique à base d'acide passive. On propose l'acide chloridrique qui est le plus employé.

/// H A P I T R E VI

POSE DES CONDUITES

I.- DIFFERENTES POSES DE LA CONDUITE

Les canalisations peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter.

a) Pose en tranchée :

Pour des raisons plus économiques que techniques, on a choisit dans notre projet la pose en tranchée qui reste actuellement la plus utilisée, seulement elle présente l'inconvénient des fuites.

Pour remédier à cet inconvénient, le développement actuel des appareils et de l'automatisme nous permet de placer des manomètres le long du réseau pour relever notamment les baisses de pressions en cas de fuite.

Précautions à prendre pendant la pose :

Parmi les précautions à prendre pendant la pose des conduites en tranchée, on énumérera :

* le lit de pose des canalisations et la qualité de remblais en contact avec la conduite, ceux ci à en effet une bonne importance pour la bonne tenue des réseaux.

Lorsque le terrain est bon, pas de risques d'affaissement dus aux variations de charge et ne présentant pas d'arêtes rocheuses susceptibles d'endommager les conduites. Ceux-ci sont simplement posés sur un lit de sable d'au moins 0,2 m d'épaisseur.

.../...

Si le terrain est moins stable, la pose des conduites se fait sur des dés en maçonnerie sur des empilements de briques.

Dans les terrains les plus mauvais, on peut soit disposer un important lit de sable, soit de construire une dalle en béton ou en béton armé. Le fond de la tranchée peut être recouvert d'un lit de pose de 0,15-0,20 m d'épaisseur par :

- du gravier dans les terres ordinaires
 - des pierres cassées qui serviront de drains dans les terrains imperméables ou rocheux,
 - par un lit de **béton** maigre dans les parties rocheuses très en pente.
- * La largeur de la tranchée doit être suffisante au minimum 0,70m et cela pour que l'on puisse y disposer les conduites. La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite en laissant 0,30m d'espace de chaque côté de celle-ci

$$B = D + 2 \cdot 0,30 = D + 0,60$$

où B : largeur de la tranchée ; D = Diamètre de la conduite

- * La profondeur doit être sensiblement constante et doit suffire à protéger les conduites d'une part contre les variations de température en particulier contre le gel et d'autre part, contre le risque d'écrasement sous l'effet des charges, des surcharges (circulation des véhicules).

La première condition pose évidemment des problèmes différents selon le climat et peut se traduire par des chiffres variants de 0,60-1,50m

Quand à la protection contre les pressions extérieures et les chocs dûs aux surcharges, on impose principalement une couverture épaisse de 1,20m de sable. Mais souvent si les charges sont élevées et la profondeur est minime, il est nécessaire de reprendre les efforts correspondants au moyen d'une dalle en béton armé.

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs. On les débarrasse alors de tous les corps étrangers et on les fait descendre lentement dans le fonds de la tranchée.

Comme pour la largeur, la profondeur se calculera en fonction du diamètre de la conduite :

$$H = h_1 + D + h_2$$

où H : profondeur de la tranchée ; h_1 : épaisseur du lit de pose

D : diamètre de la conduite ; h_2 : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

On débute généralement ces travaux par les points les plus hauts de façon à faciliter l'écoulement naturel et l'évacuation des eaux d'infiltration s'il y a lieu.

b) Traversée des routes : la pose de la conduite sera prévue dans des buses (gainés) dont le diamètre est supérieur à celui de la conduite dans laquelle la canalisation est introduite et cela dans le but de protéger la canalisation des chocs, des vibrations et d'évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée.

.../...

2.- ESSAI SUR LA CANALISATION EN PLACE

Après la pose de la conduite et avant le remblaiement définitif de la tranchée, il faut effectuer par tronçon des essais à la pression d'épreuve.

Celle-ci devra dépasser la pression statique de 50 %. Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve.

La durée d'épreuve est d'au moins 30 mn.

La variation de pression doit rester inférieure à 0,2 bars.

Une fois la pression d'épreuve fût atteinte, on peut conclure qu'il y a une bonne étanchéité de la canalisation et par conséquent celle des joints.

3.- REMLAI DE LA TRANCHEE

On procède au remblaiement définitif par un remblai de graviers naturel pour éviter la corrosion (cas des tuyaux en acier pour notre projet) par couches successives bien pilonnées jusqu'à 0,30 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite, puis le remblayage sera achevé à l'aide de tout-venant.

CHAPITRE VII

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

I.- CORROSION EXTERNE

La corrosion externe des conduites est due essentiellement à des phénomènes extérieurs en liaison le plus souvent soit :

- avec des installations électriques
- avec la nature du sol

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des conduites. Il sera donc nécessaire d'attacher une importance à ces problèmes.

a) Corrosion par réaction de galvanisme

Ce phénomène peut être comparé à deux métaux différents plongés dans un bac d'électrolyse, l'une électrode va se corroder au profit de l'autre. Dans le cas d'une conduite, cette dernière joue le rôle d'anode et se trouve attaquée.

b) Corrosion par suite d'influence d'une source électrique extérieure.

Cette corrosion est produite par électrolyse due à des courants vagabonds.

2.- LUTTE CONTRE LA CORROSION EXTERNE

Outre le revêtement extérieur, on distingue deux (02) procédés les plus utilisés :

a) protection par anode réactive : elle se base sur un principe simple qui consiste à relier électriquement la conduite à une pièce métallique plus électronégative que l'acier. Cette pièce va se corroder en jouant le rôle d'anode au profit de la conduite.

b) Protection cathodique par soutirage de courant : le procédé consiste à relier électriquement la conduite au pôle négative d'une source de courant continu, le pôle positif étant raccordé à une prise de terre constituée par des pièces métalliques enfoncées dans un milieu humide.

Le courant en quittant la prise de terre regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et ceux seront les pièces métalliques qui vont se corroder au profit de la conduite (voir schéma).

3.- CORROSION INTERNE

a) Elle est caractérisée par une attaque du métal due à des causes trouvant ainsi leur origine dans l'eau chargée.

L'acier non protégé au contact de l'eau se trouve normalement corrodé.

Cette corrosion naturelle dépend d'un certain nombre de facteurs et notamment :

- Ph
- vitesse de circulation de l'eau
- teneur en oxygène dissout dans l'eau

b) Procédés de lutte

- interposition d'un film protecteur entre l'eau et le métal, ce film est constitué soit par un enduit bitumineux soit par un enduit spécial.
- modification des caractéristiques physico-chimiques de l'eau à véhiculer par un traitement approprié.

MECANISME DE LA CORROSION

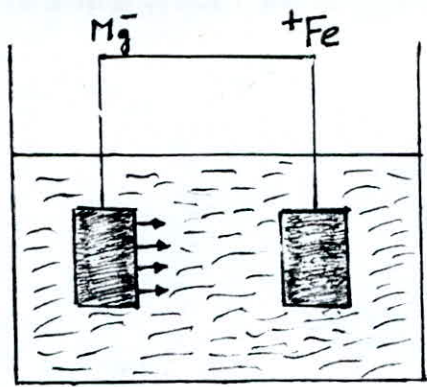


Fig 1

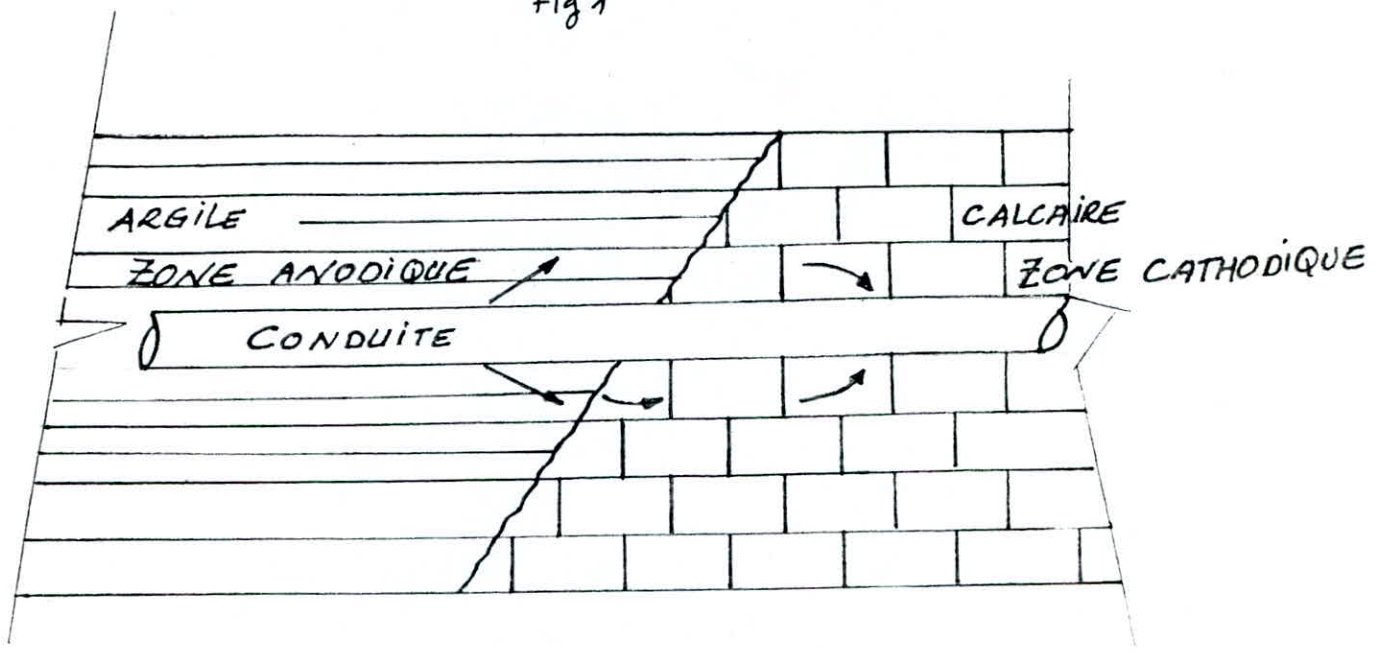
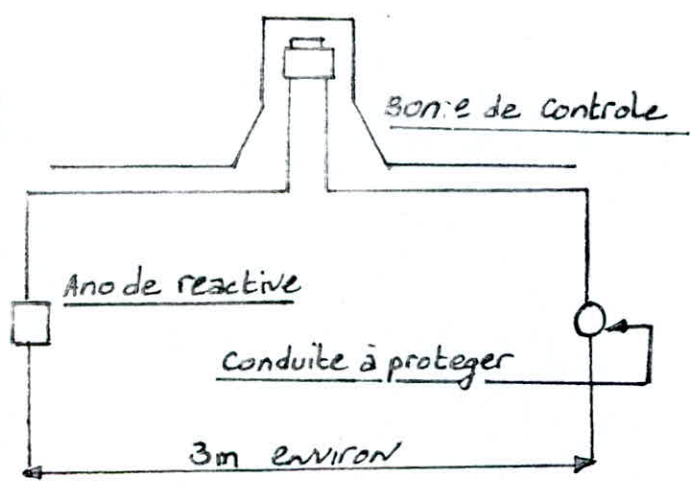
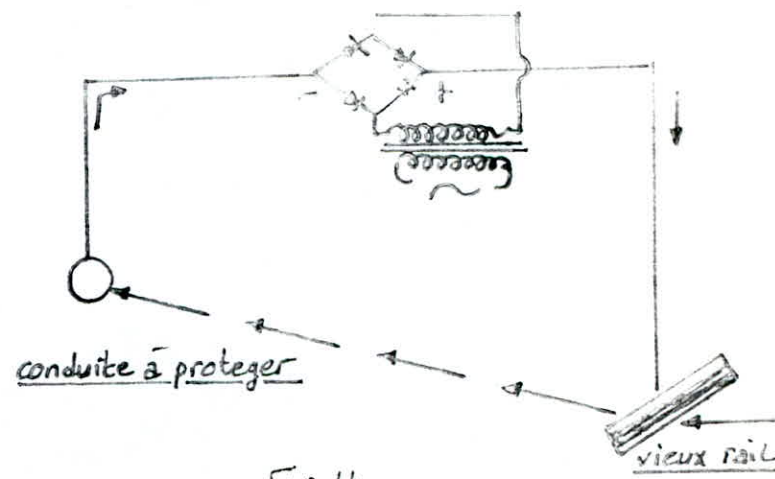


Fig2 CORROSION PAR FORMATION DE PILE



PROTECTION CATHODIQUE PAR ANODE REACTIVE

Fig 3



PROTECTION PAR COURANT DE SOUTIRAGE

Fig 4

DEUXIEME - PARTIE :
ASSAINISSEMENT DE LA Z . H . U . N

/// H A P I T R E I

A.-INTRODUCTION : GENERALITE

1.- ASSAINISSEMENT

La seconde partie de notre étude a pour but d'assainir la ZHUN.
- l'assainissement est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique le plus rapidement possible et sans stagnation, les déchets provenant d'une agglomération humaine ou d'un centre d'activité économique de telle façon que les produits évacués ne puissent nuire au-delà d'une limite admissible l'environnement.

Dans le souci de prévenir la dégradation de l'environnement, nous projetons dans ce contexte la collecte des eaux usées et des eaux pluviales.

2.- TYPE D'EAU A EVACUER :

* EAUX USEES D'ORIGINE DOMESTIQUE

* EAUX DE RUISSELLEMENT

* Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- eaux ménagères (eau de cuisine, de lessive, etc...)
- eaux vannes (en provenance des W.C.)

* Les eaux de ruissellement comprennent :

- les eaux pluviales.

.../...

B.- LE SYSTEME UNITAIRE :

a : AVANTAGE

L'ensemble des eaux pluviales et des eaux usées est collecté par un réseau unique (système unitaire), les grands mérites de ce système sont la simplicité, le faible encombrement, l'économie à la conception et à l'entretien.

En système unitaire, où les régimes sont variables et où le réseau fonctionne le plus souvent à faible débit, il semble préférable d'assurer la continuité de niveaux au radier. C'est également la façon de tirer le meilleur profit de la pente disponible, quand le terrain est peu feutu.

b : INCONVENIENTS

- Pendant la période sèche des mauvaises odeurs ;
- Nécessité d'équiper les bouches d'égouts et les regards d'un siphon pour lutter contre le dégagement des mauvaises odeurs.

C.- PRINCIPES DE BRANCHEMENTS

Pour le branchement, il y a quelques règles à observer :

1°) le tracé en plan des collecteurs primaires où l'on doit envisager des dispositions particulières évitant le changement de direction brusques.

2°) Principe de raccordement des jonctions :

Elle doivent être à angle inférieur à 70° .

3°) Choix du système d'évacuation

Comme le réseau existant de la ville de Bordj-Bou-Arréridj est du type unitaire, celui de la ZHUN sera du même type.

Le système unitaire présente des avantages telle que la simplicité le faible encombrement et l'économie.

Dans le système unitaire, toutes les eaux (usées et pluviales) sont recueillies dans un réseau unique de collecte.

Ce système nécessite des ouvrages (bouches d'égouts, regards de visite) relativement importants, afin de véhiculer les dépôts de pointes de ruissellement.

.../...

4°) Conception du réseau

a) pour remplir ses fonctions d'une façon économique et efficace à la fois, le réseau d'évacuation devra tirer partie au maximum de la topographie locale.

En particulier, il conviendra d'éviter les longueurs des canalisations inutiles et surtout d'éviter les surprofondeurs de tranchées coûteuses en terrassement.

Les canalisations doivent toujours suivre le point le plus bas du bassin d'apport et conduisent les eaux par la voie la plus courte, jusqu'au point de rejet.

b) selon la forme du terrain de la ZHUN, les eaux usées et pluviales seront évacuées.

- les collecteurs principaux :

A - (1 - 7 - 15 - 14 - 13 - 12)

B - (1 - 6 - 8 - 9 - 11 - 12)

C - (2 - 3 - 4 - 5 - 10 - 11)

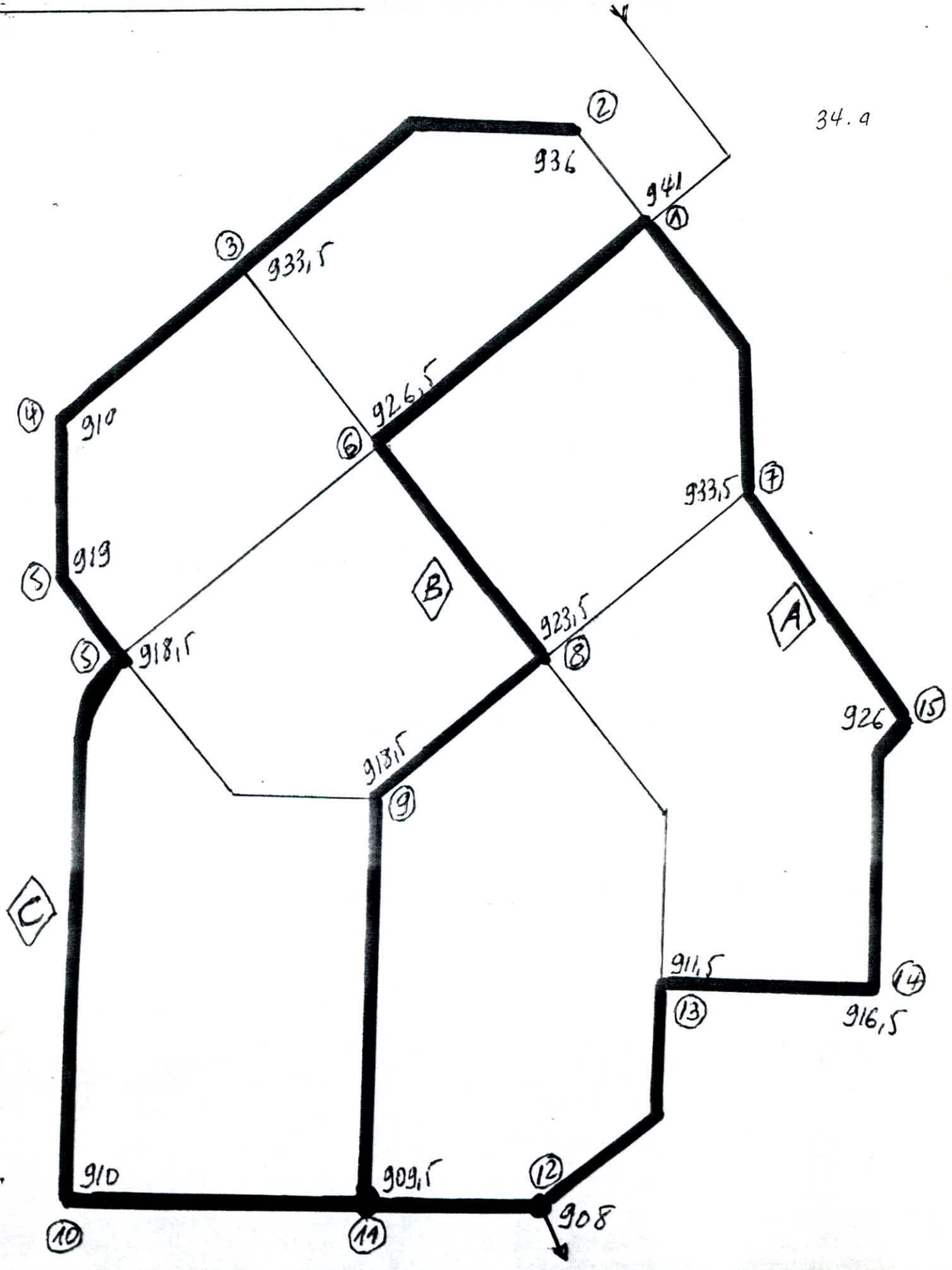
* le collecteur principal (A) évacuera les eaux de la partie Est-Sud de la ZHUN limitée par la route de MEDJANA jusqu'à la partie Sud-Ouest.

* le collecteur principal (B) évacuera les eaux de la partie Nord-Sud de la ZHUN centrale.

* le collecteur principal (C) évacuera les eaux de la partie Ouest de la ZHUN.

* les trois collecteurs principaux A-B se rencontrent au point (11) puis forment un seul collecteur qui se rencontre à son tour avec collecteur (C) au point (12) d'où se déverse les eaux dans l'Oued SBIB.

34. a



II H A P I T R E I I

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

EVALUATION DES DEBITS PLUVIAUX ET EN TEMPS SEC

I.- GENERALITES

Les eaux pluviales ou de ruissellement comprennent les eaux de pluies, les eaux de lavage et les eaux de drainage.

La pollution des eaux de ruissellement est variable dans le temps, plus forte au début d'une précipitation qu'à la fin par suite du nettoyage des aires balayées par l'eau.

Ces eaux sont polluées par les matières qu'elles entraînent, en provenance des trottoirs et chaussées (mazout, bitume, etc...), elles contiennent également du zinc, du plomb et du cuivre, et une quantité de sable.

Ces eaux usées doivent être conduites le plus directement possible vers les canalisations d'évacuation.

Les ouvrages sont calculés, non par la plus forte précipitation pluviale connue, ce qui conduirait à des dépenses excessives, mais pour une précipitation dont la probabilité est déterminée.

2°) DETERMINATION DES EAUX PLUVIALES

Les débits des eaux pluviales sont déterminés par la méthode dite rationnelle et qui est donnée par la formule suivante :

$$Q_{EP} = C \cdot I \cdot A$$

où :

Q_{EP} = Débit d'apport d'un tronçon donné (L/S)

C = Le coefficient de ruissellement : rapport entre le débit d'eau qui ruisselle et celui apporté par la pluie.

A = Surface du bassin d'apport à drainer (en hectares)

i = Intensité moyenne de précipitation (L/s/ha)

I = Intensité maximale de la pluie

a - Vu le manque des données concernant l'intensité moyenne de précipitation, le B.H.W. de BORDJ BOU ARRERIDJ nous a proposé la formule de calcul suivante :

* Formule méditerranéenne (DECENNALE)

$$I = 6,8 \cdot t^{-0,6} \longrightarrow I = 0,88 \text{ mm/min}$$

$$i = 166,70 \cdot I \text{ (l/s/ha)}$$

avec $t = 30$ minutes (temps de concentration en minute)

$$\text{donc } i = 166,70 \cdot 0,88 = 146,70 \text{ (l/s/ha)}$$

Cette formule est valable pour une période de retour de 10 ans (décennale) - donc : $f = \frac{1}{F} = \frac{1}{10} = 0,1$

où :

f = FREQUENCE

F = PERIODE DE RETOUR (10 ans)

La fréquence au dépassement a été prise égale à 0,1 pour une période de retour de 10 ans.

