

وزارة التعليم والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département : Hydraulique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**Alimentation en eau potable
et assainissement de la Z.H.U.N
de GHAZAOUET**

Proposé par :
C. N. E. R. U.
A. R. TLEMCEN

Etudié par :
AMAR BENSABER M.
BENKADA N.

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

Promotion - Juin 1984



- DEDICACES -

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

- A mon père et ma mère
- A mes frères et soeurs
- A tous mes frères dans l'ISLAM

AMAR -- BENSABER-M

Je dédie ce modeste travail :

- A la mémoire de mon père
- A ma mère pour tout le sacrifice qu'elle consenti à mon égard pour que je réussisse.
- A mon frère MUSTAPHA et sa petite famille à qui je souhaite le plus grand bonheur
- A mes frères et soeurs.
- A tous mes frères dans l'ISLAM

BENKADA-N.

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

Nous tenons à exprimer, au terme de cette étude, notre profonde gratitude à nos promoteurs MR. A.KETTAB et MR. O. BOUDENE pour leurs conseils et aides si efficaces, ainsi qu'à tout le personnel de la " D.H.W, CNERU et DUCH " de Tlemcen en particulier MR. ATTAR Houcine pour la documentation et Melle L. BOUAYAD pour la frappe.

Nous tenons aussi à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation ainsi qu'aux membres du jury qui sauront apprécier notre travail.

Noms et prénoms: Bensaber M. & Benkada N.
Promoteurs: D^r Ing. Kettab A. & M^r Boudene O.
Département d'Hydraulique

RESUME DU SUJET

La présente thèse consiste à alimenter en eau potable et à assainir la Z.H.U.N. de Ghazaouet.

-Le pompage se fera à partir des puits C.A.P.A.M. et des orangers.

-Quand à l'assainissement il contient l'étude du dimensionnement des collecteurs principaux, le rejet se fera en deux parties:

-une partie vers la station d'épuration

-l'autre partie dans l'oued.

SUMMARY OF SUBJECT

The present thesis deals with the study of drinking water supply and drainage system comprised to Z.H.U.N. in Ghazaouet.

-The study of drainage system comprised of designing the main collector line which receives the waste water from the small drains and the final rejection into the station of epuration.

ملخص

تتعلق هذه الدراسة في توزيع المياه الشبكات والقنوات
في منطقة سكنية جديدة بمضاريف القنوات
كما دراسة تقدر المياه الى محطة لتتكون على
دراسة تقدر المياه الى محطة لتتكون على
المياه وتكون اما الى مكان هذه التقديرين

- T A B L E DES M A T I E R E S -

PREMIERE PARTIE : A.E.P

CHAPITRE I. GENERALITES.

1. Introduction
2. Présentation
3. Situation géographique
4. Situation topographique
5. Climat
6. Ressources

CHAPITRE II. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

1. Démographie
2. Besoins domestique
3. Besoins scolaires
4. Besoins sanitaire
5. Besoins municipaux
6. Tableau récapitulatif
7. Conclusion

CHAPITRE III. VARIATION DU DEBITS

1. Etude des problèmes posés par la variation du débits....
2. Calcul des débits

CHAPITRE IV RESERVOIRS

1. Utilité des réservoirs
2. Capacité du réservoir
3. Détermination de la côte du réservoir
4. Dimensionnement du réservoir
5. Equipement du réservoir

CHAPITRE V RESEAU DE DISTRIBUTION

1. Débits soutirés aux noeuds
2. Calcul du réseau maille par la méthode de HARDY-CROSS...
3. Calcul des pressions de services
4. Accessoires du réseaux

CHAPITRE VI - ADDUCTION

1. Introduction
2. Etude technique
3. Détermination de la hauteur géométrique
4. Calcul du diamètre économique

CHAPITRE VII - STATION DE POMPAGE

1. Choix des pompes
2. Solution
3. Conclusion

CHAPITRE VIII - PROTECTION DES CONDUITES

1. Protection des conduites contre le coup de bélier
2. Protection des conduites contre la corrosion

CHAPITRE IX - POSE DES CONDUITES

1. Pose des conduites en tranchée
2. Pose des conduites à la traversé d'un obstacle

2 EME PARTIE : ASSAINISSEMENT

CHAPITRE 1. GENERALITE

1. Introduction
2. Situation Sanitaire Actuelle
3. Analyse du réseau futur

CHAPITRE 2 : ETUDE DES DEBITS A EVACUER

1. Débit des eaux pluviales
2. Débit des eaux usées
3. Interprétation du tableau de calcul

CHAPITRE 3

1. Choix du matériel
2. Pose des canalisations

CHAPITRE 4 OUVRAGES DU RESEAU

1. Regard de visite.....
2. Regard de chute
3. Déversoir d'orage

3 EME PARTIE TRAITEMENT

- I - Dégrossisseur
- II- Désableur
- III- Déshuileur
- IV- Décanteur primaire
- V - Lit bactérien
- VI- Décanteur secondaire

CHAPITRE I. GENERALITE

1 - INTRODUCTION :

L'objet de notre étude consiste à alimenter en eau potable et assainir la Z.H.U.N de Ghazaouet.

2 - PRESENTATION :

Ghazaouet occupe une place privilégiée dans la Wilaya de Tlemcen entant que Ville portuaire à fin de répondre au développement futur de la Ville. La construction d'une Z.E.H.U.N. savère donc nécessaire. La superficie dégagée pour cette dernière est de 75,16 Ha destinée à accueillir les logements et équipements nouveaux.-

3 - SITUATION GEOGRAPHIQUE

La Z.H.U.N est situé au Nord-Ouest de la Ville limitée au Nord par le tronçon R.N 7 et par la route intérieur qui va du cirque des sables à Ouled Ziri au Nord Ouest et au Sud.-

A L'Est c'est par la grande falaise et le quartier existant d'Ouled Ziri.-

4 - SITUATION TOPOGRAPHIQUE

Le terrain de la Z.H.U.N est découpé en deux unités topographiques distinctes par le Talwegs d'Ouled Ziri, son relief est légèrement chahuté en sa partie Ouest :

- Altitude Manimal 33 m
- Altitude Maximal 111,5 m

5 - CLIMAT

A la différence des plaines et des montagnes intérieures, Ghazaouet jouit d'un climat tempéré, il est caractérisé par des hivers doux et des étés moyennements chauds.

6 - RESSOURCES :

En ce qui concerne les ressources nous disposons :

- Puits CAPAM 60 l/s
- Puits des orrangers ..25 l/s.

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS

1 - DEMOGRAPHIE

Vue le déficite en logement que vie la ville de Ghazaouet, la CNERUE prévoit, dans son programme logement de la Z.H.U.N la construction de 1825 Logements avec 1 T. de 6 Personnes, d'où une population estimée à 10950 Hab.-

Sachant que la Z.H.U.N sera opérationnelle en 1985 et vue le manque de superficie limitant toute extension possible, au delà de cette horizon, tous les équipements indiqués dans le tableau qui suit répondent aux besoins de la population jusqu'à l'an 2000.-

Le taux d'accroissement constater dans la commune de Ghazaouet entre 1966 - 1977 été de 2,85 jusqu'à 1985 au delà de cette horizon ce dernier passe à 3,17 donc l'évolution de la population de la Z.H.U.N est estimée selon la formule des intérêts composés suivante :

$$P_n = P_o (1 + r)^n$$

P_n : Population Futur 2.000

P_o : Population de l'année de base 1985

n : Nombre de différence des année $n = 15$

r : Taux d'accroissement de la population

$$r = 3,17 \%$$

$$P_{15} = 10959 (1 + 0,0317)^{15} = 17487 \text{ Hab.}$$

2 - CALCUL DES BESOINS EN EAU (CONCLUSION)

Suivant le tableau récapitulatif des besoins en eau. La consommation moyenne journalière de notre Z.H.U.N s'élève à 4417,03 m³/J sans aucune majoration.-

Nous considérons que notre réseau de distribution est moyennement entretenu alors les pertes totales sont évalués à 15 % de la consommation et sont dues essentiellement au gaspillage, fuites, cassures, mauvaise étanchéité etc ..

Estimation des besoins en eau

Equipements	Designation	type et nombre d'occupants	Superficie (m ²)	Dotation	Consommation Journalière (m ³ /j)	Consommation Totale (m ³ /j)
1065	1825 Log	17489 hab.	417600	200 l/j/hab	3497,40	3497,40
SCOLAIRES	3 crèches + école fondée.	200 élèves	4200	100 l/j/élève	20,00	53950
	3.E.F.E	1800 "	21000	"	180,00	
	1.E.F.S	720 "	15700	"	72,00	
	2.C.E.M	1700 "	47000	"	170,00	
	2.Ecoles primaires	600 "	2500	"	60,00	
	1.C.F.P.A	300 "	—	125 l/j/élève	37,50	
SANITAIRES	1. Hopital	240 lits	27000	350 l/j/lit	84,00	120,00
	1. Salle de consultation	—	1000	5 l/j/m ²	5,00	
	1. Pharmacie	—	200	5 "	1,00	
	4. Hammams	—	500	60 "	30,00	
SOCIO-CULTURELS	1. Maison de jeunes	—	1500	1 l/j/m ²	1,50	3250
	1. Salle polyvalente	—	1200	4 "	4,80	
	1. Salle de fête	—	900	4 "	3,60	
	1. Bibliothèque	—	900	4 "	3,60	
	1. Cinéma	—	1200	4 "	4,80	
	1. F.A.J	—	1200	1 "	1,20	
	1. Mosquée	—	1500	—	13,00	
ADMINISTRATIF	1. Agence P.T.T	—	800	10 l/j/m ²	8,00	32,50
	1. Antenne administratif	—	750	"	7,50	
	1. Agence de banque	—	600	"	6,00	
	1. Sureté urbaine	—	500	"	5,00	
	1. Poste de police	—	100	"	1,00	
	1. Liaison pour organisation de masse	—	500	"	5,00	

COMMERCIAL	Commerces divers	—	8550	5 l/j/m ²	42,75	76,25
	SNNG + Marché couvert	—	2600	"	13,00	
	Souk-El-Fellah	—	2100	"	10,50	
	Café + Restaurant	—	500	"	10,00	
SPORT et LOISIRS	Stade scolaire	—	16000	1 l/j/m ²	16,00	118,78
	P.E.P.S	—	5000	"	5,00	
	Terrains de jeux	—	9830	2 l/j/m ²	19,66	
	Parking + Garage	—	19530	4 "	78,12	

tableau récapitulatif

Type	Désignation	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Loge- -ment	Population	3497,40
Equipements	Scolaires	539,50
	Sanitaires	120,00
	Socio-culturels	32,60
	Administratif	32,50
	Commercial	96,25
	Sport et loisir	118,78
Consom. totale ZHUN		4417,03

- CHAPITRE III - VARIATION DU DEBITS

1 - Etude des problèmes posés par la variation

1.1 - Débit de pointe

$$Q_p = K_p \cdot Q_{\text{moy. Jour}}$$

$K_p = K_o \cdot K_j$; $K_j =$ Coefficient qui tient compte des pertes dans le réseau estimée à 15 %

$$K_j = 1,1 \rightarrow 1,3$$

K_o : coefficient d'irrégularité horaire

$$K_o = \alpha \cdot \beta \quad 1,2 < \alpha < 1,4$$

β : est fonction de la population

POPULATION	1000	1500	2000	6000	10.000	20.000	50.000
β	2	1,8	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

on prend $\beta = 1,2$; $\alpha = 1,4$; $K_j = 1,3$

$$K_o = 1,4 \times 1,2 = 1,68$$

$$K_p = 1,3 \times 1,68 = 2,184$$

Sachant $Q_{\text{moy. Jour}} = 4417,03 \text{ m}^3/\text{j} = 51,12 \text{ l/s}$

d'où de pointe $Q_p = 2,184 \cdot 51,12 = 111,65 \text{ l/s}$

$$Q_p = 9646,56 \text{ m}^3/\text{j}.$$

(Avec lequel sera dimensionner la conduite de distribution)

$$1.2 \text{ Débit d'apport} = Q_{\text{app}} = K_j \cdot Q_{\text{moy. Jour}}$$

$$Q_{\text{app}} = 1,3 \times 51,12 = 66,45 \text{ l/s} = 5741,28 \text{ m}^3/\text{j}$$

(Avec lequel sera dimensionner la conduite d'adduction)

CHAPITRE IV - RESERVOIR

1 - UTILITE DES RESERVOIRS

L'existence des réservoirs est d'une grande utilité. Il sert à régulariser l'apport d'eau, les variations dans les différents heures de la journée, ainsi que la pression dans le réseau de distribution.-

Satisfaire les besoins en eau de l'agglomération pour une certaine durée d'une demi-journée environ pendant la réparation d'une panne quelconque.-

- Lutter contre les incendies
- Maintenir l'eau à l'abri des risques de contamination et lutter contre les fortes variations de température.-

2 - CAPACITE DU RESERVOIR

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant et du débit sortant du réservoir pendant les différents heures de la journée.-

Le réservoir doit pouvoir emmagasiner la différence de volume maximum et la différence le volume minimum entre l'apport et la consommation. La somme de ces différences en valeur absolue plus la réserve d'incendie (120 m³) nous donnera le volume total que doit contenir le réservoir.-

$$V_r = |\Delta V|_{\text{Max}} + |\Delta V|_{\text{Min}} + R_i$$

3 - DETERMINATION DE LA COTE DU RADIER

L'emplacement du réservoir projeté doit être choisi de façon à satisfaire aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.

$$C_r = C_t + H + H_{wi} + P_s + H_{we}$$

C_t : Côte du terrain du point le plus haut de la Z.H.U.N $C_t = 111,5$ m

H : Hauteur prise en fonction du nombre d'étage qu'on a $H = R + 4$

3 m par étage $H = 15$ m

H_{wi} = perte de charge dans chaque bâtiments pour $R + 4$ on a $H_{wi} = 3$ m

P_s : Colonne d'eau tenant compte des chauffes eau et des douches

$$P_s \approx 5\text{m}$$

H_{we} : Pertes de charges linéaire dans la conduite de distribution

$$H_{we} = J.L$$

En premier lieu déterminant (C_r) sans tenir compte des pertes de charge (H_{we}) pour pouvoir fixer la longueur de la conduite de distribution (du réservoir au nœud de jonction).-

../..

$$- Cr = Ct + H + Hwi + Ps$$

$$- Cr = 111,5 + 15 + 3 + 5 = 134,5 \text{ m}$$

Dans ce cas nous projetons notre réservoir à la cote du terrain 125 m qui sera élevé vu la topographie du terrain

Donc la longueur $L = 400 \text{ m}$

Détermination du gradient de perte de charge dans la conduite de distribution, on prend $V = 1 \text{ m/s}$

$\xi = 0,1 \text{ mm}$ coefficient de rugosité de l'équation de l'équation de conduit on a

$$Q = V \cdot A = V \cdot \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi V}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,11165}{3,14 \cdot 1}} = 0,377 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé supérieur $D = 400 \text{ mm}$

$$V = \frac{4 Q}{D^2} = \frac{4 \cdot 0,11165}{3,14 \cdot (0,4)^2} = 0,89 \text{ m/s}$$

D'après la théorie de la longueur fluidodynamique ayant le produit $\lambda \Lambda$ dans le cas d'un régime turbulent rugueux $\lambda \neq 1$ où λ est le coefficient de transition. Dans le cas d'un régime transitoire $\lambda \neq 1$

a) - supposons que notre régime est turbulent rugueux, le paramètre de forme

$$\xi = \frac{h}{D} \quad \text{où } h : \text{ hauteur d'eau dans la conduite}$$

$$h = D \text{ Conduite pleine}$$

donc $\xi = 1$

de l'abaque (9) on lit $\frac{4}{Po} = 0,84$; et $Do = 1,539$

Paramètre adimensionnel

$$\Lambda = \frac{D}{Do} = \frac{0,4}{1,539} = 0,2599031$$

$$\left. \begin{array}{l} \xi = 0,1 \text{ mm} \\ \Lambda = 0,2599 \end{array} \right\} \text{ de l'abaque (8a) on lit } Q = 2,88 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sachant $Q = 0,11165 \text{ m}^3/\text{s}$ on trouve Jr

$$Jr = \left\{ \frac{0,11165}{2,88} \right\}^2 = 0,0015029082$$

..//..

Vérification du Régime

$$\frac{\epsilon}{Dn} = \frac{0,1}{400} = 0,00025 = 2,5 \cdot 10^{-4}$$

$$= 10^{-6} \text{ viscosité cinématique}$$

$$R = \frac{Q}{\Lambda} \cdot \frac{4}{Po} \cdot \frac{1}{\nu} = \frac{0,11165}{0,2599} \cdot 0,84 \cdot \frac{1}{10^{-6}} = 3,60 \cdot 10^5 \text{ le nombre de Reynolds.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\epsilon}{D} = 2,5 \cdot 10^{-4} \\ R = 3,6 \cdot 10^5 \end{array} \right\} \text{diagramme de Moody le régime de transition donc } \neq 1$$

Donc on doit corriger la valeur de Jr

$$\frac{J}{J_r} = \lambda_j^{5,3} \text{ de la baque (17c) on constaté que la courbe pour la valeur de } \frac{\epsilon}{D} = 2,5 \cdot 10^{-4}$$

Ne figure pas pour trouver sela moyennement l'abaque (17d) ont trace la droite pour

$$\frac{\epsilon}{D} = 2 \cdot 10^{-4} \longrightarrow \lambda_j^{5,3} = 1,16$$

$$\frac{\epsilon}{b} = 5 \cdot 10^{-4} \longrightarrow \lambda_j^{5,3} = 1,08$$

On projete la verticale de la valeur :

$$\frac{\epsilon}{D} = 2,5 \cdot 10^{-4} \text{ on trouve } \lambda_j^{5,3} = 1,1$$

Les pertes de charge dans la conduite de distribution on seront

$$H_{we} = J l$$

$$J = J_r \lambda_j^{5,3} = 0,0015029082 \times 1,115 = 0,0017283442$$

$$H_{we} = 0,0017283442 \times 400 = 0,69$$

$$\Delta H_s = 15 \% \Delta H_l \text{ où } \Delta H_l = h_{we}$$

$$\Delta H_T = 0,69 \times 1,15 = 0,79$$

La cole finale du radier du réservoir

$$C_{rf} = 134,5 + 0,79 = 135,29 \text{ m}$$

$$\text{on prend } \underline{C_r = 135,5 \text{ m}}$$

La hauteur de la lame d'eau dans le réservoir est de 4 m, une distance de 0,50 m sépare le tro-plein de la conduite de refoulement, on a choisie 4 m pour avoir une grande surface de support a fin que les forces de pression ne soient pas concentrées d'où risque de tassement du terrain.-

..//..

Donc l'altitude jusqu'à laquelle doit refouler la pompe est $C_{rf} =$

$$135,5 + 4 + 0,4 = 140 \text{ m}$$

4 DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR :

Après calcul, le volume du réservoir est estimé à 1.300 m^3 , à la côte du vadier $135,5 \text{ m}$.

La hauteur de la tour $135,5 - 125 = 10,5 \text{ m}$

Calcul du diamètre

$$V = \frac{\pi D^2}{4} \times H$$

V : Volume d'eau 1.300 m^3

D : Diamètre de la cuve (m)

H : Hauteur de la lame d'eau $H = 4 \text{ m}$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1300}{3 \cdot 14 \cdot 4}} = 20,35 \text{ m}$$

5 - EQUIPEMENT DU RESERVOIR

4-5-1 Arrivé de la conduite d'adduction :

L'arrivé de la conduite d'amenée doit déboucher au dessus de la côte fixée par le niveau

- Maximal : 140 m (Fig IV - 1)

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, le départ de la conduite de distribution sera prévu à l'opposé de l'arrivée. Elle doit être munie à son origine d'une crépine placée à 20 Cm au dessus du fond du réservoir afin d'éviter l'introduction des boues ou des sables pouvant se décanter dans la cuve, on doit réserver au minimum 50 Cm au dessus de la génératrice supérieur de la conduite en cas d'une baisse rapide du plan d'eau. En outre il sera très nécessaire de prévoir une vanne juste au départ pour éviter les inondations (Fig IV-2) 4-5-3- V

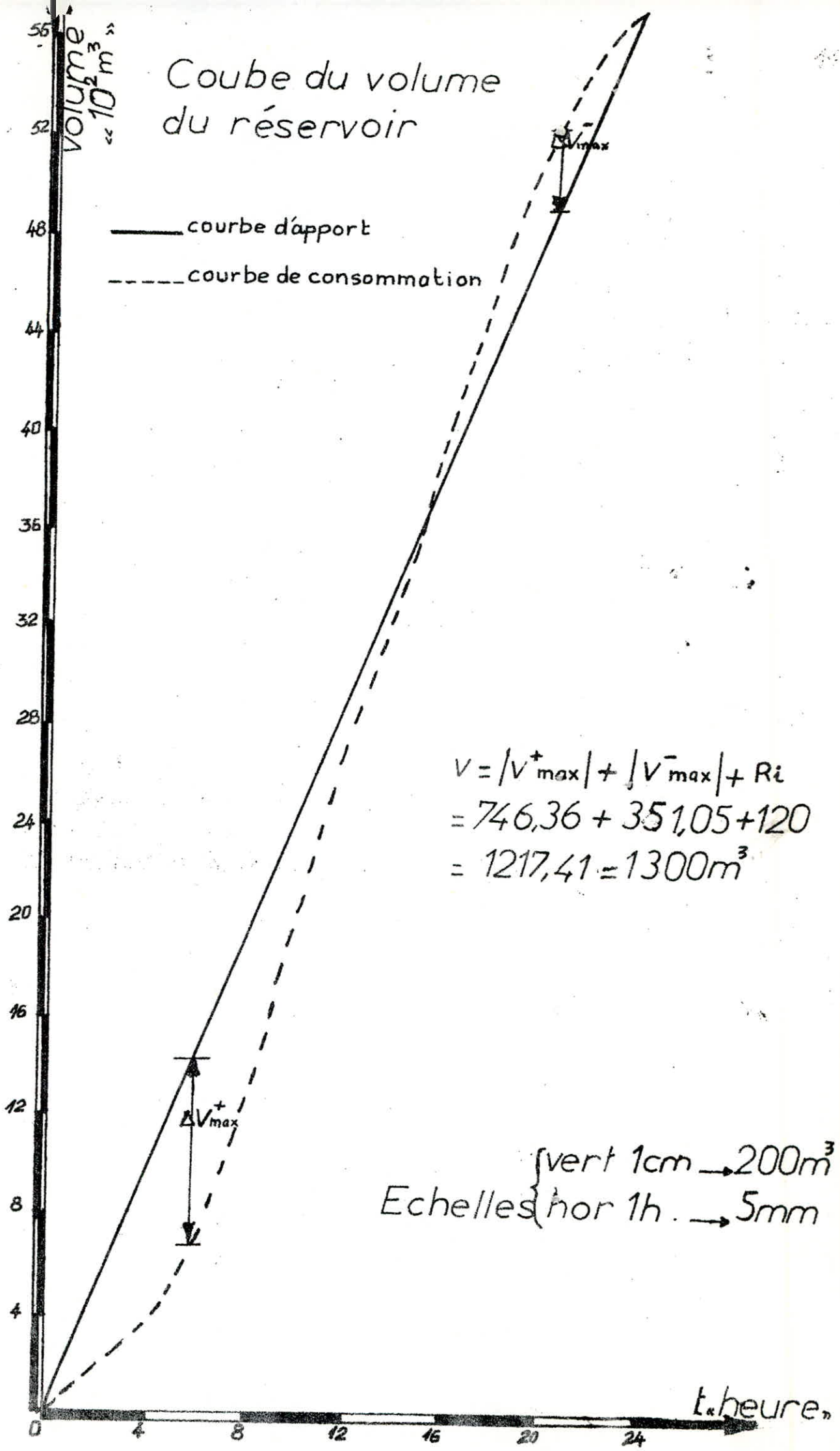
4-5-3 : Trop - Plein :

Comme tout autre appareil, il arrive que le robinet flotteur ne fonctionne pas et c'est pour cette raison d'ailleurs qu'on doit prévoir un tro-plein qui aura pour but d'évacuer la totalité du débit qui arrive au réservoir. La section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve. Elle comporte au départ un envasement de forme de tronc de cône dont la plus grande circonférence de rayon R formera un déversoir au seuil circulaire pour la passage du débit Q sous une hauteur de lame h .

.. / ...

IP Dt (h)	< 10000	10001 + 50000	50001 + 100000	> 100000	Agglomération rurale
0 - 1	2,00	1,50	3,00	3,35	0,75
1 - 2	1,00	1,50	3,20	3,25	0,75
2 - 3	1,00	1,50	2,50	3,30	1,00
3 - 4	1,00	1,50	2,60	3,20	1,00
4 - 5	2,00	2,50	3,50	3,25	3,00
5 - 6	3,00	3,50	4,10	3,40	5,50
6 - 7	5,00	4,50	4,50	3,85	5,50
7 - 8	6,50	5,50	4,90	4,45	5,50
8 - 9	6,50	6,25	4,90	5,20	3,50
9 - 10	5,50	6,25	5,60	5,05	6,00
10 - 11	4,50	6,25	4,80	4,85	8,50
11 - 12	5,50	6,25	4,70	4,60	8,50
12 - 13	7,00	5,00	4,40	4,50	6,00
13 - 14	7,00	5,00	4,10	4,55	5,00
14 - 15	5,50	5,50	4,20	4,75	5,00
15 - 16	4,50	6,00	4,40	4,70	3,50
16 - 17	5,00	6,00	4,30	4,55	3,50
17 - 18	6,50	5,50	4,10	4,35	6,00
18 - 19	6,50	5,00	4,50	4,40	6,00
19 - 20	5,00	4,50	4,50	4,30	6,00
20 - 21	4,50	4,00	4,50	4,30	3,00
21 - 22	3,00	3,00	4,80	4,20	2,00
22 - 23	2,00	2,00	4,60	3,75	1,00
23 - 24	1,00	1,50	3,30	3,70	0,75

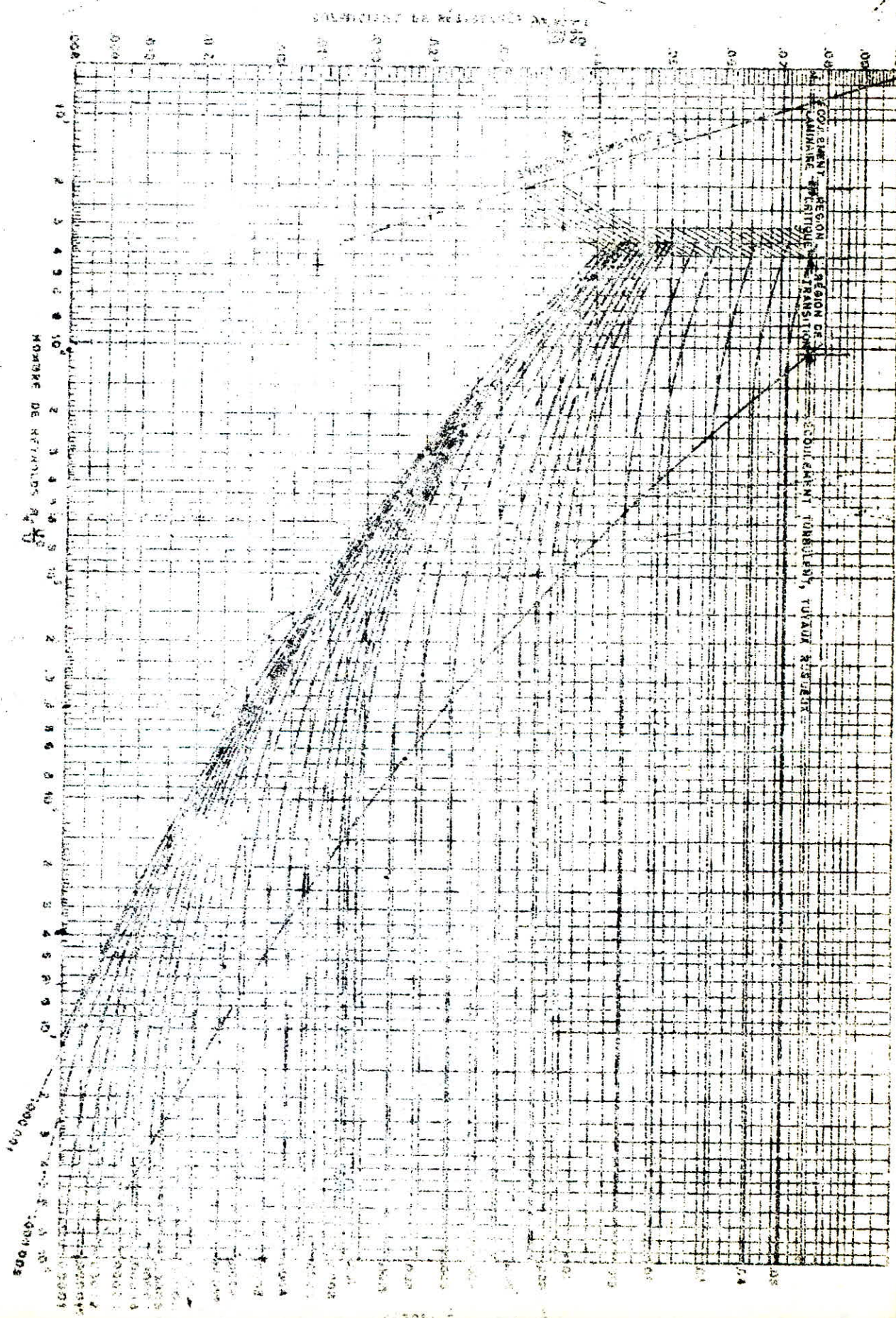
heures	Coeffici- horaire	Volume (m ³)		Volume cumulé (m ³)		Différence de Volume		
		At: 1h	Cl. %	Apporté	Consommé	Apporté	Consommé	ΔV^+
0-1	1,50		239,22	86,119	239,220	86,119	153,101	
1-2	1,50		"	86,119	487,440	172,238	315,202	
2-3	1,50		"	86,119	717,660	258,357	459,303	
3-4	1,50		"	86,119	956,880	344,476	612,404	
4-5	2,50		"	143,532	1196,100	488,008	708,092	
5-6	3,50		"	200,915	1436,320	688,953	746,367	
6-7	4,50		"	258,358	1674,540	917,311	727,229	
7-8	5,50		"	315,770	1913,760	1263,081	650,679	
8-9	6,25		"	358,830	2152,980	1621,911	531,069	
9-10	5,25		"	358,830	2392,200	1980,741	411,459	
10-11	6,25		"	358,830	2531,420	2339,571	291,849	
11-12	6,25		"	358,830	2870,640	2698,401	172,239	
12-13	5,00		"	287,064	3109,850	2985,465	124,385	
13-14	5,00		"	287,064	3349,080	3272,529	76,551	
14-15	5,50		"	315,770	3588,300	3588,229	0,001	
15-16	6,00		"	344,477	3827,520	3932,776		105,256
16-17	6,00		"	344,477	4066,740	4277,253		210,513
17-18	5,50		"	315,770	4305,960	4595,023		287,063
18-19	5,00		"	287,064	4545,400	4880,087		334,907
19-20	4,50		"	258,358	5784,400	5138,115		351,045
20-21	4,00		"	229,651	5023,520	5368,096		344,476
21-22	3,00		"	172,239	5262,811	5540,335		277,495
22-23	2,00		"	114,825	5502,050	5635,151		153,101
23-24	1,50		"	86,119	5741,280	5741,280		0,000



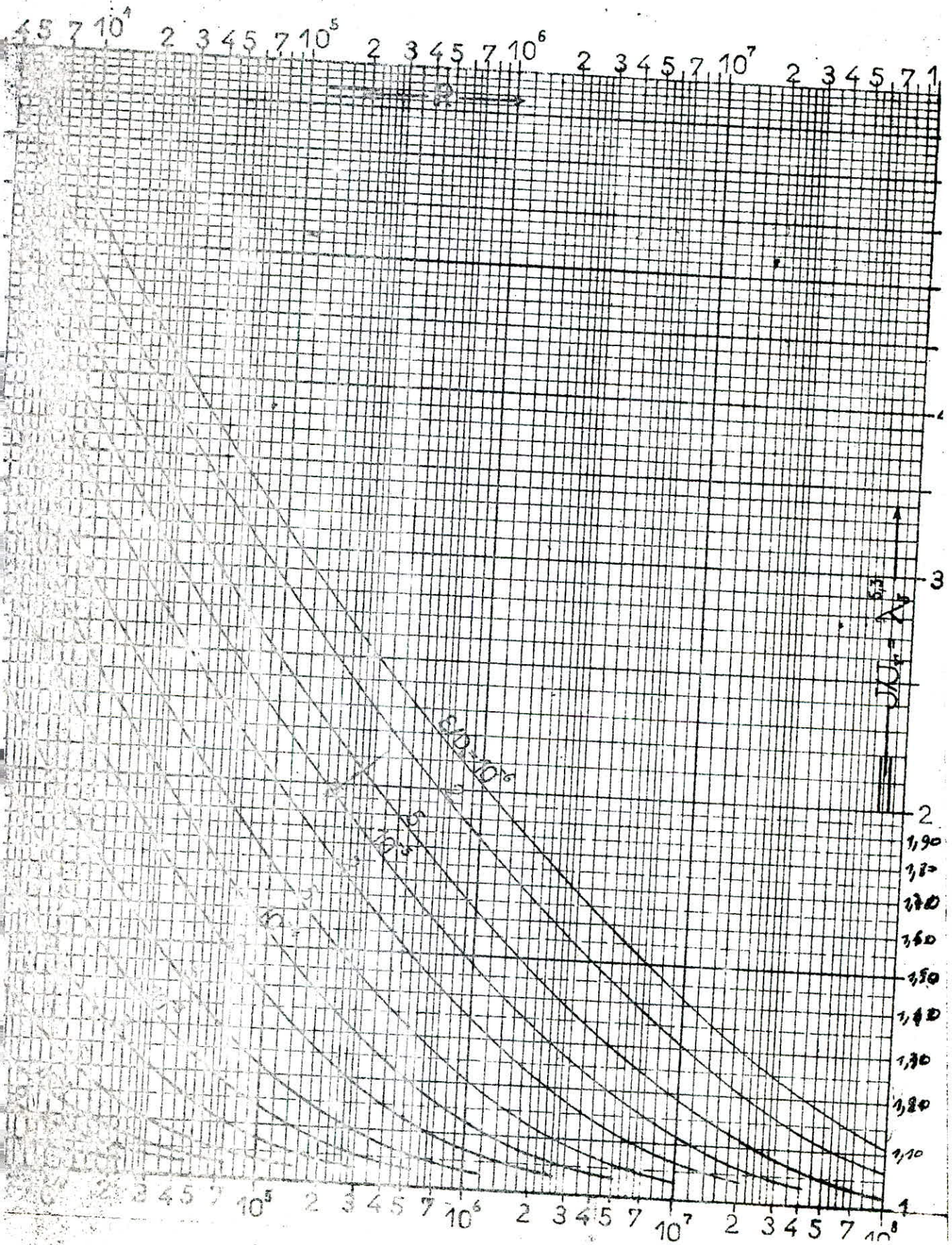
RUGOSITE ABSOLUE DES CONDUITES

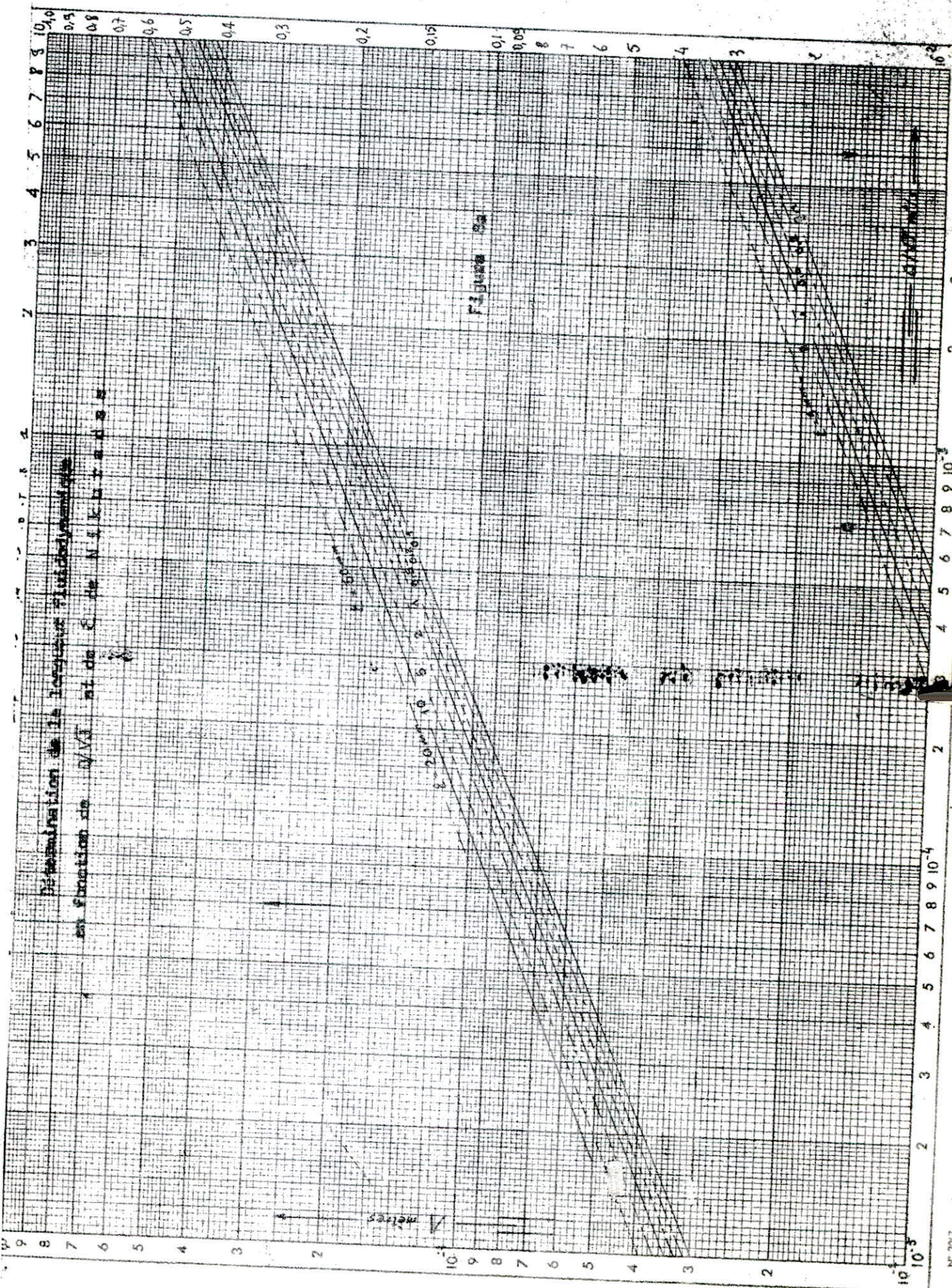
	Materiau	Tuyau nouveau E (mm)	Tuyau ancien E (mm)
Adduction	Acier ou fonte	0,1 à 0,4	1,0 à 1,5
Réseau	Acier ou fonte	0,4 à 1,0	1,5 à 3,0
Adduction	Amiante- ciment	0,03 à 0,1	0,1 à 0,4
Réseau	Amiante- ciment	0,1 à 0,4	0,4 à 1,0
Adduction	P.V.C	0,0 à 0,03	0,03 à 0,1
Réseau	P.V.C	0,03 à 0,1	0,1 à 0,4
Adduction	Béton- armé	0,03 à 0,1	0,1 à 0,4
Réseau	Béton- armé	#	#

Exemple : $Re = 3 \times 10^5$; $\frac{e}{D} = 0,0002$; $\lambda = 0,0184$



Détermination du gradient J de la perte de charge
 en régime de transition



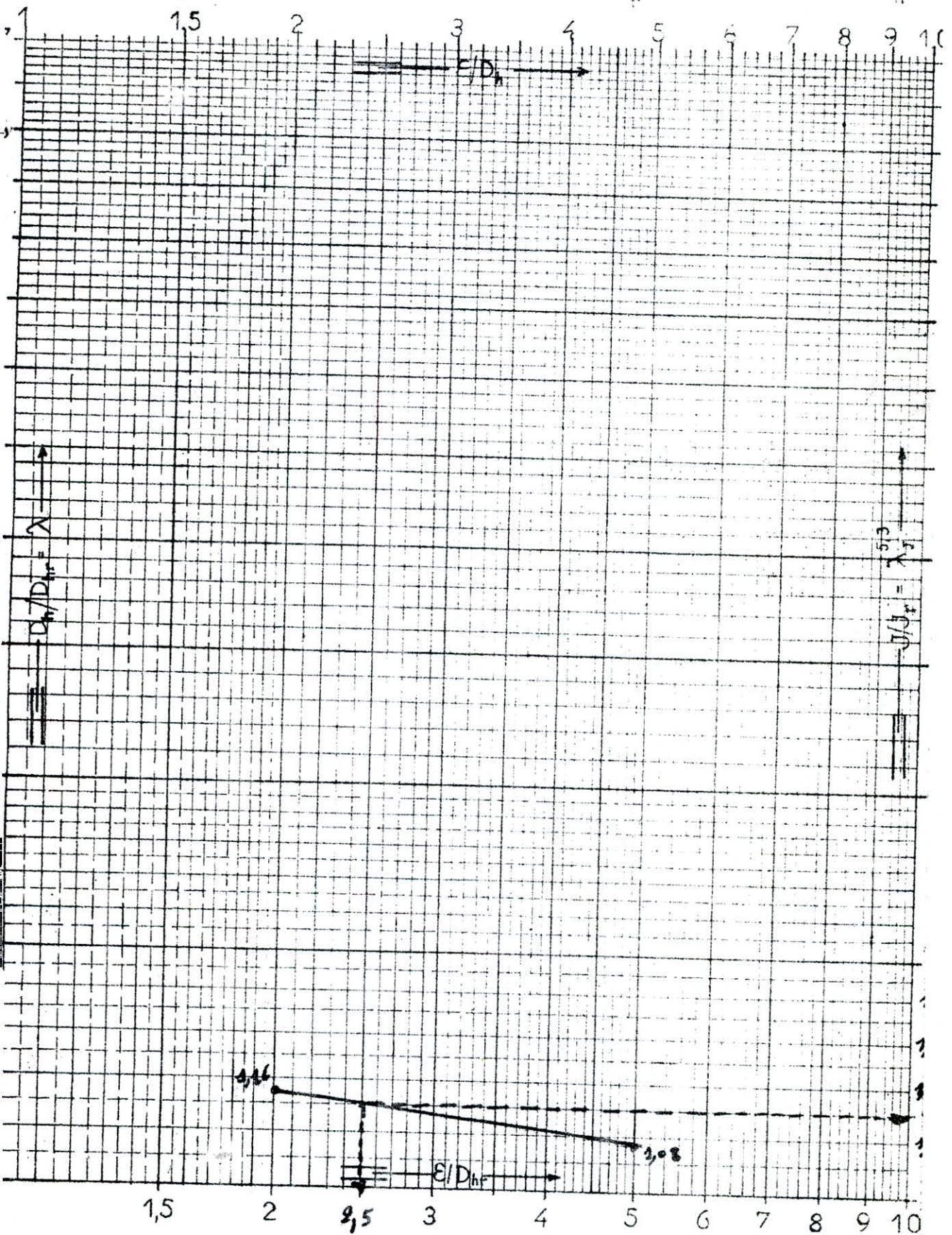


Détermination de la rugosité k de Nikuradse
 en fonction de λ et de Re

Figure 8a

Facteur de transition λ et $\lambda_r^{5,3}$
 Réseau pour tracer les courbes, correspondant:

$\lambda = \frac{D}{D_r} = \frac{a}{a_r}$ en fonction de E/D_{hr} et $\lambda_r^{5,3} = \frac{J}{J_r}$ en fonction de E/D_{hr}



Le débit évacué dans ces conditions est donné par la formule

$$Q = 27,828 \mu R h^{3/2} \text{ (Lencarstre)}$$

Les valeurs de μ sont fonctions de h/R

h/R	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
μ	0,415	0,414	0,410	0,404	0,393

Pratiquement les valeurs de μ diffèrent peu, on peut prendre

$$Q = 11,15 R h^{3/2}$$

La conduite de trop-plein est terminée le plus souvent par un haut à emboîtement (exutoire voisin). Pour éviter toute pollution ou introduction d'animaux dans le réservoir, on aménage un "siphon trop-plein" qui pourra maintenir constamment une partie de cette canalisation pleine

(Fig IV - 3)

4-5-4 - Vidange :

La conduite de vidange part du point bas du réservoir et se raccorde à la canalisation de trop-plein. Elle est munie d'un robinet vanne ouvert en cas d'indisponibilité.

(Fig IV-4)

4-5-5 - Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie doit être constamment renouvelée et prête à l'utilisation en cas de sinistre (Fig IV - 5)

4-5-6 - Hygiène et sécurité :

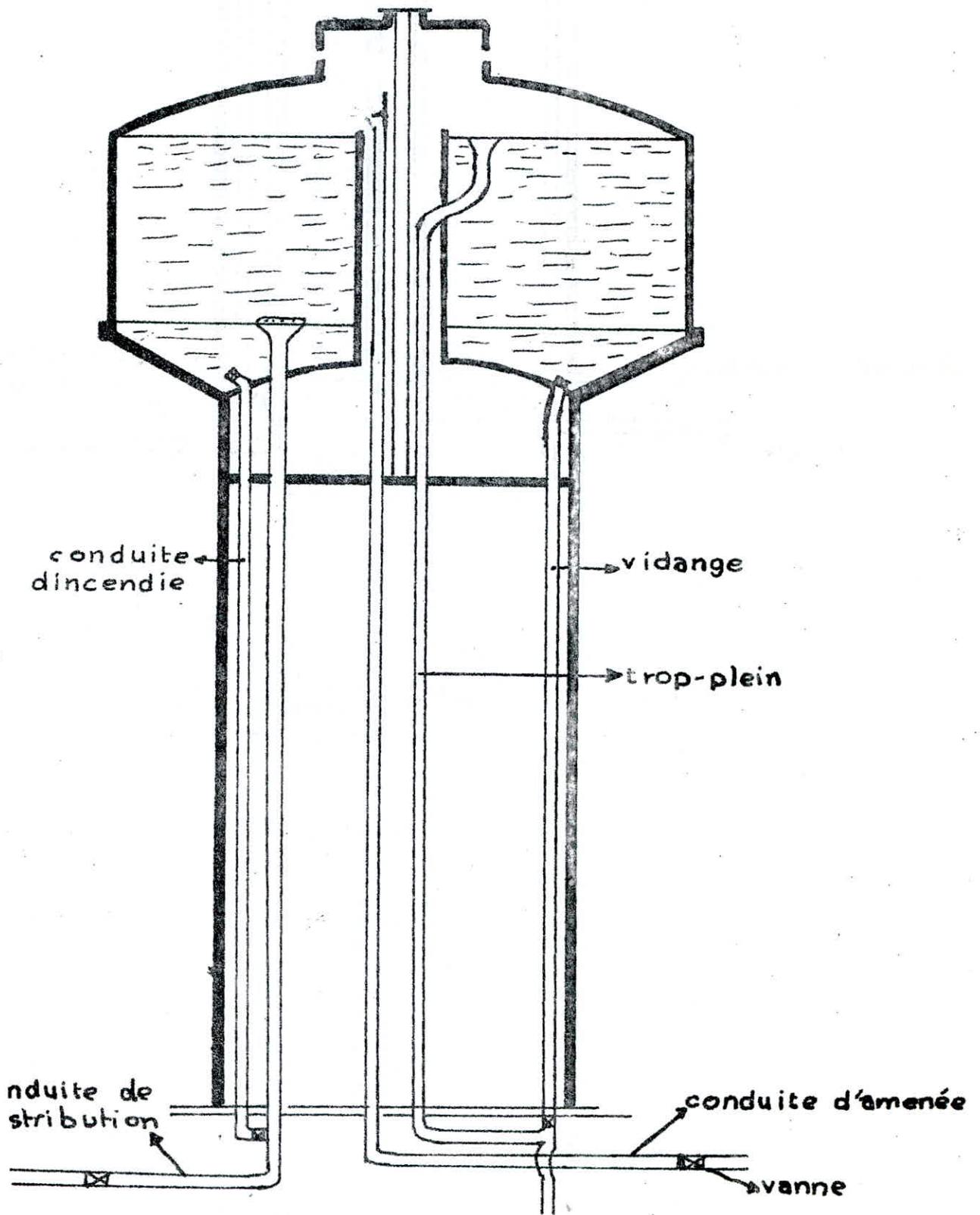
Les réservoirs d'eau potable doivent être couverts. La couverture protège l'eau contre l'introduction de corps étrangers. Toute fois, les réservoirs doivent être aérés. Il y a donc lieu de percer quelques orifices grillagés pour éviter l'introduction des animaux ainsi que quelques ouvertures munies d'épaisse plaques de verre afin de laisser passer la lumière.

- Robinet - Flotteur

A l'arrivée de la conduite de refoulement on prévoit un robinet-flotteur qui a pour but d'empêcher l'eau de dépasser son niveau maximal et provoquer des inondations.

Il s'ouvre quand l'eau descend de son niveau max et se ferme quand elle tend à le dépasser ce système peut-être automatisé (Fig - IV - 6)

RESERVOIR SUR-ELEVE



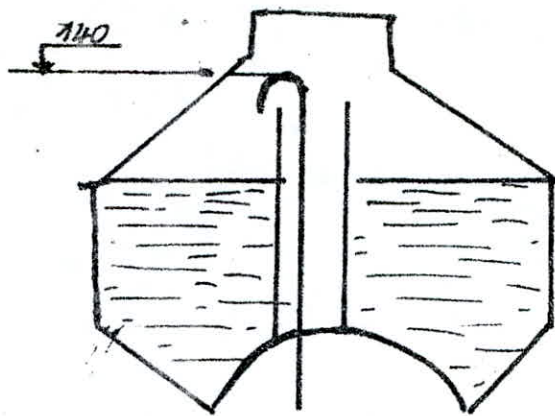


Fig IV-1

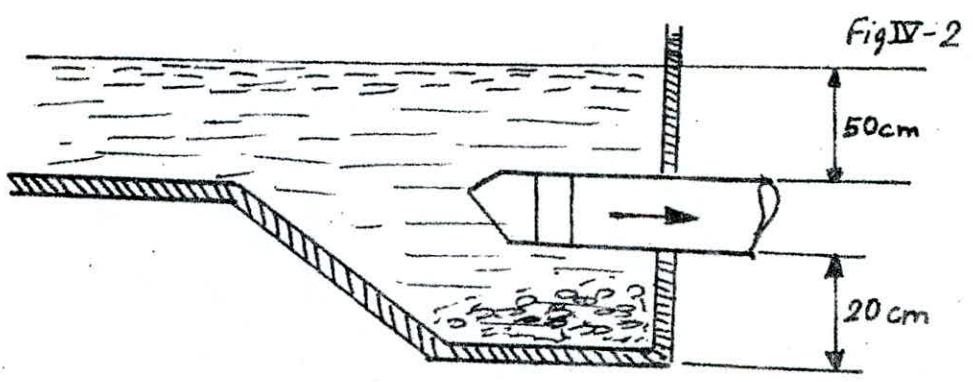


Fig IV-2

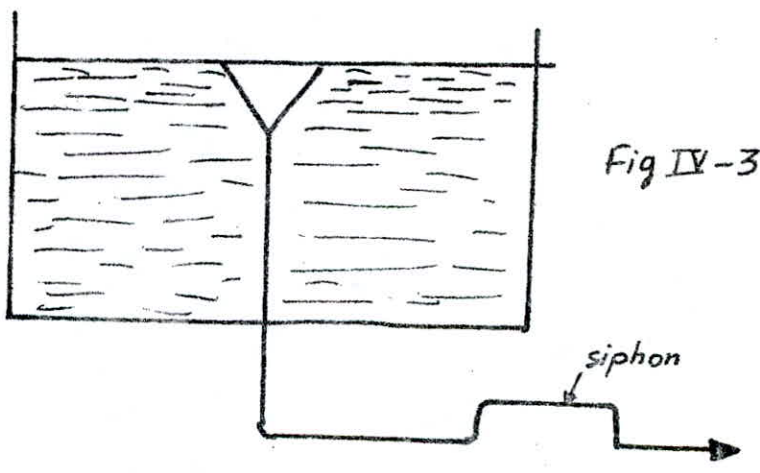


Fig IV-3

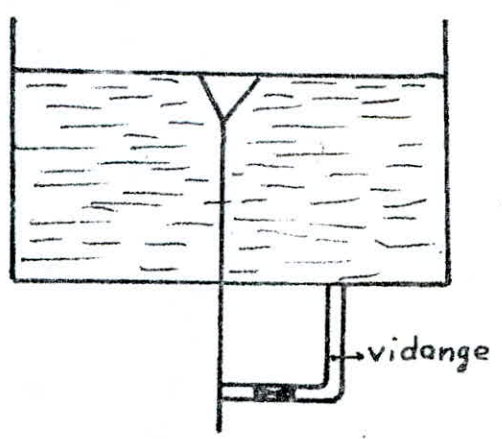
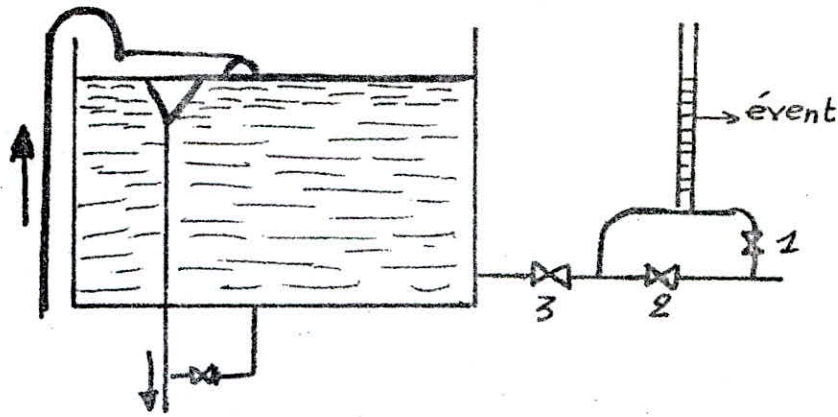
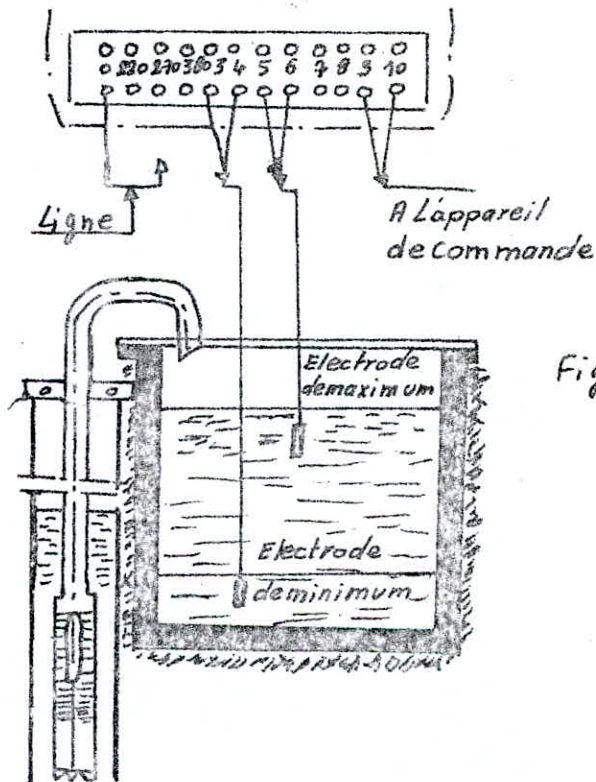


Fig-IV-4

Fig IV - 5



AUTOMATISATION.