.../...

b - Coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est par définition, le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume total qui tombe sur elle.

Plus la surface est imperméable, plus le volume qui ruisselle est grand, donc le rapport temps vers l'unité :

$$C = \frac{A'}{A}$$

où :

A' = surface totale des parties revêtues du bassin

A = surface totale du bassin considérée.

c - Calcul des surfaces :

Les surfaces des bassins d'apports sont déterminées en respectant la topographie des sites. Chaque tronçon recueille les eaux de pluie issues de bassin d'apport correspondant.

Le long d'un tronçon viennent s'ajouter les débits au niveau des regards.

3°) DETERMINATION DES DEBITS DES EAUX USEES

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- les eaux ménagères : eaux de cuisines, de lessive, toilettes, etc...
- les eaux vannes : en provenance de W.C., matières fécales et urinaires.

Les eaux industrielles provenant des différentes fabriques, qui sont d'une faible importance, sont intégrées dans le calcul des besoins de la ville.

Le débit de ces eaux usées est estimé sur la base de la consommation en eau potable estimé au jour de la plus forte consommation de l'année.

On considère que 30 % de ce volume aboutit dans le réseau d'égout.

On évalue ce débit par la formule :

$$Q_u = 0,8 \cdot d \cdot s \cdot q \cdot 1,69$$

$$Q_u = 0,8 \cdot d \cdot s \cdot q \cdot C_p$$

d = densité de la population = 280 ha/ha

s = surface du bassin considéré

q = consommation spécifique moyenne = 2/2,83

$$q = 1/j/\text{hab.}$$

q = $\frac{\text{Consommation - moyenne - jour - majorée}}{\text{Nombre d'habitants}}$

donc :

$$q = \frac{7.443,94}{35.000} \cdot 10^3 = 212,83 \text{ l/j/hab.}$$

Cp = Coefficient de pointe = 1,69

COLLECTEURS		TRONÇON		LONGUEUR (m)		SURFACE DU BASSIN D'APPORT (ha)		COEFF DE RUISSELLEMENT		Intensité pluviale moyenne (l/s/ha)		Débit d'eau pluviale (l/s)		Débit d'eau usée (l/s)		Débit Total à évacuer (l/s)		COTES du Terrain		P. D - Charge T (m/m)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
	A - PARTIR	JUSQU'À	PARTIELLE	CUMULÉE	A	C	I	$Q_{sp} = C \cdot I \cdot A$ l/s	$Q_{ev} = Q_{sp} \cdot A$ (l/s)	PARTIELLE	Cumulée	Amont	AVAL								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
	1	7	264	264	14,45	0,9	146,7	1907,8	13,45	1921,25	1921,25	941	933,5	0,02							
	7	15	284	548	8,05	0,85	"	1003,79	7,51	1011,30	2932,55	933,5	926	0,02							
	15	14	352	900	10,25	0,85	"	1278,12	9,56	1287,68	4220,23	926	916,5	0,02							
	14	13	192	1092	3,80	0,9	"	501,71	3,54	505,25	4725,48	916,5	911,5	0,02							
	13	12	314	1406	6,45	0,85	"	804,28	6,01	810,29	5535,77	911,5	908	0,01							

COLLECTEUR A

1	6	360	360	7,40	0,85	"	922,74	6,90	929,64	929,64	941	926,5	0,04
6	8	230	590	7,75	0,90	"	983,62	7,23	990,85	1920,49	926,5	923,5	0,03
8	9	242	832	8,95	0,90	"	1181,67	8,34	1190,01	3110,5	923,5	918,5	0,02
9	11	420	1252	14,20	0,20	"	416,63	13,24	429,87	3540,37	918,5	909,5	0,02
11	12	160	1412	6,10	0,15	"	134,23	5,66	139,89	3680,26	909,5	908	0,02

COLLECTEUR B

2	3	352	352	7,65	0,20	"	224,45	7,13	231,58	231,58	936	933,5	0,00
3	4	386	738	6,05	0,90	"	798,78	5,64	804,42	1036,0	933,5	919	0,03
4	5	138	876	7,40	0,50	"	542,79	6,90	549,69	1585,69	919	918,5	0,00
5	10	686	1562	9,30	0,80	"	1091,45	8,67	1100,12	2685,81	918,5	910	0,01
10	11	312	1874	7,20	0,01	"	10,56	6,70	17,26	2703,07	910	909,5	0,00

COLLECTEUR C

Diametre de la canalisation ϕ mm	Cote du radier		Debit à pleine section	Vitesse pleine section	Rapport des debits	Rapport des debits	Rapport des hauteurs	Hauteur de remplissage	Vitesse réelle	Vitesse d'autoencrage	Observations
	Ament	Aval									
			Q_{pls} (L/s)	V_{pls} (m/s)	$A = \frac{Q_T}{Q_{PL}}$	$B = \frac{V_r}{V_{PL}}$	α	$H = a \cdot \phi$ (mm)	$V_r = \beta \cdot V_{PL}$ (m/s)	$V_{ac} = \rho \cdot \omega \cdot d$	
16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
1000	939,1	931,6	2800	3,25	0,69	1,065	0,62	620	3,46	1,95	
1200	931,6	924	4400	3,60	0,67	1,062	0,51	610	3,82	2,16	
1200	924	914,3	4500	3,80	0,94	1,125	0,64	775	4,28	2,28	
1500	914,3	909,3	7900	4,0	0,60	1,04	0,37	560	4,16	2,40	
1800	909,3	905,4	8300	2,90	0,67	1,062	0,34	610	3,08	1,74	

800	939,3	924,8	1660	2,9	0,56	1,02	0,66	530	2,96	1,74	
1200	924,8	921,6	3100	2,5	0,62	1,045	0,48	570	2,61	1,50	
1200	921,6	916,4	3800	3,4	0,82	1,11	0,57	680	3,77	2,04	
1200	916,4	907,5	4350	3,7	0,81	1,105	0,56	670	4,09	2,22	EXCAVATION DE 1 metre
1500	907,5	905,9	4750	2,8	0,803	1,12	0,62	670	3,14	1,68	EXCAVATION DE 1m

500	934,4	931,9	340	1,20	0,68	1,05	1,0	600	1,26	0,72	
800	931,9	917,2	1700	2,95	0,61	1,04	0,70	560	3,07	1,77	
1200	917,2	916,5	1700	1,50	0,93	1,125	0,64	770	1,69	0,90	EXCAVATION DE 1,5 m
1200	916,5	907,9	3150	2,80	0,85	1,115	0,60	720	3,12	1,68	
1800	907,9	907,2	3800	1,60	0,73	1,07	0,35	630	1,93	1,08	EXCAVATION DE 1 m

/// H A P I T R E I I I

----- DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS PRINCIPAUX

1.- GENERALITES :

Le réseau projeté est du système unitaire, avec trois principaux collecteurs dont le tracé est effectué en évitant au maximum les contres inclinaisons. En outre, les collecteurs d'eaux usées sont placés au-dessous des conduites de distribution d'eau potable.

Les canalisations composant les collecteurs sont en béton-armé et de profil circulaire. Le matériau présente une bonne étanchéité et résiste bien aux attaques mécaniques statiques et chimiques du sol et des eaux transportées.

Notre réseau est à collecteurs obliques se rencontrant en un point d'où prend départ un collecteur global véhiculant les eaux usées jusqu'à la station d'épuration.

2.- CALCUL DES DIAMETRES DES CANALISATIONS :

On calcule les pentes motrices disponibles entre les extrémités de chaque tronçon en fonction des déclivités, et de la profondeur des ouvrages.

Le diamètre minimal des canalisations est fixé à 0,30 m. En fonction donc du débit à véhiculer (débit de dimensionnement) et de la pente, on détermine le diamètre du tronçon considéré en utilisant l'abaque de l'annexe VII.

Cette abaque de bazin est basée sur la formule :

$$Q = S.V ; V = \sqrt{Rh I}$$

$$\text{donc : } Q = SC \sqrt{Rh I}$$

$$\text{ou : } C = \text{Coefficient égal} = \frac{87 \sqrt{Rh}}{\lambda + \sqrt{Rh}}$$

$$\text{d'où : } Q = \frac{87 \cdot Rh}{\lambda + \sqrt{Rh}} \cdot S \cdot \sqrt{I}$$

avec :

Rh = Rayon hydraulique

S = Aire de la section transversale occupée par l'eau

I = Pente : rapport entre la différence de niveau entre deux sections de la conduite et sa longueur sur le même parcours.

λ = Coefficient de bazin ne dépendant que de la nature des parois, il a été pris égal à : 0,46.

REMARQUE :

Etant donné que les débits à temps sec sont minimes par rapport aux débits pluviaux et pour des raisons économiques, le réseau sera dimensionné en fonction des débits pluviaux cumulés.

VERIFICATION DES CONDITIONS D'AUTOCURAGE :

Un réseau d'assainissement du type unitaire doit, dans toute la mesure du possible, être autocureur pour éviter l'érosion par les matières solides transportées.

Le réseau doit être donc conçu de telle manière que :

- les sables soient automatiquement entraînés par des débits pluviaux atteints assez fréquemment.
- les vases fermentescibles soient également entraînées pour des débits moyens des eaux usées, en effet, les vitesses trop faibles provoquent des dépôts de matières solides que l'égout est capable de ré-entraîner si les conditions d'autocurage sont respectées.

Ces conditions d'autocurage peuvent être traduites comme suit :

- vitesse supérieure à 0,60 m/s pour $\frac{1}{10}$ du débit à pleine section ;
- vitesse supérieure à 0,30 m/s pour $\frac{1}{100}$ de ce même débit.

Les résultats du calcul sont reportés au tableau sur la base des calculs suivants :

$$f \text{ (diamètres pente) } \xrightarrow{\text{Abaque VII}} \begin{cases} Q_{PS} : \text{débit à pleine section} \\ V_{PS} : \text{vitesse à pleine section} \end{cases}$$

$$f \left(r_q = \frac{Q}{Q_{PS}} \right) \xrightarrow{\text{Abaque X}} f_h : \frac{H}{H_{PS}} : \text{rapport des hauteurs}$$

$$f_v : \frac{V}{V_{PS}}$$

- Hauteur de remplissage : $H = D - h$
- Vitesse réelle dans le tronçon : $V_{réelle} = V_{PS} - f_v$
- Vitesse d'écoulement pour 1/10 du débit à pleine section $V = 0,6 V_{PS}$

Toutefois, la vitesse maximale d'écoulement $V_{réelle}$ ne doit pas dépasser 4 m/s.

CONCLUSION :

Toutes les vitesses pour 1/10 du débit à pleine section sont supérieures à 0,6 m/s, ainsi que la vitesse maximale est inférieure à 4 m/s.

Les conditions d'autocurage sont respectées.

ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU

Les deux principes directeurs de tout système d'assainissement sont :

- évacuer rapidement et sans stagnation, loin des habitations, toutes les eaux usées susceptibles de donner naissance à des putréfactions, ou à des odeurs.
- éviter que les produits évacués puissent par leur destination finale, souiller les eaux souterraines, quelle qu'en soit la nature des cours d'eau dans des conditions dangereuses.

Pour satisfaire à ces principes, un ensemble d'assainissement doit comporter différents éléments :

Tuyaux - Joints - Raccords - Regards - Siphon - Caniveaux - Bouches d'Egouts.

.../...

IV H A P I T R E IV

OUVRAGES DU RESEAU

1°) BOUCHES D'EGOUTS

a) ROLE

Servent à l'introduction dans un égout des eaux pluviales et de lavage des chaussées.

b) CARACTERISTIQUES

Selon leur mode d'utilisation, elles peuvent être classées selon deux critères :

- mode de recueil des eaux : bouches à accès latérales et bouches à accès sur le dessus.
- mode de retenues des déchets : avec ou sans décantation.

2°) REGARDS DE VISITES

a) ROLE

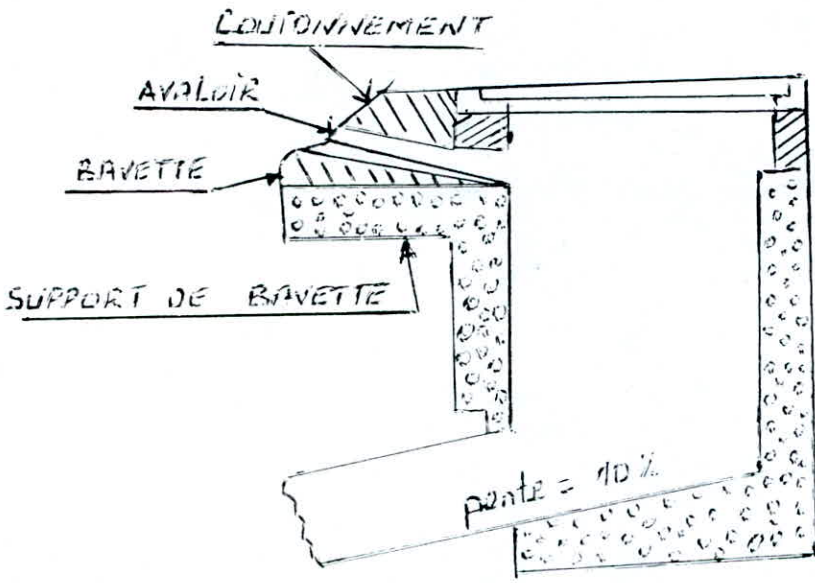
En vue de la surveillance des travaux d'entretien et de curage du réseau de canalisation, un nombre suffisant de regard doit être aménagé sur tout le réseau de canalisation.

b) ESPACEMENT ET EMPLACEMENT

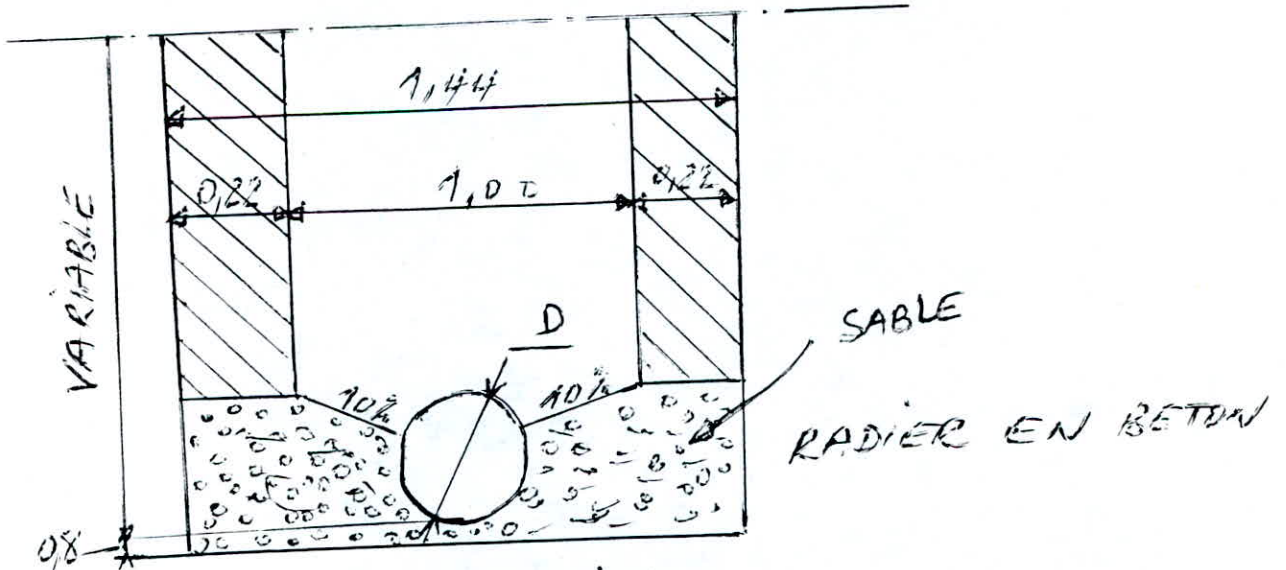
Ils sont disposés dans le réseau comme suit :

- ↳ à chaque changement de direction
- à chaque jonction de canalisation
- à chaque modification de section
- dans les parties droites et en pentes régulières tous les 80 mètres environs.

43.a



BOUCHE D'EGOUTS SANS DECANTATION



REGARD DE VISITE
SIMPLE

/// H A P I T R E V

POSE DES CONDUITES

1°) CHOIX DU MATERIAU DE CONSTRUCTION :

En assainissement, on emploie presque toujours des tuyaux en béton armé, car ils sont réalisés avec des diamètres compris entre 0,3 et 3,5 mètres et des longueurs de 6 mètres.

2°) TYPE DE JOINTS

Les joints des tuyaux en béton armé sont réalisés en bourrant du mortier de ciment frais dans l'intervalle d'un emboîtement aux extrémités des tronçons, pour notre cas, on a choisit des joints de type ROCLA munis de bagues.

3°) POSE DES CANALISATIONS

En assainissement, la pose des canalisations se fait en tranchée. Les tuyaux doivent être posés de l'aval, l'emboîtement est dirigé vers l'amont.

Si le tronçon étudié présente un bon terrain, les tuyaux seront posés sur un lit de sable, dans le cas contraire, il faut disposer d'un grand lit de sable ou de confectionner une dalle en béton sur laquelle reposeront les tuyaux. La collage se fait en mottes de terre tassées. Donc la pose se fait dans l'axe de la chaussée.

4°) EXECUTION DE LA TRANCHEE

La largeur de la tranchée doit être égale au minimum à 0,6 m ou au diamètre extérieure de la canalisation augmenté de 0,5 m.

Au droit des joints, on doit pratiquer dans les parois latérales des élargissements de la tranchée (niches) pour faciliter le raccordement.

5°) PROFONDEUR DE LA TRANCHEE

L'enfouissement des canalisations doit être supérieure à celui de l'A.E.P. :

$$H \geq D + 1,00 \text{ m}$$

6°) ETANCHEITE DES TUYAUX

L'étanchéité des réseaux, tant vis à vis des effluents transportés que des infiltrations extérieures, est un point crucial. Donc, il est nécessaire de prendre des précautions lors de la pose des canalisations et d'utiliser les assemblages à bagues d'étanchéité ainsi que la compacité des matériaux constitutifs.

.../...

7°) REMBLAIENT DES TRANCHEES

Un premier remblai doit être effectué jusqu'à une hauteur de 0,15 m au dessus de la génératrice supérieure de la canalisation.

Il doit être effectué à la main avec la terre des déblais expurgés de tout élément susceptible de porter atteinte aux tuyaux ou avec tout autre matériau convenable, tel que : le sable, gravier, etc...

Le remblai doit être soigneusement damé à la main.

La seconde fraction du remblai peut être effectué à l'aide d'engins mécaniques.

CHAPITRE VI

ENTRETIEN DES RESEAUX ET PROTECTION

A.- ENTRETIEN DES RESEAUX D'EGOUTS

L'exploitation des réseaux d'égouts comprend des opérations d'entretien courantes telles que :

- curage journalier
- nettoyages périodiques
- débouchages accidentels

• Curage journalier : afin d'éviter les dépôts de boues et les fermentations et de pouvoir envoyer

Un effluent frais à la station d'épuration, la solution consiste en l'autocurage de celles-ci.

• Nettoyage périodique : ces opérations doivent s'effectuer sur les tronçons, ayant tendance à s'obstruer en dépit des curages journaliers.

• Débouchages accidentels : ces opérations ponctuelles qui n'ont lieu qu'en cas d'obstructions causées par des dépôts importants ou par des racines. Elles se font à l'aide des jongs manoeuvrés à la main.

B.- PROTECTIONS DES CANALISATIONS

Les moyens de protections les plus couramment utilisés sont des revêtements à la base de BRAI EPOXY ou de RESINE EPOXYDES.

Divers autres moyens de protections sont utilisés parmi lesquels :

- la mise en place du mortier de ciment à alumineux.
- le revêtement en caoutchouc chlore, etc...

En conclusion, il peut être admis que les réseaux même anciens ne sont que très rarement complètement hors d'usage, et qu'avec les procédés modernes beaucoup de collecteurs anciens peuvent être renovés, tandis que des collecteurs plus récents peuvent être améliorés.

C O N C L U S I O N

On remarque que la condition qu'un réseau unitaire d'assainissement et autocureur est satisfaite puisque la vitesse fixée (0,6 m/s) est vérifiée dans tous les tronçons.

Toutes les eaux usées sont déversées dans l'oued SBIB à partir du point 12.

Un autre collecteur se situant dans l'Oued SBIB par lequel s'évacueront les eaux usées vers la station d'épuration pour le traitement.

Pour les calculs voir tableau :

"DIMENSIONNEMENT DES 3 COLLECTEURS PRINCIPAUX"

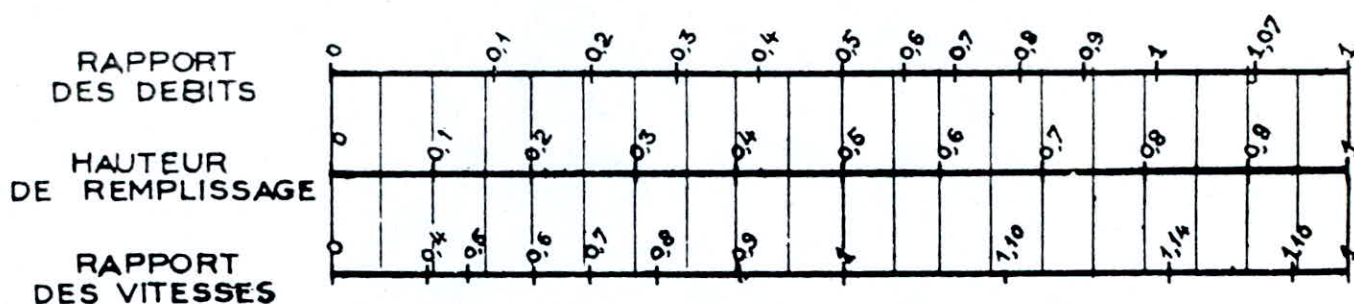
A - B - C

ANNEXE X

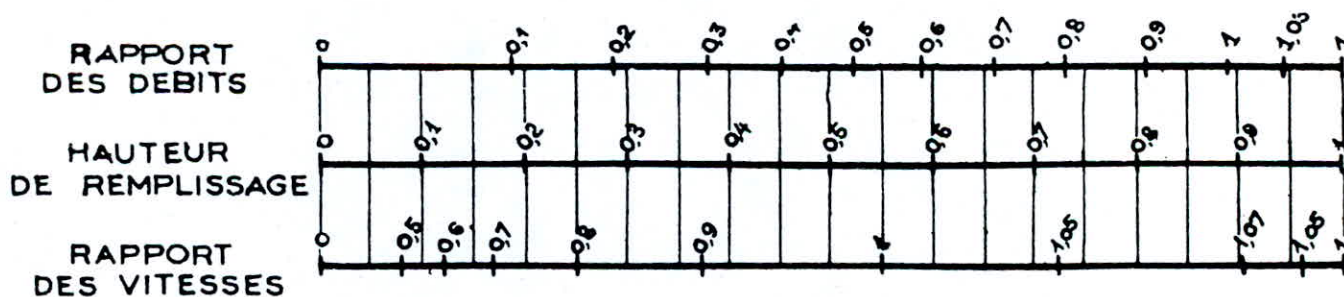
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



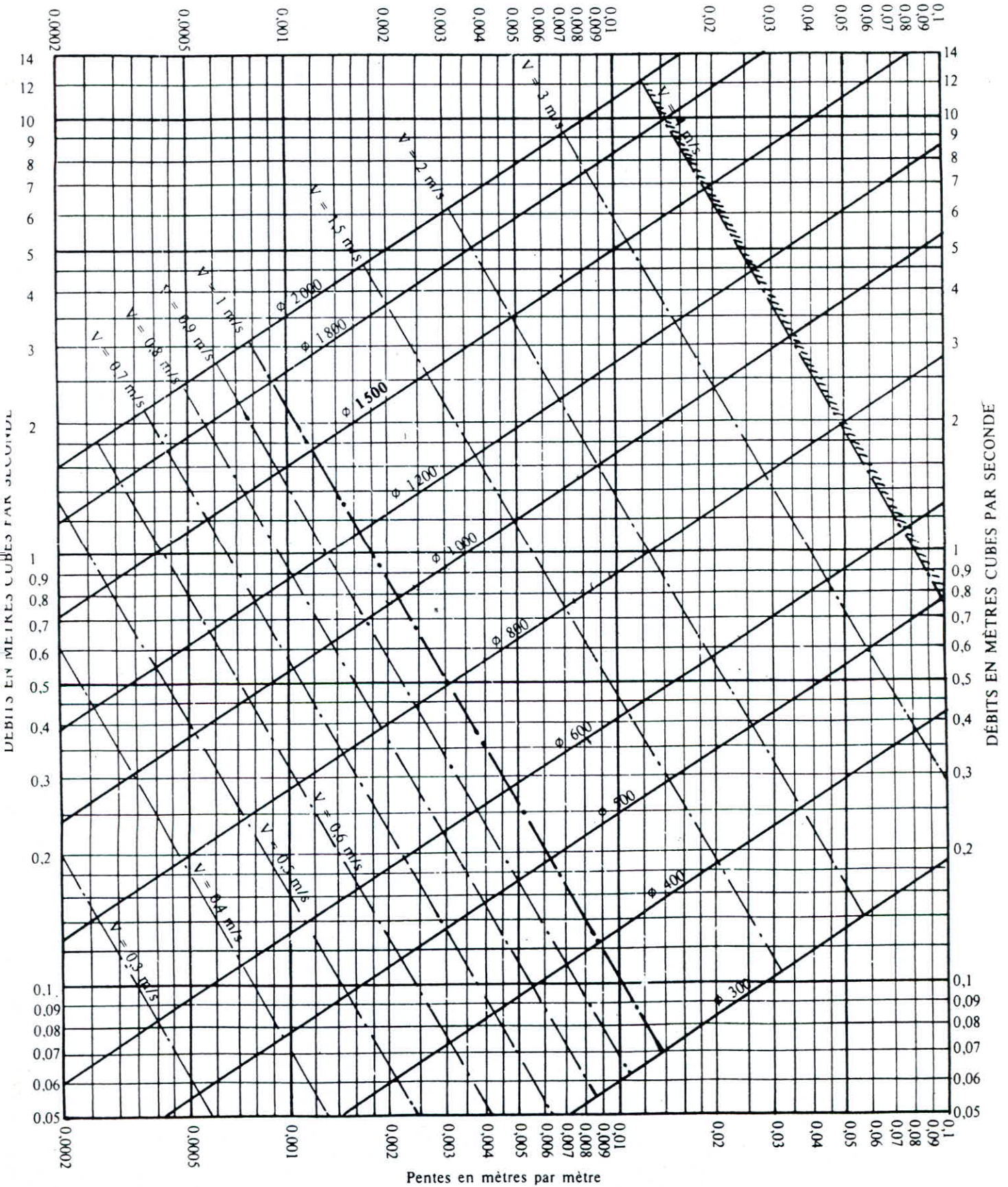
b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $3/10$, le débit est les $2/10$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $78/100$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section

ANNEXE VII

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



TROISIEME - PARTIE :

STATION D'EPURATION DE LA VILLE

I N T R O D U C T I O N

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

Une station d'épuration a pour rôle non pas de rendre potable une eau d'égout mais de diminuer de façon très importante la pollution du rejet de telle façon que le cours d'eau puisse réagir dans de bonnes conditions à cet apport.

Le but de cette troisième partie de l'étude, est d'évaluer la pollution apportée par les eaux usées, ainsi que la capacité et le degré d'épuration nécessaire à la station d'épuration.

Les ouvrages constituant une station d'épuration sont conditionnés par trois facteurs :

- 1- le débit qui détermine l'importance de la station,
- 2- la nature des matières contenues dans l'effluent qui détermine le type de traitement nécessaire,
- 3- le degré d'épuration à obtenir.

L'étude de la station d'épuration sera basée sur les prévisions à l'horizon 2000.

.../...

/// CHAPITRE I

I.- RESEAU D'ASSAINISSEMENT

La ville de Bordj-Bou-Arreridj est érigée sur trois bassins versants qui évacuent les eaux usées et pluviales (réseau unitaire) vers les différents exutoires :

- à l'Est l'oued Boumerguets
- à l'Ouest l'oued Sbih
- au centre l'oued Bou-Arreridj qui traverse l'agglomération du Nord au Sud et dont les eaux ont été collectés dans un canal en béton.

Le schéma du réseau d'assainissement prévoit le raccord de trois collecteurs principaux pour emmener les eaux usées en dehors de la ville, il s'agit :

- du collecteur Ouest : collecteur A
- du collecteur Est : collecteur C
- du collecteur Centre: collecteur B

Ces collecteurs principaux se rejoignent plus bas au delà de la ligne de chemin de fer pour former deux collecteurs principaux. Le collecteur final regroupant les deux collecteurs, permettra d'évacuer les eaux usées vers la station d'épuration.

.../...

2.-SITE DE LA STATION

Le site de la station d' purification se trouve au sud de la commune à quatre kilomètres environ de la ville à droite de la route nationale n° 45 allant vers D'SILA à proximité de l'oued sbib. Le choix a été fait dans le but d'exclure toute nuisance aux habitations, vue la disponibilité du terrain et l'accessibilité facilitée ainsi que le terrain prévu pour l'implantation de la station constitue une bande rectangulaire légèrement vallonnée:

Notons qu'il faut une étude géotechnique des sols détaillée du site d'implantation de la station ainsi que le levé topographique.

3.-DEMOGRAPHIE

(1°) Evaluation de la population

Nos données de population sont fondées sur le recensement de l'année 1977 qui nous donne une population de 66.704 hab, la population actuelle est évaluée avec un taux d'accroissement de 3,50% pour la commune.

Pour les prévisions de l'an 2000, on estime un taux d'accroissement de 3,0 et cela pour traduire la politique actuelle du pays de sensibilisation des masses au problème de démographie.

Le nombre d'habitants est évalué suivant la formule des intérêts composés, à savoir:

$$P_n = P_0 (1+X)^N \quad \text{à} \quad \begin{array}{l} P_n = \text{population future} \\ P_0 = \text{population de base} \\ X = \text{taux d'accroissement} \\ N = \text{nombre d'années séparant les} \\ \text{deux horizons.} \end{array}$$

$$P_{1985} = 66.704 (1+0,0350)^8 = 87.836 \text{ hab.}$$

$$P_{2000} = 89.686 (1+0,032)^{15} = 140.380 \text{ hab.}$$

.../...

4.- LES INDUSTRIES

Créée en 1976, la zone industrielle de Bordj-Bou-Arréridj occupe la partie sud de la commune. Elle est séparée du tissu urbain par la voie ferrée et est limitée à l'ouest par l'oued Sbib.

Les unités programmées dans cette zone sont :

- SONIC : unité de transformation de papier
- SNMC : unité de fabrication de produits en amiante - ciment
- SNMC ; unité d'aggloméré
- SNS : unité transformation aluminium
- SN.METAL : unité pyloles H.T.

A l'heure actuelle, seules les unités SONIC et SNMC (amiante-ciment) sont en production, les unités restantes sont en voie d'achèvement ou à l'état de projet.

1) Unité SONIC

a) Nature et volume des activités :

la production de l'unité est de :

- boîtes en carton compact : 10.000 T/an
- sacs grande contenance : 27.780 T/an
- sacs petite et moyenne contenance : 1.650 T/an
- cahiers scolaires : 1.386 T/an

les matières mise en oeuvre pour la fabrication :

- matière première de base : papier et carton
- autres produits : encres d'impression, colles

.../...

b) Consommation en eau

Le volume d'eau utilisé peut varier de 22 m³/h à 44 m³/h pour les diverses utilisations.

Il convient de mentionner que l'unité possède une station de traitement des eaux destinées aux ateliers. De même qu'elle est dotée d'une station d'épuration comprenant un traitement physico-chimique.

2) Unité SNMC Amiante Ciment

a) Nature et volume des activités :

En 1984 la production est évaluée

- 19.500 T de plaques (ondulées et planes)
- 15.000 T de tuyaux de pression
- 300 T d'accessoires

la matière première de base utilisée : amiante, ciment, eau

b) Consommation en eau

La consommation en eau est de 30 m³/h.

Les ressources en eau sont insuffisantes. et des arrêts de travail signalés par manque d'eau.

L'unité possède une station de traitement des eaux de process, mais ne possède pas de station d'épuration. Les eaux chargées sont acheminées vers un décanteur pour récupération des matières.

.../...

5.- CONCLUSION

L'impact des rejets des unités industriels sur le milieu naturel ne peut être déterminé vu que la plupart d'entre elles ne sont pas encore entrées en production.

On peut estimer que parmi toutes les unités programmées dans la zone industrielle, les deux unités qui sont en production (SONIC et SNMC Amiante Ciment) pourraient à elles seules causer de sérieux problèmes à la station d'épuration et ceci par :

- la présence de produits chimiques qui pourraient interrompre le procédé biologique et arrêter ainsi l'épuration des eaux de toute la ville
- la dilution du débit organique à traiter et augmenter ainsi le coût spécifique de la station.

En conclusion :

Il faut prévoir dans chaque unité, une station d'épuration pour un prétraitement spécifique à chaque unité.

Une attention particulière doit être accordée aux problèmes des huiles déchargées directement dans le réseau d'égout par les stations service. Actuellement dans la ville de Bordj-Bou-Arréridj, il y a une seule station service, le P.U.D. prévoit la construction de trois (03) nouvelles stations. Des dispositions doivent être prises pour interdire tout rejet à l'égout.

.../...

// H A P I T R E II

ANALYSE DES EAUX USEES

I.- INTRODUCTION

Le présent chapitre a pour objet d'énumérer les principales analyses qui ont été effectuées à partir d'échantillons relevés sur le réseau d'assainissement existant à Bordj-Bou-Arréridj.

2.- LIEUX ET MODE DE PRISES D'ECHANTILLONS

Les prises d'échantillons ont été faites dans les points suivants :

- sur le point n° 1 : rejet du canal de Bordj-Bou-Arréridj, la prise d'échantillon a été effectuée à 15 h 45 mn.
- sur le point n° 2 : rejet du canal principal, la prise d'échantillon a été effectuée à 16 h 00 mn.
- sur le point n° 3 : rejet égout sortie B.B.Arréridj - Constantine, la prise d'échantillon a été effectuée à 16 h 30 mn.

3.- LES RESULTATS DES ANALYSES ET INTERPRETATION

Les analyses ont été faites dans les laboratoires de l'I.N.R.H. de Constantine et porte sur les paramètres suivants :

- demande biochimique en oxygène DBO_5 (mg/l)
- demande chimique en oxygène DCO en (mg/l)
- matières en suspension M.E.S. en (mg/l)
- concentration d'ammoniaque NH_4^+ en (mg/l)
- concentration de phosphate PO_4^{3-} en (mg/l)
- la température
- P.H.
- NO_2^-
- NO_3^-

4.- ANALYSES ET INTERPRETATION

a) RESULTATS DES ANALYSES

Les mesures de pollution effectuées sur les échantillons prélevés au mois d'Octobre 1984 ont donné les résultats suivants :

b) POINTS DE PRISE D'ECHANTILLONS 1, 2, 3

La prise d'échantillons aux points 1, 2, 3 ont été effectuées respectivement à 15 h 45 mn; 16 h et 16 h 30 mn.

Les résultats des analyses obtenus sont les suivants :

Echantill. 1	Heure 15h45mn.
P.H.	7,4
T ₂ C	12°C
Conducti- vité	1micro SIEMENS par cm
DBO ₅	433mg/l
DCO	681mg/l
MES	565mg/l
PO ₄ ³⁻	56mg/l
NH ₄ ⁺	70mg/l
NO ₂ ⁻	0,09mg/l
NO ₃ ⁻	4mg/l

Echantill. 2	Heure 16h
P.H.	7,4
T ₂ C	16°C
Conducti- vité	1,5
DBO ₅	230mg/l
DCO	334mg/l
MES	300mg/l
PO ₄ ³⁻	34mg/l
NH ₄ ⁺	46mg/l
NO ₂ ⁻	0,05mg/l
NO ₃ ⁻	5 mg/l

Echantill. 3	Heure 16h30mn.
P.H.	7,6
T ₂ C	17°C
Conducti- vité	1
BDO ₅	226mg/l
DCO	334mg/l
MES	292mg/l
PO ₄ ³⁻	54mg/l
NH ₄ ⁺	80mg/l
NO ₂ ⁻	0,06mg/l
NO ₃ ⁻	4 mg/l

.../...

c) INTERPRETATION DES ANALYSES

Pour mieux saisir l'importance de cette étude analytique, nous présentons ci-après l'interprétation des résultats d'analyses pour les plus importantes paramètres de pollution.

c) TEMPERATURE - P.H.

Pour les trois (03) points de prélèvement, les valeurs de température et de P.H. se trouvent dans les normes.

Le P.H. de l'eau usée est pratiquement neutre et se trouve donc dans les normes de rejets (6,5 - 8,5).

Les valeurs de température varient de 12°C au premier point à 17°C au troisième point et sont dans les normes (inférieur à 30°C) de rejet.

Les valeurs observées généralement pour une eau usée urbaine à caractère domestique sont :

- P.H. : 6,8 - 7,5
- T°C : 15 - 20°C

c) DBO, DCO, MES

Un effluent brut de type domestique répond aux caractéristiques suivantes :

- DCO inférieur ou égal 750 mg/l

$$\frac{\text{DCO}}{\text{DBO}_5} \leq 2,5$$

Le rapport $\frac{\text{DCO}}{\text{DBO}_5}$ qui donne une indication quand à la biodégradabilité des substances contenues dans l'eau usée est de :

- Point n° 1 : 1,55
- Point n° 2 : 1,45
- Point n° 3 : 1,48

.../...

Ces valeurs correspondent à la valeur donnée par les normes attribuées aux eaux usées urbaines à caractère domestique.

En effet, si toute la matière organique était biodégradable, on aurait $DCO = DBO_{21}$

Mais la présence de matières organiques inertes et des composés minéraux réducteurs fait que la DCO est toujours supérieure à la DBO_{21} .

5.- CONCLUSION

Les provenances infiniment variées des eaux usées que l'on peut collecter d'une station d'épuration rendent l'examen analytique extrêmement difficile, coûteux (variations peu prévisibles des concentrations) peu fiable et en fin de compte sans intérêt pratique.

Dans la pratique, la détermination des matières et leur concentration dans l'eau usée est extrêmement difficile, voire même impossible.

On peut, par exemple, faire des mesures ponctuelles en prélevant un échantillon d'eau usée dans un égout. On peut faire plusieurs prélèvements et calculer des valeurs moyennes. Mais on ne doit pas se faire d'illusions sur la signification concrète des valeurs trouvées.

Il est bon de rappeler que les concentrations et plus précisément les variations de concentrations sont tout à fait imprévisibles : elles dépendent des habitudes de vie de la population, du niveau de vie de la région, des horaires et des cycles des fabrications industrielles, et enfin des dépôts et remises en suspension des matières dans les égouts en fonction du débit des eaux usées.

.../...

A la lumière des résultats obtenus, nous pouvons conclure que les eaux usées de la ville de Bordj-Bou-Arréridj présentent un caractère domestique et sont de ce fait aptes aux traitements d'épuration réservés pour les eaux usées urbaines à caractère domestique dominant. Toutefois, pour les eaux provenant des différentes unités industrielles, un prétraitement s'impose avant de les introduire dans le réseau communal et leur acheminement à la station d'épuration.

.../...

I.- CARACTERISTIQUES DES EFFLUENTS

DEBIT

Pour une consommation en eau potable égale à 200 l/j/hab. et un rejet de 80 % de cette consommation à une population de 143.353 hab.

- débit journalier

$$Q_j = 200 \times 143.353 \times 0,8 = 23016,48 \text{ m}^3/\text{j}$$

- débit moyen journalier

$$Q_m = \frac{Q_j}{24} = \frac{23.016,48}{24} = 959,02 \text{ m}^3/\text{j}$$

- débit moyen horaire

$$Q_d = \frac{Q_j}{16} = \frac{23.016,48}{16} = 1438,53 \text{ m}^3/\text{h}$$

- débit de pointe de temps sec

Q_p = débit de pointe

C_p = coefficient de pointe

$Q_p = C_p \cdot Q_m$

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

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{266,39}} = 1,65$$

$$Q_p = 1,65 \cdot 959,02 = 1582,38 \text{ m}^3/\text{h}$$

.../...

2.- EVALUATION DE LA POLLUTION

2.1. : DBO₅

La DBO₅ est évaluée à 230 mg/l soient

- une quantité journalière de :

$$230 \times 200 \times 0,8 \times 140.886 \cdot 10^6 = 5184,6 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

- une concentration de

$$5184,6 / 23.016,48 = 0,22525 \text{ kg/m}^3$$

soit : 225 mg/l

2.2. Demande chimique en oxygène DCO

La DCO est évaluée à 334 mg/l soit

- quantité journalière

$$334 \times 200 \times 0,8 \times 140.886 \cdot 10^6 = 7528,94 \text{ kg/j}$$

- une concentration de :

$$7528,94 / 23016,48 = 0,327 \text{ kg/m}^3$$

soit : 327 mg/l

$$\frac{\text{DCO}}{\text{DBO}_5} = \frac{327}{225} = 1,45 < 2,5 \Rightarrow \text{une eau usée domestique}$$

2.3. Matières en suspension

Les MES sont évaluées à 300 mg/l soient

- une quantité journalière de

$$300 \times 200 \times 0,8 \times 140.886 \cdot 10^6 = 6762,53 \text{ Kg/MES/j}$$

- une concentration de :

$$6762,53 / 23016,48 = 0,294 \text{ kg/m}^3$$

soit : 294 mg/l

.../...

3.- DETERMINATION DES PARAMETRES MICROBIOLOGIQUES

Les eaux d'égout contiennent une multitude d'organismes vivants apportés par les excréments d'origine humaine ou animale. La nature de la population bactérienne est très variée, toutefois la présence importante de staphylocoques, Escherica coli, Salmonella, Streptocoques est considérée comme témoin de pollution, d'où il est indispensable de les éliminer avant rejet.

.../...

EPURATION DE L'EFFLUENT - PRETRAITEMENT

I.- DIRECTIVES PRINCIPALES

L'épuration de notre effluent commencera par un prétraitement afin d'éviter de créer des problèmes de fonctionnement aux ouvrages de traitement proprement dit.

Une épuration biologique est ensuite nécessaire. Par un transfert d'oxygène, l'eau fortement polluée va être épurée par des moyens biologiques. Les boues en excès seront déshydratées dans les lits de séchage.

L'eau ainsi épurée, doit être traitée et ce, en la faisant passer dans un filtre rapide, et en lui faisant subir une déphosphatation - dénitrification et pour finir une bonne désinfection.

Nous avons en fin de compte, le schéma de traitement suivant :

2.- SCHEMA DE TRAITEMENT

- un prétraitement
 - dégrillage
 - désablage - déshuilage
- traitement primaire
 - décantation primaire
- traitement biologique:
 - bassin d'aération
 - décantation secondaire
- traitement de boues
 - épaissement
 - stabilisateur
 - lit de séchage
- désinfection

2.1. PRETRAITEMENT

2.1.1. Déversoir d'orage

Les déversoirs d'orage sont recommandés à évacuer le débit supplémentaire transitant dans les collecteurs. Ils sont destinés à laisser passer, en direction d'un exutoire naturel, une tranche d'eau supérieure à celle correspondant à la somme des débits d'eaux usées et pluviales.

Il est donc prévu un déversoir d'orage en amont de notre station dimensionnée de sorte à limiter le débit entrant en station à 2 fois le débit de temps sec, c'est-à-dire :

$$Q_{or} = 2 \times 266,39 = 532,78 \text{ l/s}$$

2.1.2. Bâche d'aspiration

L'arrivée des eaux brutes s'effectuant à débit variable, il est nécessaire de prévoir une bâche d'aspiration en tête de station, les eaux y seront recueillies puis relevées à l'aide de pompes submersibles mises en place. Celles-ci seront protégées de l'arrivée de corps solides à l'aide de grilles ou paniers perforés relevables.