- ① La pompe est démarrée automatiquement quand l'électrode de minimum se découvre.
- ② La pompe s'arrête automatiquement quand l'électrode de maximum est trempé par l'eau.

1 -- DETERMINATION DES DEBITS AUX NOEUDS

Suivant le plan de voirie on a décomposé notre Z.H.U.N en cinq (5) mailles dans lesquelles les densités seront déterminées suivant la répartition de la population.--

Pour déterminer le débit de chaque noeud, on évalue la zone qu'il dessert.--

La surface de chaque noeud sera obtenue par la méthode des médiatrices. Ayant les densités correspondantes nous trouvons la population possible et avec la consommation spécifique nous déduisons le débit dans chaque noeud, en multipliant celui-ci par le coefficient de pointe $K_p = 2,184$ nous obtenons le débit de pointe au noeud.

* La densité est déterminée par la formule suivante :

$$d = \frac{N_p}{S_t} \quad (\text{Hab/ha}) \quad \begin{array}{l} N_p : \text{Population occupant la maille} \\ S_t : \text{surface totale de la maille} \end{array}$$

* Consommation spécifique

$$q = \frac{Q_{\text{max}}}{N_p} \quad (\text{m}^3/\text{j}/\text{hab}) \quad \text{ou} \quad (1/\text{j}/\text{Hab})$$

N_p : Population totale de la Z.H.U.N

La population dans chaque zone du noeud

$N_i = S_i \cdot d$: S_i = surface de la zone de noeud d'où la consommation par noeud

$$Q_i = N_i \cdot q$$

5 -- 2 Calcul du réseau maillé par la méthode de Hardy -- Cross

Le calcul du réseau maillé se fait par approximations successives selon la méthode de hardy--crois qui repose sur les deux lois fondamentales de Khirchoff : c'est à dire : celle des noeuds et celles des mailles.--

a)-- Loi des noeuds :

En un noeud quelconque des conduites : la somme des débits entrant est égale à la somme des débits sortant.--

b)-- Loi des mailles :

La somme algébrique des pertes de charges le long d'une maille (parcours fermé) orientées dans un sens arbitraire ; est nulle.--

Débits soutirés

Noeuds	Mailles	Surface desservie (ha)	Consommation spécifique (l/s/hab)	Densité (hab/ha)	Population (hab)	Consommation par noeud (l/s/j)	Coefficient de pointe Kp	Débits Soutirés (L/s)
①	IV	3,85	252,59	93	358	249,81	2,184	6,31
	V	2,03	"	311	531			
②	V	1,72	"	311	535	135,14	"	3,42
③	V	1,51	"	311	470	118,92	"	3,00
④	V	1,28	"	311	398	215,21	"	5,44
	IV	4,88	"	93	454			
⑤	II	4,15	"	164	581	245,53	"	6,23
	IV	3,17	"	93	295			
⑥	II	3,02	"	164	495	476,89	"	12,06
	III	2,53	"	372	978			
	IV	4,46	"	93	415			
⑦	III	4,52	"	372	1581	530,19	"	13,40
	IV	4,50	"	93	418			
⑧	I	3,75	"	300	1125	631,93	"	15,97
	III	3,70	"	372	1376			
⑨	I	4,70	"	300	1410	773,94	"	19,56
	II	2,94	"	164	482			
	III	3,15	"	372	1172			
⑩	I	1,59	"	300	477	256,88	"	6,49
	II	3,29	"	164	540			
⑪	I	4,60	"	300	1380	348,57	"	8,81
⑫	I	5,72	"	300	1716	433,44	"	10,96
Total.		75,16			17487			111,65

L'orientation positive est donné par le sens du déplacement des aiguilles d'une montre.

Tous d'abord on se donne des débits arbitraires dans les conduites de part et d'autre du point de jonction du réseau avec la conduite principale d'amenée, ainsi que des vitesses raisonnables d'écoulement (0,4 + 1, m/s). Après on calcul les diamètres avec lesquels on trouve les pertes de charges qui seraient à juger. Les diamètres sont calculés par le tableau de COLEBROOK (Voir DUPONT Tome II)

Pour calculer le réseau maillé, on a choisi le sens des aiguilles d'une montre comme sens positif donc les pertes de charges prendront le signe de leur débits respectifs.

Pour chaque branche, on calcule les pertes de charges élémentaires puis on somme les pertes de charges pour chaque maille.

On calcul les pertes de charges par la formule de DARCY-WEISBACH (P.D.C singulière).

$$\Delta H_s = F. \frac{L_e}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

- L_e : longueur équivalente
- F : coefficient de frottement
- D : Diamètre
- V : Vitesse moyenne d'écoulement

Les pertes de charges, dues aux frottements sont données par l'égalité suivante :

$$\Delta H_f = F. \frac{L_G}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

- L_G : longueur géométrique

Les pertes de charges totales sont déduites par le formule suivante :

$$\Delta H_T = \Delta H_f + \Delta H_s$$

La longueur totale $L_T = L_G + L_e$

On estime la longueur équivalente à 15 % de la longueur géométrique on peut écrire que

$$L_T = L_G + 0,15 L_G = 1,15 L_G$$

d'où les pertes de charges

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

$$f_c = -0,86 \ln \left\{ \frac{\epsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{R V_c^5} \right\}^{-2} \quad \text{Coefficient de frottement par WALEBROOK}$$

Le coefficient de frottement f sera calculé d'après la formule de NIKURADZE (Régime T. R)

$$F = \left\{ 1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D} \right\}^{-2} \quad \text{1er approximation}$$

Le rugosité absolue ϵ a été choisie égalé à 10^{-4}
on appliquera à toutes les branches de chaque maille un débit correctif ayant pour valeur ΔQ

$$\text{On a} \quad \Delta H = \sum r Q^2$$

Or la somme des pertes de charges est égale à zéro dans chaque circuit fermé.

Q_0 : Débit supposé en première approximation

Q_1 : Débit corrigé

Q : Débit correctif

On aura pour chaque conduite

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$$

$$\begin{aligned} \Delta H = \sum r Q_1^2 &= \sum r (Q_0 + \Delta Q_0)^2 \\ &= r (Q_0^2 + 2 Q_0 \Delta Q_0 + \Delta Q_0^2) \end{aligned}$$

Le terme ΔQ_0^2 étant très petit, on le néglige
d'où $\Delta H = r (Q_0^2 + 2 Q_0 \Delta Q_0)$

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

Or pour un circuit fermé $\sum \Delta H = 0$

d'où on a

$$Q_0 = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0} \quad (13/s)$$

On arrête les calculs dès que

$$\sum \Delta H < 0,5 \text{ m}$$

$$\Delta Q < 0,4 \text{ l/s}$$

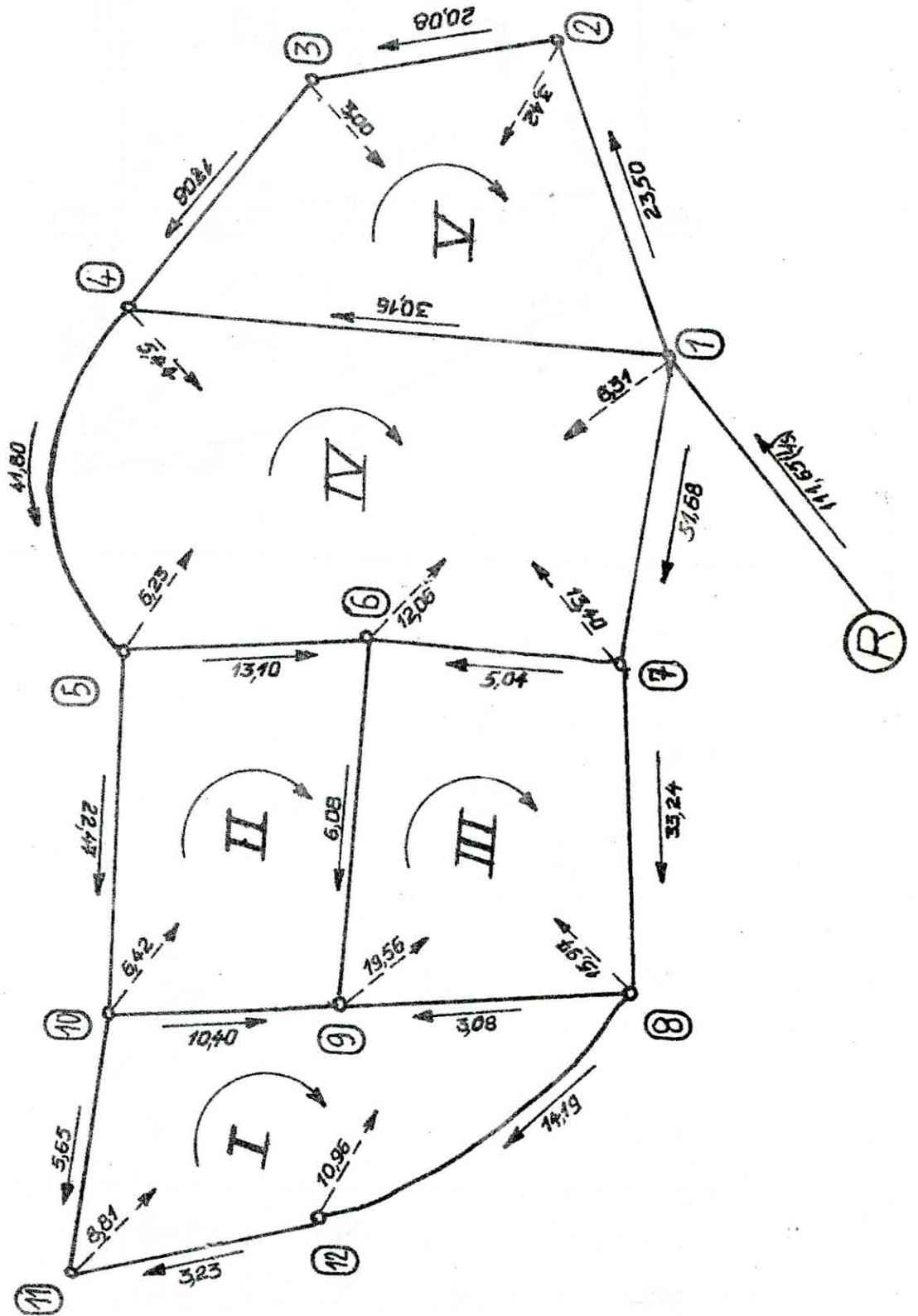
Programme pour le calcul du réseau maillé sur TI 59

programme	2nd x	6	SUN	Introduction
2ndLbl	2nd x	6 X	SUN	$\phi \rightarrow \text{STO } 00$
A	\div	8 X	11 R/s	$Q \rightarrow \text{STO } 01$
2ndsftg	RCL	RCL	2ndLbl	$L_e \rightarrow \text{STO } 02$
8	5 \sqrt{x}	1 ₂ X	B	$\varepsilon \rightarrow \text{STO } 03$
RCL	+	\div	RCL	$0 \rightarrow \text{STO } 04$
3	RCL	2nd π	9 R/s	$0,0001 \times \Delta t$
\div	3 \div	X ²	\div	
RCL	3 \div	\div	2 =	résultats
0 =	7 \div	9 \cdot	+/-	A \rightarrow J
2nd log	RCL	8 \div	STO	R/s $\rightarrow \Delta H$
X	0 =	RCL	12	R/s $\rightarrow \frac{\Delta H}{Q}$
2 +/-	2nd log	0 X	RCL	
+ 1	X	Y ^X	9 +/-	répéter la même
1	2 +/-	5 =	SUM	chose. pour les
4 = ²	X ²	STO	9	"n" tronçons
X ^{1/x}	1/x	7	RCL	puis appuyer sur
STO	STO	R/s	11 +/-	B $\rightarrow \Sigma \Delta H$
5	6	X	SUM	R/s $\rightarrow \frac{\Sigma \Delta H}{Q}$
2ndLbl	RCL	2 =	11	R/s $\rightarrow \Delta q = \frac{\Sigma \Delta H}{2 \Sigma \Delta H / Q}$
2	5 =	STO	RCL	
5	2nd x	8	12	remarque.
1 X	INV	SUM	R/s	Si Q inférieur à 0.
RCL	2nd x $\geq t$	9 R/s		l'introduire avec
0 X	RCL	\div		le signe (-) et
2nd π	6 *	RCL		introduire L _e avec
RCL	STO	1		le signe (-).
4 \div	5	STO		
RCL	GTO	10		* L _e = 1,15 L ₆
1	=			
	2ndLbl			
	X ²			
	RCL			

Caractéristiques des mailles						1 ^{er} Approximation			1 ^{re} Correction				
N ^o Maille	Maille Adj.	Tronçon	L _a (m)	D (mm)	D ₀ (1/s)	J	ΔH (m)	2rD	CPM (1/s)	CMA (1/s)	Total (1/s)	Nouv. Débit (1/s)	
I	-	11-10	690,00	100	-5,77	0,005305	-4,35	753,95	0,04	-	0,04	-5,73	
	-	11-12	281,75	80	3,11	0,005035	1,70	545,75	0,04	-	0,04	3,15	
	-	12-8	685,40	150	14,07	0,004436	3,04	216,11	0,04	-	0,04	14,11	
	III	8-9	253,00	80	-2,73	0,004729	-1,20	438,30	0,04	-0,22	-0,18	-2,91	
	II	9-10	246,10	150	10,68	0,002638	0,65	60,78	0,04	-0,18	-0,14	10,54	
							-0,15	2015,88					
							ΔD = 0,04 (1/s)						
II	I	9-10	246,10	150	-10,68	0,002638	-0,65	60,78	0,18	-0,04	0,14	-10,54	
	-	10-5	632,50	200	-22,87	0,002529	-1,66	72,65	0,18	-	0,18	-22,69	
	IV	5-6	420,90	150	13,15	0,003904	1,64	124,94	0,18	-0,15	0,03	13,18	
	III	6-9	595,00	150	6,15	0,000944	0,54	88,28	0,18	-0,22	-0,04	6,11	
							-0,13	346,65					
							ΔD = 0,18						
III	II	6-9	595,00	150	-6,15	0,000944	-0,54	88,28	0,22	-0,18	0,04	-6,11	
	I	9-8	253,00	80	2,73	0,004729	1,20	438,30	0,22	-0,04	0,18	2,91	
	-	8-7	687,90	200	32,77	0,005204	3,58	109,21	0,22	-	0,22	32,99	
	IV	7-6	326,60	80	-5,06	0,015143	-4,94	977,41	0,22	-0,15	0,07	-4,99	
							-0,10	1513,20					
							ΔD = 0,22						
IV	III	7-6	326,60	80	5,06	0,015143	4,94	977,41	0,15	-0,22	-0,07	4,99	
	II	6-5	420,90	150	-13,15	0,003904	-1,64	124,94	0,15	-0,18	0,03	-13,18	
	-	5-4	1274,20	250	-4,225	0,002745	-3,50	82,79	0,15	-	0,15	-4,210	
	-	7-1	345,00	250	51,23	0,003964	1,37	265,9	0,15	-	0,15	51,38	
	V	1-4	345,00	200	-30,33	0,004489	-1,55	51,07	0,15	-0,16	-0,01	-30,34	
							-1,55	1262,90					
							ΔD = 0,15						
V	IV	1-4	345,00	200	30,33	0,004489	1,55	51,07	0,15	-0,15	0,01	30,34	
	-	1-2	340,40	200	-23,78	0,002828	-0,96	40,48	0,15	-	0,15	-23,62	
	-	2-3	181,00	200	-20,36	0,002109	-0,34	16,68	0,15	-	0,15	-20,20	
	-	3-4	184,00	200	-17,36	0,001563	-0,29	16,57	0,16	-	0,16	-17,20	
							-0,04	121,80					
							ΔD = 0,16						

Maille Adj.	3 ^{em} Approximation				3 ^{em} Correction				
	Q ₂	J	ΔH	2rQ	C.P.M	C.M.A	Total	Nouveau Débit Q ₃	ΔH
-	-5,58	0,006120	-4,22	743,52	0,03	-	0,03	-5,65	-4,18
-	3,20	0,006567	1,79	560,58	0,03	-	0,03	3,23	1,82
-	14,16	0,004490	3,08	214,35	0,03	-	0,03	14,19	3,09
III	-2,98	0,005591	-1,41	472,99	0,03	-0,13	-0,10	-3,08	-1,50
II	10,47	0,002541	0,62	59,73	0,03	-0,10	-0,07	10,40	-0,62
			-0,14	2054,17					
			ΔQ = 0,03						
I	-10,47	0,002541	-0,62	59,73	0,10	-0,03	0,07	-10,40	0,62
-	-22,57	0,002562	-1,62	71,80	0,10	-	0,10	-22,47	-1,60
IV	13,11	0,003881	1,63	124,50	0,10	-0,11	-0,01	13,10	1,63
III	6,11	0,000933	0,54	87,79	0,10	-0,13	-0,03	6,08	0,53
			-0,07	343,92					
			ΔQ = 0,10						
II	-6,11	0,000933	-0,54	87,79	0,13	-0,10	0,03	-6,08	-0,53
I	2,98	0,005591	1,41	472,99	0,13	-0,03	0,10	3,08	1,50
-	33,11	0,005308	3,65	110,24	0,13	-	0,13	33,24	3,68
IV	-5,06	0,015143	-4,94	977,41	0,13	-0,11	0,02	-5,04	-4,91
			-0,12	1648,43					
			ΔQ = 0,13						
III	5,06	0,015143	4,94	977,41	0,11	-0,13	-0,02	5,04	4,91
II	13,11	0,003881	-1,53	124,50	0,11	-0,10	0,01	13,10	-1,63
-	-41,91	0,002903	-3,44	82,19	0,11	-	0,11	-41,80	-3,43
-	51,57	0,004014	1,38	25,85	0,11	-	0,11	51,68	1,39
V	-30,19	0,004450	-1,54	50,85	0,11	-0,08	0,03	-30,16	-1,53
			-0,29	1261,90					
			ΔQ = 0,11						
IV	30,19	0,004450	1,54	50,85	0,08	-0,11	-0,03	30,16	1,53
-	-23,58	0,002783	-0,95	40,18	0,08	-	0,08	-23,50	-0,94
-	-20,16	0,002070	-0,33	16,54	0,08	-	0,08	-20,08	-0,33
-	-18,16	0,001530	-0,28	16,40	0,08	-	0,08	-18,08	-0,27
			-0,02	123,97					
			ΔQ = 0,08						

Répartition définitive
des débits dans les tronçons



3 - CALCUL DE PRESSIONS DE SERVICE (SOL)

$$P_s = C_p - C_t$$

P_s : Pression au sol

C_p : côte piézométrique

C_t : Côte du terrain.

La valeur maximale des pressions doit être < 60 m. La côte piézométrique au bout d'un tronçon est égal à la côte piézométrique au début de ce tronçon moins les pertes de charges (ΔH) le long de ce tronçon.

La côte piézométrique du point de liaison, (1) réseau de distribution conduite d'amener est égale à la côte du tro-plein du réservoir moins les pertes de charge le long de la conduite (R-1)

Il faut veiller encore à se déplacer toujours suivant le sens de l'écoulement

calcul des pressions au sol

No Mailles	Trançons	Altitudes (m)		P.d.c (m)	Cotes piérométriques (m)		Pressions au sol (m)
		Amonts	Avales		Amonts	Avales	
V	R-1	140,00	102,50	0,79	140,00	139,21	36,71
	1-2	102,50	110,50	0,94	139,21	139,19	27,67
	2-3	110,50	105,60	0,33	138,27	138,00	32,40
	3-4	105,60	98,60	0,27	138,00	134,94	36,34
	1-4	102,50	98,60	1,53	136,47	134,94	36,34
IV	1-4	102,50	98,60	1,53	136,47	134,94	36,34
	4-5	98,60	33,50	3,43	134,94	131,51	98,01
	5-6	33,50	81,69	1,63	131,51	130,17	48,48
	1-7	102,50	101,80	1,39	136,47	135,08	33,28
	7-6	101,80	81,69	4,91	135,08	130,17	48,48
III	7-6	101,80	81,69	4,91	135,08	130,17	48,48
	6-9	81,69	76,70	0,53	130,17	129,90	53,20
	7-8	101,80	88,50	3,68	135,08	131,40	42,90
	8-9	88,50	76,70	1,50	131,40	129,90	53,20
II	9-10	76,70	53,80	-0,62	129,90	130,67	76,87
	5-10	33,50	53,80	1,60	131,51	130,67	76,87
	5-6	33,50	81,69	1,63	131,51	130,17	48,48
	6-9	81,69	76,70	0,53	130,17	129,90	53,20
I	8-9	88,50	76,70	1,50	131,40	129,90	53,20
	8-12	88,50	77,60	3,09	131,40	128,31	50,81
	12-11	77,60	71,22	1,82	128,31	126,49	55,27
	11-10	71,22	53,80	-4,18	126,49	130,67	76,87
	10-9	53,80	76,70	0,62	130,67	129,90	53,20

3 -- REDUCTEUR DE PRESSION :

Certains tronçons du réseau sont soumis à des pressions admissibles tandis que d'autres sont soumis à de fortes pressions.--

Nous placerons alors, sur ces tronçons, des appareils appelés réducteurs de pressions ces derniers sont réglables et permettent d'obtenir à la sortie, une pression de service fixée à l'avance.--

Un réducteur de pression comporte toujours un clapet mobile et un ou plusieurs ressorts de compression, réglable, agissant sur le clapet et dans le sens de l'ouverture.--

Si la pression tombe à l'aval au-dessous de la valeur désirée le clapet s'ouvre sous l'action des ressorts. Au contraire, dès que la pression aval atteint la valeur fixée, le clapet se referme, il en résulte un laminage de filets liquides engendrant une perte de charge, cause d'abaissement de la pression. Il est recommandé de placer un réducteur de pression entre deux robinets-vannes qui, en principe, seront toujours ouverts et d'installer un by-pass avec vanne normalement fermée. Ce dispositif permet de mettre l'appareil hors-circuit, soit pour une réparation éventuelle, soit en cas d'incendie, pour maintenir une haute pression dans le réseau.

--Voir Planche Y --1 (V--2)

4 -- ACCESOIRES DU RESEAU

4-1 Robinets -- vanne

Les robinets-vanne permettent l'isolement des divers tronçons de vanalisation. Nous les trouverons donc à chaque noeud du réseau ou sur le parcours d'une longue conduite, à fin d'avoir la facilité de réparer un bief accidenté tout en limitant la gêne ainsi occasionnée.

4-2 Ventouses

Les ventouses seront 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'écoulement ou à détruire la canalisation.--

4 - 3 Bouches d'incendie

Les bouches et poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les canalisations capables de fournir au point correspondant un débit minimal de 17 l/s sous une pression suffisante.

4.4 Tés

On envisage un té à chaque ramification à trois diamètres. Si leurs dimensions ne sont pas les mêmes, il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour pouvoir les placer.