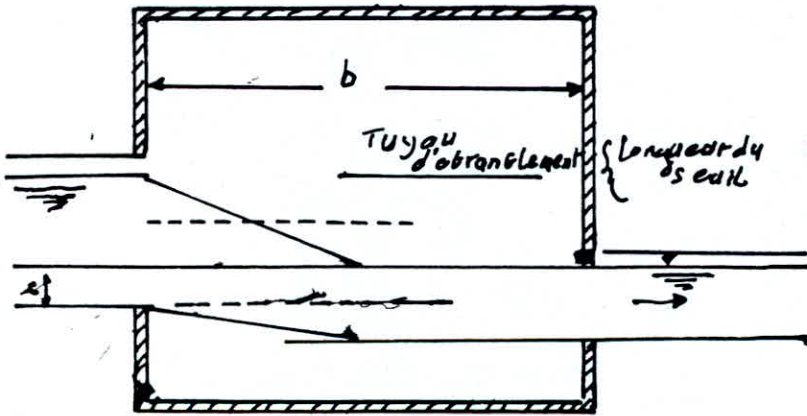
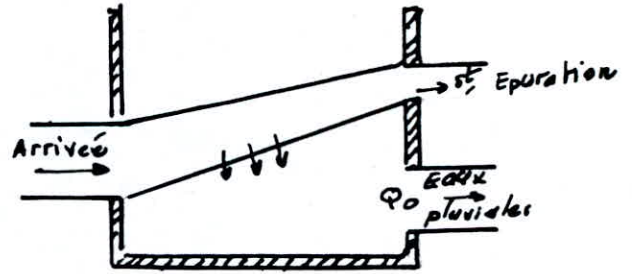
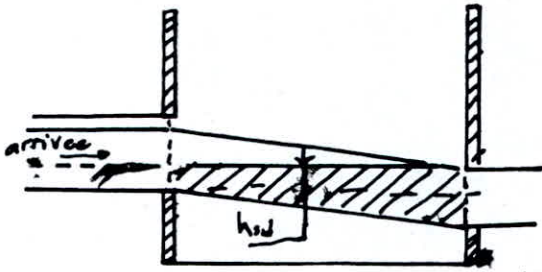
Afin de limiter les dépenses d'infrastructures, la capacité de la bâche doit être aussi réduite que possible.

Une cadence acceptable de démarrage des pompes serait de 4 à 5 par heure. Des démarrages trop fréquents sont à éviter, le volume de la bâche est donné par l'expression

$$V = \frac{t}{4 \cdot n} \cdot Q_{or} \quad (\text{m}^3)$$

.../...

64. a



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

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

Deversoir d'orage.

où :

V = volume de la bache en m^3

t = intervalle en seconde entre deux démarrages successifs

n = nombre de pompes de relèvement

Q_{or} = débit entrant en station d'épuration en m^3/s

Dans notre cas, nous prendrons 5 pompes avec 4 démarrages par h.
et un intervalle de 15 mn.

Application numérique

t = 15 mn \approx 900 s

n = 2

Q_{or} = 0,5328 m^3/s

V = $\frac{900}{4 \times 6} \times 0,5328 = 19,98 m^3$

V = 20 m^3

La bache aura une capacité de 20 m^3 .

3.- TRAITEMENT PRELIMINAIRE

3.1. Dégrillage

Le dégrillage a pour objet de séparer et évacuer facilement les objets volumineux chariés par l'eau, susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation ou de nuire à l'efficacité des traitements suivants.

Un dégrillage grossier sera réalisé, l'espacement entre les barreaux de cette grille sera de 50 mm.

.../...

3.1.1. Dimensionnement

Les grilles reçoivent des pertes de charge comprises entre 0,10 et 0,40 m pour les eaux résiduaires. La vitesse de passage de l'eau à travers les grilles doit être comprise entre 0,6 et 1 m/s.

- d'après la formule de THO MASEAU, la surface mouillée de la grille est calculée comme suit :

$$S = \frac{Q}{V \cdot A \cdot C}$$

S = surface (m²)

Qor = débit (m³/s)

V = vitesse de passage (m/s)

A = $\frac{\text{espace libre entre les barreaux}}{\text{largeur totale de la grille}}$

C = coefficient de colmatage

- quand à la largeur, elle est calculée par la formule de CONSORTIUM -
KUTTERLBERGER :

$$L = \frac{d + e}{e} \cdot \frac{1}{1 - n} \cdot \frac{Q_p}{V \cdot h}$$

L = largeur totale de la grille

d = largeur des barreaux

e = épaisseur des barreaux

n = degré d'encrassement

Qp = débit de pointe

h = profondeur d'eau

V = vitesse de passage

Application numérique

$$Q_p = 0,439 \text{ m}^3/\text{s} ; V = 0,8 \text{ m}/\text{s} ; e = 50 \text{ mm} ; n = 0,55 ;$$

$$a = 0,77$$

$$S = \frac{0,439}{0,8 \cdot 0,77 \cdot 0,55} = 1,29 \text{ m}^2$$

$$L = \frac{d + e}{e} \cdot \frac{1}{1 - n} \cdot \frac{Q_p}{V \cdot h}$$

$$L = \frac{15 + 50}{50} \cdot \frac{1}{1 - 0,4} \cdot \frac{0,439}{0,8 \cdot 1} = 1,19 \text{ m}$$

Nous adoptons donc, une grille **grossière de type droit** à nettoyage manuel

dont les caractéristiques sont :

- surface de la grille 1,30 m²

- largeur de la grille 1,20 m

3.1.2. Résidu du dégrillage

Le volume de refus des dégrilleurs grossiers exprimés en l/hab/an est donné par la relation :

$$V = \frac{12 \text{ à } 15}{e}$$

e = espacement des barreaux en cm

$$V = \frac{14}{5} = 2,8 \text{ l/hab/an}$$

le refus journalier sera :

$$\frac{V}{365} \times \text{la population équivalente}$$

$$\frac{2,8}{365} \times 140.836 = 1080,77 \text{ l/j}$$

Pour toute grille, il est indispensable d'évacuer chaque jour les matières des grilles qui peuvent contenir jusqu'à 80 % de matières **organiques et putréfiées** rapidement surtout en temps de chaleur.

On se débarrasse de ces déchets par :

- enfouissement dans les terrains avoisinants
- enlèvement aux ordures ménagères
- incinération

3.2. DESSABLAGE-DESHUILAGE (A ECOULEMENT HORIZONTAL)

L'élimination des sables présents dans l'effluent est indispensable si on veut protéger les conduites et pompes contre la corrosion et aussi éviter le colmatage des canalisations pour une sédimentation au cours du traitement.

L'installation de dégrillage est suivie d'un répartiteur circulaire distribuant les eaux sur quatre chambres de dessablage disposées en parallèle (solution souvent adoptée dans le cas où les variations de débit peuvent être importantes et les rapports sableux considérables).

Pour maintenir une vitesse constante, les chambres de dessablage sont munies d'un étranglement de venturi à leur sortie.

Une vitesse de l'écoulement de 0,30 m/s permet le dépôt de la majeure partie des sables dans un temps de séjour de 3 à 5 mn et une charge hydraulique maximale d'environ $70 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$.

3.2.1. DIMENSIONNEMENT DES DESSABLEURS.

En adoptant :

- une vitesse d'écoulement..... $V_h = 0,30 \text{ m/s}$
- une vitesse de sédimentation..... $V_s = 0,016 \text{ m/s}$
- débit de pointe..... $Q_p = 0,439 \text{ m}^3/\text{s}$

En considérant 4 chambres de dessablage:

$$Q = \frac{Q_p}{4} = \frac{0,439}{4} = 0,10975 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour un temps de séjour de 4 mn, on aura le volume pour chaque dessableur:

$$V = Q \times T_s = 0,10975 \times 4 \times 60 = 26,34 \text{ m}^3 = 26;50 \text{ m}^3.$$

.../...

section horizontale (en fixant une hauteur de 1 m)

$$S = \frac{V}{h} = \frac{26,5}{1} = 26,5 \text{ m}^2$$

$S = L \times \ell$ (on se fixe une largeur de 2 m)

$$26,5 = L \times 2 \implies L = \frac{26,5}{2} = 13,25 \text{ m}$$

d'où la charge hydraulique $C_h = \frac{Q}{Sh} = \frac{0,10975}{26,5} \times 3600 = 14,9 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

$C_h = 14,9 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

On prévoit un étranglement venturi à la sortie des chambres de désablage dans le but de maintenir une vitesse constante d'écoulement la largeur de l'étranglement est donné par la relation :

$$\ell_1 = \frac{Q}{K \cdot h^{3/2}}$$

où :

Q = débit traversant la chambre de désablage

K = une caractéristique de l'étranglement (1,93 en unité m/c)

ℓ_1 = largeur de l'étranglement en m

h = la hauteur d'eau maximale en amont de l'étranglement en m (1 m) donc :

$$\ell_1 = \frac{0,10975}{1,93 (1)^{3/2}} = 0,056 \text{ m} \text{ donc la largeur pour chaque}$$

sortie de chambre $\ell_1 = 6 \text{ cm}$

Le débit d'air à insuffler à raison de 1 m³/h par m³ pour chaque bassin sera de :

$$Q_{\text{air}} = 1 \times 27 = 27 \text{ m}^3/\text{h}$$

Donc, on adopte pour chaque bassin :

- section horizontale 27 m²
- hauteur 1,75
- largeur 2 m
- longueur 13,5 m
- charge hydraulique 15 m³/m²/h
- largeur de l'étranglement à venturi... 6 cm
- temps de séjour 4 mn

Remarque : la hauteur nécessaire du désableur ⁷⁰ sera de :

$$h : 1 \text{ m} + 0,45 + 0,3 = 1,75 \text{ m}$$

3.2.2. Quantité de matières éliminées

La quantité des M.M.S. totale à l'entrée du désableur est constituée de 70 % de MVS (matières volatiles sèches) et de 30 % MN (matières minérales). Le rendement du désableur est de 80 % en ce qui concerne les matières minérales.

Données : quantités de MES totale = 6762,53 Kg/j
MVS = $0,7 \times 6762,53 = 4733,77 \text{ Kg/j}$
MN = $0,3 \times 6762,53 = 2028,76 \text{ Kg/j}$

la quantité de matières éliminées par le désableur sera :

$$6762,53 \times 0,3 \times 0,8 = 1623 \text{ Kg/j}$$

la quantité totale de MES non éliminée est :

$$6762,53 - 1623 = 5139,53 \text{ Kg/j}$$

En ce qui concerne les huiles, le bassin désableur *déshuileur* permet d'éliminer environ 80 % des huiles. L'évacuation peut être réalisée par un déversement ou par raclage mécanique de la surface.

Quand aux sables et les matières lourdes, ils sont recueillis à la partie inférieure du bassin.

La charge superficielle Cs doit être inférieure à 2,5 m/h

3.2.3. Boues primaires

La quantité de MES et DBO_5 entrant dans le décanteur est de :

$$\text{MES} = 6762,53 \text{ Kg/j}$$

$$\text{DBO}_5 = 5184,6 \text{ Kg/j}$$

71

En admettant que le décanteur élimine 60 % de MES et 30 % de DBO_5 ,
on aura alors :

$$\begin{aligned} \text{MES} &= 6762,53 \times 0,6 = 4057,52 \text{ Kg/j} \\ \text{DBO}_5 &= 5184,6 \times 0,3 = 1555,38 \text{ Kg/j} \end{aligned}$$

A la sortie du décanteur, on aura :

$$\begin{aligned} \text{MES} &= 6762,53 - 4057,52 = 2705 \text{ Kg/j} \\ \text{DBO}_5 &= 5184,6 - 1555,38 = 3629,22 \text{ Kg/j} \end{aligned}$$

Ce qui nous donne en concentration avec un débit journalier de :

$$\begin{aligned} Q_j &= 23016,48 \text{ m}^3/\text{j} \\ \text{MES} &= \frac{2705 \cdot 10^6}{23016,48 \cdot 10^3} = 117,52 \text{ mg/l} \\ \text{DBO}_5 &= \frac{3629,22 \cdot 10^6}{23016,48 \cdot 10^3} = 157,68 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

La quantité totale des boues destinées au traitement sera égale à :

$$4057,52 + 1555,38 = 5612,9 \text{ Kg/j}$$

Volume des boues primaires s'élève :

$$V_1 = \frac{5612,9}{30} = 187,1 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les boues primaires sont extraites avec une concentration variant
entre 30 à 40 g/l

.../...

4.- TRAITEMENT PRIMAIRE OU DECANTATION PRIMAIRE

4.1. GENERALITES

L'élimination des matières en suspension présentées dans le milieu liquide est réalisé par sédimentation en utilisant uniquement les forces de gravité.

La forme des ouvrages de décantation est commandé par le choix du dispositif d'évacuation, des boues déposées et la capacité de traitement. Il est recommandé d'utiliser des décanteurs circulaires, le racleur étant fixé à une charpente tournant autour de l'axe du bassin. Il peut comporter une seule lame en forme de spirale ou une série de raclettes en jalousie. Il comprend un fût central creux d'où elle est répartie généralement par une cloison siphonide annulaire. Le dispositif de râclage permet d'amener les boues vers une fosse centrale d'où partent les tuyauteries d'extraction.

De plus, un racleur de surface pousse les corps flottants vers un écumoir d'où ils peuvent être envoyés soit vers le puit à boues, soit vers un poste séparé.

4.2. DIMENSIONNEMENT DU DECANTEUR PRIMAIRE

- le temps de séjour adopté est de l'ordre de 1 à 2 h. Le radier doit avoir une légère pente de l'ordre de 4 à 10 % pour aider le transfert des boues vers le centre. La vitesse ascensionnelle de l'eau de l'ordre de 2 à 2,5 m/h
- la décantation primaire permet d'éliminer environ :
 - 90 % des matières décantables
 - 50 à 60 % de M.E.S.
 - 25 à 40 % de la DBO₅ et DCO

.../...

Pour un temps de séjour de 1,1 heure sur Q_p , le volume du décanteur:

$$V_t = Q_p \times T_s = 1582,38 \times 1,1 = 1740,6 \text{ m}^3$$

Vérifions le temps de séjour relatif au débit moyen horaire Q_m

$$T_s = \frac{V_t}{Q_m} = \frac{1740,60}{959,02} = 1,81 \text{ h}$$

suivant les variations des vitesses ascensionnelles dans le bassin de décantation d[^]s à l'alimentation par le débit Q_m et Q_p . On accorde alors:

$$V_a = 2 \text{ m/h quand la station est alimentée par } Q_m$$

$$V_a = 2,5 \text{ m/h quand la station est alimentée par } Q_p$$

On adopte 4 décanteurs primaires à alimentation centrale (facilitant la répartition de l'effluent)

$$V = \frac{V_t}{4} = \frac{1740,60}{4} = 435,20 \text{ m}^3$$

Alors la surface du décanteur sera:

$$S = \frac{V}{H} = \frac{435,2}{2,5} = 174,080 = 174 \text{ m}^2$$

Le diamètre correspondant est:

$$D = \sqrt{\frac{4s}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 174}{3,14}} = 14,8 \text{ m} \quad 15 \text{ m}$$

On adoptera donc, pour le décanteur primaire:

-Hauteur (H) 2,5 m

-Diamètre (D) 15 m

-Surface (S) 174 m²

Vérifions la charge superficielle $C_s = \frac{Q_p}{S_t} = \frac{1582,38}{174 \times 4} = 2,27 \text{ m/h}$

S_t = surface totale des décanteurs en m²

.../...

// H A P I T R E V

TRAITEMENT BIOLOGIQUE

I.- GENERALITES

Parmi les divers organismes responsables des phénomènes biologiques, les bactéries sont les plus importantes et les plus nombreuses. Une bactérie peut être considéré comme un système utilisant le substrat pour produire de l'énergie, fabriquer de nouvelles cellules et rejette les produits de métabolisme. La vitesse de dégradation des matières organiques est plus élevée en milieu aérobie, c'est la raison pour laquelle les installations d'épuration biologique fonctionnent généralement en présence d'oxygène.

La dégradation biologique s'accomplit en deux phases presque simultanées :

- une phase d'absorption, très rapide, au cours de laquelle les substances organiques s'absorbent sur la membrane extérieure des cellules.
- une phase d'oxydation, plus lente, au cours de laquelle à lieu l'oxydation des matières organiques en produits de décomposition tel que CO_2 et H_2O .

La vitesse de dégradation dépend de plusieurs paramètres tels que la quantité d'oxygène nécessaire, la masse totale de micro-organismes, la température et surtout la nature des substances à traiter.

.../...

2.- PROCÉDES D'EPURATION BIOLOGIQUE

Les différents procédés sont:

- boues activées
- lits bactériens
- disques biologiques
- lagunage naturel ou séré
- l'épandage des eaux

2.1.- EPURATION PAR BOUES ACTIVEES

2.1.1 Introduction

Le procédé à boues activées est un système fonctionnant en continu dans lequel des micro-organismes sont mis en contact avec les eaux usées contenant des matières organiques.

En présence de nourriture abondante, les micro-organismes vont se développer rapidement et auront tendance à former des masses floconneuses plus ou moins compactes. Le floc ainsi défini permettra l'oxydation des matières biodégradables.

Lorsque la nourriture est abondante, il y a alors un phénomène de stockage par cellules qui l'utiliseront au fur et à mesure de leurs besoins.

2.1.2. Processus

L'eau usée provenant du décanteur primaire passe dans le réacteur biologique (bassin d'aération). L'effluent biodégradable est mis en contact pendant un certain temps avec la boue activée, maintenue en suspension grâce à un brassage afin d'homogénéiser cette dernière.

Ce processus nécessite une quantité suffisante d'oxygène.

Les floes formés seront éliminés par simple décantation et pour garder l'activité des micro-organismes, on réinjecte une quantité de masse activée dans le bassin d'aération. Le système fait intervenir deux phases: aération et décantation.

La quantité et qualité de la population bactérienne dépend de:

- l'alimentation variable en qualité et quantité.
- quantité suffisante en oxygène
- PH et température
- interaction entre espèces

2.1.3. Dimensionnement

Paramètre de dimensionnement:

a) charge massique: c'est le rapport du nombre de Kg de DBO_5 éliminés par jour dans un bassin d'activation, par le nombre de Kg de MVS contenus dans ce même bassin

C_m est de l'ordre: $C_m = 0,2 + 0,5 \text{ Kg } DBO_5 / j \text{ Kg MVS}$

C_m est de moyenne charge

b) charge volumique:

C_v est égale en poids, en Kg de DBO_5 éliminé par jour par m^3 du bassin d'activation:

C_v est de l'ordre de : 0,6 à 1,5 Kg $DBO_5 / j m^3$ du bassin

temps de séjour est de l'ordre : 3 à 6 heures

taux de MVS en g/l à maintenir dans le bassin $x_a = C_v$ de l'ordre de 3 à 5 g/l

c) dimensionnement des bassins d'aération

on se fixe un volume utile de $V = 1200 \times 4 = 4800 m^3$

vérifions le temps de séjour:

$$\text{sur } Q_p = 1582,38 \text{ m}^3/\text{h} : t_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{4800}{1582,38} = 3,03 \text{ heures}$$

$$\text{sur } Q_m = 959,02 \text{ m}^3/\text{h} : t_s = \frac{V}{Q_m} = \frac{4800}{959,02} = 5 \text{ heures}$$

d) dimension du bassin adopté

Hauteur H	2 m
Longueur L	50 m
Largeur L	12 m
Surface horizontale	600 m ²
Volume V	1200 m ³

e) quantité de MVS contenu dans le bassin

$$B_a = X_a \cdot V \text{ avec } X_a = 4 \text{ g/l} \text{ — } B_a = 4 \times 4800 = 19.200 \text{ Kg/j}$$

f) rendement épuratoire

$$R = \frac{L_o - L_f}{L_o}$$

avec: R : rendement épuratoire

L_o : DBO_5 à l'entrée du bassin d'aération

L_f : DBO_5 finale (à la sortie de l'aérateur)

la qualité moyenne de l'effluent de sortie est déterminée par

$$\text{l'expression : } L_f = \frac{L_o}{1 + K' \cdot X_a \cdot t_m}$$

K' : coefficient cinétique d'élimination de la DBO_5 par les boues
activées - K' varie entre 0,3 et 0,5

On prend: $K' = 0,4$

$$X_a = 4 \text{ g/l}$$

$$L_o = 157,68 \text{ mg/l}$$

$$t_m = 5 \text{ heures}$$

Analyse numérique:

pour un temps moyen $t_m = 5$ heures

$$L_f = \frac{157,68}{1 + 0,4 \cdot 4 \cdot 5} = 17,52 \text{ mg/l}$$

pour un temps de pointe $t_p = 3,03$ heures

$$L_f = \frac{157,68}{1 + 0,4 \cdot 4 \cdot 3,03} = 26,96 \text{ mg/l}$$

Ces résultats répondent aux conditions de rejets (inférieur à 30 mg/l

le rendement épuratoire sera:

$$R = \frac{157,68 - 17,52}{157,68} = 0,8888 \quad \text{---} \quad R = 88,88 \%$$

2. BESOINS EN OXYGENE

Les micro-organismes aérobies exigent de l'oxygène pour assurer leur métabolisme, afin de satisfaire leurs besoins en oxygène, il est nécessaire de connaître la consommation théorique. Celle-ci est déterminée par l'expression:

$$P_{O_2} = a' (L_0 - L_f) + b' \cdot B_a$$

$P(O_2)$: quantité d'oxygène à fournir (Kg O_2 /j)

$L_0 - L_f$: fraction éliminée de la DBO_5 (Kg /j)

B_a : quantité de MVS présente par jour dans les bassins d'activation

a' : fraction du substrat oxydé (Kg O_2 / Kg DBO_5)

b' : traduit la consommation en oxygène du métabolisme endogène en (Kg O_2 / Kg de MVS)

Le 1er terme de l'addition correspond aux besoins en oxygène pour la transformation de la DBO_5 en matières vivantes, le second terme correspond aux besoins en oxygène nécessaire à la respiration endogène des boues activées.