1 - INTRODUCTION :

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.-

2 - ETUDE TECHNIQUE : CHOIX DU TRACE :

On a étudié le tracé des conduites d'adduction sur un plan topographique de la commune à l'échelle 1/5000 ; le choix de ce tracé a été effectué en respectant le mieux possible les impératifs, suivants :

- Choix du tracé le plus court possible, afin de réduire les frais d'investissement
- Choix d'un profil en long, aussi régulier que possible avec une rampe dans le même sens vers le réservoir d'accumulation tout en évitant les contre pentes qui peuvent donner lieu à des poches d'air et qui, dans le cas de refoulement lors d'un arrêt brusque, peuvent faire apparaître en ces points des cavitations entraînant une rupture de la veine liquide, pouvant provoquer des désordres graves (vibration dessellement des joints) et pouvant aller jusqu'à l'éclatement de la conduite.-
- Les tracés doivent suivre si possible l'accotement des routes pour faciliter l'acheminement du matériel.-
- Les coudes doivent être largement ouverts, afin d'éviter les butées importantes.-

Vu la disposition du puits CAPAM à la côte 19,80m et du puits des orrangers à la côte 25m on envisage une bache de reprise reliant les deux puits ^{à 15 m} des orrangers et à 520 m du puits CAPAM, cette dernière est considérée comme un réservoir resservant de l'eau exhaussée des deux puits et servira comme reprise pour la Station de pompage principale.-

* Dimensionnement de la bache de reprise :

Notre bache sera dimensionnée avec la plus grande différence de volume absolue entre le volume d'apport cumulé et le volume de refoulement cumulé :

* Le débit de pompage disponible est celui des deux puits :

$$Q_p = 25 + 60 = 85 \text{ l/s} = 306 \text{ m}^3/\text{h}$$

* Le Débit de refoulement vers le réservoir est le débit de consommation maximal journalière

$$Q_r = 66,45 \text{ l/s} = 239,22 \text{ m}^3/\text{h}$$

* Choisissons un temps de pompage (de la station principale)

$$t = 20 \text{ h.}$$

d'où le volume de refoulement

$$V = 239,22 \times 20 = 4784,40 \text{ m}^3$$

* Donc le temps de pompage sur les deux puits est :

$$t' = \frac{4784,40}{306} = 16 \text{ h}$$

Récapitulation des résultats précédants :

- Débit de pompage 306 m³/h
- Débit de refoulement 239,22 m³/h
- Temps de pompage 16 h/24
- Temps de refoulement

Donc la plus grande différence de volume en valeur absolue enregistré pendant une journée entre le pompage et le refoulement est de 189,36 m³ et t pour plus de sécurité sur l'aspiration des pompes on prend un volume de 300 m³

Nous disposons ce volume en deux cuves de 150 m³ afin de faciliter le nettoyage.-

La hauteur de la tranche d'eau (H) dans la bache sera prise égale à 3,5 m

$$\text{On a } V = s \cdot H = \frac{\pi D^2}{4} \cdot H \Rightarrow D^2 = \frac{4 \cdot V}{\pi H}$$
$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 150}{\pi \cdot 3,5}} = 7,38 \text{ m}$$

Nous prévoyons une lame d'air d'épaisseur 0,50 m

La hauteur totale de la bache sera

$$H_t = H + 0,5 = 4 \text{ m}$$

La bache comportera une conduite de trop-plein et une conduite de vidange.-

temps	Δt (h)	Temps de refoulement (h)	Volume refoulé V_r (m^3)	Volume refoulé Cumulé V_{rc} (m^3)
0 - 4	4	0	0,00	0,00
4 - 10	6	6	1435,32	1435,32
10 - 16	6	6	1435,32	2870,64
16 - 20	4	4	956,88	3827,52
20 - 24	4	4	956,88	4784,40
		20		

Temps	Δt (h)	Temps de Pompe -ga (h)	Volume pompé V_p (m^3)	Volume pompé Cumulé V_{pc} (m^3)
0 - 4	4	0	0,00	0,00
4 - 10	6	5	1530,00	1530,00
10 - 16	6	5	1530,00	3060,00
16 - 20	4	2	612,00	3672,00
20 - 24	4	2	612,00	4284,00
		15		

Temps	0-4	4-10	10-16	16-20	20-24
ΔV_c (m^3)	0,00	94,68	189,36	155,52	116,60

3 - DETERMINATION DE LA HAUTEUR GEOMETRIQUE

a)- Détermination de la hauteur géométrique de refoulement entre la bache de reprise et le réservoir d'accumulation

- Côte du trop-plein du réservoir : 140 m
- La côte du plus d'eau dans la bache : 25,50 m
- Ho = la hauteur de refoulement = (niveau trop-plein) - (niveau dans la bache)

$$H_o = 140 - 25,50 = 114,5 \text{ m}$$

La hauteur d'aspiration dans la bache = 3m

$$H_g = H_o + H_{asp} = 114,5 + 3 = 117,5 \text{ m}$$

b)- Détermination de la hauteur géométrique de refoulement entre le puits CAPAM et la bache de reprise

- Cote du trop-plein dans la bache de reprise

$$C_{tp} = 25,50 + 0,5 = 26 \text{ m}$$

- Niveau du plan d'eau dans le puits (niveau obynamique)
13,80 m

$$H_o = 26 - 13,80 \text{ m} = 12,20 \text{ m}$$

La hauteur d'aspiration : $H_{asp} = 2 \text{ m}$

$$H_g = 12,20 + 2 = 14,20 \text{ m}$$

c)- Détermination de la hauteur géométrique de refoulement entre le puits des orrangers et la bache de reprise

$$H_o = 26 - 21 \text{ m} = 5 \text{ m}$$

$$H_g = 5 + 2 = 7 \text{ m}$$

4 - CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE

1)- PERTE DE CHARGE

Les pertes de charges seront calculées à partir de la formule universelle établie par DARCY

$$J = \frac{f \cdot V^2}{2 \cdot f \cdot D}$$

J : gradient de perte de charge (sans dimension)

V : vitesse en (m/s)

D : diamètre de la conduite en (m)

g : accélération de la pesanteur $g = (9,81 \text{ m/s}^2)$

f : coefficient de frottement donné par la formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -0,86 \cdot \ln \left\{ \frac{\epsilon}{3,7 \cdot D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{f}} \right\}$$

ξ : Coefficient de rugosité absolue (acier, tuyau nouveau)

soit $\xi = 4 \cdot 10^{-4} \text{ m}$

$Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$: nombre de reynolds caractérisant le régime d'écoulement : est défini comme étant le rapport entre les forces d'inertie et les forces de viscosité.

ν : Viscosité cinématique de l'eau $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ la résolution de l'équation, se fera par approximation successives. La première valeur est donnée par la formule de Nikuradse qui n'est valable qu'en régime turbulent rugueux

$$fr = (1,14 - 0,86 \cdot \ln \xi/D)^{-2}$$

Les pertes de charges totales

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s$$

$$\Delta H_l = J \cdot L$$

$$\Delta H_s = 0,15 \Delta H_l$$

$$\Delta H_t = 1,15 \Delta H_l$$

Le programme suivant établie sur calculatrice TI 59, nous permettra de calculer les paramètres suivant

- le coefficient de frottement de NIKURADSE
- Le coefficient de frottement de COLEBROOK
- Le Reynolds Re
- Le gradient de perte de charge J
- Les pertes de charges linéaire, singulière et totales
- Calcul :

On fixe un vitesse $V = 1 \text{ m/s}$ et à l'aide de la formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} : \text{on prend un diamètre normalisé}$$

On prend les diamètres immédiatement inférieur et supérieur

On cherche de nouveau la vitesse qui correspond au diamètre

trouvé $V = \frac{Q}{A}$; $V = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2}$

Pour déterminer avec précision de diamètre économique on effectue les calculs technico-économiques simultanément pour le diamètre déterminé par la formul de BONNIN $D = \sqrt{Q}$ ainsi que pour les diamètres qui lui sont directement inférieur et supérieurs.-

PROGRAM. SUR TI 59

ce programme permet de calculer le Reynolds, le gradient de perte de charge, la perte de charge, le coefficient de frottement

```

2nd Lbl A 1.14 - .86 x (RCL 01 ÷ RCL 02)
STO 07 Lnx = x2 1/x STO 05 STO 08 RCL
03 x RCL 02 ÷ RCL 00 = STO 06 R/S 2nd
Lbl B (RCL 07 ÷ 3.7 + 2.51 ÷ RCL 06 ÷ RCL 08 √x)
Lnx x .86 = x2 1/x STO 09 - RCL 08 = 2nd |x|
INV 2nd x = t RCL RCL 09 STO 08 GTO B
2nd Lbl RCL RCL 09 x RCL 03 x2 ÷ 19.6 ÷
RCL 02 = STO 10 R/S 2nd Lbl C RCL 10 x RCL
04 = STO 11 R/S 2nd Lbl D x .15 = R/S 2nd
Lbl E + RCL 11 = R/S
    
```

Exécution

$Q (m^3/s)$ → STO → 00
 $E (m.m)$ → → 01
 $D (m)$ → → 02
 $V (m/s)$ → → 03
 $L_c (m)$ → → 04
 $x = t$

Résultats: appuyer

A → Re
B → $J \text{ m/m}$
C → $\Delta H_L (m)$
D → $\Delta H_S (m)$
E → $\Delta H_t (m)$
RCL 05 → f_{Nix}
RCL 09 → f_{c701}

Le diamètre économique pour la conduite de refoulement résulte du compromis entre

- * Les frais d'amortissement de la conduite qui croissent avec le diamètre.--
- * Les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution de la perte de charge
- * Frais d'amortissement, frais d'exploitation :

Le prix de la conduite sera amorti sur **30 ans** avec un taux d'intérêt de 8 %

$$d'où l'annuité sera \quad A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i$$

$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 = 0,088827$$

Les frais d'exploitations sont calculés à partir des pertes de charges dans les différents diamètres pour le débit transité.--

Les pertes de charge englobent les pertes de charges linéaires et singulières et permettent la détermination de la hauteur total d'élévation et par conséquent la puissance en Kw

$$P = \frac{\rho g \times Q \times Hmt}{\eta}$$

- P : Puissance (Kw)
- g : Accélération de la pesanteur 9,81 m/s²
- Q : Débit à refouler (m³/s)
- Hmt: Hauteur manométrique (m)
- η : rendement de la pompe pris égale à 70 %

Le tarif de l'énergie d'après les statistiques de la SONELGAZ est caractérisé par les paramètres suivants :

$$e = a + cPc + dPa + eh \cdot nh$$

- a : Redevance fixe a = 60,41 DA/mois
- cPc : puissance mise à disposition cPc = 4,53 DA/Kw/mois
- dPa : puissance absorbée dPa = 21,15 DA/Kw/mois
- eh : coefficient de pondération

- Heures de pointe 17^h - 21^h

$$\left| \begin{array}{l} eh1 = 1,021 \text{ DA/Kw h} \\ nh1 = 4/24 \end{array} \right.$$

- Heures pleines 6^h - 17^h , 21^h - 22^h30'

$$eh_2 = 0,2116 \text{ DA/Kw h}$$

$$nh_2 = 12,5/24$$

- Heures creuses 22^h30' - 6^h

$$eh_3 = 0,0534 \text{ DA/Kw h}$$

$$nh_3 = 7,5/24$$

Etant donnée qu'on a un refoulement de 20^h/24 entre la bache de reprise et le réservoir, nous allons prendre ce temps dans les heures pleines et creuses afin de trouver les coefficients de pondération

- Heures pleines 6^h - 17^h , 21^h - 22^h30'

- Heures creuses 22^h30' - 6^h

$$\text{d'où } \sum e_{hi} \cdot n_{hi} = 0,2116 \cdot \frac{12,5}{20} + 0,0534 \cdot \frac{7,5}{20} = 0,1523$$

$$\text{donc } e = \frac{60,41}{20 \times 30} + \frac{4,53}{20 \times 30} + \frac{21,15}{20 \times 30} + 0,1523 = 0,296$$

$$e = 0,296 \text{ DA/Kwh}$$

Pour le refoulement du puits CAPAM vers la bache de reprise on a un temps de pompage de 16^h/24.

Les heures de pompage seront comme suit :

6^h - 17^h , 21^h - 22^h heures pleines

22^h - 2^h Heures creuses

$$\text{donc } e = 0,2116 - \frac{12}{16} + 0,0534 \cdot \frac{4}{16} = 0,1720$$

$$e = \frac{60,41}{16 \cdot 30} + \frac{4,53}{16 \times 30} + \frac{21,15}{16 \cdot 30} + 0,1720 = 0,351 \text{ DA/Kw h}$$

$$e = 0,351 \text{ DA/Kwh}$$

- Energie consommée annuellement

$$E = P \times 365 \times \text{nombre d'heures de fonctionnement de la pompe}$$

Tableaux donnant la hauteur manométrique de refoulement

Tableau 1 - Bache de Reprise vers le Réservoir

Q (m ³ /s)	D (m)	V (m/s)	L (m)	$Re \cdot 10^5$	J	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_T (m)	f_R	f_T	Hg	HMT
0,06645	0,20	2,12	1025,00	4,240	0,0278923	28,59	4,29	32,88	0,0237815	0,0243276	117,50	150,88
	0,25	1,35		3,375	0,0086178	8,33	1,83	10,16	0,0224339	0,0231699		128,16
	0,30	0,94		2,820	0,0033606	3,45	0,52	3,97	0,0214163	0,0223636		121,97
	0,35	0,69		2,415	0,0015123	1,55	0,23	1,78	0,0206088	0,0217900		119,78

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_L + \Delta H_{asp}$$

$$\Delta H_{asp} = 0,5m$$

Tableau 2 - Puits C.A.P.A.M vers la bache de reprise

Q (m ³ /s)	D (m)	V (m/s)	L (m)	$Re \cdot 10^5$	J	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_T (m)	f_R	f_T	Hg (m)	HMT (m)
0,060	0,20	1,91	520,00	3,820	0,0226834	11,80	1,77	13,57	0,0237815	0,0243740	14,20	28,20
	0,25	1,22		3,050	0,0070576	3,67	0,55	4,22	0,0224340	0,0232344		18,92
	0,30	0,85		2,550	0,0027583	1,43	0,22	1,65	0,0214163	0,0224479		16,35
	0,35	0,62		2,170	0,0012273	0,64	0,10	0,74	0,0206089	0,0219024		15,44

Frais d'amortissement (bache de reprise - réservoir)

ϕ (mm)	Longueur (m)	Prix au ml (DA)	Pc Prix de la conduite (DA)	A = 9,088827 Annuité A x Pc (DA)
200	1025	600	615 000	54628,60
250	"	800	820 000	72838,14
300	"	940	963 500	85584,82
350	"	1000	1025 000	91047,68

Frais d'exploitation Q = 66,45 l/s

ϕ (mm)	Hmt	$P = \frac{9,81 \cdot Q \cdot Hmt}{\eta}$ (KW)	Puissance annuels $P \times 20 \times 365 = E$ (Kwh)	Prix de l'énergie $R = E \cdot e ; e = 0,2960 \text{ DA/Kwh}$
200	150,88	140,32	1024324,30	303200,00
250	128,16	119,19	870078,24	257543,16
300	121,97	113,43	828054,33	245104,08
350	119,78	111,40	813186,42	240703,13

Bilan

Diamètre (mm)	200	250	300	350
Amortissement (DA)	54628,60	72838,14	85584,82	91047,68
Exploitation (DA)	303200,00	257543,16	245104,08	240703,13
Total (DA)	357828,60	330381,30	330688,90	331750,86
		D économique		

Déco = 250 mm ; V = 1,35 m/s

ϕ (mm)	L (m)	Prix du ml DA/ml	Prix de la conduite Pc. (DA)	Prix total = P _{ml} Annuité A = 0,088827 DA
200	520	600	312 000	27714,02
250	"	800	416 000	36952,03
300	"	940	488 800	43418,64
350	"	1000	520 000	46190,04

Frais d'exploitation $Q = 60 \text{ l/s}$

ϕ (mm)	Hmt (m)	$P = \frac{9,81 \cdot Q \cdot Hmt}{\eta}$ (Kw)	$P \times 365 \times 16 = E$ Puissance annuels (kwh)	Prix de l'énergie $R = E \cdot e$; $e = 0,35 \text{ DA/kwh}$
200	28.20	23,69	138337,92	48556,61
250	18.92	15,89	92813,95	32577,70
300	16.35	13,73	80206,56	28152,50
350	15.44	12,97	75742,46	26585,60

Bilan

Diamètre	200	250	300	350
Amortissement (DA)	27714,02	36952,03	43418,64	46190,04
Exploitation (DA)	48556,61	32577,70	28152,50	26585,60
Total (DA)	76270,63	69529,73	71571,14	72775,64

$\phi_{\text{éco}} = 250 \text{ mm}$ $V = 1,22 \text{ m/s}$

* Calcul du diamètre - économique (puits des oranges, bache de reprise)

Comme nous l'avons déjà mentionné, le puits des orangers est situé à 15m de la bache de reprise et sur le même niveau que cette dernière (côte 25) on détermine le diamètre économique directement par la formule de BONNIN $D = \sqrt{Q}$ où

$$Q = 25 \text{ l/s} = 0,025 \text{ m}^3/\text{s} \text{ d'où } D = \sqrt{0,025} = 0,158 \text{ m}$$

donc D normalisé $D = 200 \text{ mm}$; $V = 0,80 \text{ m/s}$

* Choix du type du tuyau

La conduite d'adduction est en acier doux soudable, notre choix repose sur les raisons qu'on va citer ci-dessous.-

Les tuyaux en acier permettent une pose beaucoup plus souple, ils sont découpables, soudables et contrables à la demande, ce qui permet d'approvisionner très peu de pièces pour le chantier de pose ; le joint entre tuyauteries s'effectue par simple sondage des extrémités bout à bout. Par contre, les tuyaux en acier sont plus sensibles à la corrosion et doivent de ce fait, être revêtus intérieurement et extérieurement (enduits au bitume par exemple)

En outre, les tuyaux en acier sont plus disponibles sur le marché donc l'approvisionnement est assuré dans de bonnes conditions.-

1 - CHOIX DES POMPAGES

Le choix du type de pompe est fonction du débit à refouler (Q) et de la hauteur d'élévation totale (H_{mt}) une pompe choisie doit fonctionner dans la zone de son rendement maximal, conduisant au coût le plus faible du mètre cube d'eau élevé.--

* Caractéristique des conduites

a)- Puits CAPAM - Bache de reprise

$$Q = 60 \text{ l/s} = 216 \text{ m}^3/\text{h} = 3.600 \text{ l/min}$$

$$H_{mt} = 18,92 \text{ m}$$

Notre puits sera équipé d'un groupe-electro-pompe immergées multicellulaire à axe vertical car il représente un bon rendement et une commodité d'installation et de fonctionnement. On a prévu une pompe identique de secours. Du catalloque ATURIA

- Type de pompe Aturia X A23B.1A
- Roue initiale \emptyset 185 Mm
- Rendement $r = 75 \%$
- Nombre de tour $N = 2900 \text{ tr/min}$
- Puissance absorbée par la pompe 18 Kw
- Longueur : 1.940 Mm ; poids 170 Kg

La courbe caractéristique de la pompe, est représenté sur la (figure -1).

b)- Puits des ouvrages :

$$- Q = 25 \text{ l/s} = 90 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$- H_{mt} = 7,57 \text{ m}$$

Du catallogue GRUNDFOS. Nous avons le point P' le débit $Q = 90 \text{ m}^3/\text{h}$ et $H = 7,57 \text{ m}$ qui représentent le point de fonctionnement désire (fig - 2)

La courbe (Q/H) de la pompe passe un peut plus haut que notre point (P') et coupe la courbe caractéristique de la conduite de refoulement au point (P). Vu la différence qui existe entre les points P' et P on étudiera deux possibilité de les rapprocher.

Solution b-1 : Si l'on accepte le point de fonctionnement (P') il faut vanner sur la conduite de refoulement pour provoquer une perte de charge égale à P' P''' où P' P''' = 0,43 m ce qui provoque une augmentation de Hmt engardant le débit désiré

La puissance absorbée par la pompe sera

$$W_p = \frac{\rho \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} = \frac{9,8 \cdot 0,025 \cdot 8}{0,73} = 2,68 \text{ Kw}$$

Solution b-2 : Si l'on désire faire passer la courbe (Q/H) par le point (P'). La solution consiste à rogner la roue de la pompe

$$\frac{Q'}{Q} = \frac{H'}{H} = \frac{D^2}{d^2}$$

Le diamètre de la roue rognée sur (d)

$$d = m \times D$$

- m : étant le coefficient de rognage, l'expression précédente devient.

$$\frac{Q'}{Q} = \frac{H'}{H} = \frac{1}{m^2} \implies m = \sqrt{\frac{Q}{Q'}}$$

Ayant les triangles semblables OP'Q et OP'''Q'

on peut écrire $\frac{Q'}{Q} = \frac{H'}{H}$

$$Q = 90 \text{ m}^3/\text{h} \quad ; \quad Q' = 93 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$m = \sqrt{\frac{90}{93}} = 0,96$$

le pourcentage de rognage sera de

$$1 - 0,96 = 0,04 = 4 \%$$

La nouvelle courbe (Q'/H') pourra être tracer facilement par points car on a $OP' = m^2 \cdot OP''$ le diamètre de la roue regonée sera

$$d = m \cdot D = 0,96 \cdot 192 = 184,32 \text{ mm}$$

la puissance obsorbé par la pompe sera

$$W_p = \frac{9,8 \times 0,025 \times 7,57}{0,73} = 2,54 \text{ Kw}$$

3 - CONCLUSION :

Vu que la différence entre la sollution 1 et 2 qui est très petite. Nous optons pour le vannage sur la conduite de refoulement pour provoquer une perte de charge de 0,43 m

- Type de pompe choisie : GRUNDFOS 50 c/s Electro-pompe immergé
- Nombre de Tour : 2.900 tr/min
- Rendement : $r = 73 \%$
- Diamètre de la roue initiale $\phi = 192 \text{ mm}$

Une pompe identique est prévu pour le secours

c - Bache de reprise

Caractéristique de la conduite de refoulement

$$Q = 239,22 \text{ m}^3/\text{h} = 66,45 \text{ l/s}$$

$$H_{nt} = 128,16 \text{ m}$$

Notre bache : équipé d'une pompe à axe horizontal. Une seconde pompe de même type est placé pour le secours.

Du catalogue JEUMONT SCHENEIDER nous déterminons la pompe répondant aux caractéristiques ci-dessus

- Pompe MHP 125 - 100
- Diamètre de la roue $\phi = 317 \text{ mm}$
- Puissance $P = 100 \text{ Kw}$
- Nombre de tours $N = 2.900 \text{ tr/min}$
- Rendement $r = 73 \%$

La courbe caractéristique (Q/H) de la pompe est représentée sur la figure -3.

Bacche de reprise - Puit CAPAM

$$Q = 0,0600 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 520 \text{ m}$$

$$J = 1,0136 \cdot 10^{-6}$$

$$\phi = 0,250 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0,4 \text{ mm}$$

$$H_{MT} = 18,92 \text{ m}$$

$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$Q \text{ (m}^3/\text{h)}$	$V \text{ (m/s)}$	Re	J	$\Delta H_f \text{ (m)}$	$\Delta H_s \text{ (m)}$	f_r	f_s	$H_{MT} \text{ (m)}$
0,00278	10	0,057	$1,4059 \cdot 10^4$	$2,0928 \cdot 10^{-6}$	0,0109	0,0125	0,021434	0,031564	14,77
0,00633	30	0,176	$4,1930 \cdot 10^4$	$1,5600 \cdot 10^{-6}$	0,0315	0,0338	"	0,026586	14,28
0,01667	60	0,340	$8,3860 \cdot 10^4$	$5,8338 \cdot 10^{-7}$	0,3044	0,5504	"	0,024813	15,05
0,02500	90	0,510	$1,2579 \cdot 10^5$	$1,2807 \cdot 10^{-7}$	0,6660	0,9655	"	0,024427	15,48
0,03056	110	0,623	$1,5365 \cdot 10^5$	$1,0902 \cdot 10^{-7}$	0,9929	1,1303	"	0,023953	15,53
0,03511	130	0,736	$1,8153 \cdot 10^5$	$2,6177 \cdot 10^{-8}$	1,3608	1,5600	"	0,023674	15,28
0,04167	150	0,849	$2,0940 \cdot 10^5$	$5,4617 \cdot 10^{-9}$	1,8801	2,0701	"	0,023532	16,87
0,04722	170	0,962	$2,3727 \cdot 10^5$	$4,4236 \cdot 10^{-9}$	2,3005	2,6455	"	0,023422	17,34
0,05278	190	1,075	$2,6539 \cdot 10^5$	$5,5132 \cdot 10^{-9}$	2,8568	3,2069	"	0,023333	18,00
0,05833	210	1,189	$2,9325 \cdot 10^5$	$6,7112 \cdot 10^{-9}$	3,4099	4,0733	"	0,023251	18,74
0,06389	230	1,302	$3,2113 \cdot 10^5$	$8,0266 \cdot 10^{-9}$	4,1738	4,9399	"	0,023201	19,50
0,06667	240	1,359	$3,3519 \cdot 10^5$	$8,9347 \cdot 10^{-9}$	4,5420	5,2233	"	0,023174	19,22

LES CARACTERISTIQUES DES CONDUITES DE REVENDEMENT

Bache de reprise - Réservoir

$I = 0,05645 \text{ m}^3/\text{s}$

$L = 1025 \text{ m}$

$D = 4,0136 \cdot 10^{-6}$

$\phi = 250 \text{ m}$

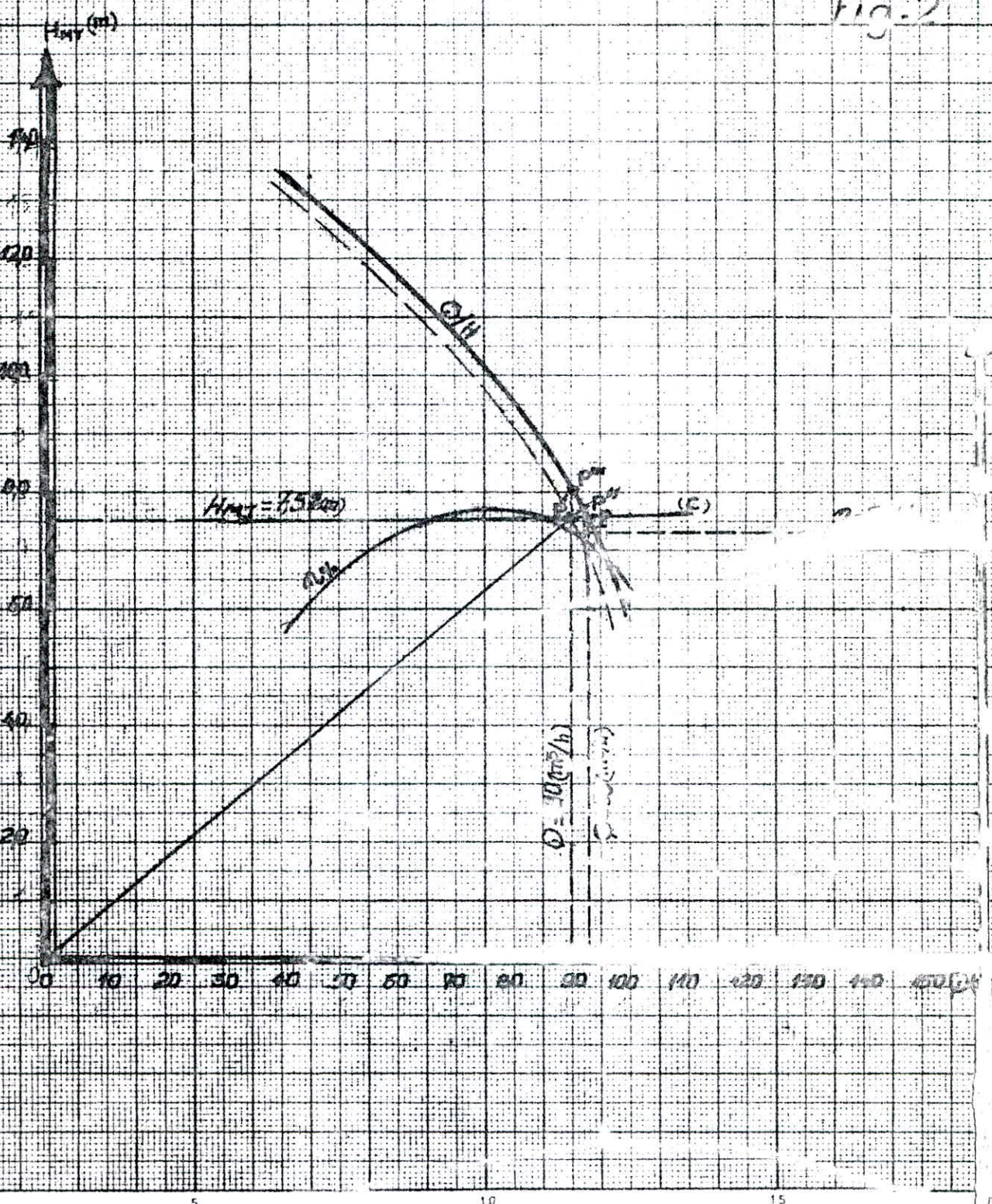
$E = 0,4 \text{ mm}$

$H_{PT} = 123,56 \text{ m}$

$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$Q \text{ (l/s)}$	$V \text{ (m/s)}$	Re	J	$\Delta H_f \text{ (m)}$	$\Delta H_f \text{ (m)}$	f_1	f_2	H_{PT}
0,00298	10	0,057	$4,4059 \cdot 10^4$	$2,0029 \cdot 10^{-5}$	0,3214	0,01147	0,032434	0,031504	123,52
0,00533	30	0,170	$4,1330 \cdot 10^4$	$1,5103 \cdot 10^{-3}$	0,1607	0,1048	"	0,025033	118,18
0,01557	60	0,310	$8,8850 \cdot 10^4$	$5,3533 \cdot 10^{-3}$	0,6020	0,3930	"	0,021073	118,69
0,02500	90	0,510	$4,2579 \cdot 10^5$	$1,2837 \cdot 10^{-2}$	1,3125	1,5736	"	0,021425	119,51
0,03333	120	0,679	$1,6747 \cdot 10^5$	$1,2333 \cdot 10^{-2}$	2,2317	2,8504	"	0,023762	120,64
0,04167	150	0,849	$2,0094 \cdot 10^5$	$1,4617 \cdot 10^{-2}$	3,5132	4,0334	"	0,023032	122,03
0,05000	180	1,019	$2,5135 \cdot 10^5$	$1,9535 \cdot 10^{-2}$	5,0775	5,8369	"	0,023376	123,94
0,05556	200	1,132	$2,7020 \cdot 10^5$	$3,0922 \cdot 10^{-2}$	6,2115	8,1042	"	0,023206	125,10
0,06171	220	1,246	$3,0752 \cdot 10^5$	$7,3500 \cdot 10^{-2}$	8,5130	8,8756	"	0,023228	126,76
0,06667	240	1,359	$3,3549 \cdot 10^5$	$8,7347 \cdot 10^{-2}$	8,8739	10,2350	"	0,023174	128,30
0,07222	260	1,472	$3,6306 \cdot 10^5$	$1,0228 \cdot 10^{-1}$	10,1224	12,0548	"	0,023169	130,00

station de pompage
puit des orrangers

Fig. 2



1 - PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

1-1 Phénomène du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus communes sont :

1) l'arrêt brusque par disjonction inopinée, d'un ^{à un} groupe de pompes alimentant une conduite de retour débitant sur un réservoir;

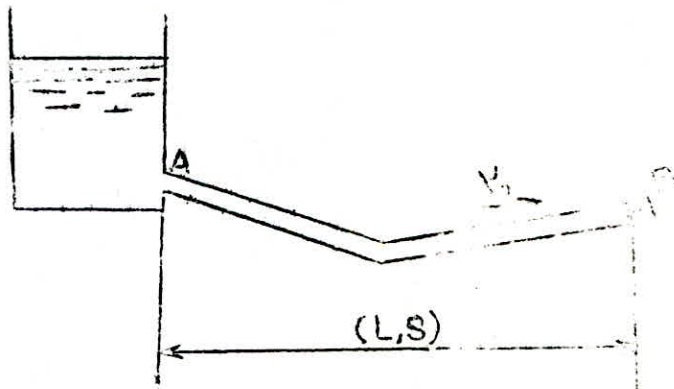
2) l'arrêt d'une pompe

soit par une instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé au bout d'une conduite d'admission.

Les conduites doivent être examinées et étudiées de façon à être protégées contre le coup de bélier dont les valeurs peuvent dépasser la pression admissible susceptible d'entraîner des ruptures des tuyaux ou la déformation des joints.

2 Description physique du phénomène

Prendrons l'exemple très simple d'un réservoir débitant, sans pertes, alimentant dans une conduite à l'extrémité de laquelle est disposé un robinet de sectionnement.



Si l'on ferme de façon instantanée cette vanne, la colonne d'eau qui possède une énergie cinétique égale à $\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot L \cdot S \cdot V_0^2$ devra transformer cette énergie.

(Puisque le débit en B s'annule) en une autre forme qui sera une énergie de pressions, transformation rendue possible par la compressibilité de l'eau et la déformation de la conduite. Lorsque cette augmentation de pression atteindra le réservoir, l'équilibre de pression entre la conduite et le réservoir ne sera plus respecté et il y aura alors détente et propagation d'une onde de pression (et par conséquent d'un débit en retour vers le réservoir) qui ramène la conduite en son état initial, mais avec un débit inverse $-V_0S$ provoquera une mise en dépression de la canalisation et si, à l'absence de pertes de charges, le phénomène de transformation de l'énergie cinétique en énergie de pression se poursuivant indéfiniment en maintenant constant l'énergie du système.-

Ce phénomène est tout à fait analogue au phénomène d'observation plus facile sur un rail non plus conrant, du départ d'un terrain (ou de son arrêt brutal sur un arrêt brutal) où, du fait de l'élasticité des attelages, il existe un décalage entre le départ (ou l'arrêt brutal) de la motrice et le départ (ou l'arrêt) de la dernière voiture.-

1-3 Equipement et moyens de protection :

Les équipements et moyens de protection sont très variés et sont déterminés en fonction de la protection recherchée des caractéristiques hydrauliques des installations

On peut citer notamment :

- Les réservoirs d'air avec ou sans clapet percés
- Les cheminés d'équilibre
- Les clapets de by-pass à l'aspiration
- Les soupapes de protection contre les surpressions (ou soupapes de décharges)
- Les réservoirs d'eau avec clapet
- Les soupapes d'entrée d'air.

1-4 Protection par réservoir d'air :

Le dispositif de protection par réservoir d'air est certainement le plus répandu pour la protection de station de pompage dans une gamme de débit de quelques litres par seconde à quelques mètres cubes par seconde et des pressions de quelques mètres à quelques centaines de mètres. C'est un dispositif, simple relativement peu onéreux, aisé à calculer et facilement contrôlable.-

1-5 Calcul du volume d'air du réservoir par la méthode graphique de bergeron

* Arrêt brusque de la pompe :

A) - La conduite reliant la bache de reprise au réservoir

Caractéristiques de la conduite de refoulement

- Diamètre de la conduite $\varnothing = 250 \text{ Mm}$
- Longueur $L = 1025 \text{ m}$
- Rugosité absolue $\hat{E} = 0,4 \text{ Mm}$
- Viscosité cinématique $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
- Section de la conduite $S = 0,049 \text{ m}^2$
- Epaisseur de la conduite $e = 5 \text{ Mm}$

* La célérité de l'onde élastique dans la canalisation est déduite de la formule suivante :

$$\frac{1}{a^2} = \rho \left(\frac{1}{Ee} + \frac{D}{Ee} \cdot C(V) \right)$$

a : célérité des ondes m/s

ρ : la masse volumique de l'eau (1000 Kg/m³)

E : module d'élasticité du liquide

$$E = (2,05 \cdot 10^9) \text{ N/m}^2 \text{ à } 10^\circ\text{C}$$

D : le diamètre et l'épaisseur de la conduite

E : Module d'élasticité de VOIGS de la conduite

$$E = 2 : 2,2 \cdot 10^{11} \text{ pour l'acier}$$

$C(V)$: coefficient en fonction de coefficient de poisson ν du matériaux et du type d'ancrage de la canalisation

La valeur du coefficient $C(V)$ en toute rigueur en fonction du type de joints (mince ou épais) de la nature des joints (libres ou ancrés) et du coefficient de poisson du matériaux. En fait on contrôle que l'on commette une erreur acceptable en prenant $C(V) = 1$

Donc de la formule précédente on a :

$$\frac{1}{a^2} = 1000 \left\{ \frac{1}{2,05 \cdot 10^9} + \frac{0,25}{2 \cdot 10^{11} \cdot 0,005} \cdot 1 \right\}$$

$$\frac{1}{a^2} = 7,378 \cdot 10^{-7} \text{ d'où}$$

$$a = 1164,21 \text{ m/s}$$

* L'interval de temps, aller et retour de l'onde

$$\Theta = \frac{2.L}{a}$$

$$\Theta = \frac{2.1025}{1164,21} = 1,761 \text{ s}$$

* Le maximum du coup de bélier peut atteindre

$$h_{\max} = b = \frac{a.V_0}{g} \quad \text{dans système anti-bélier}$$

$$V_0 = \frac{Q_0}{S_0} = \frac{\text{Débit}}{\text{section}} = \frac{0,06645}{0,0491} = 1,35 \text{ m/s}$$

V_0 : Vitesse initiale

$$b = \frac{1164,21 \times 1,35}{9,81} = 160,21 \text{ m d'eau}$$

2 - SURPRESSION OU DEPRESSION DANS LA CONDUITE

2-1 - Surpression

la surpression maximale dans la conduite exprimée en metre d'eau

$$H_0 + B = 114,5 + 160,21 = 274,71 \text{ m d'eau}$$

où $h_0 = 114,5 \text{ m}$ est la pression avant l'apparition du coup de bilier (H_0 : la hauteur de refoulement).

2-2 La dépression :

$$H_0 - b = 114,5 - 160,22 = -45,71 \text{ m d'eau}$$

La pression étant inadmissible d'où la nécessité de protection de la conduite contre le coup de bélier

3 - PERTES DE CHARGE AU NIVEAU DE LA TUYERE

Le réservoir est raccordé sur la conduite par une tubulure de diamètre

$$D = \frac{\phi}{2} = \frac{250}{2} = 125 \text{ Mm}$$

ϕ Diamètre de la conduite.

On évaluera, à la montée de l'eau la valeur V_1 de la vitesse de l'eau dans cette tuyère en fonction de la vitesse finale V_f de l'eau dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré.

On évaluerait de même la vitesse V_2 dans cette tuyère à la descente de l'eau

341 Montée de l'eau

A la montée de l'eau, la tuyère ayant un coefficient 0,92, le rapport des vitesses $\frac{V_1}{V_f}$ est égal au rapport inverse des carrés des diamètres.

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d^{12}} = \frac{\phi^2}{(0,92d)^2} = K$$

$$15 < K < 20 \quad \text{on prend } K = 18$$

Le diamètre de la tuyère sera

$$\frac{(0,25)^2}{(0,92d)^2} = 18 \quad \Rightarrow \quad d = \sqrt{\frac{(0,25)^2}{(0,92)^2 \cdot 18}} = 65 \text{ mm}$$

$$\text{Dans ce cas } K \text{ sera égal } = \frac{(0,25)^2}{(0,92 \cdot 65)^2} = 17,48$$

$$\frac{V_1}{V_f} = 17,48 \quad \Rightarrow \quad V_1 = 17,48 V_f$$

V_f : Vitesse finale de l'eau dans la conduite de refoulement à la fin de l'intervalle

La perte de charge ΔH_1 à la montée de l'eau s'évalue en fonction du rapport (m) des sections de la veine contractée (diamètre d') et de la tubulure (diamètre D) qui détermine sur le graphique (planche XIII-2) un coefficient (c) on a ainsi

$$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cdot c$$

$$m = \frac{d'^2}{D^2} = \frac{(0,92 \cdot d)^2}{(125)^2} = \frac{(0,92 \times 65)^2}{(125)^2} = 0,23$$

du graphe on lit pour $m = 0,23$; $c = 0,60$

$$\text{donc } \Delta h_1 = \frac{0,60 \cdot V_1^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0306 V_1^2$$

$$\Delta h_1 = 0,0306 V_1^2$$

3 - 2 Descende de l'eau

A la descende de l'eau, la tuyère agit comme un ajutage de borda avec un coefficient de contraction (0,5). Le rapport des vitesses $\frac{V_2}{V_f}$ de l'eau à la tuyère et dans la conduite est égal au rapport inverse des sections

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{\frac{\pi \phi^2}{4}}{0,5 \frac{\pi d^2}{4}} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = K'$$

En effet, au retour de l'eau, la veine liquide qui entre dans la tuyère à l'envers passe par la section de diamètre d qui se contracte ensuite en une section moitié (ajutage de borda). Dans la tuyère, K' est donc lié à K et il peut être établie facilement que $K' = 1,7K$.

La perte de charge Δh_2 , à la descende de l'eau s'évalue en fonction du nouveau rapport (m') des sections de la veine contractée de section $0,5 \cdot \pi \frac{d^2}{4}$ et de la tubulure de diamètre D . il suffit de lire sur le graphique⁴ (planche VIII-2) le nouveau coefficient (C') d'où on a :

$$\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} \cdot C'$$

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = 2 \cdot \frac{(250)^2}{(65)^2} \Rightarrow 29,586 \quad V_f = V_2$$

$$V_2 = 29,586 \cdot V_f$$

$$\text{d'où } m' = (0,5) \frac{(65)^2}{(125)^2} = 0,135 \text{ du graphe}$$

$$C' = 0,75$$

$$\text{donc } \Delta h_2 = \frac{0,75}{19,62} \cdot V_2^2 \quad \Delta h_2 = 0,0383 \cdot V_2^2$$

4 - VARIATION DU VOLUME D'AIR :

$$\Delta U = S \cdot \Theta \cdot V_m$$

$$\Delta U = 0,049 \cdot 1,761 \cdot V_m = 0,0865 \cdot V_m$$

V_m : Vitesse moyenne qui sera supposé égale à la moyenne arithmétique des vitesses au débit et à la fin de l'intervalle

$$V_{m_1} = \frac{V_0 + V_{f1}}{2}$$

V_0 : Vitesse de régime normale avant disjonction,

V_{f1} : Vitesse finale choisie, à la fin de Θ

Pour les autres intervalles, V_m sera la moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse finale qui aura été choisie pour l'intervalle considéré.--

Il faudra faire attention aux vitesses négative, quand l'eau revient vers le réservoir d'air.--

Le volume d'air du réservoir sera égal, à la fin du premier intervalle, au volume d'eau choisi arbitrairement U_0 au départ, augmenté de la quantité trouvée à la colonne précédente. (Voir planche CIII-5) pour les autres intervalles, les volumes s'ajoutent quand l'eau monte puis se retranche quand l'eau descend.--

La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée en admettant que la détente du fluide s'effectue conformément à la loi de poisson.

$$(Z_0 + \delta_0) U_0^{1,4} = ZU^{1,4}$$

δ_0 = Représente les pertes de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal. En effet, en marche normal la hauteur manométrique absolue à la pompe correspondant au volume U_0 et $Z_0 + \delta_0$.

$$\delta_0 = 1,15 \frac{L \cdot F \cdot V_0^2}{\phi \cdot 2g} \quad L = 1025 \text{ m}$$

$$\phi = 250 \text{ Mm}$$

$$f = \left\{ \begin{array}{l} -2 \text{ Log } \frac{\epsilon/\phi}{3,7} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}} \end{array} \right\} \text{ coefficient de frottement de Colebrook}$$

$$\text{et } \delta_0 = \Delta H_f = 10,16 \text{ m}$$

En fonction de la vitesse finale on a :

$$\delta_0 = 1,15 \frac{L \cdot F \cdot V_f^2}{\phi \cdot 2g} = 1,15 \cdot \frac{1025 \cdot 0,023 \cdot V_f^2}{0,250 \times 2 \cdot 9,81}$$

$$\delta_0 = 5,58 V_f^2$$

$$\text{Donc : } Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

Z_0 : pression absolue en marche normale dans le réservoir d'air

$$Z_0 = H_0 + 10 = 114,5 + 10 = 124,5 \text{ m}$$

U_0 : Volume d'air initial dans le réservoir choisie arbitrairement

On peut utilisé l'abaque de A.VIBERT pour fixer en premier lieu la valeur de (U_0)

$$H_0 + b = 114,5 + 160,21 = 274,71 \text{ m d'eau soit } 27,47 \text{ bars}$$

Si l'on suppose de ne pas dépasser une pression de 16 Bars (160 m d'eau)
on a :

$$Z_{\max} = 160 + 10 = 180 \text{ m}$$

d'où

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{180}{124,5} = 1,446 \text{ m}$$

$$H_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{(1,35)^2}{19,62} = 0,093$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = \frac{0,093}{124,5} = 0,00075 = 7,5 \cdot 10^{-4}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1,45 \\ \frac{h_0}{Z_0} = 7,5 \cdot 10^{-4} \end{array} \right\} \text{ de l'abaque de M VIBERT } \\ \text{ (Planche VIII -4)}$$

On a

$$\frac{U_0}{LS} = 1,2 \cdot 10^{-2} \text{ m} \Rightarrow U_0 = L. S. 1,2 \cdot 10^{-2}$$

$$U_0 = 1025 \cdot 0,049 \cdot 1,2 \cdot 10^{-2}$$

$$U_0 = 0,60 \text{ m}^3$$

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,72$$

$$Z_{\min} = Z_0 \cdot 0,72 = 124,5 \cdot 0,72 = 89,64 \text{ m}$$

En supposant une transformation isotherme de l'air

$$Z_0 \cdot U_0 = Z_{\min} \cdot U_{\max} \quad U_{\max} = \frac{Z_0 \cdot U_0}{Z_{\min}}$$

$$\frac{124,5 \cdot 0,60}{89,64} = 0,83 \text{ m}^3$$

$$\text{On prend : } U_0 = 0,70 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc } Z = \frac{(124,5 + 10,16) \cdot (0,7)^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{81,72}{U^{1,4}}$$

$$Z = \frac{81,72}{U^{1,4}}$$

5 - PRESSION DANS LA CONDUITE AVEC PERTE DE CHARGES

5-1 Montée de l'eau :

$$Z - \Delta h_1 + h_0 \quad : \quad h_0 \quad : \quad \text{la hauteur d'eau dans le réservoir d'air négligée}$$

$$Z - \Delta h_1$$

5-2 Descente de l'eau

$$Z + \Delta h_2 + h_0 = Z + \Delta h_2$$

6 - PRESSION DANS LA CONDUITE SANS PERTE DE CHARGES

Pour la vitesse V_f considérée, on cherche sur la parabole de perte de charge dans la conduite la valeur correspondant (δ), ou par l'expression suivante :

$$\delta = 5,58 V_f^2 \text{ Calcul précédemment}$$

6-1 * Montée : $Z - \Delta h_1 - \delta$

6-2 * Descente : $Z + \Delta h_2 + \delta$

7 - PENTE DE LA DROITE (a/g.S)

$$\frac{a}{g.S} = \frac{1164,21}{9,81 \cdot 0,0491} = 2417,61796 = \frac{b}{q}$$

* Echelle des pressions

$$1 \text{ cm} \longrightarrow 5 \text{ m}$$

$$\frac{x \longrightarrow 2417,61796}{}$$

$$x = 483,524 \text{ cm} = b$$

* Echelle des vitesses :

$$1 \text{ cm} \longrightarrow 0,1 \text{ m/s}$$

on transforme théoriquement l'échelle des vitesses en débit

$$V = Q/S \implies Q = V \times S$$

pour 1 cm $Q = 0,1 \times 0,049 = 0,0049 \text{ m}^3/\text{s}$

donc un m^3/s sera représenté par

$$1 \text{ cm} \longrightarrow 0,00491 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\frac{y \longrightarrow 1 \text{ m}^3/\text{s}}{\phantom{y \longrightarrow 1 \text{ m}^3/\text{s}}}$$

$$y = \frac{1}{0,00401} = 204,08 \text{ cm} = q$$

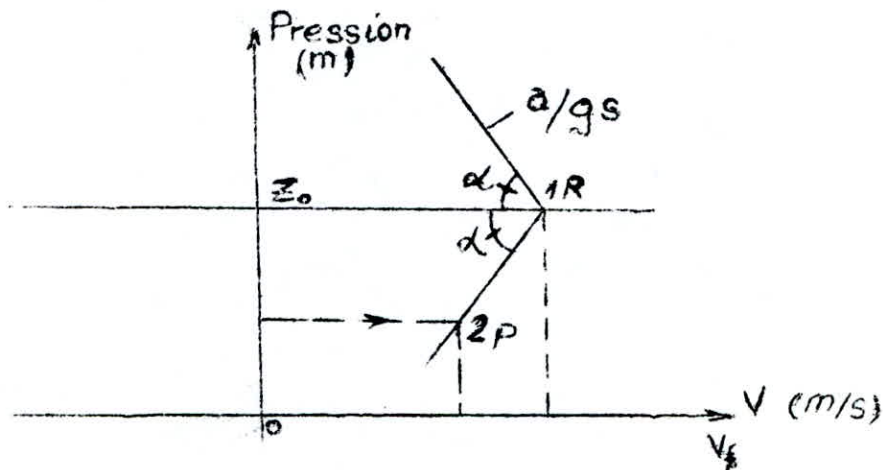
$$\text{tg} \alpha = \frac{b}{q} = \frac{483,524}{204,08} = 2,369266954$$

$$\alpha = 67^{\circ}07'$$

CONSTRUCTION DE L'ÉPURE DE CALCUL

(Voir planche -- 6, VIII-7)

Il s'agit du diagramme de bergerons où l'axe des abscisses est gradué selon les vitesses de l'eau et l'axe des ordonnées selon les pressions. La droite a part du point coordonnées $(V_0, Z_0$ vitesse et pression du fluide coulant normal).--

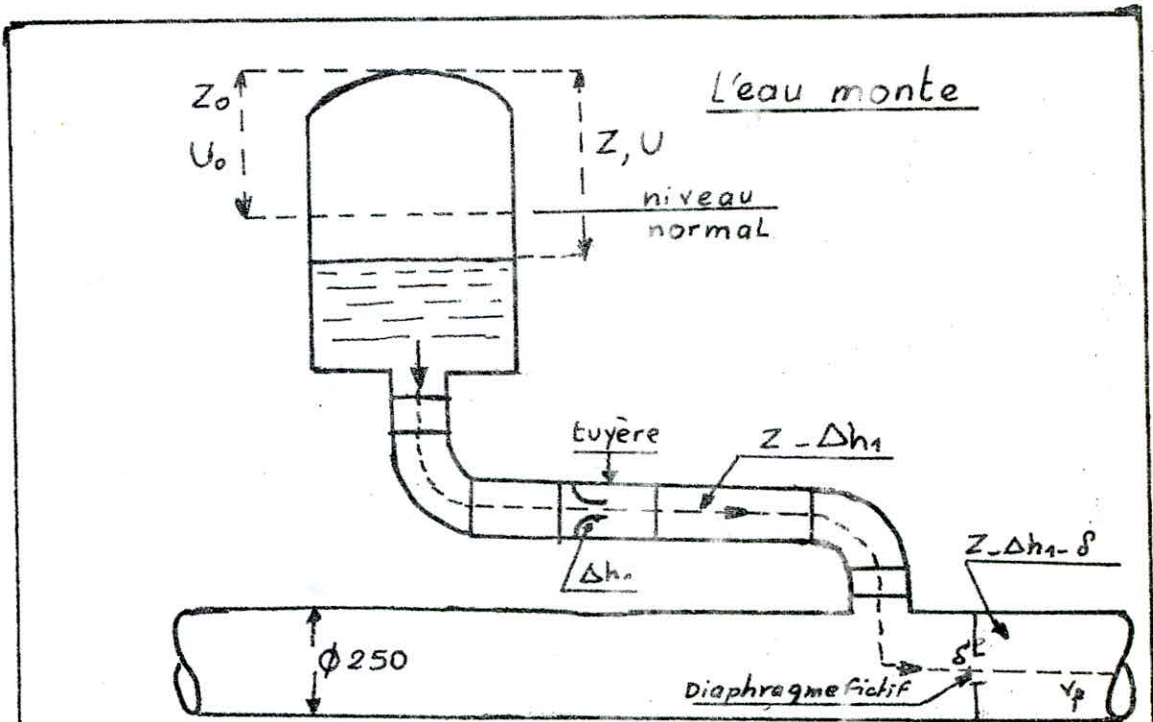


En utilisant la valeur choisie arbitrairement pour la vitesse finale V_f dans l'intervalle de temps considéré, il est calculé successivement U_0, U_1, U_2, V_1 ou V_2 ; Δh_1 ou Δh_2 ; $Z - \Delta h_1$ ou $Z - \Delta h_2$; $(Z - \Delta h_1 - \delta)$, ou $Z + \Delta h_2 + \delta$). Une pression dans la conduite est déterminée, ou vérifiée alors en menant une horizontale par la valeur de la pression finale que cette droite coupe bien a/gs au droit de V_f choisi. Les calculs seront recommencés avec une autre valeur de V_f .

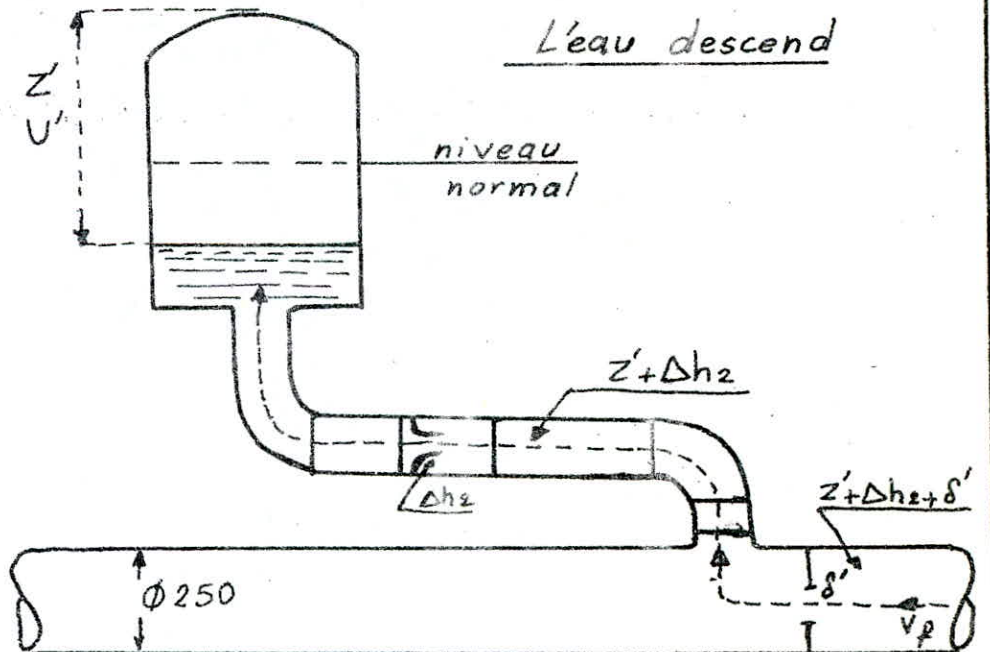
La construction de l'épure nous permet de déterminer les valeurs respectives de la surpression et de la dépression qui sont respectivement.

CARACTÉRISTIQUES FINALES DU RÉSERVOIR D'AIR

Il résulte de la troisième colonne du tableau montre que l'air peut occuper un volume maximal de $0,903 \text{ m}^3$ environ ; au point de débit nul. Comme il y a encore de l'eau dans le réservoir, il sera nécessaire d'une capacité de $0,950 \text{ m}^3$.