Les coefficients a' et b' sont déterminés en fonction de la charge massique et du rendement de l'épuration biologique d'où :

$$a' = \text{varie de } 0,5 \text{ à } 0,65$$

$$\text{On prend } a' = 0,62 \text{ Kg d'O}_2 / \text{kg DBO}_5$$

$$b' = \frac{\text{DCO}}{\text{DBO}_5} \cdot b = 1,45 \cdot b$$

$$b = 0,07 \pm 0,08 \text{ pour une eau usée domestique}$$

b = la fraction de substrat (DBO_5) convertie en cellules microbiennes exprimée en MVS

$$\text{On prend } b = 0,075$$

$$\text{d'où } b' = 1,45 \cdot 0,075 = 0,11 \text{ d'O}_2 // \text{ kg de MVS / jour}$$

d'où on aura :

a) consommation théorique :

$$P(\text{O}_2) = a' (L_0 - L_f) + b' B_a$$

avec $B_a = X_a \cdot v$ et v = volume des bassins d'aération

$$B_a = 4 \cdot 4800 = 19 \cdot 200 \text{ kg/j}$$

$$P(\text{O}_2) = 0,62 (3629,24 - 403,25) + 0,11 \cdot 19200 = P(\text{O}_2) = 4112,11 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

b) consommation théorique horaire en pointe

On considère dans ce calcul que la DBO_5 est éliminée pendant 14 heures et que le métabolisme endogène s'effectue en permanence :

$$P(\text{O}_2) \text{ max.} = a' \cdot \frac{L_0}{18} + b' \cdot \frac{B_a}{24}$$

$$P(\text{O}_2) \text{ max.} = 0,62 \cdot \frac{(3629,24 - 403,25)}{18} + b' \cdot \frac{B_a}{24}$$

$$P(\text{O}_2) \text{ max.} = 0,62 \cdot \frac{3225,99}{18} + 0,11 \cdot \frac{19 \cdot 200}{24} = 199,12 \text{ kg O}_2/\text{heure}$$

c) quantité d'oxygène à fournir réellement

$$P(O_2) \text{ réelle en pointe} = \frac{P(O_2)}{T}$$

avec :

T = coefficient de transfert eau propre - eau usée

$$T = 0,7$$

$$P(O_2) \text{ réelle en pointe} = \frac{199,12}{0,7} = 284,46 \text{ kg } O_2/h$$

d) quantité d'oxygène à fournir réellement en moyenne

$$P(O_2) \text{ moyenne} = \frac{P(O_2)/j/24}{T} = \frac{4112,11/24}{0,7} = 244,77$$

2.3. PUISSANCE DE L'AERATION

Les bassins d'aération seront équipés par des aérateurs de surface dont le type est à flux radial (faible vitesse).

Ils seront montés sur des plates-formes fixes pour en faciliter l'accès. Les apports spécifiques d'oxygène des aérateurs à faible vitesse se situent entre 1,5 et 2,5 kg d' O_2 / Kwh.

La puissance à fournir pour le transfert de l'oxygène, sachant que le rendement d'oxygénation est de 2 kg d' O_2 / Kwh.

$$P_a = \frac{P(O_2) \text{ max.}}{2} = \frac{244,77}{2} = 122,38 \text{ kw}$$

A cette puissance, il est indispensable d'ajouter la puissance de brassage afin de mettre les boues en suspension. La dépense de consommation électrique est de l'ordre de 25 à 30 w/m³ du bassin.

$$P_b = 0,025 \times v = 0,025 \times 4800 = 120 \text{ kw}$$

P_b = puissance de brassage

v = volume du bassin d'activation

La puissance totale à fournir sera donc :

$$P_t = P_a + P_b = 122,38 + 120 = 242,38 \text{ kw}$$

.../...

Ainsi pour éliminer 1 kg de DBO_5 par jour, on doit fournir une puissance de :

$$\frac{P_t \times 24}{L_0} = \frac{242,38 \times 24}{3629,24} = 1,6 \text{ kWh/kg } \text{DBO}_5$$

Pour avoir une bonne répartition dans les bassins, les aérateurs seront installés : 3 unités de rotor par bassin. Les caractéristiques à mettre en place sont :

(Catalogue degremont - actirotor N° : 1336 D)

choix : 3 aérateurs de type R 512 par bassin puissance du moteur 18,5 kw , vitesse turbine 59 tours /mn

nombre de poles : 12

diamètre du rotor : 1420 mm

2.4. BILAN DES BOUES

L'élimination des matières organiques conduit à une synthèse cellulaire qui augmente la proportion des boues dans le bassin. L'évaluation du bilan des boues excédentaires peut être estimée par la différence entre les boues formées ou apportées et celles éliminées.

Notons aussi la présence de matières organiques difficilement biodégradables dans l'effluent à traiter en raison de leur nature chimique (taïlle, produits substitués, acidité, etc...)

La quantité totale des boues produites est donnée par la relation

$$B = a_m \cdot L_e + B_{min} + B_{dm} - b \cdot B_a - B_{eff}$$

avec : B = masse des boues à extraire journallement pour maintenir le système en équilibre.

- Le = pollution organique éliminée (kg/j)
 a_m = taux de conversion de la DBO_5 en matières totales (Kg MVS/
 Kg DBO_5)
 B_{min} = boues minérales (kg/j)
 B_{dur} = MES difficilement biodégradables
 B_a = masse de MVS contenu dans le bassin d'aération (Kg)
 b = coefficient reliant l'auto-oxydation à la quantité de
 boues détruites.
 B_{eff} = boues partant avec l'effluent de sortie (kg/j)
 $a_m \cdot Le$ = boues synthétisées (Kg/j) avec $Le = Lo - Lf$
 $b \cdot B_a$ = quantité de boues détruites par l'autoxydation (kg/j)

Le coefficient b peut être déterminé en fonction de la consommation en oxygène par les microorganismes $b = 0,075$

$$b = g \text{ MVS détruit} / g \text{ MVS boue} \cdot j$$

Le coefficient a_m est fonction de la charge massique :

$$a_m = 0,88 \text{ kg MVS/kg } DBO_5 \text{ (pour } C_m = 0,168)$$

$$b = 0,07 \text{ à } 0,08 \text{ j}^{-1} \rightarrow \text{eau usée domestique}$$

Les charges en MES et en DBO_5 entrant dans le bassin d'activation sont :

$$MES = 2705 \text{ kg/j}$$

Les MES se composent de 80 % de MVS et de 20 % de M.M., donc

M.E.S.	2705	kg/j
dont	2164	kg/j MVS
	541	kg/j M.M
DBO_5	3629,22	kg/j
B_{min}	541	kg/j M.M

$$B_{dur} = 30 \% \text{ de MVS} = 0,3 \times 2164 = 649,2 \text{ Kg/j}$$

$$b \cdot B_a = 0,075 \cdot 19200 = 1440 \text{ kg/j avec } B_a = 19200 \text{ kg/j}$$

$$a_m \cdot Le = 0,88 (3629,24 - 403,25) = 2838,87 \text{ kg/j}$$

$$B_{eff} = 0,03 \cdot 23016,48 = 690,49 \text{ kg/j avec } Q_j = 23016,48 \text{ m}^3/\text{j}$$

Donc la quantité des boues à extraire sera :

$$B = 2838,87 + 541 + 649,2 - 1440 - 690,49 = 1898,58 \text{ kg/j}$$

2.5. CONCENTRATION DES BOUES

Les boues sont extraites du décanteur secondaire avec une certaine concentration (X_r)

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

I_M : est l'indice de MOHLKAN caractérisant la décantation d'une boue (Cm3/mg) pour une très bonne décantation des boues, on fixe $I_M = 100$

$$X_r = \frac{1200}{100} = 12 \text{ g/l}$$

Le volume des boues à extraire journalièrement est :

$$\text{Volume des boues } \frac{B}{X_r} = \frac{1898,58}{12} = 158,215 \text{ m}^3/\text{j}$$

2.6. TAUX DE RECIRCULATION

Pour maintenir une concentration constante en biomasse dans les bassins d'aération, une recirculation de boues sera nécessaire. Le taux de recirculation s'exprime par :

$$r = \frac{1}{C - 1}$$

r = taux de recirculation

C = taux de concentration $C = \frac{X_r}{X'a}$

$X'a$ = concentration en MES à l'intérieur du bassin

X_a = concentration en MVS (90 % de MES)

$$X'a = \frac{X_a}{0,3} = \frac{4}{0,3} = 13,33 \text{ g/l}$$

$$C = \frac{X_r}{X'a} = \frac{12}{13,33} = 0,9$$

$$r = \frac{1}{0,9 - 1} = 10 \text{ %}$$

Débit de circulation

$$+ \text{ en moyenne : } Q_m^R = r \cdot Q_m = 0,1 \cdot 6890,2 = 689,02 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$+ \text{ en pointe : } Q_p^R = r \cdot Q_p = 0,1 \cdot 11234,99 = 1123,499 \text{ m}^3/\text{h}$$

.../...

3.- AGE DES BOUES

Il est défini comme étant le rapport entre la quantité de boues dans le bassin et celle extraite quotidiennement. Il précise le temps de séjour moyen des boues dans l'aérateur. Il s'exprime en jours⁻¹. Dans un système de recirculation de boues est donné par :

$$A = \frac{B_a}{B}$$

B_a = quantité totale de boues

B = quantité de boues produite

Analyse numérique :

$$A = \frac{B_a}{B} = \frac{19200}{1898,58} = 10,11 \text{ jours}$$

3.1. CONCLUSION

Les boues sont jeunes. Elles sont fermentisables d'où la nécessité de leur stabilisation.

3.2. POSTE DE REPRISE DES BOUES

Il est destiné à accueillir les boues secondaires, les boues primaires étant directement évacuées vers l'épaississeur de boues par écoulement gravitaire.

3.3. BOUES DE RECIRCULATION : seront acheminées vers les bassins d'aérations par des pompes à vis.

Sachant que le pourcentage des boues en retour est $r = 71\%$, le débit à recirculer $r \cdot Q_p = 1123,489 \text{ m}^3/\text{h}$ soit $312,08 \text{ l/s}$.

On devrait utiliser 4 pompes à vis sans fin dont les débits sont variables de 0 à 30 l/s , on devra, en outre, disposer d'une pompe identique le secours :

.../...

- volume du poste de reprise

$$V = \frac{B}{12}$$

12 g/l : concentration des boues
extraites des décanteurs
secondaires

$$V = \frac{1898,58}{12} = 158,2 \text{ m}^3/\text{j}$$

donc le volume à prévoir pour le poste de reprise est de 160 m³.

4.- CLARIFICATEUR (DECANTEUR SECONDAIRE)

Après aération, les eaux seront introduites dans un clarificateur de type circulaire à suscion. La décantation secondaire a pour rôle la séparation et un premier épaissement des boues entraînées par l'effluent issu du traitement biologique.

L'épaississement rapide des boues séparées, permet d'une part d'assurer une quantité importante de boues en retour dans un bon état de fraîcheur et d'autre part, si la teneur en eau est réduite, de réduire l'importance des ouvrages destinés au traitement final des boues en excès, les décanteurs secondaires doivent être dimensionnés de façon à pouvoir arrêter efficacement les conglomerats biologiques les plus fins qui sont souvent plus légers que les matières en suspension contenus dans l'effluent brut. Ils doivent aussi être équipés de façon à ce que les boues une fois épaissies soient stockées le moins longtemps possible dans l'ouvrage.

4.1. DIMENSIONNEMENT DU CLARIFICATEUR

La différence entre une décantation primaire et secondaire réside dans la faiblesse des vitesses ascensionnelles comprises entre 0,8 et 1,9 m/h , et ; le temps de séjour est compris entre 1 et 3 heures.

.../...

a) débit arrivant au clarificateur

- en pointe

$$Q'p = Qp + rQp$$

$$Q'p = 1582,38 + 1582,38 \cdot 0,71 = 2705,869 \text{ m}^3/\text{h}$$

- en moyenne

$$Q'm = Qm + rQm$$

$$Q'm = 959,02 + 0,71 \cdot 959,02 = 1639,92 \text{ m}^3/\text{h}$$

b) volume du clarificateur

en considérant un temps de séjour égale à 2 heures :

$$Vc = Q'p \cdot ts = 2705,869 \times 2 = 5411,738 \text{ m}^3$$

$$Vc = 5412 \text{ m}^3$$

c) hauteur du clarificateur

la hauteur du clarificateur sera le produit du temps de retention par la vitesse ascensionnelle

En se fixant une vitesse ascensionnelle : $Va = 1,5 \text{ m/h}$

$$Hc = Va \cdot ts = 1,5 \cdot 2 = 3 \text{ m}$$

d) surface des clarificateurs

$$S_C = \frac{Vc}{Hc} = \frac{5412}{3} = 1804 \text{ m}^2$$

Il sera adopté quatre décanteurs de forme circulaire :

$$S_1 = S_2 = S_3 = S_4 = \frac{S_C}{4} = \frac{1804}{4} = 451 \text{ m}^2$$

e) diamètre de chaque clarificateur

$$Dc = \sqrt{\frac{4 \cdot S_1}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 451}{\pi}} = 24 \text{ m}$$

f) temps de séjour

sur $Q'p$

$$tsp = \frac{Vc}{Q'p} = \frac{5412}{2705,869} = 2 \text{ heures}$$

sur $Q'm$

$$tsm = \frac{Vc}{Q'm} = \frac{5412}{1639,92} = 3,3 \text{ heures}$$

.../...

4.2. CARACTERISTIQUES DE CLARIFICATION

On propose quatre décanteurs circulaires raclés dont les dimensions pour chaque bassin sont :

Hauteur	H_c	3 m
Diamètre	D_c	24 m
Surface	S_c	451 m ²
t _{sm} sur Q' _m		3,3 h
t _{sp} sur Q' _p		2 h

Les décanteurs primaires et secondaires seront munis de racleurs, leur radier sera légèrement incliné pour faciliter l'évacuation des boues vers le puit central

// H A P I T R E VI

TRAITEMENT DES BOUES

I.- GENERALITES

Il convient de traiter les boues d'une manière rationnelle économique, sans pour autant conduire à d'autres nuisances. Les boues subiront une filière de traitement comprenant l'épaississement, stabilisation et la déshydratation et l'évacuation finale. L'opération de traitement se déroule comme suit :

2.- STABILISATION DES BOUES

La stabilité des boues est obtenue, lorsque les matières organiques contenues dans les boues n'évoluent plus en dégageant par exemple des odeurs émanants du processus de fermentation.

Il suffit de contrôler cette phase par une diminution des matières organiques fermentescibles présentés dans les boues. Cette stabilisation peut être aérobie ou anaérobie.

2.1. STABILISATION AEROBIE : consiste en une minéralisation du mélange ainsi qu'à une oxydation des micro-organismes. Elle est réalisée dans des ouvrages appelés digesteurs qui sont alimentés soit en contenu ou par alimentation intermittente.

2.2. STABILISATION ANAEROBIE

La digestion anaérobie est une fermentation en l'absence d'oxygène qui permet de stabiliser les matières organiques en les transformant le plus souvent en gaz méthane et en gaz carbonique.

.../...

Elle comprend deux phases :

- la première au cours de laquelle des acides volatiles sont formés par des bactéries acidifiantes.
- la deuxième phase est une phase de gazéification réalisée par des bactéries méthanogènes. Ces espèces particulières transforment ces acides en méthane et gaz carbonique.

Ces micro-organismes sont très sensibles aux variations de PH et à la température dans le digesteur. La bonne marche de ce procédé dépend essentiellement de la présence de ces bactéries méthanifères, ce qui signifie que le temps de séjour des boues dans le digesteur doit être supérieur en taux de croissance des bactéries méthanifères.

3.- L'ÉPAISSISSEMENT DES BOUES

L'épaississement constitue, en fait, le premier stade de la réduction de volume des boues.

Cette étape se situe avant la digestion. Elle consiste à séparer par gravité (décantation) ou par flottation, l'eau interstitielle des particules de boues.

On distingue trois sortes d'épaisseur :

3.1. L'ÉPAISSISSEMENT PAR GRAVITATION : cette technique consiste à introduire la suspension boueuse dans un ouvrage appelé épaisseur de façon à permettre une concentration des boues au fond de l'ouvrage, la hauteur de boues doit être telle qu'elle évitera toute turbulence dans l'appareil. Le temps de séjour des boues est assez élevé et est de l'ordre de 10 à 15 jours.

.../...

Une fois concentrées, les boues sont retirées de l'appareil et alimentent les autres maillons de la chaîne de traitement. Ce type de dispositif possède un système de mécanisation permettant le recyclage et l'agitation lente du processus.

3.2. EPAISSISSEMENT AVEC ELUTRIATION

Cette technique d'élutriation consiste à laver les boues provenant des digesteurs avec de l'eau claire afin d'améliorer les caractéristiques de la boue. Elle permet en outre d'éliminer les matières colloïdales et les fines, et également de réduire l'alcalinité de la boue par dilution.

3.3. EPAISSISSEMENT PAR FLOTTATION

Cette technique consiste à diminuer la masse apparente des boues par absorption de fines bulles de gaz et d'en provoquer l'entraînement vers la surface.

3.4. CONCLUSION

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

4.- LA DESHYDRATATION DES BOUES

Elle est réalisée de deux manières, en faisant appel aux phénomènes naturels ou encore par des procédés mécaniques. Le séchage des boues sur des lits de sable réside en deux temps :

- se fait une filtration de l'eau à travers le support par des forces gravitaires, l'eau est recueillie par un système de drains disposés à la base du lit.
- a lieu l'évaporation de l'eau liée, en faisant appel à des forces extérieures comme les conditions météorologiques.

4.1. MISE EN OEUVRE DES LITS DE SECHAGE

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

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

4.2. CENTRIFUGATION

Son rôle est d'accélérer et de favoriser la sédimentation des particules de manière à séparer la phase liquide, la phase solide sous l'incidence des forces centrifuges.

- filtration sous pression

cette méthode permet d'extraire l'eau libre et l'eau interstitielle contenues dans la boue.

- filtration sous vide

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

4.3. CONCLUSION

Le séchage des boues sur des lits de sable drainés a été la technique la plus utilisée. Et pour des raisons d'hygiène, on déshydrate seulement les boues bien stabilisées et non putrescibles.

5.- BILAN DE BOUES

Les boues à traiter sont issues des décanteurs, primaire et secondaire, la production journalière de ces boues est :

- boues primaires : 5613 kg/j soit 187 m³/j
- boues secondaires : 1899 kg/j soit 158 m³/j

Bache de reprise des boues :

La bache de reprise des boues doit être conçue suivant le volume total de boues :

$$V_T = 187 + 158 = 345 \text{ m}^3/\text{j}$$

5.1. REMARQUE

Le mélange des boues primaires et boues secondaires sera réalisé dans la bache de reprise. L'ensemble de ces boues fraîches sera refoulé vers le 1er ouvrage de traitement à l'aide des pompes. Le traitement de boues sera composé de :

- un épaissement
- une digestion anaérobie
- une déshydratation naturelle : lits de séchage

6.- DIMENSIONNEMENT DE L'ÉPAISSISSEUR

Quantité de boues fraîches refoulées vers l'épaississeur

$$5613 + 1899 = 7512 \text{ kg/j}$$

soit un volume journalier de 345 m³/j

concentration des boues fraîches dans l'ouvrage

$$\frac{7512}{345} = 21 \text{ g/l}$$

l'épaississeur amélioré le tassement des boues, la boue aura une concentration de 50 g/l.

Donc le volume qui sera refoulé dans le digesteur sera de l'ordre de : $\frac{7512}{60} = 125 \text{ m}^3/\text{j}$

Pour assurer le refoulement de ce volume on doit prévoir 4 pompes d'un débit unitaire de $2 \text{ m}^3/\text{h}$

le volume de l'épaississeur sera :

on fixe un temps de séjour compris entre 6 et 24 heures :

$$V_{ep} = 245 \times 1 = 245 \text{ m}^3$$

On réalisera un épaississeur de volume égale à 245 m^3

La surface de l'épaississeur sera :

avec une hauteur comprise entre 3 à 6 m

$$S_{ep} = \frac{V_{ep}}{H_{ep}} = \frac{245}{3} = 86 \text{ m}^2$$

Soit un diamètre de :

$$D_{ep} = \sqrt{\frac{4 \times S_{ep}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 86}{\pi}} = 10,5 \text{ m}$$

Charge massique :

$$\frac{7512}{86} = 87,34 \text{ Kg/m}^2/\text{j}$$

VI.6.1 CARACTERISTIQUE DE L'ÉPAISSISSEUR :

VOLUME.....	245 m ³
SURFACE.....	86 m ²
HAUTEUR.....	06 m
DIAMÈTRE.....	10,5m
CHARGE MASSIQUE.....	87,34 Kg/m ² /j
POIDS DES MATIÈRES SÈCHES.....	7512 Kg/j
VOLUME JOURNALIER DES BOUES FRAICHES.....	245m ³
TEMPS DE SEJOUR.....	1 JOUR

6.2. CONCLUSION

L'épaississeur mécanique est à fond plat, légèrement incliné par rapport à l'horizontal (10 à 15°). Il est équipé d'un mécanisme permettant de faciliter le déplacement des boues vers la fosse centrale au moyen d'un racleur et faciliter aussi l'évacuation de l'eau interstitielle à l'aide d'une hélice;

.../...

7.- DIMENSIONNEMENT DU DIGESTEUR

La réduction des matières organiques obtenues dans les digesteurs à une température de 35°C est de l'ordre de 45 à 50 % pour une durée minimum de 20 jours.

Les boues épaissies arrivent dans le digesteur avec une concentration de 50 g/l et cela dans le but de diminuer le volume de boues et augmenter leur qualité pour la digestion.

L'analyse numérique :

quantité de boues refoulée dans le digesteur est de 7512 kg/j
soit un volume journalier : $V = \frac{7512}{50} = 150,24 \text{ m}^3/\text{j}$

quantité de MVS contenues dans la boue fraîche :

$$7512 \times 0,8 = 6009,6 \text{ kg/j}$$

quantité de M.M contenues dans la boue fraîche

$$7512 \times 0,2 = 1502,4 \text{ kg/j}$$

la digestion anaérobie assurera une réduction de 45 % M.V.S d'où une

quantité de matières sèches de boues digérées

$$(6009,6 \times 0,55) + 1502,4 = 4807,68 \text{ kg/j}$$

volume du digesteur = volume journalier de boue x temps de séjour

$$V_{\text{dig}} = 150 \times 25 = 3750 \text{ m}^3$$

On réalisera quatre digesteurs de volume $4 \times 938 \text{ m}^3$

Surface du digesteur sera :

en fixant une hauteur de $H_{\text{dig}} = 8 \text{ m}$

$$S_{\text{dig}} = \frac{V_{\text{dig}}}{H_{\text{dig}}} = \frac{938}{8} = 117,25 \text{ m}^2$$

Diamètre du digesteur

$$D_{\text{dig}} = \sqrt{\frac{4 \times 117,25}{\pi}} = 12 \text{ m}$$

.../...

les boues sont extraites à une concentration de l'ordre de 50 g/l
donc

$$V = \frac{4807,68}{50} = 96,2 \text{ m}^3$$

La production de gaz due au processus de digestion sera :

on évalue la production de gaz de 0,45 à 0,76 m³/kg de MVS détruites.