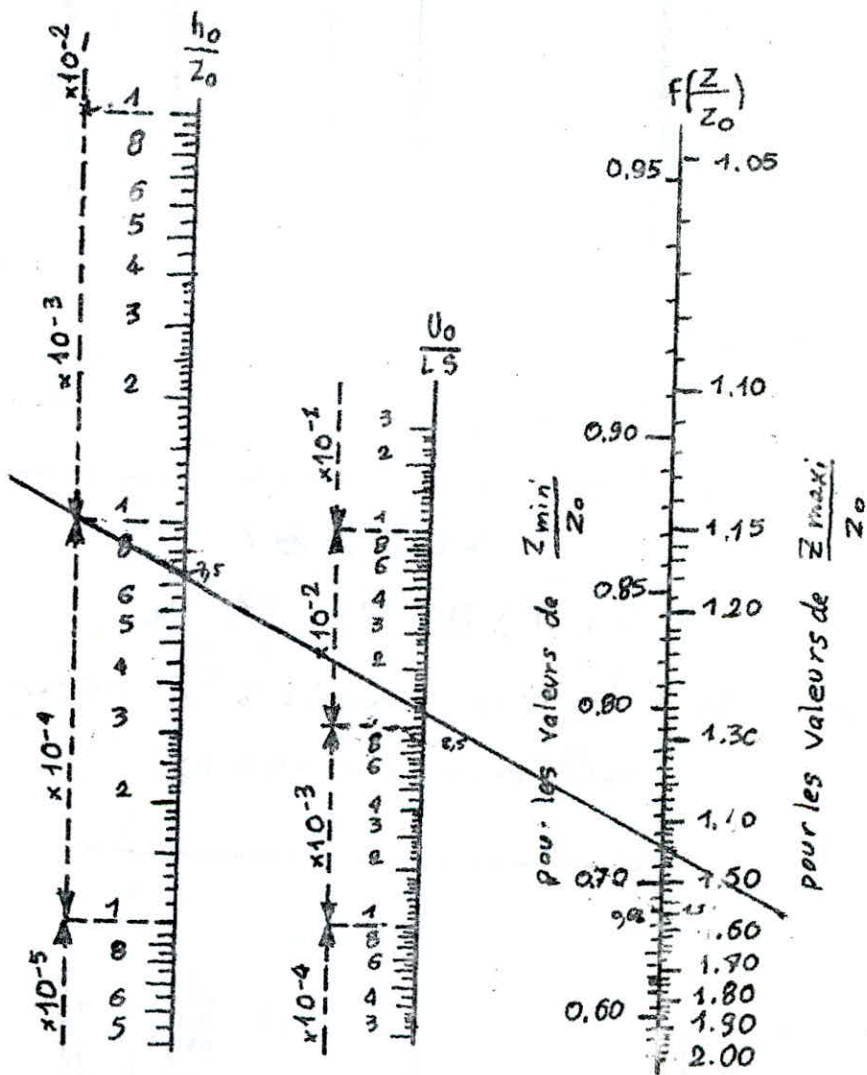


Pertes de charge successives à la montée de l'eau dans la conduite



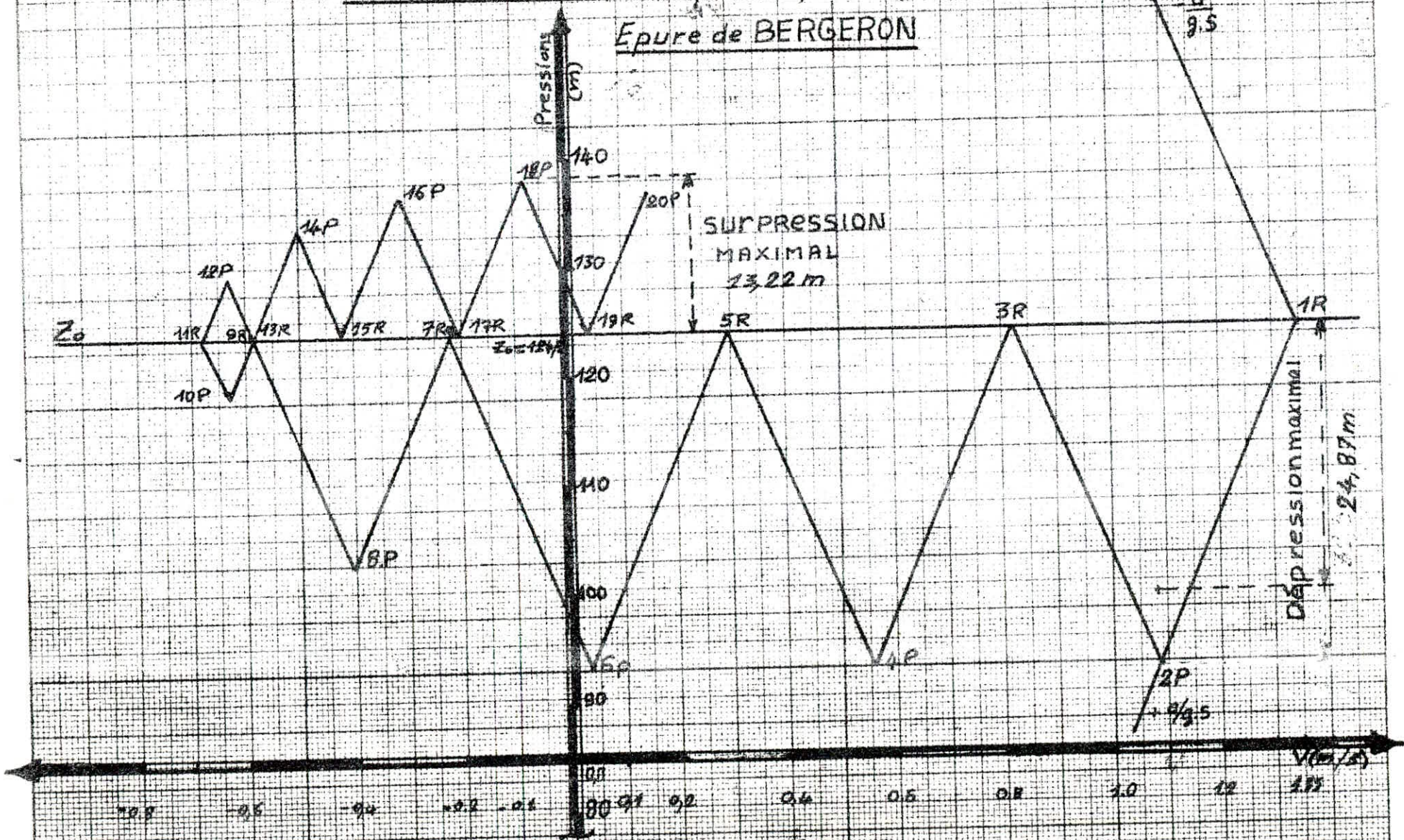
Pertes de charge successives à la descente de l'eau dans le réservoir

ABAQUE de M. VIBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air



Arrêt brusque de la pompe

Epure de BERGERON



Echelle) Hor. 1cm → 0.2 m
Vert. 1cm → 5m

(Plan sheet 5 - 6)

Intervalle de temps θ (s)	Variation de volume d'air $\Delta U = 0,0865 V_m (\text{m}^3)$	Volume d'air $U = U_0 \pm \Delta U (\text{m}^3)$	Pression dans le réservoir $Z = \frac{8Mg}{U} (\text{m})$	Vitesse dans la tubulure de brassage (m/s) Montée $V_1 = 1,48 V$ Descente $V_2 = 2,956 V$	P.d.c. dans la juvère Montée $\Delta h_1 = 0,0365 V$ Descente $\Delta h_2 = 0,0383 V$ (m)	Pression dans la conduite avec P.d.c. Montée $Z - \Delta h_1 (\text{m})$ Descente $Z + \Delta h_2$	P.d.c. au rejointement $S = 5,58 V_f$ (m)	Pression dans la conduite sans P.d.c. Montée $Z - \Delta h_1 - S (\text{m})$ Descente $Z + \Delta h_2 + S$	Vitesse lue sur le graphique $V_f (\text{m/s})$	Désignation du point	Vitesse moyenne $V_m = \frac{V_1 + V_2}{2} (\text{m/s})$	Vitesse choisie $V_f (\text{m/s})$
0	0	$U_0 = 0,7$	$Z_0 = 134,66$	—	—	134,66	10,16	124,50	1,35	—	—	—
10	0,106	0,806	110,52	19,05	11,10	99,42	6,63	93,00	1,09	2P	1,220	1,09
20	0,071	0,877	98,20	9,79	2,93	95,27	1,75	93,52	0,56	4P	0,825	0,56
30	0,026	0,903	94,27	0,70	0,01	94,26	0,00	94,26	0,04	6P	0,300	0,04
40	-0,016	0,887	96,65	11,83	5,36	102,01	0,89	102,90	-0,40	8P	-0,180	-0,40
50	-0,045	0,842	103,97	18,64	13,30	117,27	2,22	119,49	-0,63	10P	-0,515	-0,63
60	-0,057	0,785	114,08	18,64	13,30	127,38	2,21	129,60	-0,63	12P	-0,625	-0,63
70	-0,049	0,736	124,80	14,79	8,38	133,18	1,40	134,58	-0,50	14P	-0,565	-0,50
80	-0,035	0,704	133,58	9,17	3,22	136,80	0,54	137,34	-0,31	16P	-0,405	-0,31
90	-0,017	0,687	138,23	2,37	0,21	138,44	0,04	138,48	-0,08	18P	-0,195	-0,08
100	0,003	0,690	137,38	2,62	0,21	137,59	0,13	137,72	0,15	20P	0,035	0,15

B) La conduite reliant le puits-CAPAM -- BACHE de reprise

-- Caractéristique de la conduite de refoulement

$$\begin{aligned}\phi &= 250 \text{ Mm} & ; & & S &= 0,0491 \text{ m}^2 \\ L &= 520 \text{ m} & ; & & e &= 5 \text{ Mm} & ; & Q_0 &= 60 \text{ l/s} \\ H_0 &= 12,20 \text{ m} & ; & & \epsilon &= 0,4 \text{ Mm} & ; & \nu &= 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}\end{aligned}$$

Vitesse de l'on de élastique dans la canalisation est

$$a = 1164,21 \text{ m/s}$$

$$\text{L'interval de temps } \theta = 2 \cdot \frac{L}{a} = 2 \cdot \frac{520}{1164,21} = 0,893 \text{ s}$$

$$\text{Vitesse initial } V_0 = \frac{Q_0}{S_0} = \frac{0,060}{0,0491} = 1,22 \text{ m/s}$$

Le cout de béliet peut atteindre la valeur :

$$b = \frac{1164,21 \cdot 1,22}{9,81} = 144,78 \text{ m d'eau}$$

Surpression ou depression dans la conduite

$$a) \text{-- Surpression : } H_0 + b = 12,20 + 144,78 = 156,98 \text{ m}$$

$$H_0 - b = 12,20 - 144,78 = 132,80 \text{ m}$$

Partes de charge au niveau de la tuyère

$$D = \frac{\phi}{2} = \frac{0,25}{2} = 0,125 \text{ m}$$

Le diamètre de la tuyère sera déduit de la formule

$$K = \frac{Q^2}{C^2 \cdot d^5} = \frac{\phi^2}{(0,92d)^2} = K \quad \text{ou } 15 < K < 20$$

$$\text{puisque } K = 18 \text{ d'où } \frac{\phi}{0,92d} = \sqrt{18} \quad d = \frac{250}{0,92 \sqrt{18}}$$

$$= 64,05 \text{ Mm on prend } d = 65 \text{ Mm}$$

$$K = \left(\frac{250}{0,92 \cdot 65} \right)^2 = 17,48$$

$$\frac{V_1}{V_0} = 17,48 \quad V_1 = 17,48 \text{ Vf}$$

Partes de charge à la montée de l'eau

$$K = \frac{Q^2}{C^2 \cdot D^5} = \frac{(0,92 \cdot 65)^2}{(125)^2} = 0,23 \text{ du graphe } c = 0,6$$

$$K = \frac{CV_1^2}{2g} = 0,35 \text{ Vf}^2$$

$$\text{d'où } \tan \alpha = \frac{h}{q} = \frac{483,405}{203,666} = 2,3735$$

$$\underline{\underline{= 67^\circ}}$$

- Caractéristique finale du réservoir

L'examen de la troisième colonne du tableau montre que l'air peut occuper un volume maximal de 0,60 m³.

$$\text{d'où } \tan \alpha = \frac{h}{q} = \frac{483,405}{203,666} = 2,3735$$

$$\underline{\underline{= 67^\circ}}$$

- Caractéristique finale du réservoir

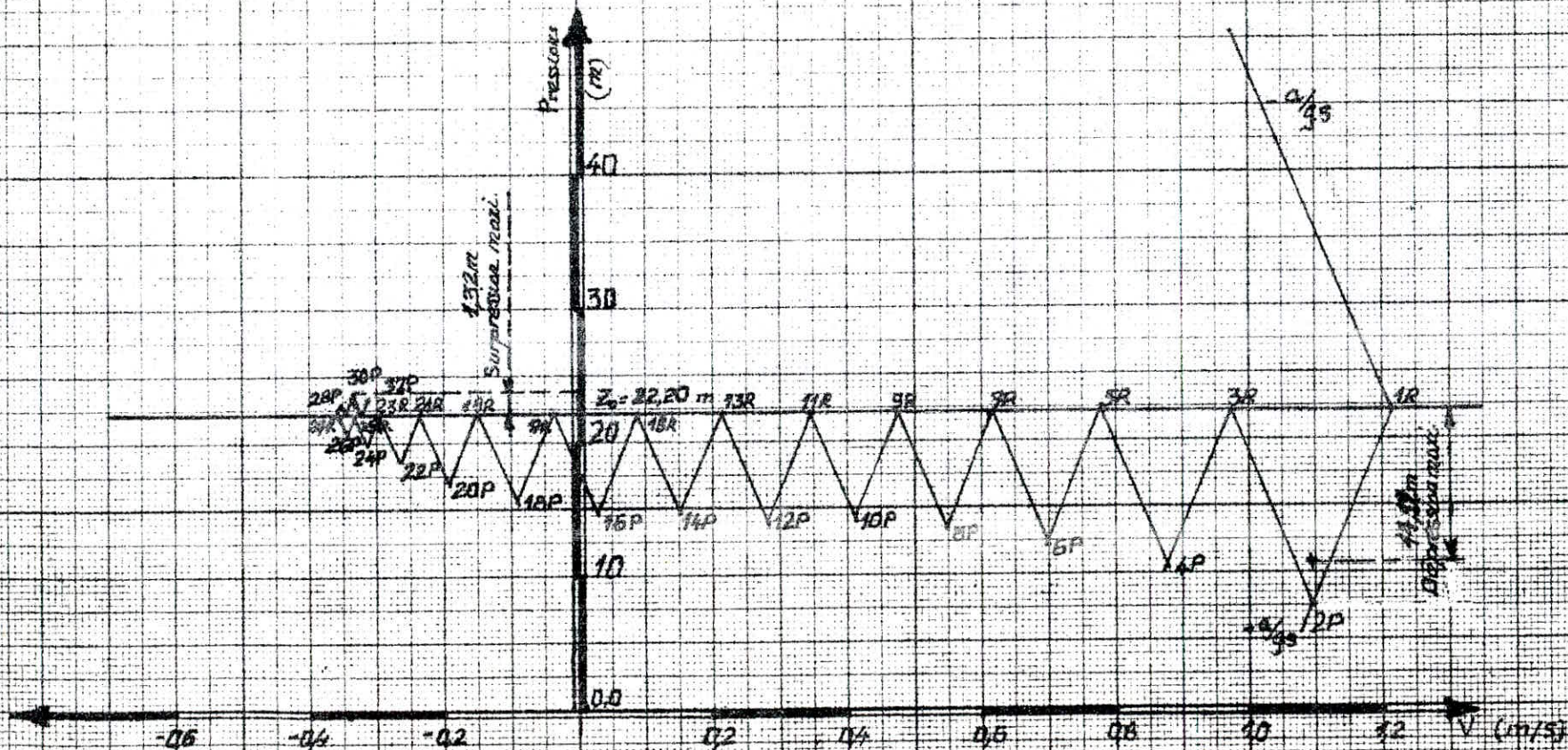
L'examen de la troisième colonne du tableau montre que l'air peut occuper un volume maximal de 0,60 m³.

CALCUL DU RESERVOIR D'AIR (Puit CAPAM - Bache de reprise)

Arrêt brusque de la pompe

Epure de BERGERON

Echelle { Hor: 1cm → 0,1 m/s
Vert: 1cm → 5 m



Intervalle de temps θ (s)	Variation du volume d'air $\Delta U_i = 0,0438 V_{m_i}$ (m ³)	Volume d'air $U_i = U_{i-1} + \Delta U_i$ (m ³)	Pression dans le réservoir $Z_i = \frac{P_i}{\rho g} - \frac{U_i}{L_i}$ (m)	Vitesse dans la tubulure de branchement (m/s) Montée $V_1 = 17,480 V_{f1}$ Descente $V_2 = 29,586 V_{f2}$	P.d.c dans la tuyère Montée $\Delta h_1 = 0,0510 V_1^2$ Descente $\Delta h_2 = 0,0383 V_2^2$ (m)	Pression dans la conduite avec P.d.c Montée $Z_1 - \Delta h_1$ Descente $Z_2 + \Delta h_2$ (m)	P.d.c au refoulement $S_i = 280 V_{f_i}^2$	Pression dans la conduite sans P.d.c Montée $Z_3 - \Delta h_3 - S$ Descente $Z_4 + \Delta h_4 + S$ (m)	Vitesse lue sur le graphique V_{f_i} (m/s)	Désignation du point	Vitesse moyenne $V_{m_i} = \frac{V_1 + V_2}{2}$ (m/s)	Vitesse choisie V_{f_i} (m/s)
0	0,00	$U_0 = 0,40$	$Z_0 + S_0 = 26,42$	—	—	26,42	$S_0 = 4,22$	$Z_0 = 22,20$	$V_0 = 1,220$	—	—	—
0	0,05	0,45	22,39	19,23	11,32	11,07	3,39	7,68	1,100	2P	1,160	1,100
20	0,04	0,49	19,87	15,38	7,24	12,63	2,17	10,46	0,880	4P	0,990	0,880
30	0,03	0,52	18,28	12,24	4,58	13,70	1,37	12,33	0,760	6P	0,790	0,700
40	0,03	0,55	16,90	9,61	2,82	14,08	0,85	13,23	0,550	8P	0,625	0,550
50	0,02	0,57	16,08	7,17	1,57	14,51	0,47	14,04	0,410	10P	0,490	0,410
60	0,02	0,59	15,32	4,89	0,73	14,59	0,22	14,37	0,280	12P	0,345	0,280
70	0,01	0,60	14,96	2,62	0,21	14,75	0,06	14,69	0,150	14P	0,215	0,150
80	0,00	0,60	14,96	0,44	0,01	14,98	0,07	14,91	0,025	16P	0,088	0,025
90	0,00	0,60	14,96	2,81	0,30	15,26	0,02	15,28	-0,095	18P	-0,055	-0,095
100	-0,01	0,59	15,32	5,77	1,28	16,60	0,12	16,72	-0,155	20P	-0,145	-0,155
110	-0,01	0,58	15,69	7,99	2,44	18,13	0,20	18,33	-0,270	22P	-0,232	-0,270
120	-0,01	0,57	16,08	9,47	3,43	19,51	0,29	19,80	-0,320	24P	-0,295	-0,320
130	-0,01	0,56	16,48	10,36	4,11	20,59	0,34	20,93	-0,350	26P	-0,335	-0,350
140	-0,02	0,54	17,34	10,80	4,47	21,81	0,37	22,18	-0,365	28P	-0,358	-0,365
150	-0,02	0,52	18,28	10,50	4,22	22,50	0,35	22,85	-0,355	30P	-0,360	-0,355
160	-0,02	0,50	19,32	10,06	3,88	23,20	0,32	23,52	-0,340	32P	-0,348	-0,340
170	-0,01	0,49	19,87	9,32	3,33	23,20	0,28	23,48	-0,315	—	-0,328	-0,315

2 - PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE CORROSION

La corrosion des conduites en acier est caractérisée

- par une attaque du métal due à la nature agressive du sol
- Par l'influence des installations électriques au courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation.-

Si le phénomène de la corrosion est important, il peut se produire une destruction des canalisations par perforation ou attaque sous forme de couches de rouille, croûteuses annonçant une diminution de l'épaisseur de la conduite.-

2 - 1)- Les facteurs de la corrosion :

* L'eau : L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre, certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.-

* Le P.H : Le P.H de l'eau dépend de la teneur en gaz dissous tels que le CO₂ et le H₂S on remarque dans la pratique que si le P.H de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier. Donc pour diminuer la corrosion, on a intérêt à augmenter le P.H de l'eau tout en veillant sur son oxygénation.-

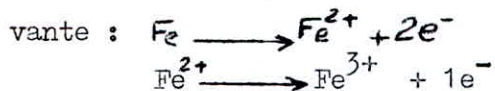
* La Température : Les fortes variations de température entraînent l'accélération de la corrosion, on admet que pour une variation de 30°C, le taux de corrosion est multiplié par 2 jusqu'au 3

* La Pression : Elle n'intervient pas directement sur la corrosion, mais elle joue un rôle important sur le Gaz dissous.-

2 - 2 Mécanisme de la corrosion :

La corrosion d'un métal se produit par oxydation c'est-à-dire par perte d'électrons, le métal devient alors ion positif, entre en solution et va se combiner avec un autre ion négatif rencontré dans cette solution.-

La réaction d'oxydation de Fer peut-être schématisée de la manière suivante :

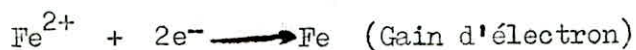


La corrosion de la conduite entérée peut-être comparée à ce qui se passe dans un bac d'électro-type lorsqu'on plonge deux métaux différents. Si nous considérons par exemple le fer et la magnésium.-

Dans ce cas, le Magnésium qui présente le potentiel (-1,49 volts) devient anode et se trouve corrodé (c'est une oxydation du métal).



Le fer dont le potentiel (-0,34 volts) jouera le rôle de cathode et se trouve protégé (c'est une réduction du métal)



Ainsi nous pouvons conclure que pour deux métaux donnés celui qui présente le plus haut potentiel par rapport à l'autre est la cathode et se trouve protégé le métal présente le plus bas potentiels se dissout. Ce phénomène se produit quand deux barres d'un même métal sont plongés dans un électrolyte de concentration différentes. On obtient alors une pile dite "pile de concentration" le sol, en raison de son humidité constitue un électrolyte de grande conductibilité.-

La pratique a montré que les sols argileux, marécageux, humides et peu aérés sont anodiques tandis que les sols calcaires, sableux, secs et aérés sont cathodiques

2 - 3)- Protection cathodique

En plus des dispositions qu'il faut prendre, en vue d'éviter les cas de corrosion cités plus haut, on doit procéder nécessairement à une protection cathodique.-

- Soit à constituer avec le métal plus électro-négative que le fer, une pile ou le fer jouera le rôle de cathode.-

- Soit à relier la conduite, d'une part à une source d'énergie électrique extérieure et, d'autre part à une anode en fouie dans le sol et destinée à se corrocher.-

a)- Protection cathodique par anode réactive :

Il s'agit de relier de place en place, dans les terrains agressifs la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le Fer (Zinc ou magnésium). On enfouit dans le sol des anodes réactives cylindriques de 15 à 20 Kg à 3,00 m environ de la conduite à la quelle elles sont reliées. Pour l'efficacité de la protection les anodes seront entourés d'une bouillie d'argile colloïdale.-

2 - 4 Corrosion interne des canalisations

Les eaux fortement minéralisées provoquent dans les canalisations des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et notamment des perforations.-

En conséquence il faut prendre garde aux eaux présentant à la fois une faible résistivité (c.a.d. inférieur à 2000 Ω cm) et une teneur en fer, même faible.-

Protection contre la corrosion interne

En vue de remédier à cette corrosion, il faut exiger un revêtement intérieur très soigné des canalisations, par exemple par l'injection d'un enduit de ciment ou d'un enduit bitumineux, éviter les entrées d'air, les faibles vitesses, le maillage doit être assuré au maximum.

CHAPITRE IX POSE DES CONDUITES

1 - POSE DES CONDUITES EN TRANCHEE

a)- Largeur de la tranchée

La pose en terre des conduites s'effectue dans une tranchée dont la largeur de fond est donnée par

$$B = D + 2 \times 0,30 \text{ (m)}$$

- B = Largeur de la tranchée en m

- D = Diamètre en m

Au droit des joints, on pratique dans les parois latérales des élargissements de la tranchée (appelés niches) et ce, pour faciliter le raccordement des joints ou l'opération de soudure, ces niches seront séparés d'une distance d'environ 40 m

b)- Profondeur de la tranchée

La profondeur de fouille est fonction du diamètre de la conduite, de la température du lieu (maxima-minima) ainsi qu'aux sollicitations des charges mobiles si cette dernière traverse une route très fréquentée par ces charges.-

$$h \geq D \times 0,80 \text{ m}$$

La profondeur de la tranchée est choisies de telle manière que la température de l'eau reste constante par conséquent d'éviter les dégâts qui pourront être causés par d'importants gels

c)- Fond de la tranchée

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de pose de 0,15 à 0,20m d'épaisseur bien pillonnée et bien nivelé suivant les côtes du profil en long.-

- Gravier : dans les terrains ordinaires
- pierres cassés : serviront de drains dans les terrains imperméable au rocheux
- Béton maigre : terrain abrupts.

d)- Le remblayage des fouilles

Le remblai se fait soigneusement d'une succession de couches bien tassés et arrosées tout autour de la conduite en acier et en vue éviter la corrossion, on constitut un remblai de gravier naturelle. Au dela de 0,30m au dessus de la conduite le remblaiement est achevé du tout venant à l'aide d'engins mécaniques.-

e)- Modalités et précautions dans l'exécution

Avant la pose des tuyaux en acier les revêtements doivent être reconstituer partout où ils auraient été détériorés, leur pose ne doit s'effectuer qu'aux heures fraîches de la journée, jamais après que les canalisations ont été chauffés par le soleil.-

La descente en fouille des conduites se fait lentement à l'aide d'un palan cu d'une grue après avoir été au préalable examinée, toute conduite ayant subie des dommages du point de vue protection doit-être élliminée.-

Une fois les travaux de pose effectués, on procède à un essai général du réseau c'est à dire la mise en pression générale du réseau par le réservoir.-

Pendant 48 Heures, les robinets vannes du branchement seront fermés et on constaté les pertes par rapport à la capacité du réseau.-

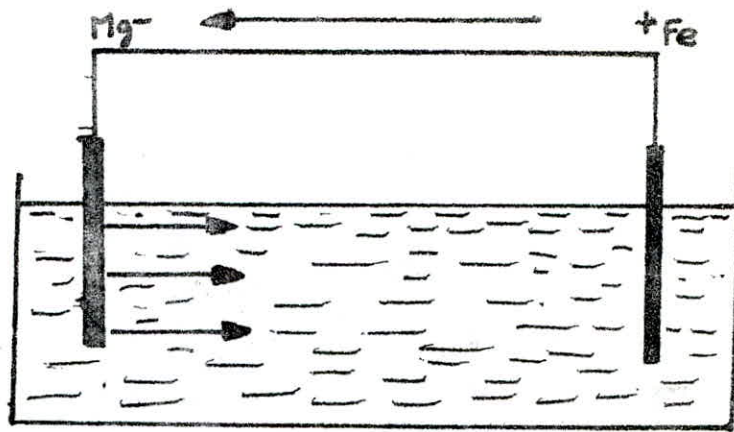
f)- Pose à la traversé de la rivière

Comme nous avons des conduites qui traversent un petit cours d'eau, la conduite emprunte l'accolement du pont existant.-

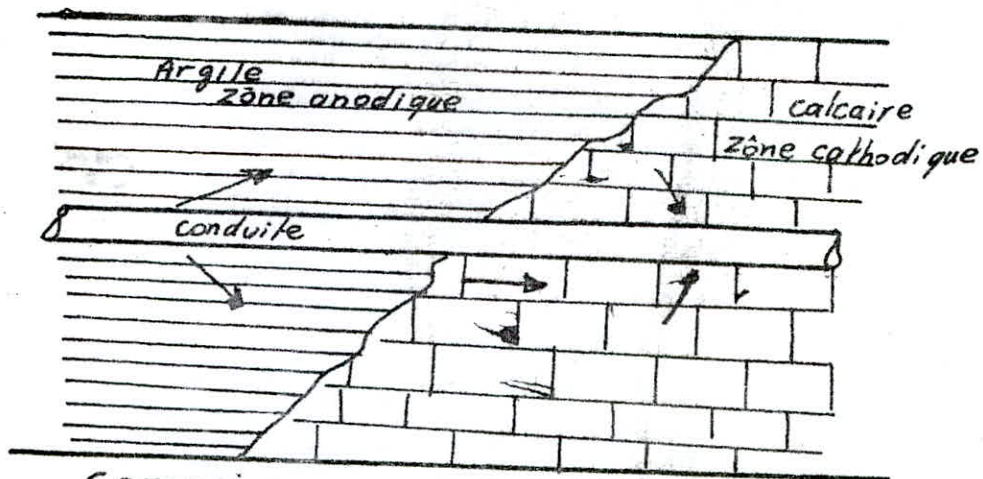
g)- Traversée des routes

La pose des conduites se fait dans un gain (de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite).-

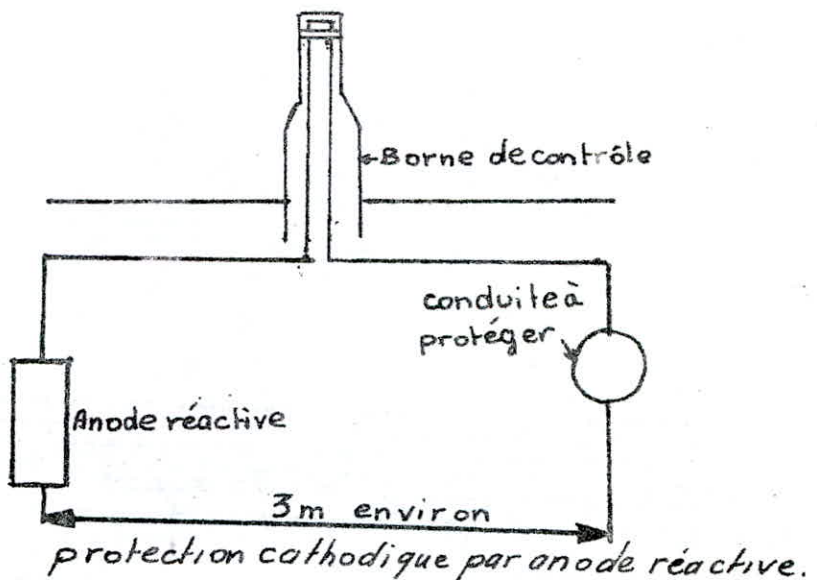
Avant de livrer l'eau à la consommatio, il sera préférable de procéder à la désinfection des conduites, soit au chbre, ou au permanganate de potasse.-

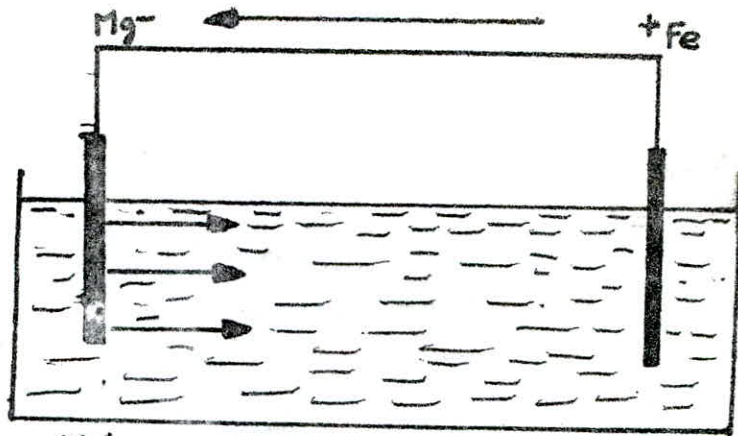


Mécanisme de la corrosion

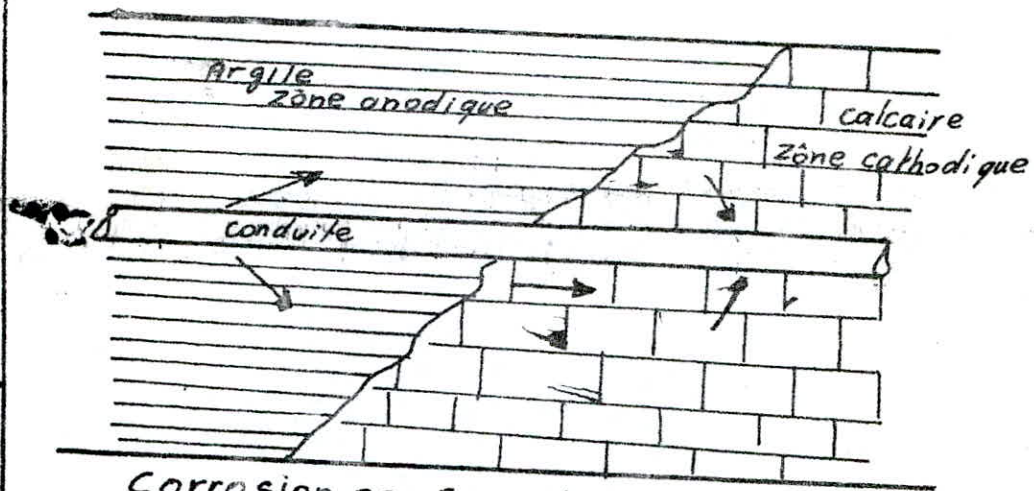


Corrosion par formation de Pile

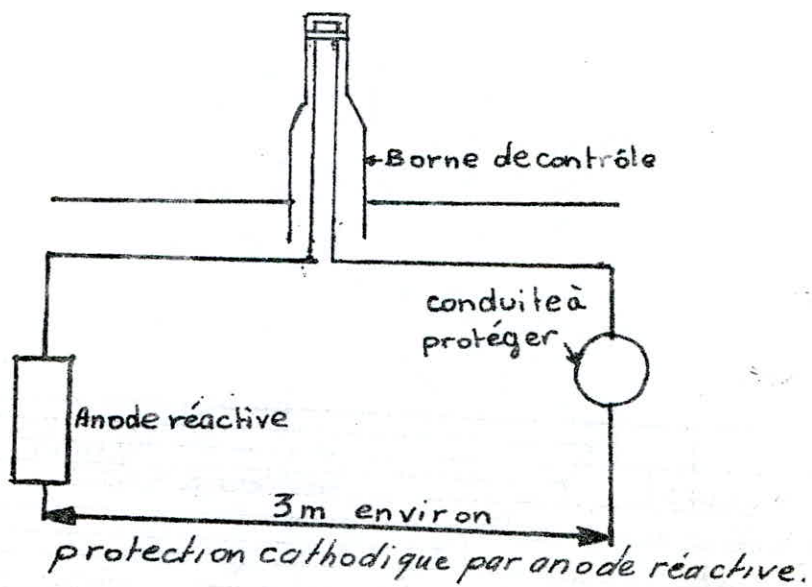




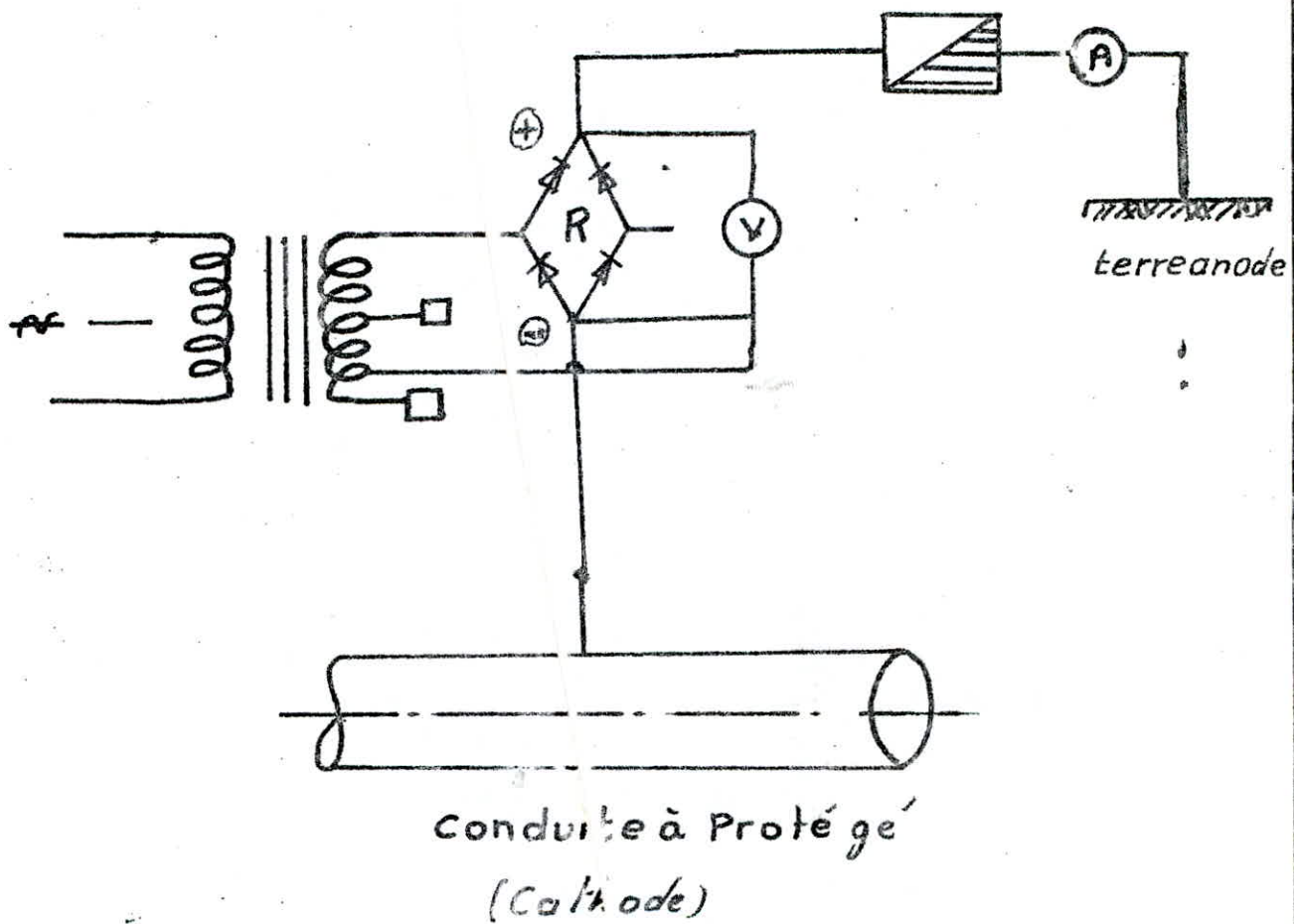
Mécanisme de la corrosion



Corrosion par formation de Pile



PROTECTION CATHODIQUE PAR SOUTIRAGE DE COURANT



R - redresseur

V - Voltmètre (tension)

A - Ampèremètre (intensité)

- ASSAINISSEMENT -

1 - INTRODUCTION :

L'assainissement de notre Z.H.U.N à pour objet d'assurer l'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales dans des conditions satisfaisantes pour la santé publique et la lutte contre toute forme de pollution.-

Suivant le plan d'aménagement et données urbanistiques de la Z.H.U.N nous constatons que les eaux à évacuer sont de deux types. Eaux usées d'origine domestique et eaux de ruissellement.

Ces eaux peuvent-être divisées selon leur lieux d'origine

a)- Eaux usée d'origine domestique

- Eaux ménagères : Restituées à partir des eaux de cuisine, de Lessives, de toilette,...
- Eaux vannes : En provenances des W.C sous forme de matière fécales plus urines.

b)- Eaux de ruissellement : Elles regroupent

- Eaux de pluie
- Eaux de lavage
- Eaux de drainage

Caractéristiques des eaux usées : on se constate de voir seulement les caractéristiques physiques situées ci-dessous

- La température : Elle est fonction du climat et de la Géographie
- L'odeur : une eau usée fraîche à une odeur fade mais pas désagréable mais la stagnation provoque une odeur nauséabonde
- Couleur : une eau usée est grisate, la couleur noir indique une décomposition partielle.
- Débit : Il varie suivant les heures de la journée. Le débit moyen journalier sur 24 Heures dépend de la saison.-

2 - SITUATION SANITAIRE ACTUELLE :

L'assainissement de la Ville de Ghazaouet est assurée par un système unitaire, le dispositif d'assainissement n'est développé qu'au centre de la Ville, il est constitué par trois collecteurs principaux la nouvelle Z.H.U.N sera également assaini par un système unitaire

3 - ANALYSE DU RESEAU FUTUR

Comme nous l'avons déjà dit, notre Z.H.U.N sera assainie par un système unitaire. Dans ce système, toutes les eaux sont recueillies dans un réseau unique de collecte qui aboutit soit à un lieu de rejet bien définie Oued à une station d'épuration.-

Eventuelle en cas d'orage la mise en place de déversoirs d'orage permettra le rejet directe par surverse d'une partie des eaux pluviales dans le milieu naturel

* Conception

Pour remplir ces fonctions d'une façon économique et efficace à la fois, le réseau devra tirer partie au maximum de la topographie locale. En particulier il conviendra d'éviter les longueurs de canalisations inutiles et surtout d'éviter les sur profondeurs de tranchées couteuses en terrassement.-

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

- CHAPITRE 2 : ETUDE DES DEBITS A EVACUER (Calcul Hydraulique)

1 - Débit des eaux pluviales :

Un ouvrage déterminé doit pouvoir évacuer dans les conditions satisfaisante, le cube d'eau résultant d'une précipitation pluviale sur le bassin qu'il dessert.-

La valeur du débit d'eaux pluviales provenant d'un bassin versant urbanisé est déterminée à partir de la méthode dite rationnelle.-

$$Q = Ci.A$$

- C : Coefficient de ruissellement
- i : Intensité moyenne de précipitation
- A : L'aire du bassin d'apport en (ha)

L'intensité moyenne de précipitation (2) dont la valeur a été extraite de l'étude établie par la CADAT $i = 129 \text{ l/s/ha}$ pour une durée $t = 10 \text{ Min}$ (pour la ville de Ghazaouet).-

La précipitation pluviale est caractérisée par sa durée, son intensité et sa fréquence.-

Les pluies les plus intenses étant les plus courtes. La fréquence F étant prise égale à 0,10 pour une période de retour $T = 10 \text{ Ans}$

$$f = \frac{1}{T} = 0,10$$

remarque la formule $Q = CiA$ n'est valable que pour une intensité constante.-

* Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau qui ruisselle de cette surface, au volume d'eau tombée sur elle.-

Les aires drainées se décomposent en aires partielles (toitures et chaussés, jardin, allées en gravier etc...) aux quelles des coefficient élémentaires sont appliqués. Mais la méthode peut toute fois être utilisée sans décomposition en aires élémentaires en utilisant les coefficients moyens suivants :

- Habitation très denses 0,9
- Habitation dences 0,6 à 0,7
- Habitation moins dences 0,4 à 0,5
- Quartiers résidentiels 0,2 à 0,3
- Zones industrielles 0,2 à 0,3
- Jardin, prairies, 0,05 à 0,2

Remarque : l'attention est toute fois appelée sur la grande prudence qui doit s'attacher à l'utilisation de ces coefficients car leur emploi inconsidéré pourrait conduire soit à des ouvrages surdimensionnés ou à des ouvrages sous dimensionnés

2 -- Débit des eaux usées

Le calcul porte essentiellement sur l'estimation des quantités et de la qualité des rejets provenant des habitations et lieux d'activités. D'une manière générale, les débits d'eau usées sont évalués sur la base des consommations d'eaux potables recensées.-

Dans notre étude, nous avons considéré seulement 80 % de ce volume aboutit dans le réseau d'égout qui représente le débit moyen de rejet (journalier) on sait que la consommation moyenne journalière de notre Z.H.U.N. s'élève à 4.417,03 m³/j d'ou le débit d'eau usée

$$Q_{mu} = \frac{4.417,03 \times 80}{100} = 3.533,62 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_m = 40,90 \text{ l/s}$$

* Coefficient de pointe. C_p

Il est déterminé à partir de la formule suivante :

$$C_p = 2,6 - 0,4 \text{ Log} \left(\frac{H}{1000} \right)$$

$$\text{d'où } C_p = 2,6 - 0,4 \text{ Log} \left(\frac{17487}{1000} \right)$$

$$C_p = 2,10$$

$$Q_{pu} = C_p \cdot Q_{mu} = 2,10 \cdot 40,90 = 85,89 \text{ l/s}$$

Ainsi le débit spécifique est déterminé

$$sp = \frac{Q_{pu}}{S} = \frac{85,89}{75,16} = 1,143 \text{ l/s/ha}$$

3 - Interprétation du tableau de calcul

Colonnes(16) et (17) expriment la côte du radier déterminé d'après la formule suivante

$$C_r = C_t - (1,5 + \phi)$$

- C_t : côte du terrain naturel
- ϕ : Diamètre de la conduite

* La Colonne (18) désigne la pente moyenne qui est égale à la côte Amont moins la côte aval divisé par la distance (du tronçons considéré).--

* Colonne(19) Diamètre de la conduite déterminé en fonction du débit total à évacuer (Q_{tr}) et de le pente correspondante (ANNEXE V" La Collecte) ainsi que le débit à pleine section (Q_{ps}) et la vitesse à pleine section(V_{ps}) colonne 20 et 21

* Colonne(22) Rapport des débits. Q_T/Q_{ps}

* Colonne(23) rapport des vitesse (rv) et la hauteur de remplissage (H) colonne (24) sont déterminés par

(ANEXE X) LA COLLECTE

* Colonne (25) = Colonne 24 / Colonne 19

* Colonne (26) = Colonne(21) * (23)

* Colonne (27) = Colonne(21) * (25)

- CHAPITRE 3

1 - CHOIX DU MATERIAUX :

En assainissement on emploi presque toujours des tuyaux en béton armé car ils sont réalisés avec des diamètres entre 0,10 et 3 Mètres et des longueurs de 6 m.-

En remédiant au moyen d'un revêtement intérieur et extérieur par un enduit bitumeux contre la corrosion interne et externe dûe aux attaques chimiques des eaux usées sur la paroi interne.

L'emploi de profils circulaires est proposé, profils qui peuvent être produits en Algérie.-

Des anneaux (roulant de caoutchouc) seront utilisés particulièrement pour assurer l'étanchéité des joints des tuyaux préfabriqués. Ces dits anneaux sont d'un montage facile et garantissant une bonne étanchéité.-

Les vitesses d'écoulement maximales ne doivent pas dépassées 5 m/s celles-ci dépendent de la nature des canalisations utilisés.-

2 - POSE DES CANALISATIONS

Lors de la pose de canalisation, des profondeurs minimales sont à respecter, celles-ci sont déterminées selon les points de vue suivants :

a)- Les canalisation sont à disposer suffisamment bas pour franchir par on-dessus sans difficultés, les autres canalisations (eau potable, Gaz, Electricité)

b)- Influence de la température

c)- un autre point doit être pris en considération :

La profondeur des caves des maisons avoisinantes les tuyaux doivent être posés de l'aval, l'emboîtement et 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.--

CHAPITRE 4 - OUVRAGES DU RESEAU

1 - REGARD DE VISITE :

Pour des raisons de sécurité et d'exploitation, de bon entretien et pour simplifier celui-ci des regards de visite sont nécessaires dans les cas suivants.

- Changement de Direction
- Modification de section
- Et tous les 50 Mètres.

Ils comprennent : Un radier en béton, une cheminée verticale en béton (coulé sur place) d'une section carrée de 1,20m de côté.--

- Une échelle de descente, avec crosse de sortie
- Une dalle supérieure munie d'un dispositif de fermeture ; l'épaisseur minimale de 0,12 m si elle est sous trottoir et de 0,15 m si elle est sous chaussée.--

2 - REGARD DE CHUTE :

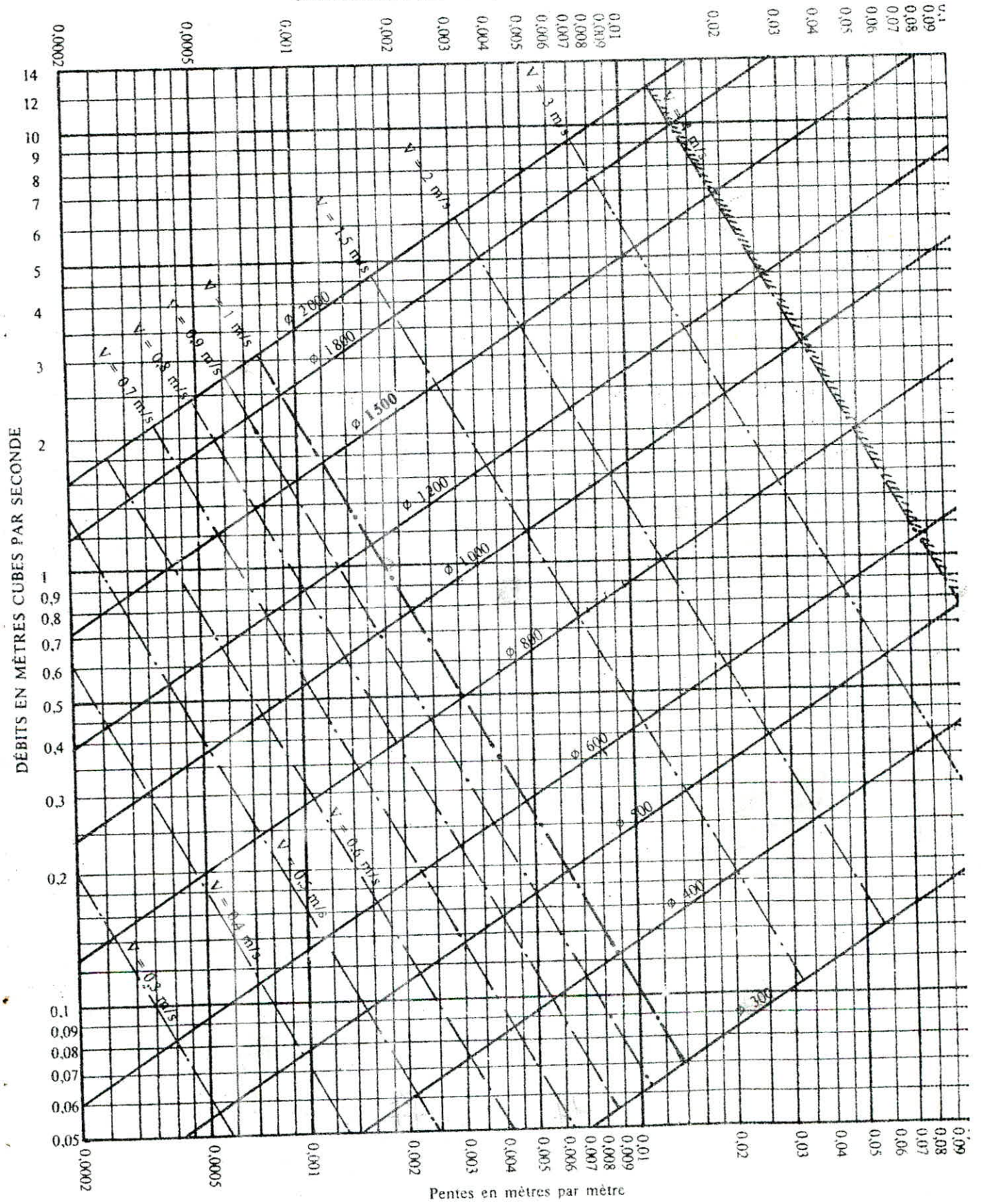
Sur les tronçon où la pente est trop forte, il y aura lieu de ménager des décrochements dans le profil en long des ouvrages par l'introduction de gâches ou de cheminées déversantes.

2 - DEVERSOIR D'ORAGE

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

ANNEXE VII

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

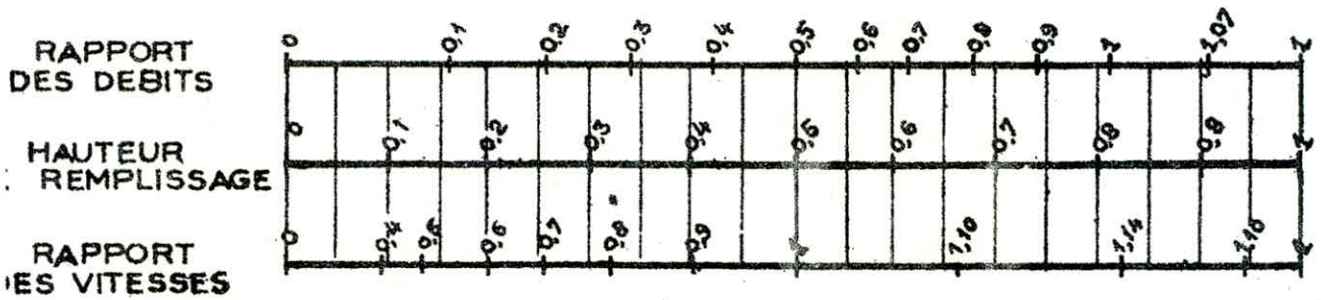


ANNEXE X

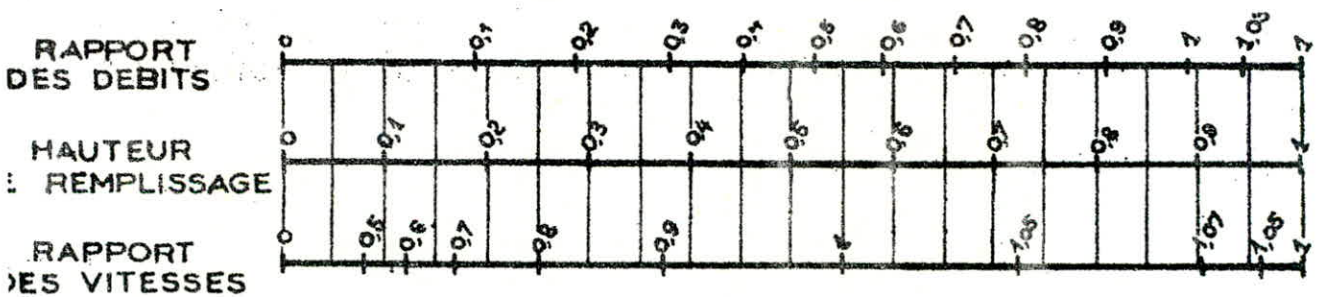
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(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

* Dimensionnement

Calcul de la longueur du seuil de déversoir

$$Q_0 = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_0^{3/2}$$

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

Le collecteur principale en direction du déversoir ϕ 1200 Mm, débit d'eaux par temps de pluie Q_1

$$Q_1 = 3.404,30 \text{ l/s, débit par temps sec } Q_2 = 85,90 \text{ l/s}$$

Comme on a choisie la coefficient de ditution égale à 2 alors le débit qui sera évacué vers la station d'épuration sera

$$Q = Q_2 + 2 \cdot Q_2 = 3Q_2 = 257,70 \text{ l/s}$$

le niveau d'eau dans le tuyaux d'arrivage (ϕ 1200) est H_1

$$Q_{ps} = 4.400 \text{ l/s} \quad I = 26 \%$$

$$\frac{Q_1}{Q_{ps}} = \frac{3.404,30}{4.400} = 0,77 \text{ de l'annexe X}$$

$$H_1 = 665 \text{ Mm}$$

$$\text{par temps sec } \frac{Q_2'}{Q_{ps}} = \frac{257,70}{2.400} = 0,059 \quad \text{Annexe X}$$

$H_2 = 95 \text{ Mm}$ la hauteur du seuil de déversoir on prend

$$H_2 = 100 \text{ Mm}$$

$$\text{La différence } \Delta H = H_1 - H_2 = 665 - 100 = 565 \text{ Mm}$$

$$\text{d'où } h_0 = \frac{565}{2} = 282,5 \text{ Mm}$$

On peut choisir approximativement $\mu = 0,6$

$$\mu = F(hv)(h)(r)$$

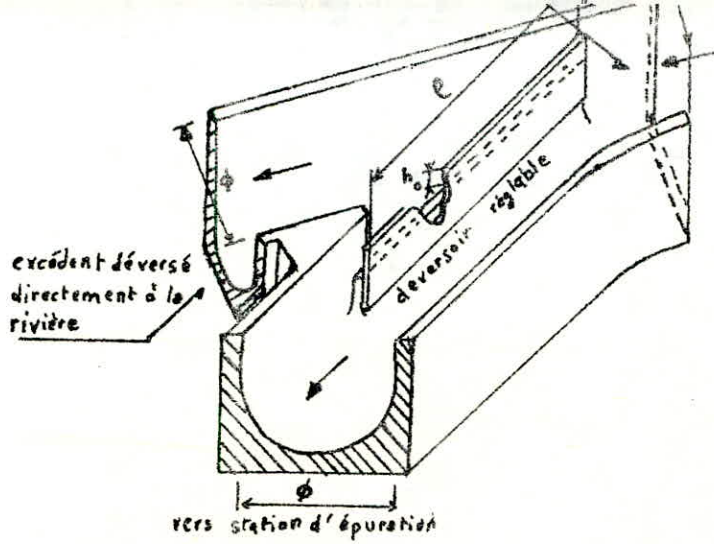
hv : hauteur du seuil

h : charge d'eau ; r : forme de la crête

$$B = \frac{3}{2} \cdot \frac{3,146}{0,6 \cdot 2 \cdot g \cdot (0,283)^{3/2}} = 11,79 \text{ m}$$

avec une sécurité d'environ 40 % on aura :

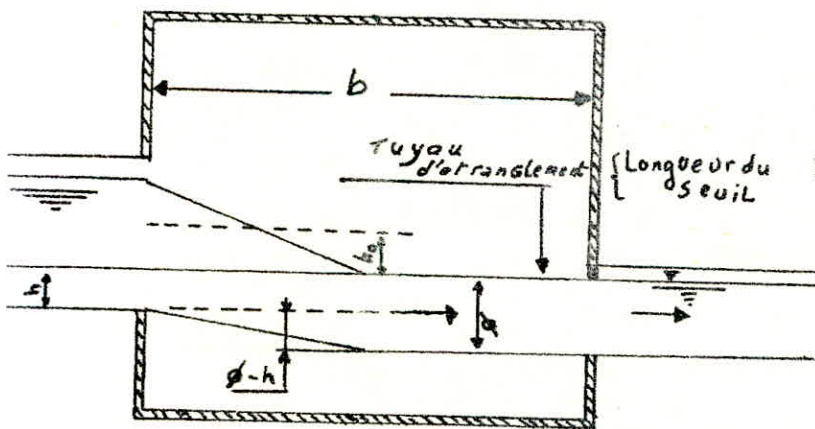
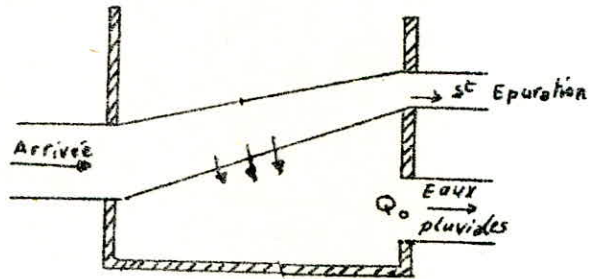
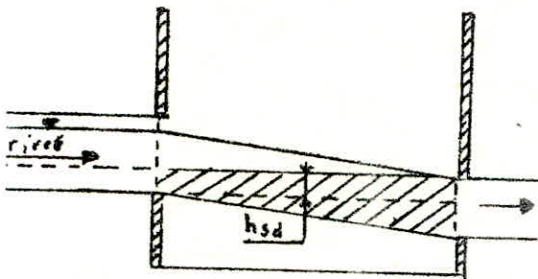
$$L = 16,50 \text{ m}$$



Déversoir d'orage précédent une station d'épuration

l Longueur du déversoir
 ϕ Diamètre

h_0 Hauteur de lame déversante



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

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

avant 3^e partie: station de pollution

N°	Tronçons		Longueurs (m)	Surface du bassin versant (ha)		Intensité de pluie (l/s/ha)	Coefficient de ruissellement "C"	Débit des eaux pluviales (l/s)		Débit des eaux usées (l/s)		Débit total à évacuer $Q_{ep} + Q_{eu}$ (l/s)	Côte du terrain (m)		Côte du radier (m)		Pente du radier	Diamètre "φ" (mm)	Débit à pleine section (l/s)	Vitesse à pleine section (m/s)	Rapport des débits q_1	Rapport des vitesses V	Hauteur de remplissage "H" (mm)	Rapport des hauteurs H_1/H_2	Vitesse réelle V_r (m/s)	Vitesse d'auto-curage $V_{oc} = 0.6 \sqrt{H}$ (m/s)	Observations
	A partir de	Jusqu'à		Partielle	Cumulée			Partiel	Cumulé	Amont	Aval		Amont	Aval													
1	21	3	300	300	43.82	129	0.5	891.39	891.39	15.80	15.80	908.19	102.50	98.50	100.20	96.30	0.013	800	1000	1.99	0.91	1.12	750	0.94	2.25	1.19	
2	3	3	1108	1408	43.82	"	"	891.39	891.39	45.80	45.80	908.19	98.50	33.50	96.30	31.20	0.059	800	2200	4.38	0.41	0.95	430	0.54	4.16	2.63	
3	3	366	650	15.32	21.56	"	0.2	395.26	717.24	24.64	24.64	741.88	81.69	33.50	99.59	31.40	0.132	600	1250	4.42	0.59	1.03	550	0.92	4.16	2.63	
4	5	284	284	6.24	6.24	129	0.4	321.98	321.98	7.13	7.13	329.11	104.80	81.09	99.90	79.59	0.071	600	1050	3.72	0.31	0.85	350	0.58	2.25	1.19	
5	3	366	650	15.32	21.56	"	0.2	395.26	717.24	24.64	24.64	741.88	81.69	33.50	99.59	31.40	0.132	600	1250	4.42	0.59	1.03	550	0.92	4.16	2.63	
6	7	85	85	1.97	1.97	129	0.2	50.83	50.83	2.25	2.25	50.83	88.50	79.00	86.60	95.70	0.135	400	430	3.42	0.12	0.55	190	0.42	1.88	2.05	
7	8	135	220	5.70	7.67	"	"	148.06	198.89	6.52	8.77	206.66	74.00	76.90	74.90	74.40	0.002	800	400	0.80	0.52	1.01	515	0.64	0.81	0.48	
8	9	110	330	1.00	8.67	"	"	25.80	223.69	1.14	9.91	233.60	76.70	66.24	74.70	64.24	0.095	500	750	3.82	0.31	0.84	350	0.90	3.21	2.29	
9	10	300	630	13.92	22.59	"	"	353.14	582.83	15.91	25.82	608.65	66.24	38.71	64.14	36.61	0.092	600	1250	4.42	0.49	0.99	490	0.82	4.38	2.65	
10	3	125	355	—	22.59	"	"	—	582.83	—	25.82	608.65	34.71	33.50	31.20	31.20	0.042	800	1800	3.58	0.34	0.87	380	0.48	3.71	2.15	
11	14	300	1055	—	57.97	"	—	239.46	—	—	66.26	225.72	23.50	23.50	31.00	21.00	0.033	1000	3100	3.95	0.73	1.09	640	0.64	4.23	2.37	
12	12	575	575	4.79	4.79	129	0.4	247.16	247.16	5.74	5.74	252.63	85.10	70.00	83.00	57.90	0.026	600	650	2.30	0.39	0.92	420	0.70	2.12	1.38	
13	13	625	1200	9.30	14.09	"	0.6	719.82	966.98	10.62	16.10	983.08	70.00	53.80	54.50	54.50	0.026	800	1400	2.77	0.70	1.07	630	0.99	2.96	1.66	
14	14	375	1575	3.10	17.19	"	0.4	159.96	1126.94	3.54	19.64	1146.58	53.80	23.50	54.50	21.20	0.066	800	2000	3.98	0.57	1.02	540	0.68	4.05	2.39	
15	15	400	1975	—	17.19	"	—	—	3318.40	—	85.90	3404.30	23.50	12.90	20.00	10.20	0.025	1200	4400	3.89	0.77	1.10	665	0.85	4.28	2.33	
16	16	50	2025	—	17.19	"	—	—	3318.40	—	85.90	3404.30	23.50	12.90	20.00	10.20	0.025	1200	4400	4.60	0.85	1.06	510	0.41	4.68	2.43	

3EME PARTIE : STATION D'EPURATION

EPURATION BIOLOGIQUE

Les stations d'épuration en milieu rural doivent être rustiques, c'est à dire simple sur les plans d'exploitations et entretiens.--

-- Pouvoir s'adapter, aisément, aux variations de charge (variations hebdomadaires en cas de résidences secondaires ou saisonnières dans le cas des régions touristiques).--

-- L'épuration biologique se fait par plusieurs procédés. Ainsi plusieurs classifications ont été donné, suivant la faune, ou la flore, suivant l'intervention de l'homme (artificiels, naturels), suivant l'occupation du terrain pour l'épuration (extensifs, intensifs).--

a)-- Procédés Intensifs

-- Lits Bactériens

-- Boues Activées

b)-- Procédés extensifs

-- Logunage

-- Epardage

-- Infiltration

a)-- Procédés intensifs

1)- Lits Bactériens :

Le procédé par lits Bactérien résulte de limitation de l'auto-épuration naturelle, qui a pu être observé dans les cours d'eau par création de conditions optimales pour les micro organismes le nombre de ces organismes et si fortement augmenté par rapport à leur apparition naturelle dans les cours d'eau que l'épuration se fait en une fraction du temps qui serait normalement nécessaire dans les eaux. Le principe de fonctionnement du lit Bactérien ou filtre bactérien consiste à faire ruisseler les eaux, préalablement décantées, sur une masse de matériaux qui sert de support aux micro-organismes.--

De plus en générale, on fait une ventilation pour apporter l'oxygène nécessaire aux maintiens des bactéries aérobies, et bon fonctionnement de toute masse poreuse de dispositif de répartition des eaux usées favorise un aération de l'effluent à traiter. On distingue le lit bastérien a faible charge et forte charge.--

2)- Boues Activées

Elle est basée sur le principe de l'auto-épuration du milieu récepteur naturel avec accélération du processus.--

Dans le Bassin, les Bactéries qui sont soumises à une forte oxygénation continue uniforme, dégradent la matière organique et forment des flocons qui décantent ces dernières constituant les boues, ou masses flocculeuses ou boues activées.--

Le principe consiste à agiter les eaux usées brutes avec les boues liquides, bactériologiquement très actives.

L'aération artificielle est nécessaire car elle permet de :

- Conserver le métabolisme intense des boues activées.--
- Favorise un contact interne entre toutes les parties de l'effluent

L'aération peut se faire soit par aération de surface ou par insufflation d'air.--

L'aération par surface est la plus utilisée, car le principe est qu'un moteur actionne une turbine ou brosse dans le bassin à boue activée.--

L'avantage est qu'il n'y a pas de risque de colmatage, ainsi qu'une économie et moins d'entretien et un bon rendement.--

L'insufflation d'air sous pression, C.A.D l'envoi d'air à travers des tubes poreux dans le bassin, ce procédé a l'inconvénient que les pores peuvent être bouchés par les boues.--

Le procédé classique des boues activées paraît trop délicat d'exploitation pour être utilisé par de petites collectivités.--

b)- Procédés Extensifs :

1)- Lagunage

Il consiste à favoriser la prolifération des organismes vivants (bactéries et algues) au détriment de la matière contenue dans les eaux usées (M.O, sels minéraux) en présence ou non d' O_2

1 - 1 Lagunes anérobies : La profondeur du bassin est importante, ce qui favorise l'anérobiose.

On ne trouve que des bactéries anaérobies qui en dégradant la matière organique donne du CH_4 , CO_2 , H_2S , NH_3

1 - 2 Lagunes naturelles ou étangs destabilisation :

On trouve un ou plusieurs bassins de profondeur 1 à 2 m.-

1 - 3 Lagune aérée :

C'est la même procédé que celui de la précédente sauf que l'O₂ au lieu d'être apporté par l'air, est apporté par des aérateurs de surface. Elle est comparable aux systèmes à boues actives sauf que la Boue n'est pas recirculée.-

2 - L'épandage :

L'épandage consiste à utiliser les eaux usées pour l'irrigation du terrain agricole le principe est la filtration par le sol.-

Les eaux de drainage sont recueillies (eaux épurées) et canalisées vers le milieu récepteur.-

Dans le cas de l'irrigation par aspersion, le prétraitement (dégrillage, dessablage, déshuilage) est nécessaire, ainsi qu'une décantation. Suivant les cas, une désinfection peut être nécessaire (irrigation par aspersion...).

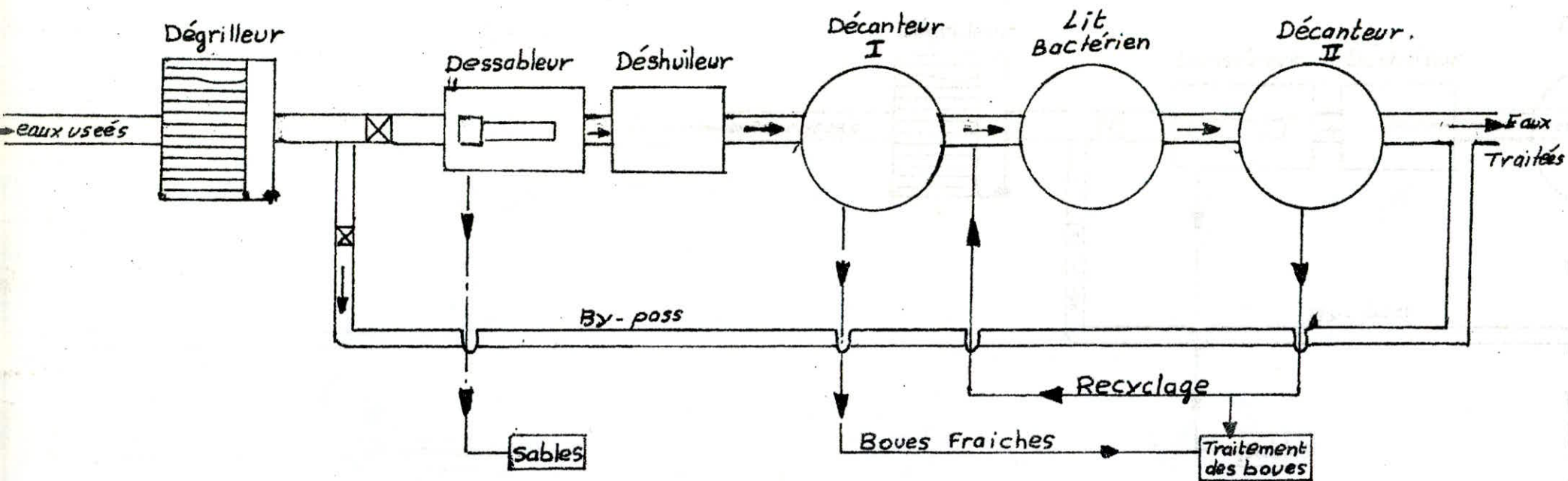
Après avoir connu les différents procédés d'épuration biologiques.-

En principe, tous les procédés d'épuration traités précédemment peuvent être utilisés en milieu rural. Il peut, néanmoins être tenté de faire à leur sujet quelques observations sur leur utilisation ; dans le cas en cause.-

Nous proposons une épuration à lits bactériens dont le procédé est très valable dans le cas des effluents ruraux. Il peut être tenté d'utiliser le lit bactérien à faible charge en égard au peu de surveillance qu'il nécessite. Cependant, l'épuration n'est pas toujours parfaite, et la question est posée de savoir si ce procédé doit être condamné.-

Les lits bactériens à garnissage plastique sont jusqu'à ce jour trouvés leur domaine d'application essentiellement dans le traitement d'effluents industriels très chargés, rien ne s'oppose à ce que leur emploi se généralise dans les stations de traitement des effluents urbains.-

Le schéma suivant nous montre les différents étapes constituant la station d'épuration.-



Station d'épuration

Station d'épuration

I) - Les prétraitements :

1) - Dégrillage

L'objet du dégrillage est de débarrasser l'effluent des matières les plus volumineuses à la surface des eaux.

Le dégrillage soulage le travail de la station d'épuration des points de vue biologique et protection mécanique de l'ouvrage et, par ailleurs, doit toujours s'effectuer avant une opération de retèvement. La figure 1 schématise une installation de dégrillage.

2) - Déssablage

La technique classique du déssablage consiste à faire circuler l'eau dans une chambre de tranquillisation où il est tenté d'obtenir une vitesse constante quelque soit le débit (une vitesse de 0,30 m/s permet le dépôt de la majeure partie des sables).

3) - Le déshuilage

Le déshuilage se fait par flottation grâce à l'introduction d'air comprimé qui fait diminuer la densité des particules huileuses. Les graisses sont rassemblées dans une zone de tranquillisation et ravalées manuellement. Le temps de séjour est de 7 min (Voir schéma Fig-2).

4) - Décarteur (I) (primaire)

Le processus principal du traitement primaire est la décantation.

La décantation est un phénomène provoqué par les forces de gravitation. Une particule solide charriée par l'eau d'égout, comme tout corps pesant, tomberait suivant un mouvement uniformément accéléré, si sa chute n'est pas contrariée par les forces de frottement créées par son déplacement au sein de l'eau, forces dont l'effet se traduit par une vitesse de chute uniforme. Cette vitesse est fonction de la dimension, de la forme extérieure et de la densité apparente de la particule. (Fig-3-4) schéma de décanteur primaire.

5) - Décanteur (II) (secondaire)

La décantation secondaire assure la séparation et un premier épaissement des boues entraînées par l'effluent traité issu de l'ouvrage de traitement biologique. Ces deux fonctions sont très importantes. La première assure la protection du milieu contre les pollutions résiduelles contenues dans le cas des stations à fortes charges où les congglomérats biologiques ne sont que très partiellement autoxydés et stabilisés. (fig-5) (schéma de décanteur secondaire).

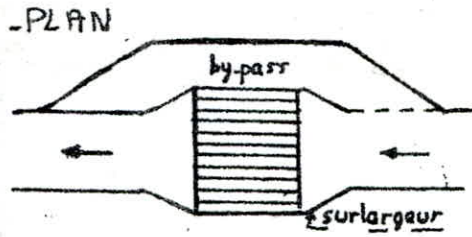
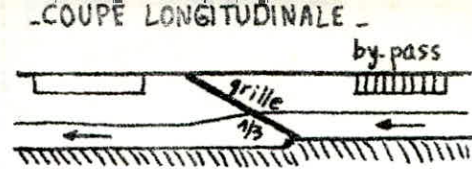


FIG. 1 - Schéma d'une installation de dégrillage manuel

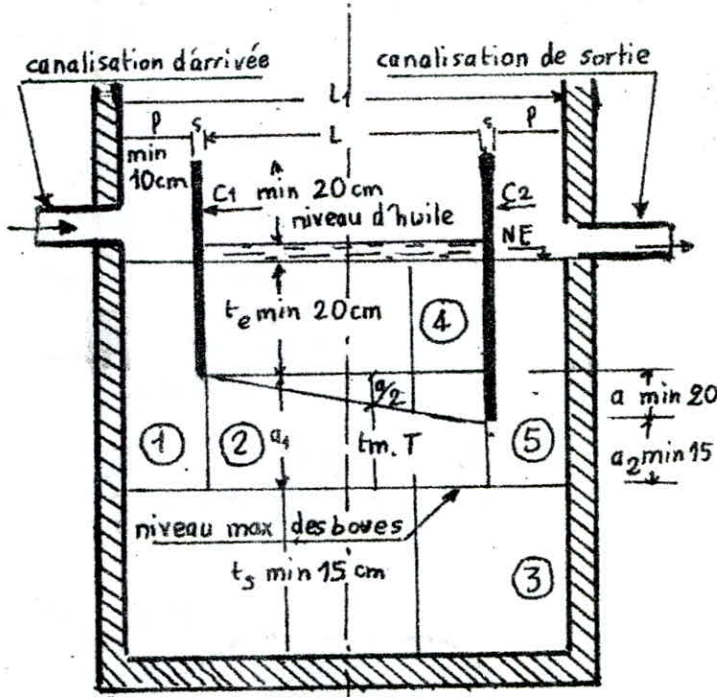


FIG. 2 - Schéma d'un intercepteur d'huiles
 (1) chambre d'entrée (4) collecteur d'huile
 (2) chambre de séparation (5) chambre de sortie
 (3) chambre des boues

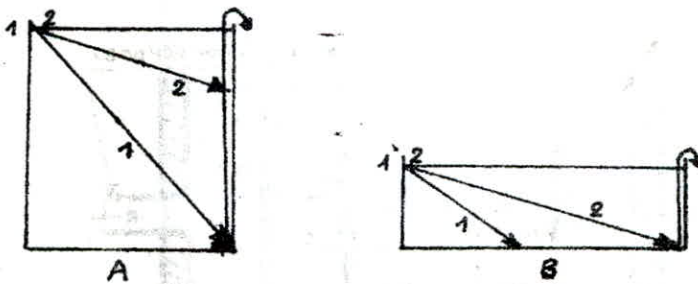


FIG. 3 - Schémas de déconteurs.

- A arrête toute particule de vitesse de chute inférieure à celle de 1
- B arrête toute particule de vitesse de chute inférieure à celle de 2.

Fig 4- Décanteurs primaires verticaux

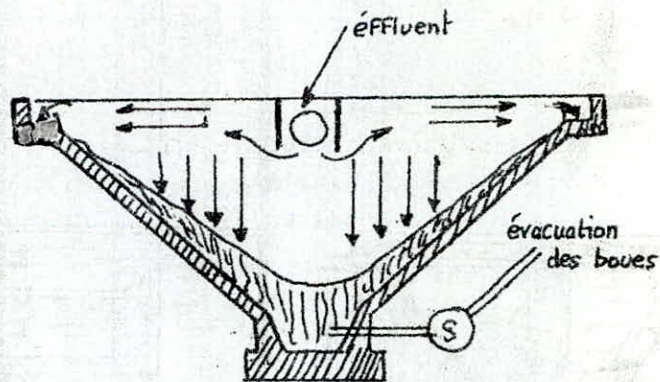
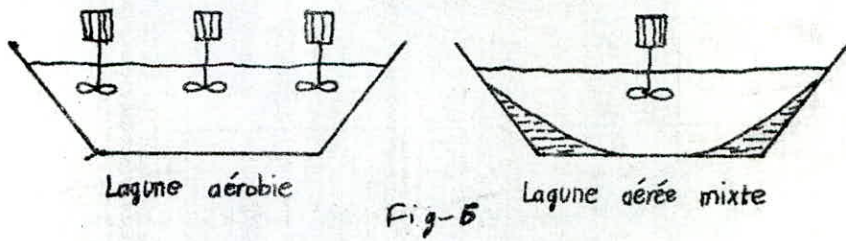
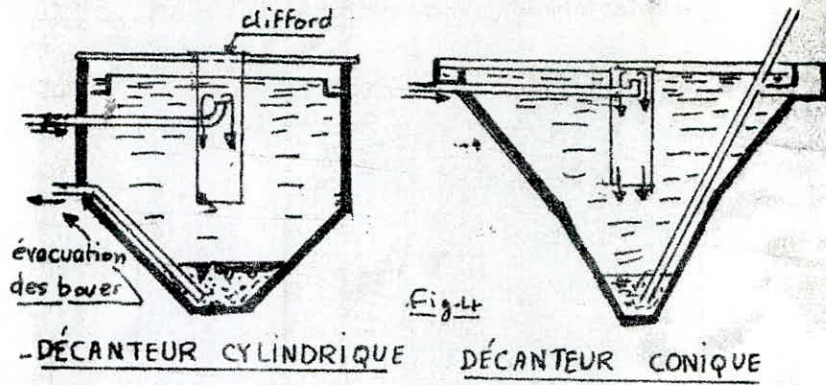


Fig 5- Décanteur secondaire à glissement de boues.

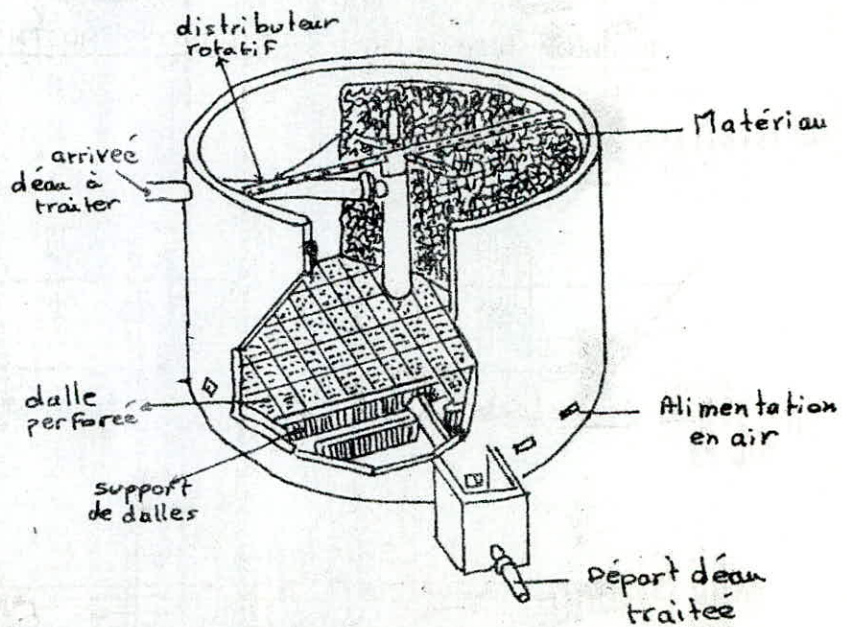


Fig 7- Coupe du lit bactérien.

BIBLIOGRAPHIE

A.E.P

- *Hydraulique urbaine Tome 2.....A. Dupont
- *Théorie de la longueur fluidodynamique
G. Lapray
- *Distribution d'eau dans les Agglomérations urbaines et rurales.....C. Gomella
..... H. Guerré
- *Plan urbanisme directeur phase 1. CNERU
- *Station de Pompage - - - - - A.G.H.T.M
- *Catalogues des pompes + - - - - Jeumont
Scheider
+ - - - - Aturia

ASSAINISSEMENT

- *Cours d'assainissement urbain....
Université technique d'Alger

Les eaux usées dans les Agglomérations
urbaines et rurales tom 1 La Collecte
tom 2 Traitement

C. Gomella, H. Guerré