MVS détruites sont évaluées à 6009,6 x 0,45 = 2704,32 kg/j

soit une production de gaz

$$2704,32 \times 0,7 = 1893 \text{ m}^3 \text{ de gaz/j}$$

7.1. CARACTERISTIQUES DU DIGESTEUR

Surface	117,25	m ²
Volume	938	m ³
Diamètre	12	m
Hauteur	3	m
Production de gaz	1893	m ³ /j

8.- DESHYDRATATION

8.1. DIMENSIONNEMENT DES LITS DE SECHAGE

Les boues digérées seront extraites du digesteur périodiquement et auront une concentration d'environ de 50 g/l et un volume égal à 150,24 m³/j. Ce volume journalier sera digéré vers les lits de séchage afin de subir une déshydratation naturelle.

Le volume annuel de boues digérées à déshydrater sera :

$$365 \times 150,24 = 54.838 \text{ m}^3$$

Les lits sont en général dimensionnés par convention du nombre d'habitants par mètre de lit de séchage.

nous adoptons : 40 habitants /m²

.../...

Donc la surface de séchage à fournir sera :

$$S_L = \frac{143.853}{40} = 3596 \text{ m}^2$$

Chaque lit aura les dimensions suivantes

- longueur 30 m

- largeur 12 m

soit une surface unitaire de 360 m²

le nombre de lits sera : $N = \frac{3596}{360} = 10 \text{ lits}$

8.2. CARACTERISTIQUES DE LA DESHYDRATATION

Surface totale	3596 m ²
Longueur d'un lit	30 m
Largeur d'un lit	12 m
Volume annuel à déshydrater	54838 m ³
Nombre de lits	10 + 1 = 11 lits

8.3. CONCLUSION

L'épandage des boues devra être effectué lentement et soigneusement tel que le lit soit rempli d'une manière homogène sur une couche de sable que l'on aura préalablement détassée et uniformisée.

L'alimentation des lits sera effectuée de préférence avec des boues non concentrées. L'enlèvement des boues se réalise manuellement et nécessite un personnel permanent.

Tous les 2 ans, les lits de séchage seront refaits complètement afin d'éviter une défectuosité du système de filtration.

// H A P I T R E VII

DESINFECTION

I.- INTRODUCTION

La désinfection c'est l'opération par laquelle on détruit les germes pathogènes grâce à l'action d'agents chimiques ou de tout autre moyen. La désinfection idéale doit être un germicide puissant et à action rapide mais présentant une faible toxicité.

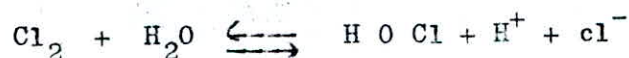
La désinfection est généralement réalisée par le chlore ou l'ozone. On reproche au chlore de former des dérivés chlorés hydrocarbonés toxiques ou cancérogènes.

Parmi les nombreux facteurs qui influencent la désinfection : la nature des microorganismes, la concentration de l'agent chimique, le temps de contact, la température et la présence de composés chimiques capables de réagir avec l'agent chimique de désinfection.

2.- CHLORATION

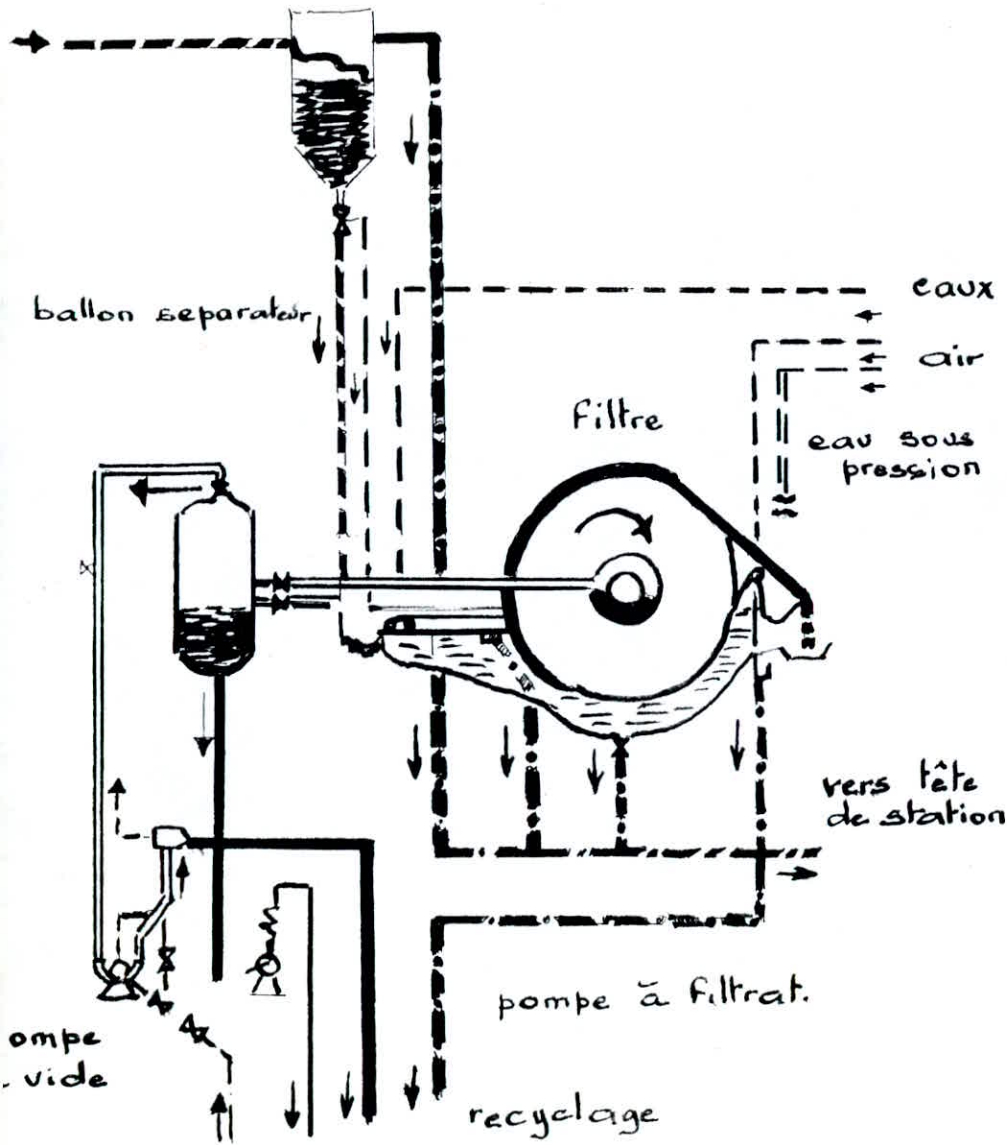
Le chlore est actuellement le désinfectant le plus utilisé, sous forme de (Cl_2), d'hypochlorite, de dioxyde de chlore ou encore combiné de l'ammoniac (chloramines).

Le chlore s'hydrolyse très rapidement :



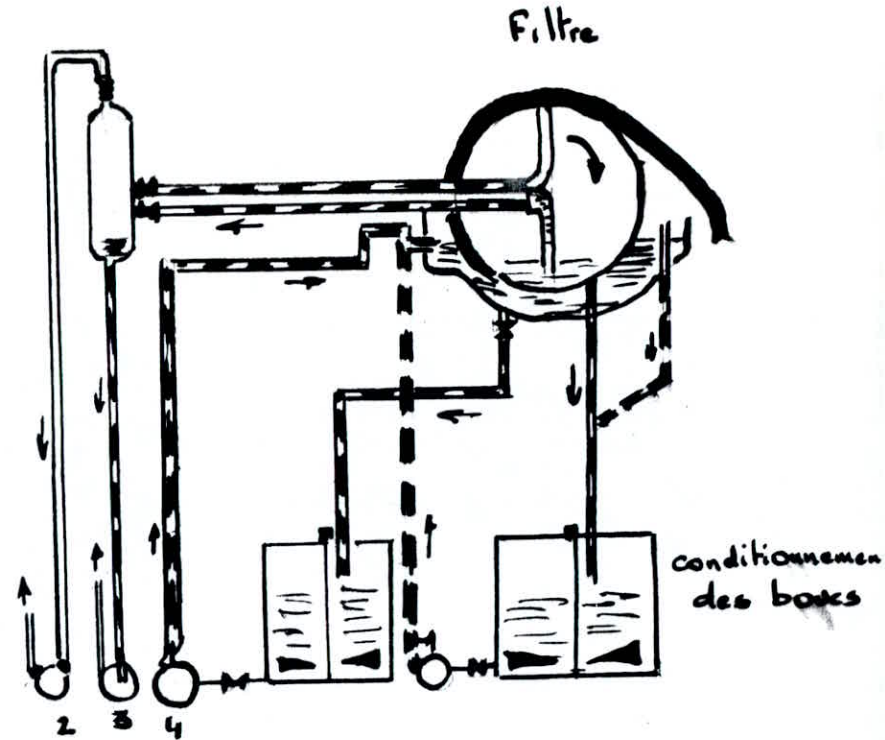
L'agent désinfectant est principalement la forme non ionisée de l'acide hypochloroux H O Cl .

bae d'alimentation



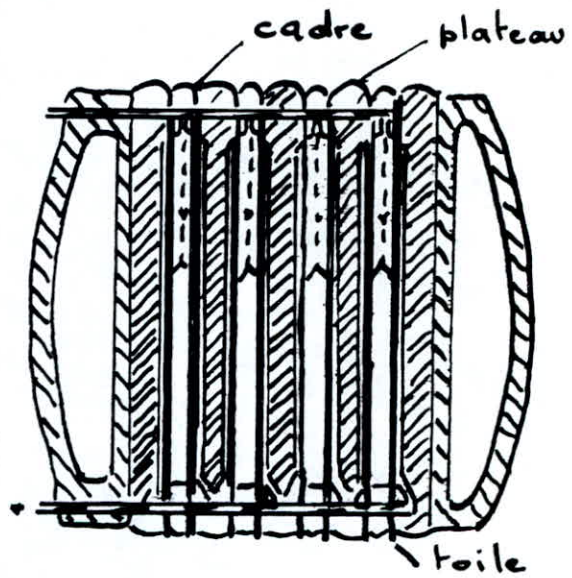
Filtre rotatif sous vide
avec toiles de sortie

ballon separator

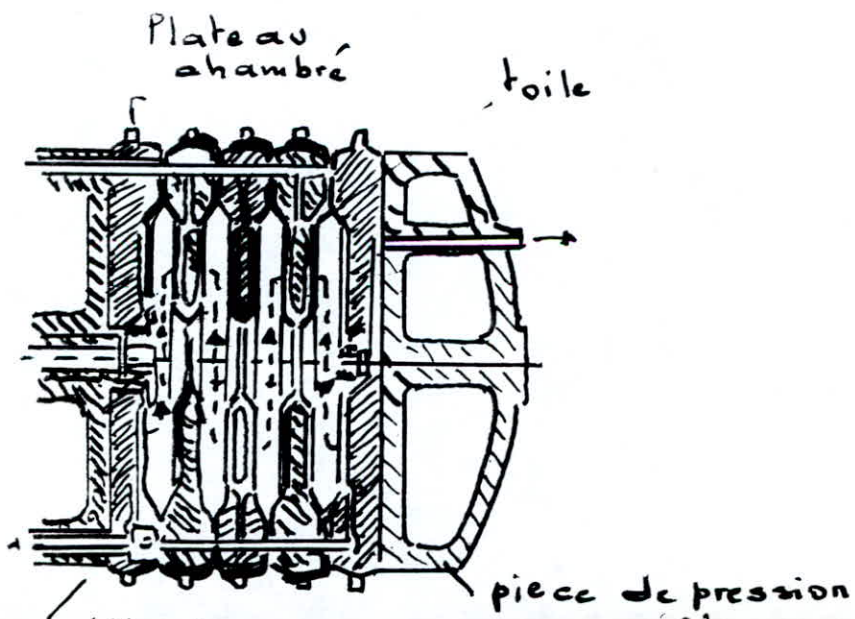


preparation precouche

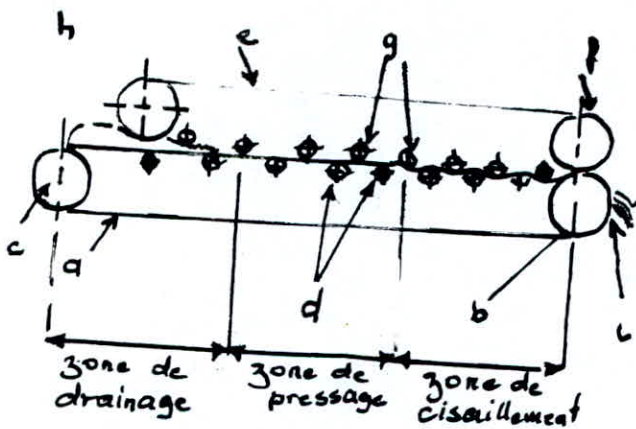
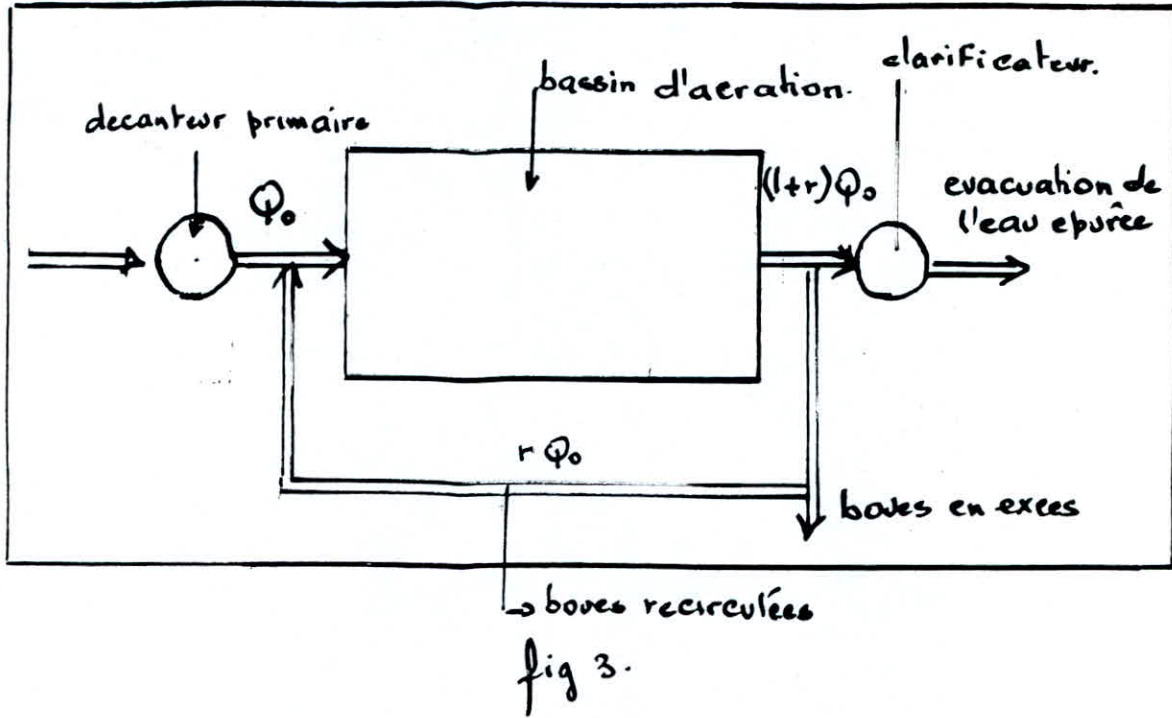
- 1- pompe à bores
- 2- pompe à vide
- 3- pompe à filtrat
- 4- pompe à precouche



Fitre - presse à cadre.



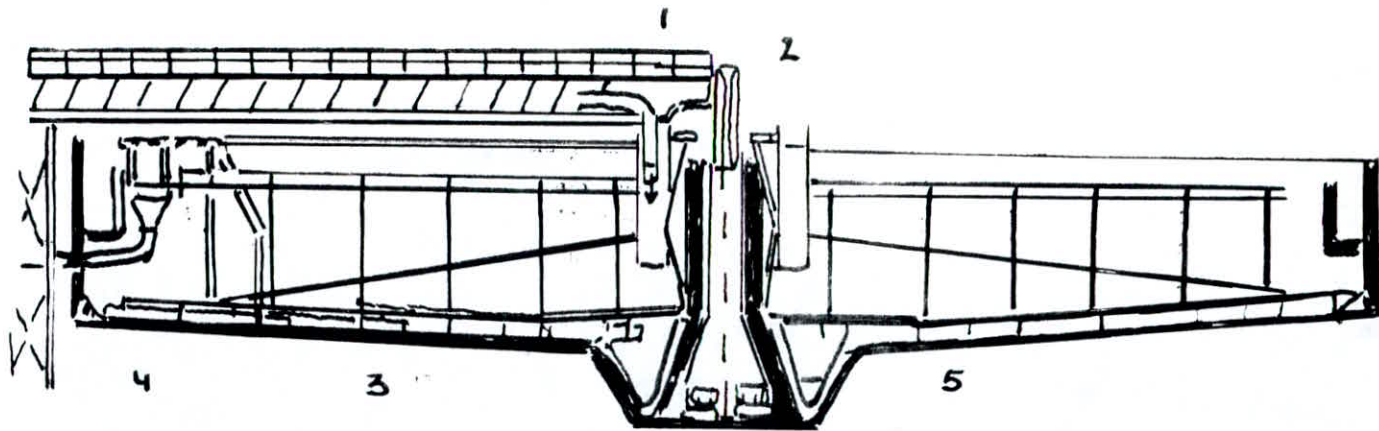
Recirculation de boues.



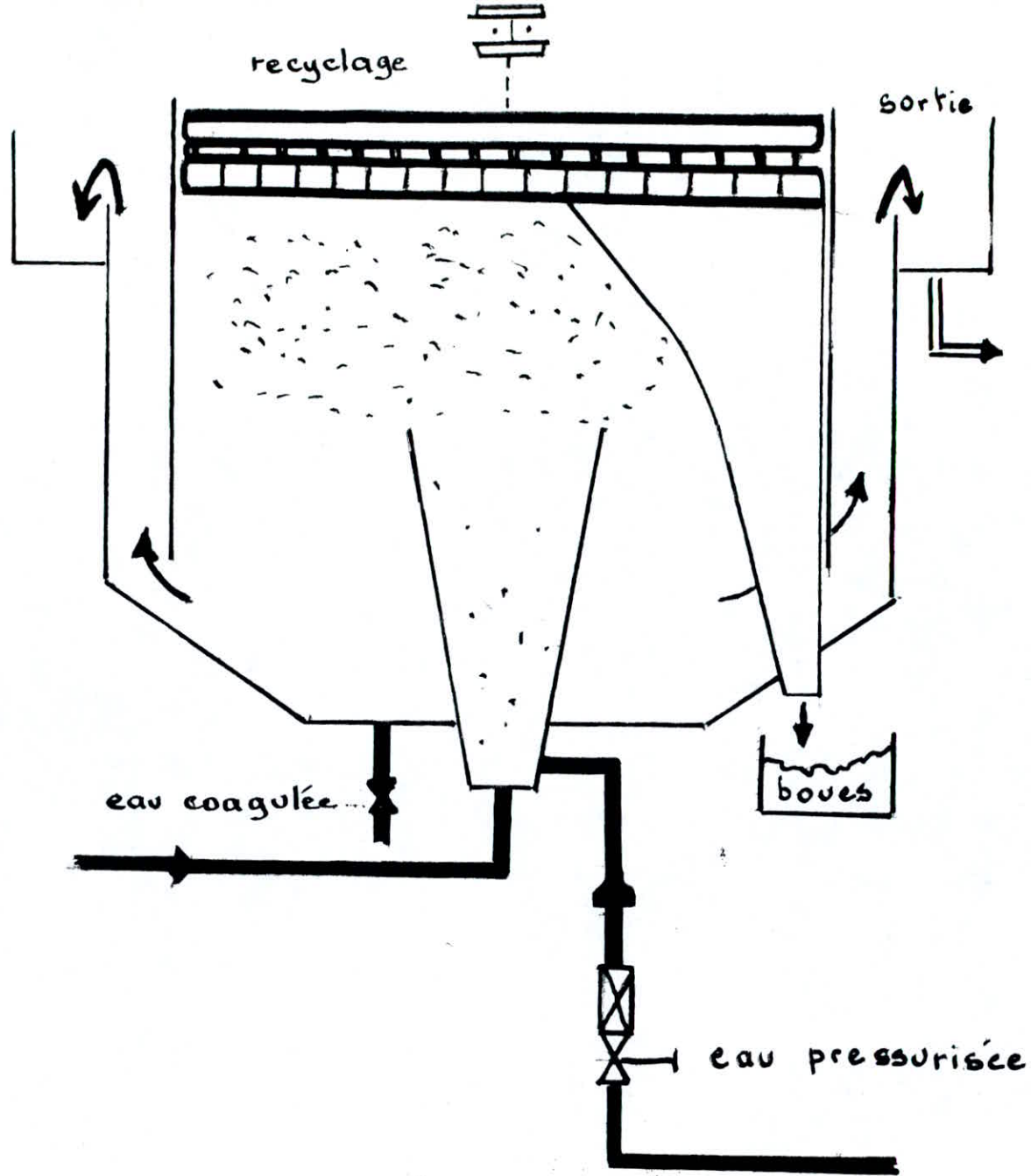
- a) e) Toiles
- e) f) b) Rouleaux d'entraînement
- d) Rouleaux support
- g) Rouleaux presseurs
- h) Boue

Schema de principe
 " " " "

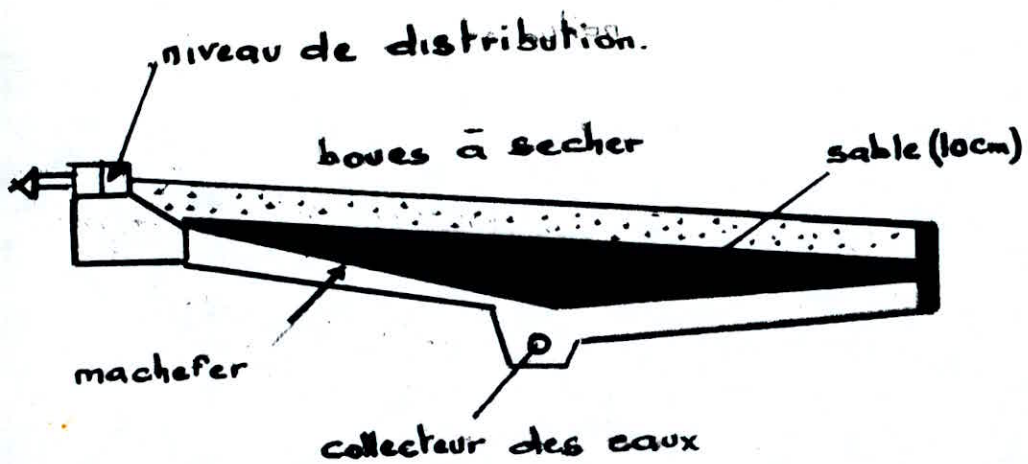
Épaississeur à entraînement central.



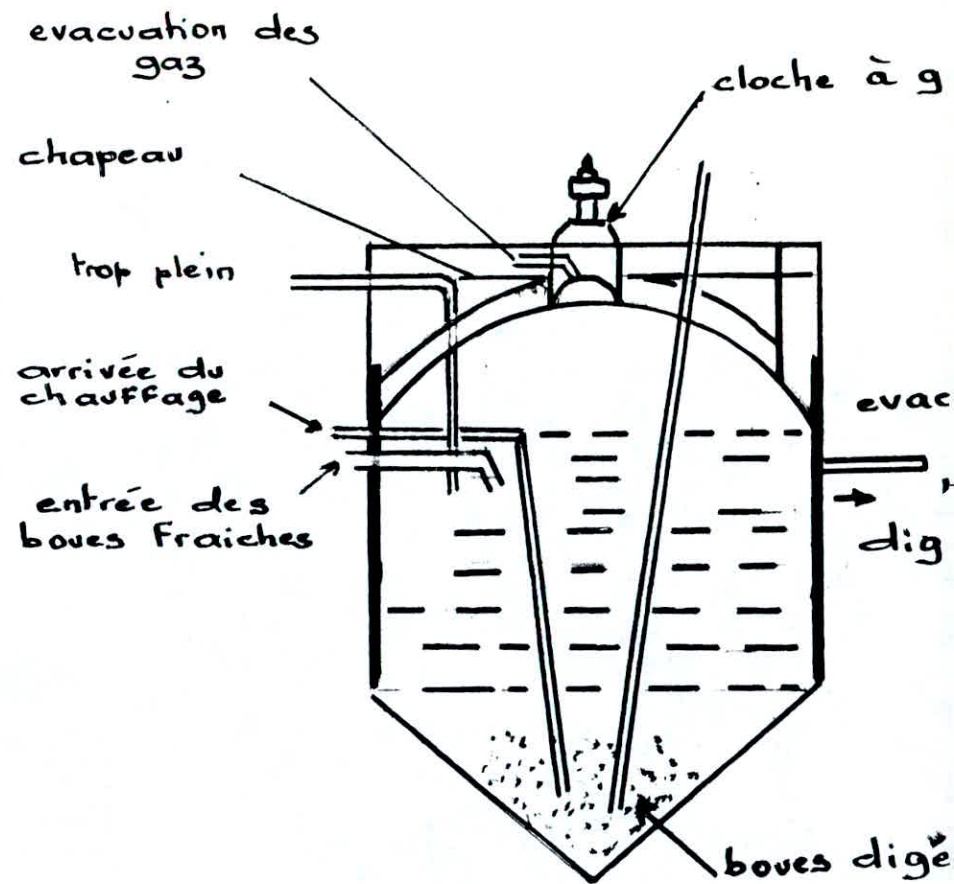
- 1: alimentation
- 2: moteur
- 3: racleur
- 4: pompe de reprise
des boues
- 5: eclairneur.



Epaissiseur.
Système de Flottation.



Lit de séchage (Vue en coupe)



Digesteur simple étage
(chauffage eau chaude).

3.- DIMENSIONNEMENT DU BASSIN DE STERILISATION

Habituellement, on adopte 0,5 mg/l après 15 minutes de contact.
Mais après une filtration sur sable, il faut de 1 à 5 mg/l pour un temps de séjour moyen de 20 minutes et une dose de 4 mg/l de chlore.

Le volume du bassin de stérilisation sera :

$$V = Q_m \times t_s \quad \text{avec} \quad Q_m = 0,266 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_s = 20 \text{ mn} = 1200 \text{ s}$$

$$V = 0,266 \times 1200 = 319,2 \text{ m}^3$$

pour une hauteur égale à 2,5 m, la surface sera :

$$S = \frac{V}{H} = 127,68 \text{ m}^2$$

soit deux bassins ayant chacun :

une largeur égale à 5 m

une longueur égale à 13 m

4.- CARACTERISTIQUE DU BASSIN DE STERILISATION

Volume 159,6 m³

Surface 63,84 m²

longueur 13 m

largeur 5 m

Pour un meilleur contact et un rendement de 99 %, l'ouvrage de désinfection sera équipé de chicanes.

.../...

I.- Estimation du coût du mètre cube d'eau traité

Une telle estimation est évaluée par le coût d'investissement et les frais d'exploitation

1) Coût d'investissement

Le coût d'investissement est égale à la somme : coût d'investissement de génie civil et celui d'équipements

$$\text{On a : } I = I_G + I_{eq}$$

où : I = investissement total

I_G = investissement génie civil

I_{eq} = investissement équipements

En comparaison avec les stations d'épurations déjà fonctionnelles en Algérie (en boues activées), nous estimons le coût d'investissement d'équipements pour notre station à :

$$I_{eq} : 6000 \cdot 10^3 \text{ DA}$$

Coût d'investissement de génie civil est estimé pour notre station

$$\text{d'épuration à : } I_G = \frac{3}{2} I_{eq}$$

ce qui nous donne :

$$I_G = \frac{3}{2} 6000 \cdot 10^3 = 9000 \cdot 10^3 \text{ DA}$$

l'investissement total :

$$I = I_{eq} + I_G = 6000 \cdot 10^3 + 9000 \cdot 10^3 = 15.000 \cdot 10^3 \text{ DA}$$

.../...

2) Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont composés des frais de main d'oeuvre et des frais d'énergie.

a) frais de main d'oeuvre

On prévoit pour notre station

- 1 technicien
- 4 ouvriers

Le technicien sera payé à 4000 DA et l'ouvrier 2000 DA. D'où on aura pour une année, les frais de main d'oeuvre qui s'élevront à :

$$(4000 + 4 \cdot 2000) 12 = 144 \cdot 10^3 \text{ DA}$$

b) frais d'énergie

Ils seront calculés d'après la formule suivante :

$$F_e = P \cdot U \cdot (E_{ep})$$

avec : F_e = frais d'énergie
 $P \cdot U$ = prix unitaire du Kw (0,30 DA)
 E_{ep} = énergie consommée par la station d'épuration

La puissance à fournir à la station d'épuration est essentiellement celle de l'aération (93 kwh).

La station fonctionnera pendant 18 heures en moyenne et par jour.

La puissance consommée sera :

$$93 \times 18 = 1674 \text{ kwh}$$

Les frais d'énergie seront alors

$$F_e = 0,3 (1674) = 502,2 \text{ DA}$$

d'où les frais d'énergie par an :

$$F_e/\text{an} = F_e \times 365 = 502,2 \times 365 = 183.303 \text{ DA}$$

3) Les taux d'infiltration et d'actualisation sont respectivement estimés à :

$$i = 15 \%$$

$$a = 5 \%$$

Les frais d'amortissements F_a sont donnés par la formule :

$$F_a = \frac{I}{N}$$

avec : I = investissement en DA

N = durée de vie (temps d'amortissement)

$$F_a = \frac{15000 \cdot 10^3}{25} = 600 \cdot 10^3 \text{ DA} \text{ donc } C = F_a = 600 \cdot 10^3 \text{ DA}$$

Le coût total actualisé sera calculé par l'expression :

$$C_a = C \left(\frac{1+i}{1+a} \right)^h$$

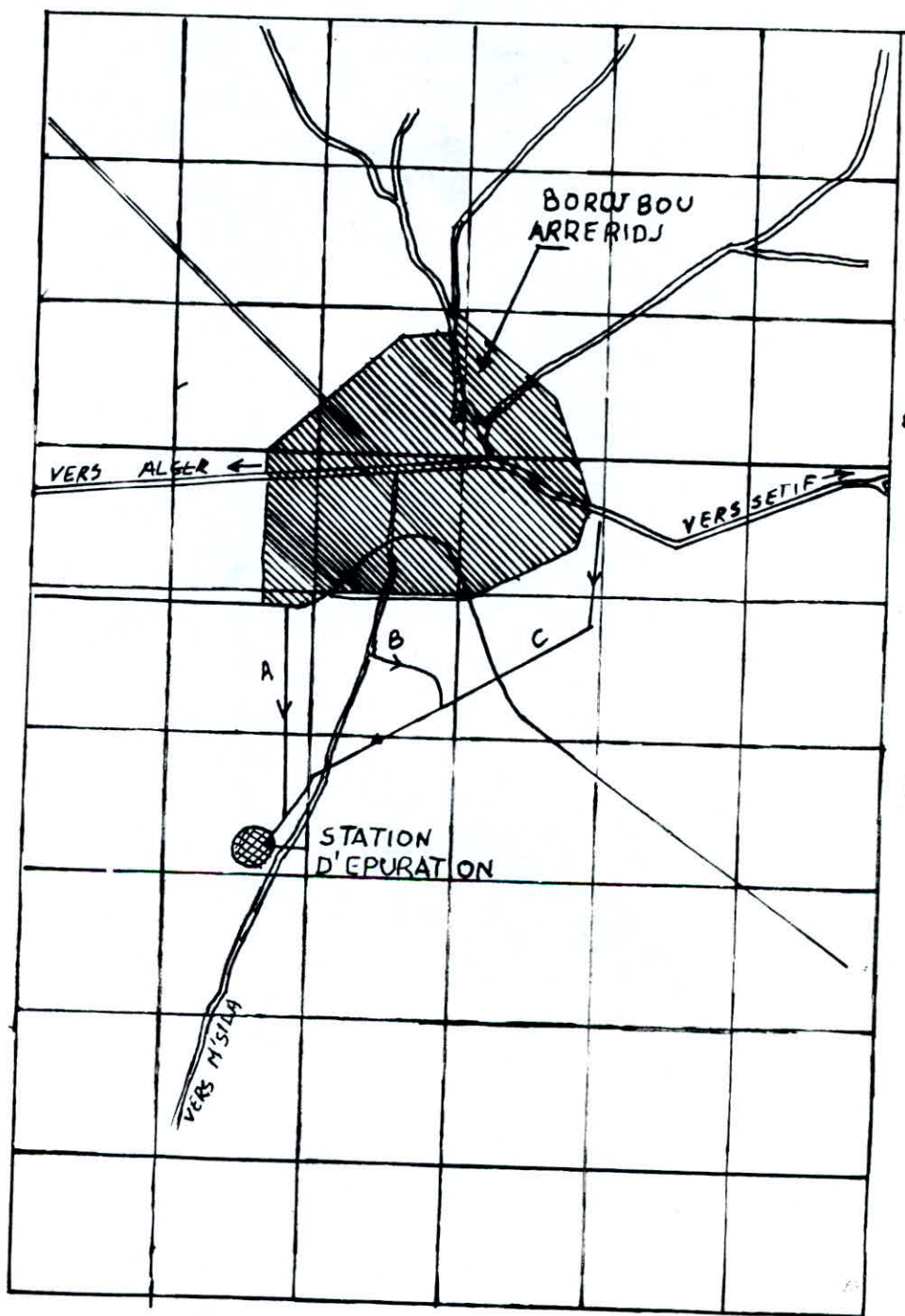
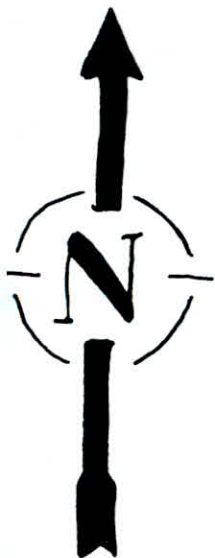
Le coût du m³ traité sera :

$$C = \frac{60.138,87 \cdot 10^3}{23016,48 \cdot 365 \cdot 25} = 0,28$$

soit :

$$C = 0,30 \text{ DA}$$

ANNEE	M	COUT TOTAL ACTUALISE (D.A.)
1986	1	657,14 . 10 ³
1987	2	719,67 . 10 ³
1988	3	788,19 . 10 ³
1989	4	863,23 . 10 ³
1990	5	945,4 . 10 ³
1991	6	1.035,4 . 10 ³
1992	7	1.133,98 . 10 ³
1993	8	1.241,93 . 10 ³
1994	9	1.360,16 . 10 ³
1995	10	1.489,65 . 10 ³
1996	11	1.631,46 . 10 ³
1997	12	1.786,78 . 10 ³
1998	13	1.956,88 . 10 ³
1999	14	2.143,18 . 10 ³
2000	15	2.347,21 . 10 ³
2001	16	2.570,67 . 10 ³
2002	17	2.815,39 . 10 ³
2003	18	3.083,42 . 10 ³
2004	19	3.376,96 . 10 ³
2005	20	3.698,45 . 10 ³
2006	21	4.050,54 . 10 ³
2007	22	4.436,15 . 10 ³
2008	23	4.858,47 . 10 ³
2009	24	5.321,0 . 10 ³
2010	25	5.827,56 . 10 ³
	TOTAL	60.138,87 . 10 ³



PLAN DE REPERAGE

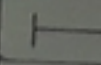
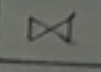
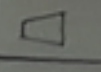
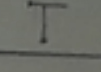
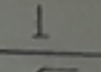
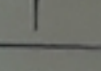
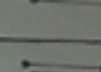
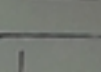
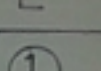
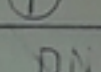
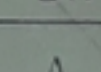
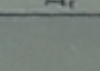
Echelle: 1/50000

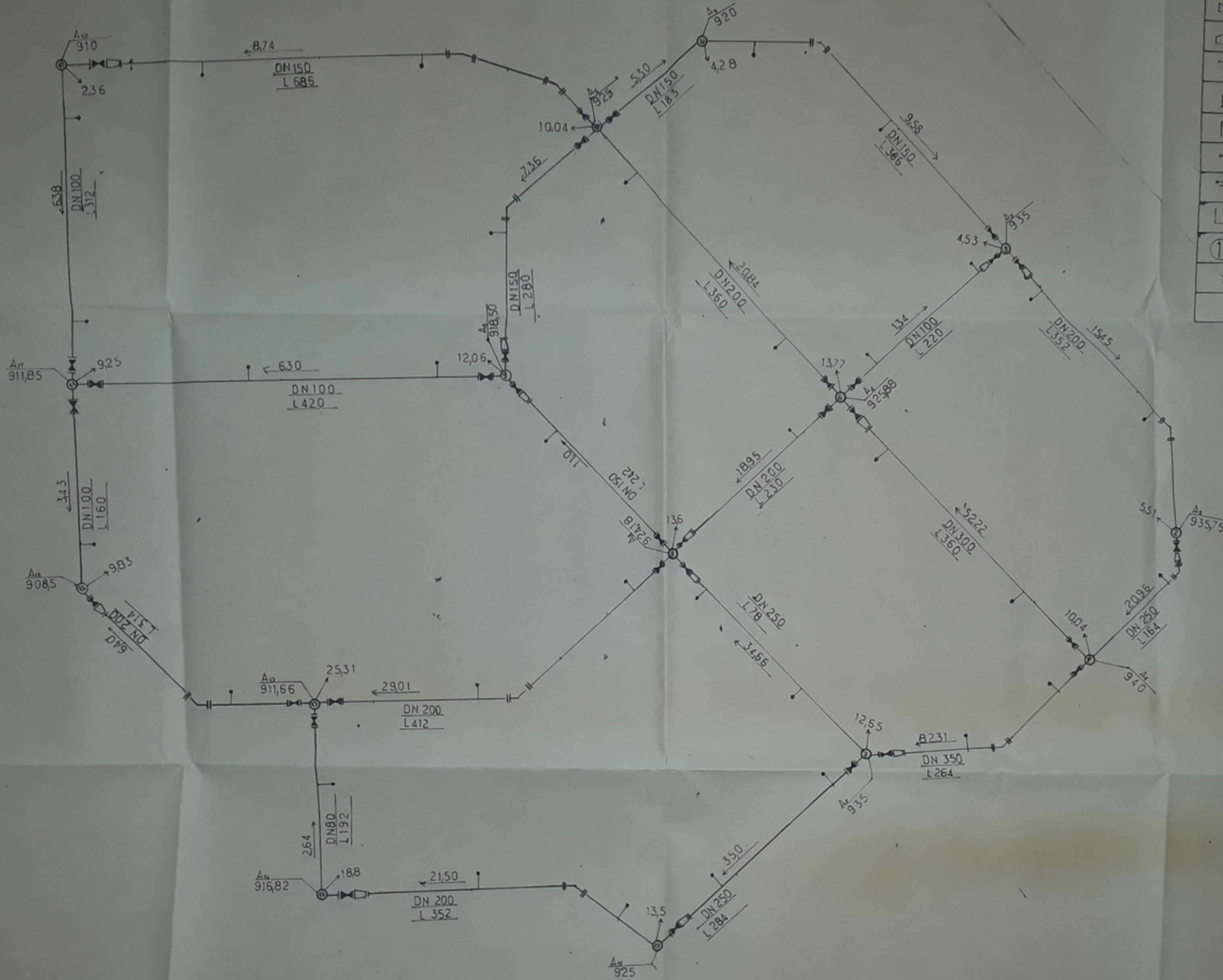
B I B L I O G R A P H I E

- HYDRAULIQUE URBAINE(TOME I et II)-----A-DUPONT
-HYDRAULIQUE URBAINE APPLIQUEE--AUX--AGGLOMERATIONS
 DE PETITE ET MOYENNE IMPORTANCE-----J-BONNIN
-DISTRIBUTION D'EAU DANS LES AGGLOMERATIONS
 URBAINES ET RURALES-----C-GOMELLA
-A-E-I DES AGGLOMERATIONS-----J-KOCH
-COURS D'ASSAINISSEMENT----UNIVERSITE DE STUTTGART OPU
-LES EAUX USEES DANS LES AGGLOMERATIONS URBAINES
 ET RURALES (LA COLLECTE)-----H-GUERREE
-MANUEL HYDRAULIQUE-----LANGASTRE
-HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE-----A-CARLIER
-MEMENTO D'ASSAINISSEMENT-----H-MONCHY
-MEMENTO TECHNIQUE DE L'EAU-----DEGREMONT

PLAN DETAILLE DU RESEAU DE DISTRIBUTION

LEGENDE

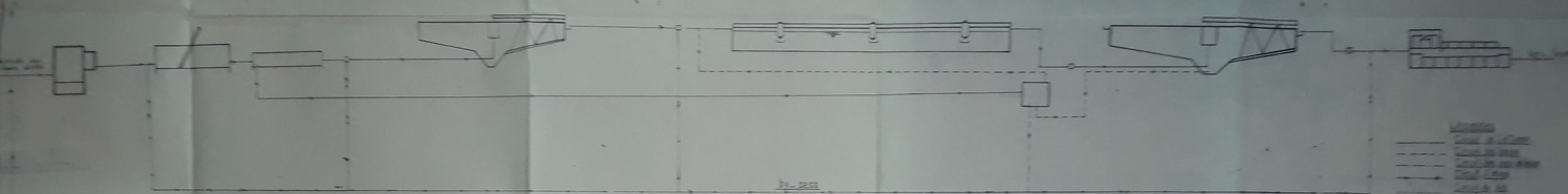
	JOINT GIBAULT
	ROBINET VANNE
	CONE DE REDUCTION
	TE
	BOUCHE D'INCENDIE
	COUDE
	DEBIT SOUTIRE LS
	DEBIT DE POINTE VEHICULE LS
	LONGUEUR DU TRONCON m
	POINT DE CALCUL
	DIAMETRE NOMINAL
	ALTITUDE



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE	
A - E - P	
équipement du réseau maillé	
étudié par les étudiants	A - BENAHDUGA A - BOUFRICHE
dirigé par	Mr. BOUDENE Mr. KETTAIB
proposé par	DHW B.B.A promotion juin 85
échelle 1:2000	

PH01887
1.

BOUE DE REPRISE DESOULEUR DESSABLEURS DECANTEURS PRIMAIRES BASSINS D'AERATION DECANTEURS SECONDAIRES BASSIN DE STABILISATION

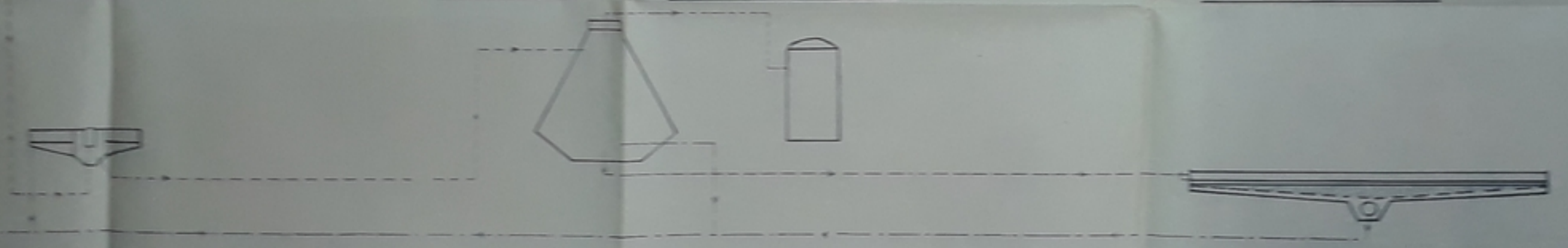


EPURATEUR

DIGESTEURS

RESERVOIR A GAZ

LITS DE SECHAGE

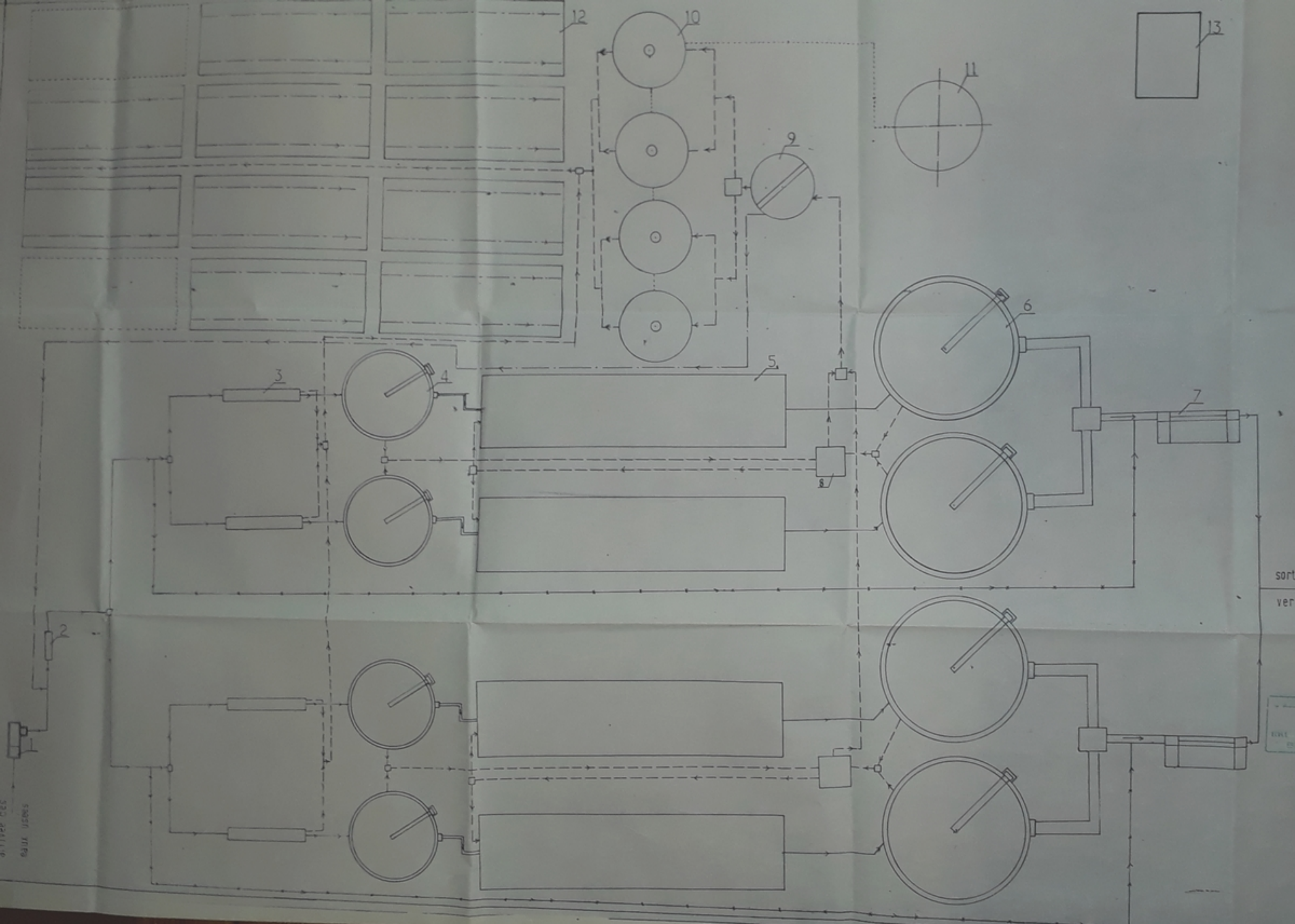


SOCIÉTÉ NATIONALE D'ÉTUDES ET DE CONSTRUCTION DÉPARTEMENT - GUYANE FRANÇAISE ÉTAPE DE LA STATION DÉPARTEMENT DE SÉNTOUR-BOUEN		
SERVICE DE PROJET		
Date de 1-1-1971	N° de plan 1-1-1971	Échelle 1/1000

LEGENDE

1. BACHE D'ASPIRATION
2. DEGRILLEUR
3. DESSABLEUR
4. DECANTEUR PRIMAIRE
5. BASSIN D'AÉRATION
6. DECANTEUR SECONDAIRE
7. BASSIN DE STÉRILISATION
8. POSTE DE REPRISE DES BOUES
9. ÉPAISSISSEUR
10. DIGESTEUR
11. RESERVOIR A GAZ
12. LITS DE SÉCHAGE
13. BATIMENT D'EXPLOITATION

- circuit de l'effluent
- - - circuit des boues
- · - circuit des eaux de boues
- by-pass



sortie de l'effluent
vers l'ouéd

PH 1581
- 03-

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DÉPARTEMENT HYDRAULIQUE

étude de la station
d'épuration de B-B-A
schéma d'implantation

étudié
par les
étudiants

BENAHDOUGA. A.
et
BOUFRICHE. A.

dirigé
par

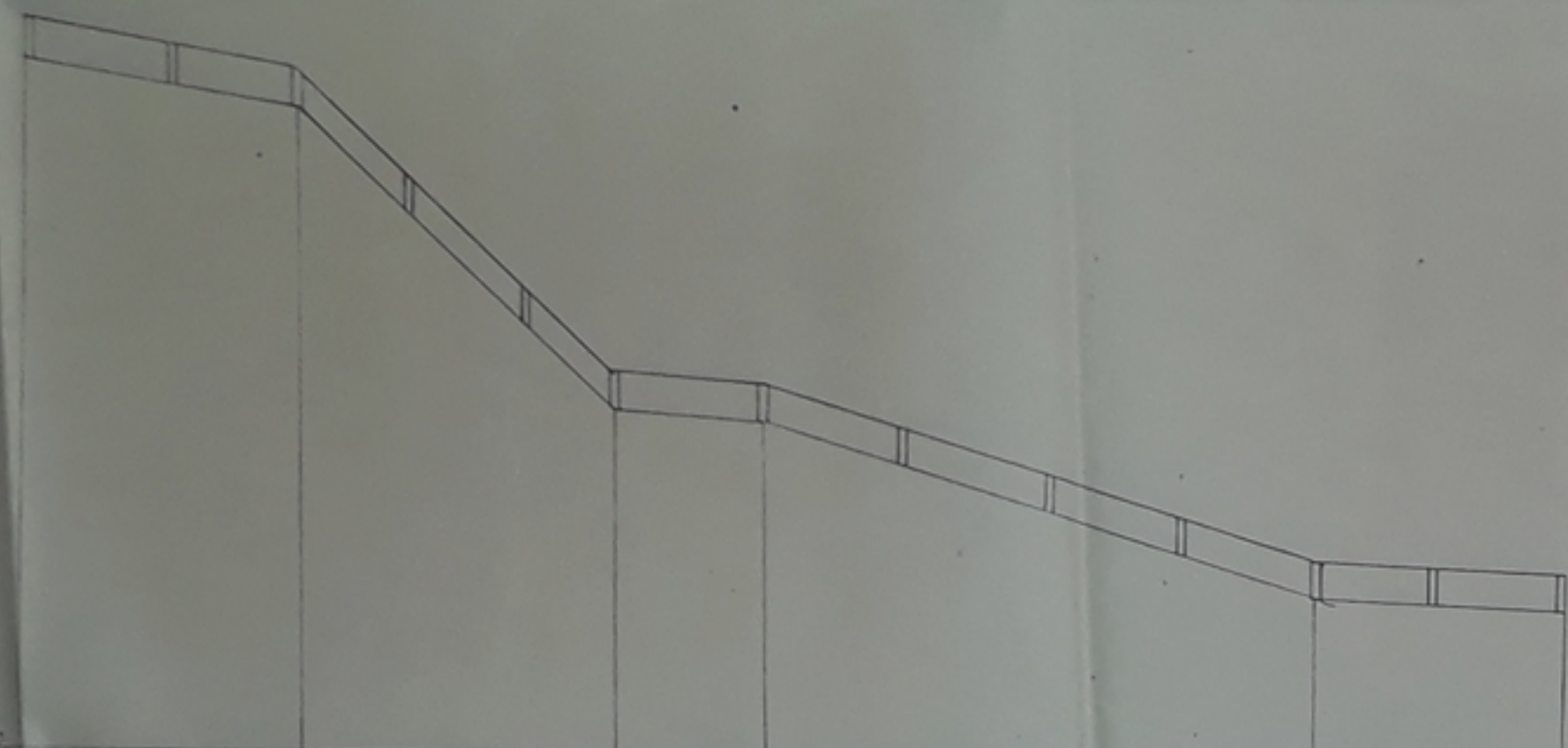
M. BOUDENE. A.
et
M. KETTAB. A.

proposé
par

DHWBBA
promoteur

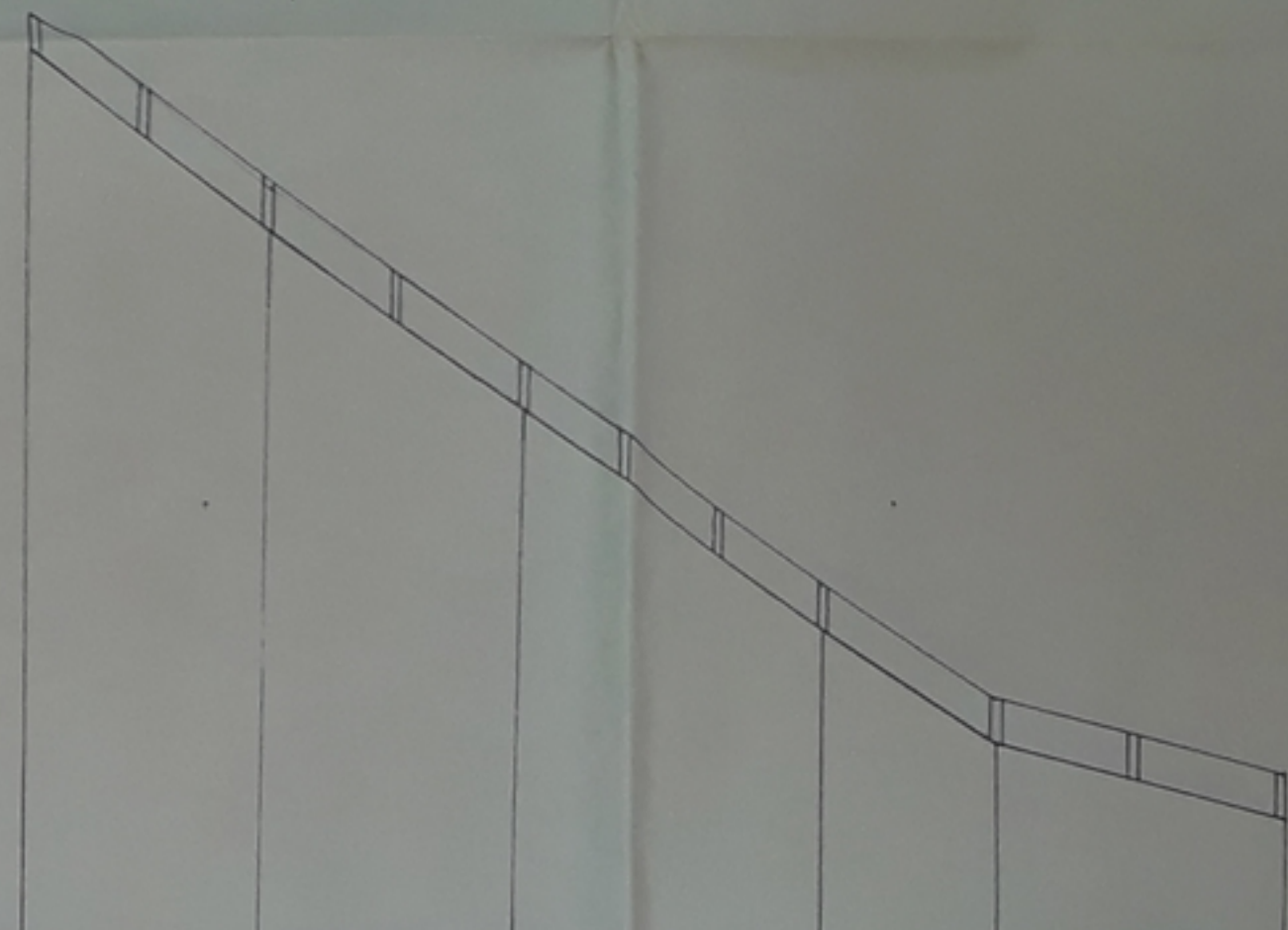
échelle
1:250

COLLECTEUR - C



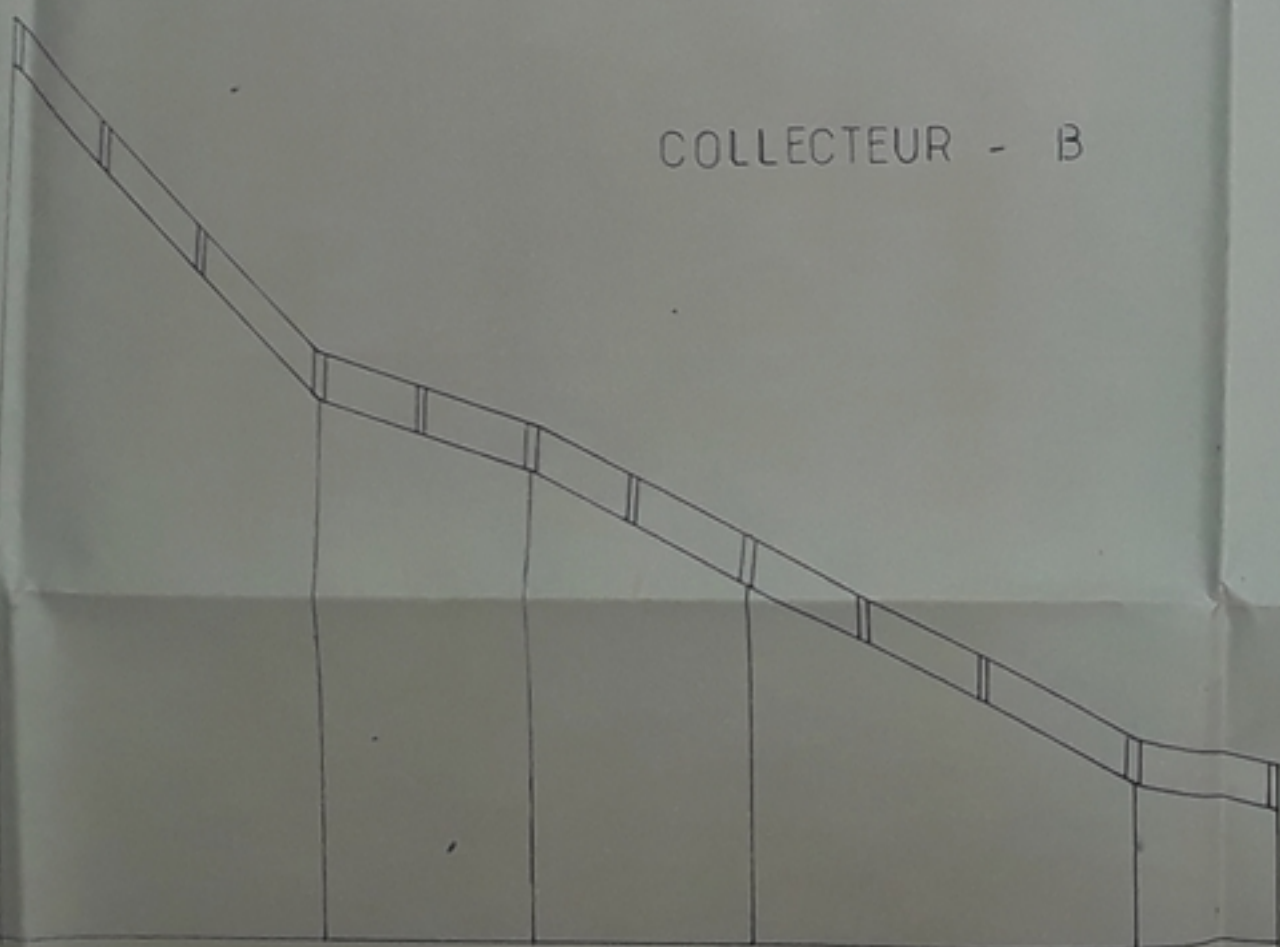
N° des points	3	4	5	10	11
altitude terrain naturel	51.4	51.1	50.8	50.5	50.2
altitude projet	51.4	51.1	50.8	50.5	50.2
distances partielles	356	386	183	686	342
distances cumulees					
pentés	0,007	0,037	0,003	0,012	0,002
diametres (mm)	600	800	1200	1200	1800

COLLECTEUR - A



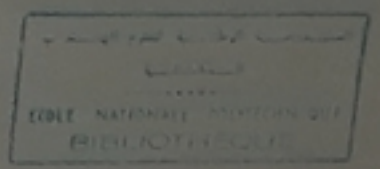
N° des points	1	7	15	16	13	12
altitude terrain naturel	51.4	51.1	50.8	50.5	50.2	49.9
altitude projet	51.4	51.1	50.8	50.5	50.2	49.9
distances partielles	264	284	352	192	316	
distances cumulees						
pentés	0,028	0,026	0,027	0,026	0,011	
diametres (mm)	1000	1200	1200	1500	1800	

COLLECTEUR - B



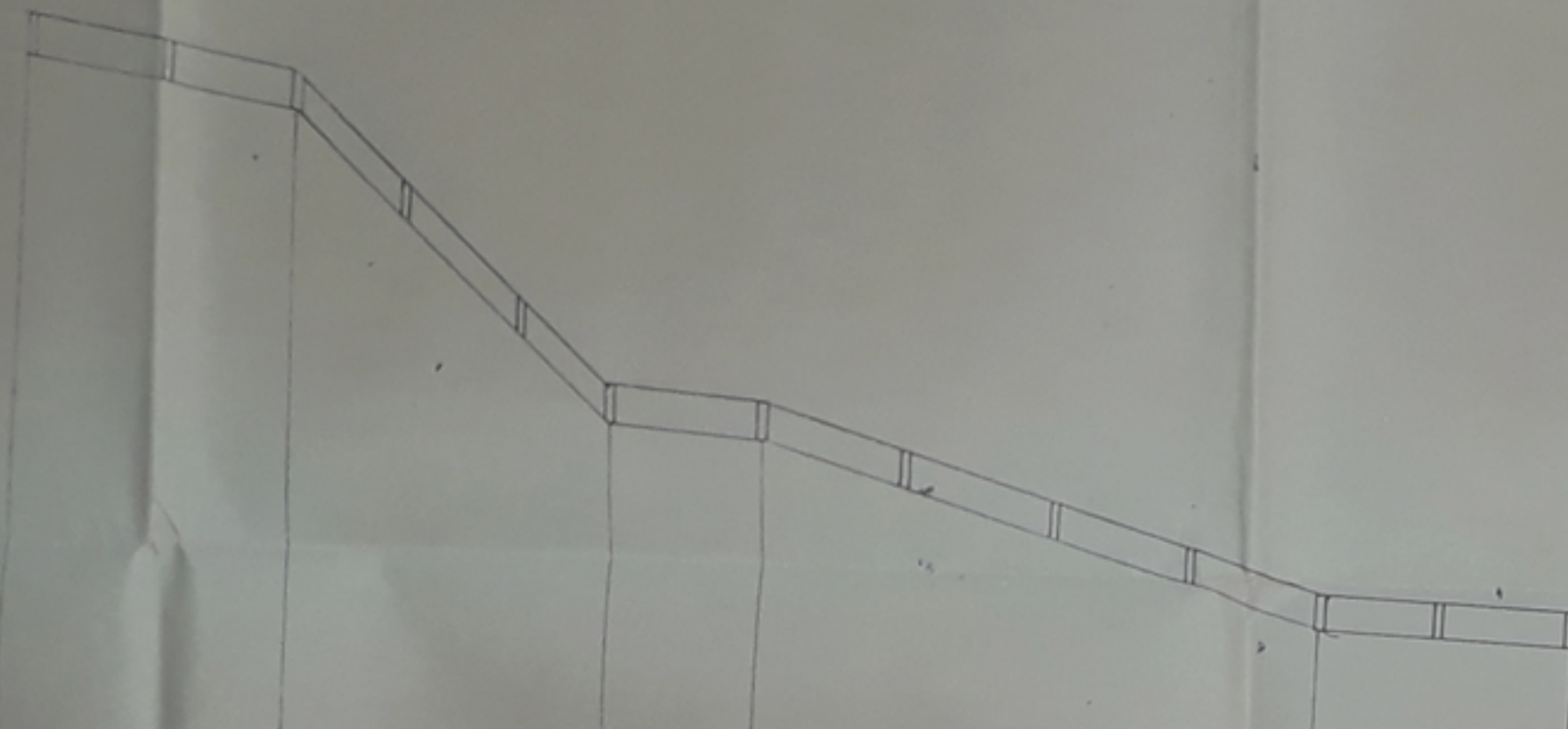
N° des points	6	8	9	11	12
altitude terrain naturel	51.4	51.1	50.8	50.5	50.2
altitude projet	51.4	51.1	50.8	50.5	50.2
distances Partielle	360	230	242	420	160
dist- cumulees					
pentés	0,04	0,013	0,021	0,021	0,009
diametres (mm)	800	1200	1200	1200	1100

PH 01885
-04-



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE		
ASSAINISSEMENT		
Profil en long Collecteurs: A, B, C		
Dressé Par:	A. BENAHDUGA A. BOUFRICHE	Echelle: horiz: 1/5000 vert: 1/200
Dirigé Par:	A. BOUDENE A. KETTAB	Promotion: Juin 85
Propose par:	D.H.W. B.B.A.	

COLLECTEUR - C



N° des points	3	4	5	10	11
altitude terrain naturel					
altitude projet					
distances partielles	356	366	183	626	312
distances cumulées					
pentés	0,007	0,037	0,003	0,012	0,002
diamètres (mm)	500	800	1200	1200	1800

COLLECTEUR - A



N° des points	7	15	16	13	12
altitude terrain naturel					
altitude projet					
distances partielles	264	284	352	192	314
distances cumulées					
pentés	0,028	0,026	0,027	0,026	0,011
diamètres (mm)	1000	1200	1200	1500	1800

COLLECTEUR - B



N° des points	6	8	9	11	12
altitude terrain naturel					
altitude projet					
distances partielles	360	230	242	420	160
distances cumulées					
pentés	0,04	0,013	0,021	0,021	0,009
diamètres (mm)	800	1200	1500	1200	1500

PH 01885

- 05 -

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE		
ASSAINISSEMENT		
Profil en long Collecteurs: A, B, C		
Dressé Par	BENAHDOUGA A BOUFRICHE	Echelle: horiz 1/1000 vert 1/200
Dirigé Par	A BOUDENE A KETTAB	Promotion:

