

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

2 ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
D'ALGER

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

En Vue d'Obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat

Thème

ALIMENTATION EN EAU POTABLE
ET ASSAINISSEMENT DE LA ZHUN
D'OULED FAYET

Proposés par :

CNERU Alger

Etudié par :

S. KECHOUD

N. GHILOUBI

Dirigé par

M. BOUACHE

- PROMOTION 1984 -

E. N. P. Avenue Pasteur - El-Harrach.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier vivement :

- Monsieur BOUACHE (notre promoteur)
chez qui nous avons toujours trouvé un accueil chaleureux et
des conseils pour l'élaboration de ce projet.

- Messieurs KETTAB et LAPRAY

Pour tous les efforts qu'ils n'ont cessé de nous fournir durant
notre formation

- Tous les enseignants qui ont contribué à notre formation à toutes
les personnes qui nous ont aidé pour l'élaboration de ce projet.

N. GHILOUBI

S. KECHOUD

D E D I C A C E S

Le présent couronnement de mes études sera d'abord une respectueuse pensée à la mémoire de mon grand-père Bachir

et je le dédie en signe de reconnaissance et de respect

- A mes parents pour toutle sacrifice qu'ils ont consenti à mon égard.
- A mon oncle et ma tante pour leur soutien
- A mes très chers cousins, Ali, Nouredine, Kamel, Djamel et Fateh en leur souhaitant beaucoup de bonheur et de réussite dans leur vies.
- A mes frères et soeurs
- A mon beau frère RAMDHANE et toute sa famille
- A toute ma famille
- A tous mes amis (es)

N. GHILLOUBI

Je dédie ce modeste travail

- A la mémoire de mon père à qui je dois un grand respect

- A ma mère

- A mes frères et soeurs qui sont à l'origine de toutes mes promesses
par leur soutien moral constant dont j'ai bénéficié

- A tous mes amis et à tous ceux qui m'ont aidés de près ou de loin à la
réalisation de ce modeste travail.

S.KECHOUD

S O M M A I R E

1ère P A R T I E : A E P

Chapitre I : G E N E R A L I T E S

- I.1 - INTRODUCTION
- I.2.- SITUATION GEOGRAPHIQUE
- I.3. CLIMATOLOGIE
- I.4. SITUATION ACTUELLE
- I.5. DEMOGRAPHIE
- I.6. EVALUATION DE LA POPULATION
- I.8. Etude des problèmes posés par la variation des débits
- I.9. ETUDE COMPARATIVE

Chapitre II R E S E R V O I R S

- II.1. GENERALITES
- II.2. ROLE DES RESERVOIRS
- II.3. METHODE DE CALCUL
- II.4. DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE D'AMENEE
- II.5. EMBLEMMENT DU RESERVOIR
- II.6. DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR
- II.7. EQUIPEMENT DU RESERVOIR

Chapitre III. ADDUCTION

- II.1. Choix du tracé
 - a- CONDITION TECHNIQUE
 - b- CONDITION ECONOMIQUE
 - c- Choix du type de tuyau
 - d- CHOIX DU DIAMETRE ECONOMIQUE

CHAPITRE IV- D I S T R I B U T I O N

- IV.1. RESEAU DE DISTRIBUTION
- IV.2. CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION PAR LA METHODE DE HARDY-CROSS
- IV.3. CALCUL DES PRESSIONS AU SOL
- IV.4. MISE EN SERVICE ET ENTRETIEN DU RESEAU
- IV. DETERMINATION DES DEBITS AUX NOEUDS

CHAPITRE V. CHOIX DES POMPES

- V.1. TYPE DE POMPE
- V.2.1. 1ère SOLUTION
- V.2.2. 2ème SOLUTION
- V.2.3. 3ème SOLUTION
- V.3. CHOIX D'UNE POMPE HOMOLOGUE

CHAPITRE VI PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

- VI.1. PRESENTATION DU PROBLEME
- VI.2. MOYENS DE PROTECTION
- VI.3. RESERVOIR D'AIR
- VI.3.1. CALCUL SIMPLIFIE D'UN RESERVOIR D'AIR
- VI.3.2. CALCUL NORMAL D'UN RESEAU D'AIR
- VI.4. PRINCIPE DE CALCUL

CHAPITRE VI. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

- VI.1. GENERALITES
- VII.2. CORROSION PAR FORMATION DE PILE
- VII.3. CORROSION SOUS L'INFLUENCE D'UNE INSTALLATION ELECTRIQUE
EXTERIEURE
- VII.4. PROTECTION CONTRE LA CORROSION
- VII.4.1. PROTECTION CATHODIQUE

CHAPITRE VII. POSE DES CANALISATIONS

2ème PARTIE : A S S A I N I S S E M E N T

CHAPITRE I : GENERALITES

I.1. INTRODUCTION

I.2. RESEAU ACTUEL

CHAPITRE II. PRINCIPE DE CONSTRUCTION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

II.1. CONDITION DE FONCTIONNEMENT DU RESEAU

CHAPITRE III. ETUDE

III.1. TYPE D'EAU A EVACUER

III.2. CALCUL DU RESEAU

CHAPITRE IV- PLAN DE CALCUL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

CHAPITRE V. ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU

V.1. OUVRAGES PRINCIPAUX

V.2. OUVRAGES ANNEXES

CHAPITRE VI. POSE DES CANALISATIONS

VI.1. EMPALEMENT

VI.2. EXECUTION DE LA TRANCHEE

VI.3. POSE DES CANALISATIONS

VI.4. ESSAI DU RESEAU

VI.5. REMBLAIEMENT DES TRANCHEES

VI.6. NETTOYAGE DU RESEAU.

T A B L E D E S T A B L E S

Tab. N° 1 et 1'.....	Evaluation des besoins en eau potable (zone haute et basse)
Tab N° 2 et 2'.....	Détermination du volume du réservoir (zone haute et basse)
Tab N° 3.....	Calcul de la hauteur manométrique total
Tab N° 4.....	Frais d'exploitation
Tab N° 5.....	Frais d'amortissement
Tab N° 6.....	BILAN
Tab N° 7.....	Borderaux des prix des conduites
Tab N° 8 et 8'.....	Calcul des débits de soutirages (zone haute et basse)
Tab N° 9 et 9'.....	Calcul du réseau maille
Tab N° 10 et 10'.....	Calcul des pressions
Tab N° 11.....	Calcul de la vitesse de nouvelle pompe
Tab N° 12.....	Caractéristique de la conduite de re- foulement

Tableau des planches :

- Planche N° 1 : Profil en long des tronçons
R-1-2-3-9-10 (zone basse)

- Planche N° 2 : Profil en long des tronçons
R-1-4-3-13-12 (zone haute)

- Planche N° 3 : Schéma du réseau maillé

- Planche N° 4 : Schéma du réseau avec les équipements

- Planche N° 5 : Profil en long du collecteur
Principal : I

- Planche N° 6 : Profil en long du collecteur
Principal : II

- Planche N° 7 : Profil en long du collecteur
Principal : III

CHAPITRE I.

GENERALITES

I. 1. Introduction

L'objet de notre étude est de cerner les besoins en eau potable de la ZHUN d'Ouled Fayet et d'arriver à la satisfaire.

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

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

I.2. Situation géographique.

La ZHUN d'OULED FAYET à alimenter se trouve dans la daïra de CHERAGA. Elle est entourée à l'Est et au Nord-Est par le CW 233 et par CW 142 à l'Ouest et au Sud et enfin par la rocade Sud au Nord et Nord Ouest.

I.3. CLIMATOLOGIE

Vu sa situation géographique (proximité de la mer) la ZHUN d'Ouled Fayet a un climat doux et humide en hiver, chaud en été.

I.4. Situation actuelle.

Une conduite de 150 m.m de diamètre véhiculant l'eau à partir de celle de MAZARAN II jusqu'au réservoir existant d'une capacité de 200 m³ (état défectueux) placé à la côte de 244, 00 m.

Le réseau de distribution est assez vétuste et ne répond plus aux exigences actuelles et futures, une rénovation s'impose.

I.5. Démographie :

Les besoins en eau seront évalués pour l'horizon 2005. De ce fait nous procédons à l'établissement de l'évaluation de la population jusqu'à l'horizon prévu. Les seules données numériques dont nous disposons d'après le recensement de 1977 est de 20 00 Hab. pour tout le village et le nombre d'habitants de la ZHUN est donné d'après le nombre de logements pour une moyenne de 6 Habitants par logement.

I.6. Evaluation de la population

La population future est calculée à l'aide de la formule :

$$P_n = P_0 (1 + t)^n$$

P_n : Population future

P_0 : ---"----- d'habitant à l'année considérée

t = taux d'accroissement considéré

n = nombre d'années séparant les deux horizons

avec $P_0 = 2000$ hab.

$$t = 3,2\%$$

$$n = 2005 - 1977 = 28 \text{ ans}$$

$$\text{ainsi } P_{2005} = 2000 (1 + 0,032)^{28} = 4832 \text{ hab.}$$

I. 6.1) ZONE HAUTE

Cette zone se compose de l'ancienne ville et d'une partie de la ZHUN (1485 logements)

Soit une population totale de :

$$P = 4832 + 1485.6 = 13742 \text{ hab.}$$

I.6.2.) ZONE BASSE

On a : 2015 logements, soit une population de :

$$P = 2015 \times 6 = 12090 \text{ hab.}$$

Évaluation des Besoins en Eau Potable

(zone haute)

Tab N°1

Désignation	Nombres ou Surface	Dotation	Consommation Journalières m ³ /J
Population	13742 hab	200 l/J/hab	2748,40
Administrations	1200 m ²	10 l/J/m ²	12,00
Ecoles	2700 élèves	80 l/J/él	216,00
Commerces	7000 m ²	5 l/J/m ²	35,00
Centre de Santé'	1500 m ²	20 l/J/m ²	30,00
Marché'	1500 m ²	5 l/J/m ²	7,50
Crèches	200 élèves	10 l/J/m ²	2,00
Mosquée	500 Places	100 l/J/P	50,00
Terrain de jeux	2000 m ²	1 l/J/m ²	2,00
Autres activités	40.000 m ²	10 l/J/m ²	400,00
			Σ = 3502,90

Evaluation des Besoins en Eau Potable

(zone basse)

Tab N°1'

Désignation	Nombre ou Surface	Dotation	Consommation Journalière m ³ /j
Population	12090 hab	200 L/l/hab	2418,00
Administrations	1000 m ²	10 L/l/m ²	10,00
Ecoles	3500 élèves	80 L/l/él	280,00
Commerces	3000 m ²	5 L/l/m ²	15,00
Centre de Santé	1500 m ²	20 L/l/m ²	30,00
Marché	1000 m ²	5 L/l/m ²	5,00
Crèche	500 élèves	10 L/l/él	5,00
Maternité	70 lits	100 L/l/lit	7,00
Mosquée	1000 P	100 L/l/P	100,00
Terrain de jeux	1000 m ²	1 L/l/m ²	1,00
Autres activités	45.000 m ²	10 L/l/m ²	450,00
			Σ = 3321,00

1.8 . Etude des problèmes posés par la variation des débits.

Les problèmes posés par la variation du débit ont trait aux pointes journalières mensuelles et saisonnières.

Le coefficient K_j tient compte des pertes d'eaux dans le réseau de distribution estimées à 20% et une majoration de 30% $k_j = 1,2$

Le coefficient K_o de l'irrégularité de la consommation horaire est égale au rapport de la consommation maximale horaire sur la consommation moyenne horaire.

$$K_o = \frac{\text{Cons max horaire}}{\text{Cons moy horaire}} \quad K_o = 2,0$$

Ce coefficient K_o tient compte des variations horaires du débit.

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

$$K_p = K_o \cdot k_j = 1,2 \cdot 2 = 2,4$$

La consommation moyenne journalière est égale au nombre d'habitants par la dotation, ajoutées aux besoins publics.

La consommation maximale journalière est égale à la consommation moyenne journalière multiplié par le coefficient K_j.

La consommation de pointe **horaire**, est égale à la consommation maximale divisée par 24 et multiplié par K_p.

I.8.1. Calcul des débits

a - Zone haute

Horizon	Cons-moy-Journ. m /j	Cons-moy-Jour majorée de 20%	Cons-max-jour m /j	Cons- de pointe l/s
2005	3502,90	4203,48	5044,17	116,76

b - Zone basse

Horizon	Cons-moy-Jour.	Cons-moy-Jour.	Cons-max-Jour	Cours de pointe l/s
2005	3321,00	3985,20	4782,24	110,70

I.9- Etude Comparative

I.9.1. Zone basse.

Les besoins en eau s'élèvent à 3321,00 m³/j, le débit de notre forage (FI) étant de 39,5 l/s soit 3412,8 m³/j. Donc pour cet horizon les ressources existantes suffiront pour couvrir les besoins.

9.2. Zone haute

Les besoins en eau potable s'élèvent à 3500 m³/j or l'alimentation de l'ancienne ville se fait après la station de pompage N°2 de la conduite de MAZAFRAN II qui débite 16 l/s soit 1382 m³/j. Ce qui se traduit par un déficit de 2118 m³/j. Ce déficit pourra être couvert soit par une nouvelle jonction sur MAZAFRAN, soit un prélèvement du barrage de KEDDARA qui sera opérationnel à partir de 1986 (D'après DHWA).

C O N C L U S I O N

Il apparait clairement qu'au delà de l'an 2005 les ressources existantes ne satisferont plus les demandes en eau de la ZHUN, ainsi une étude dans ce sens s'avère nécessaire

CHAPITRE II

R E S E R V O I R S

II.1. Généralités

Afin d'éviter des pressions excessives sur la partie basse de l'agglomération vu la différence de niveau importante (100m), une distribution étagée s'avère nécessaire.

Ainsi le réseau à alimenter sera divisé en deux parties (zone haute et basse) desservies respectivement par deux réservoirs projetés. Notons que le réservoir existant d'une faible capacité (200 m³) et qui se trouve dans un état défectueux est à renover.

II.2. Rôle des réservoirs

Outre la sécurité qu'ils assurent en cas de défaillance momentanée du refoulement. Les réservoirs sont susceptibles d'intervenir dans l'exploitation courante comme régulateur à la fois du débit et de la pression du fait qu'ils emmagasinent les eaux aux périodes où l'importance des apports dépassent les besoins de la consommation pour les restituer au moment où la situation s'inverse. Les réservoirs permettent une marche plus uniforme des pompes et apportent une contribution à l'économie générale du pays par effacement de la consommation en énergie électrique aux heures de pointe et l'utilisation du maximum d'énergie pendant les heures creuses.

Notons que le volume du réservoir doit correspondre au moins au quart de la consommation journalière du réseau qu'il dessert.

II.3. Méthode de calcul.

II.3.1. Le découpage en branches horaires pendant lesquelles le débit reste constant se fait à l'aide d'un analyseur de débit. Dans une première approximation, on peut admettre la répartition de la consommation selon les coefficients.

II.3.2. Calcul du volume du réservoir :

Le volume du réservoir sera égal à la somme des différences maximales en valeur absolue ajoutée à la réserve d'incendie. On prévoit une réserve de 120 m³ pour l'extinction d'un incendie de 2 h.

$$V_R = \Delta V_{\max}^+ + \Delta V_{\max}^- + V_{ri}$$

Détermination du Volume du Reservoir (zone haute)

Tab N° 2

H $\Delta H = 10$	Qh %	VOLUMES (m ³)		VOLUMES CUMULES (m ³)		DIFFERENCES ΔV (m ³)	
		Q. Δt	Q. $\Delta t \cdot \frac{24}{100}$	V _{apport}	V _{cons}	ΔV^*	ΔV
0-1	1,5	210,4737	75,6625	210,4737	75,6625	134,5112	
1-2	1,5	"	"	420,3474	151,3250	269,0024	
2-3	1,5	"	"	630,5211	226,9875	403,5336	
3-4	1,5	"	"	840,6948	302,6500	538,0448	
4-5	2,5	"	126,1041	1060,5685	428,7541	622,1144	
5-6	3,5	"	176,5459	1261,0422	605,3000	655,7422	
6-7	4,5	"	226,9875	1471,2159	832,2875	638,9284	
7-8	5,5	"	277,4292	1681,3896	1109,7167	577,6729	
8-9	6,25	"	315,2605	1891,5633	1424,9772	466,5861	
9-10	6,25	"	"	2101,7770	1740,2777	761,4993	
10-11	6,25	"	"	2311,9107	2055,4982	256,4125	
11-12	6,25	"	"	2522,0844	2370,7587	151,3257	
12-13	5,0	"	252,2084	2772,2981	2622,9671	109,2910	
13-14	5,0	"	"	2982,4318	2875,1755	67,2563	
14-15	5,5	"	277,4292	3152,6055	3152,6055	00,0000	
15-16	6,0	"	302,6501	3362,7792	3455,2548		92,4756
16-17	6,0	"	"	3572,9529	3757,9049		184,9580
17-18	5,5	"	277,4292	3783,1266	4035,3341		252,2075
18-19	5,0	"	252,2084	3997,7003	4287,5425		294,2422
19-20	4,5	"	226,9875	4203,4710	4514,5700		311,0960
20-21	4,0	"	201,7667	4413,6477	4716,2967		302,6490
21-22	3,0	"	151,3250	4623,8214	4867,6217		243,8007
22-23	2,0	"	100,8833	4833,9951	4968,5050		174,5099
23-24	1,5	"	75,6625	5044,7600	5044,7600		00,0000

Détermination du Volume du Réservoir (zone basse)

tab N° 2'

$\Delta t = 1h$	q_h %	VOLUMES (m ³)		VOLUMES CUMULES (m ³)		DIFFERENCES ΔV (m ³)	
		Q. Δt	Q. Δt Q_{24} 100	V _{apport}	V _{cons}	ΔV^+	ΔV^-
0-1	1,5	199,26	71,7336	199,26	71,7336	127,5264	
1-2	1,5	//	//	398,52	143,4672	255,0528	
2-3	1,5	//	//	597,78	215,2008	382,5792	
3-4	1,5	//	//	797,04	286,9344	510,1056	
4-5	2,5	//	119,556	996,30	406,4904	589,8096	
5-6	3,5	//	167,3784	1195,56	573,8688	621,6912	
6-7	4,5	//	215,2008	1394,82	789,0696	605,7504	
7-8	5,5	//	263,0232	1594,08	1052,0928	541,9872	
8-9	6,25	//	298,8900	1793,34	1350,9828	442,3572	
9-10	6,25	//	//	1992,60	1649,8728	342,7272	
10-11	6,25	//	//	2191,86	1948,7628	243,0972	
11-12	6,25	//	//	2391,12	2247,6528	143,4672	
12-13	5,0	//	239,112	2789,64	2125,8768	103,6152	
13-14	5,0	//	239,112	2789,64	2125,8768	63,7632	
14-15	5,5	//	263,0232	2988,90	2988,90	0,0000	
15-16	6,0	//	286,9344	3188,16	3275,8144		87,6774
16-17	6,0	//	286,9344	3387,42	3562,7688		175,3488
17-18	5,5	//	263,0232	3586,68	3825,7920		239,1120
18-19	5,0	//	239,1120	3785,94	4064,908		278,9640
19-20	4,5	//	215,2008	3985,20	4280,1048		294,9048
20-21	4,0	//	191,2896	4184,46	4471,3944		286,9344
21-22	3,0	//	143,4672	4383,72	4614,8616		231,1416
22-23	2,0	//	95,6448	4582,98	4710,5064		127,5264
23-24	1,5	//	71,7336	4782,24	4782,24		0,0000

a) Zone haute

$$V_R = 655,7422 + 311,056 + 120 = 1086,79 \text{ m}^3$$

On prendra un volume standard de : 1100 m^3 .

b) Zone basse :

$$V_R = 621,6912 + 294,9048 + 120 = 1036,596 \text{ m}^3$$

on prendra un volume standard de : 1100 m^3

II.4. Dimensionnement de la conduite d'amenée

II.1.1. Zone haute

$$Q = 116,76 \text{ l/s} = 0,11676 \text{ m}^3/\text{s}$$

On se propose une vitesse $V = 1,0 \text{ m/s}$

d'après l'équation de la continuité

$$Q = V \cdot A \quad \text{avec} \quad A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\Rightarrow Q = V \cdot \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,11676}{\pi \cdot 1}} = 0,385 \text{ m}$$

diamètre normalisé $D = 0,400 \text{ m}$

pour $D = 0,400 \text{ m}$ on calcule la vitesse d'écoulement dans la conduite

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,11676}{\pi (0,4)^2} = 0,9291 \text{ m/s}$$

Soit $V = 0,93 \text{ m/s}$

II.4.2. Zone basse

Données : $Q = 110,70 \text{ l/s} = 0,11070 \text{ m}^3/\text{s}$
 On se propose une vitesse $V = 1,0 \text{ m/s}$

d'après l'équation de la continuité

$$Q = V.A \quad \text{avec} \quad A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\Rightarrow Q = V \cdot \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,11070}{\pi \cdot 1}} = 0,375 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé de $D = 0,400 \text{ m}$ pour $D = 0,400 \text{ m}$ on calcule la vitesse d'écoulement de la conduite

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,11070}{\pi (0,4)^2} = 0,881 \text{ m/s}$$

Soit $V = 0,88 \text{ m/s}$

II.5) Emplacement du réservoir

- Calcul de la cote du radier

L'emplacement choisi pour l'édification du réservoir doit être compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c'est à dire donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.

En conséquence l'altitude de la cuve et plus précisément celle du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piezométrique exigée sur le réseau. En prévoyant une pression maximale au sol de 10 mètres au point le plus haut du réseau dont les environs ne sont occupés que par des habitations précaires ne dépassant guère un étage et cela pour les deux zones haute et basse.

a - Zone haute

Côte maximale : 248,80 m

Ainsi nous obtenons une cote piezométrique de l'ordre de 258,80 m qui nous permet d'avoir en 1ère approximation l'altitude du radier soit : 258,80 m auxquelles nous ajouterons la perte de charge entre le réservoir et le point de raccordement.

La théorie de la longueur de la fluïdo - dynamique nous donne une solution simple et rapide du problème, les caractéristiques de la conduite R-1 sont les suivants :

$$L = 75,00$$

$$D = 0,4 \text{ m} = 400 \text{ m.m}$$

$$V = 0,93 \text{ m/s}$$

$$\epsilon = 0,001 \text{ m}$$

$$Q = 116,76 \text{ l/s}$$

L'application de la théorie de la fluïdo-dynamique nous conduit à :

Pour le profil circulaire plein, de paramètre de forme $\zeta = 1$

$$\left. \begin{array}{l} \zeta = 1 \\ D = 0,4 \text{ m} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{abaque 9}} Do = 1,539$$

$$\text{Or } \lambda = \frac{D}{Do} = \frac{0,4}{1,539} = 0,260$$

détermination de Q / \sqrt{J}

$$\left. \begin{array}{l} \epsilon = 1 \text{ m.m} \\ \lambda = 0,26 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{abaque 8 a}} \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 2,2$$

$$\Rightarrow J_r = \frac{Q^2}{(2,2)^2} = \frac{(0,11676)^2}{(2,2)^2} = 0,002816$$

$$Re = \frac{4 \cdot Q \cdot \lambda}{Po \cdot \lambda \cdot \epsilon} = 0,827 \cdot \frac{0,11676}{0,26} \cdot 10^6 = 3,71 \cdot 10^5 \quad \left. \vphantom{Re} \right\} \text{Diagramme de MOODY} \rightarrow$$

$$\frac{\epsilon}{D_n} = \frac{10^{-3}}{0,4} = 0,0025$$

→ régime de transition

puisque l'écoulement est à régime de transition on écrit que :

$$J = \lambda \frac{5,3}{J} J_r$$

$$\left. \begin{array}{l} Re = 3,71 \cdot 10^5 \\ \epsilon/DH = 0,0025 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{abaque 17 c}} \lambda \frac{5,3}{J} = \underline{\underline{1,21}}$$

$$\text{d'où } J = \lambda \frac{5,3}{L_T} J_r = 1,21 \times 0,002816 = 3,41 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta H = J \times 1,15 L_G = 3,41 \cdot 10^{-3} \times 1,15 \cdot 75 = \underline{\underline{0,29}} \text{ m}$$

d'autre part nous avons

$$J = \frac{\Delta H}{L_T} = \frac{Z_R - Z_1}{L_T} \text{ où les } Z \text{ sont les côtes piézométriques}$$

Nous avons admis l'hypothèse que

$$L_T = 1,15 L_G \quad \text{où } L_G = \text{Longueur géométrique}$$

$Z_R = \text{Côte du radier}$

$$\text{d'où } Z_R = 1,15 L_G \times J + Z_1 = 0,29 + 2588 =$$

$Z_R = 259,09 \text{ m}$

b - ZONE BASSE

Côte maximale : 195,00m

Ainsi nous obtenons une côte piézométrique de l'ordre de 205,00 m qui nous permet d'avoir en 1ère approximation l'altitude de radier soit : 205,00m à laquelle nous ajouterons la perte de charge entre le réservoir et le point de raccordement.

Comme dans le cas de la zone haute, la théorie de la longueur fluïdo dynamique nous donne une solution simple du problème, les caractéristiques de la conduite R-1 sont les suivantes

$$L = 345,00\text{m}$$

$$D = 400 \text{ mm}$$

$$V = 0,88 \text{ m/s}$$

$$\epsilon = 0,001 \dots$$

$$Q = 0,1107 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'application de la théorie de la longueur de la fluïdo-dynamique nous conduit à :
pour le profil circulaire plein, de paramètre de forme } = 1

$$\left. \begin{array}{l} \zeta = 1 \\ D = 0,4 \text{ m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{abaque 9} \\ \longrightarrow \end{array} = Do = 1,539$$

$$\lambda = \frac{D}{Do} = \frac{0,4}{1,539} = 0,260$$

Détermination de $Q/\sqrt{J_r}$

$$\left. \begin{array}{l} \Sigma = 1 \text{ m.m} \\ \lambda = 0,26 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{abaque 8 a} \\ \longrightarrow \end{array} = \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 2,2$$

$$\Rightarrow J_r = \frac{Q^2}{(2,2)^2} = \frac{(0,1107)^2}{(2,2)^2} = 0,00253$$

$$Re = \frac{4 \cdot Q}{Po \cdot 1 \cdot 0} = 0,827 \times \frac{0,1107}{0,26} \cdot 10^6 = 3,52 \cdot 10^5$$

$$\frac{\Sigma}{Dh} = \frac{10^{-3}}{0,4} = 0,0025$$

-) Diagramme de
-) Moody
-) = D
-) régime de
-) transition

Plus que l'écoulement est à régime de transition on écrit que :

$$J = \lambda^{5,3} \cdot J_r$$

$$\left. \begin{array}{l} Re = 3,52 \cdot 10^5 \\ \Sigma/Dh = 0,0025 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{abaque 17 C} \\ \longrightarrow \end{array} \lambda^{5,3} = 1,22$$

d'où $J = \lambda \frac{5,3}{J} \cdot J_R = 1,22 \cdot 0,00253 = 3,08 \cdot 10^{-3}$

$\Delta H = J \cdot 1,15 L_G = 3,08 \cdot 10^{-6} \cdot 115 \cdot 345 = \underline{\underline{1,22}} \text{ m}$

d'autre part nous avons

$J = \frac{\Delta H}{L_T} = \frac{Z_R - Z}{L_T}$ où

Nous avons admis l'hypothèse que

$L_T = 1,15 L_G$ $L_G = \text{Longueur géométrique}$

d'où $Z_R = 1,15 L_G \times J + Z = 1,22 + 205 = \underline{\underline{206,22}} \text{ m}$

II.6. Dimensionnement du réservoir :

II.6.1. Zone haute :

Le volume du réservoir trouvé pour la zone haute est de 1100 m^3 . En préconisant une hauteur de 6 m on pourra déterminer le diamètre de notre réservoir.

$$D = \sqrt{\frac{4 V_r}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1100}{\pi \cdot 6}} = 15,2822 \text{ m}$$

$D = 15,30 \text{ m.}$

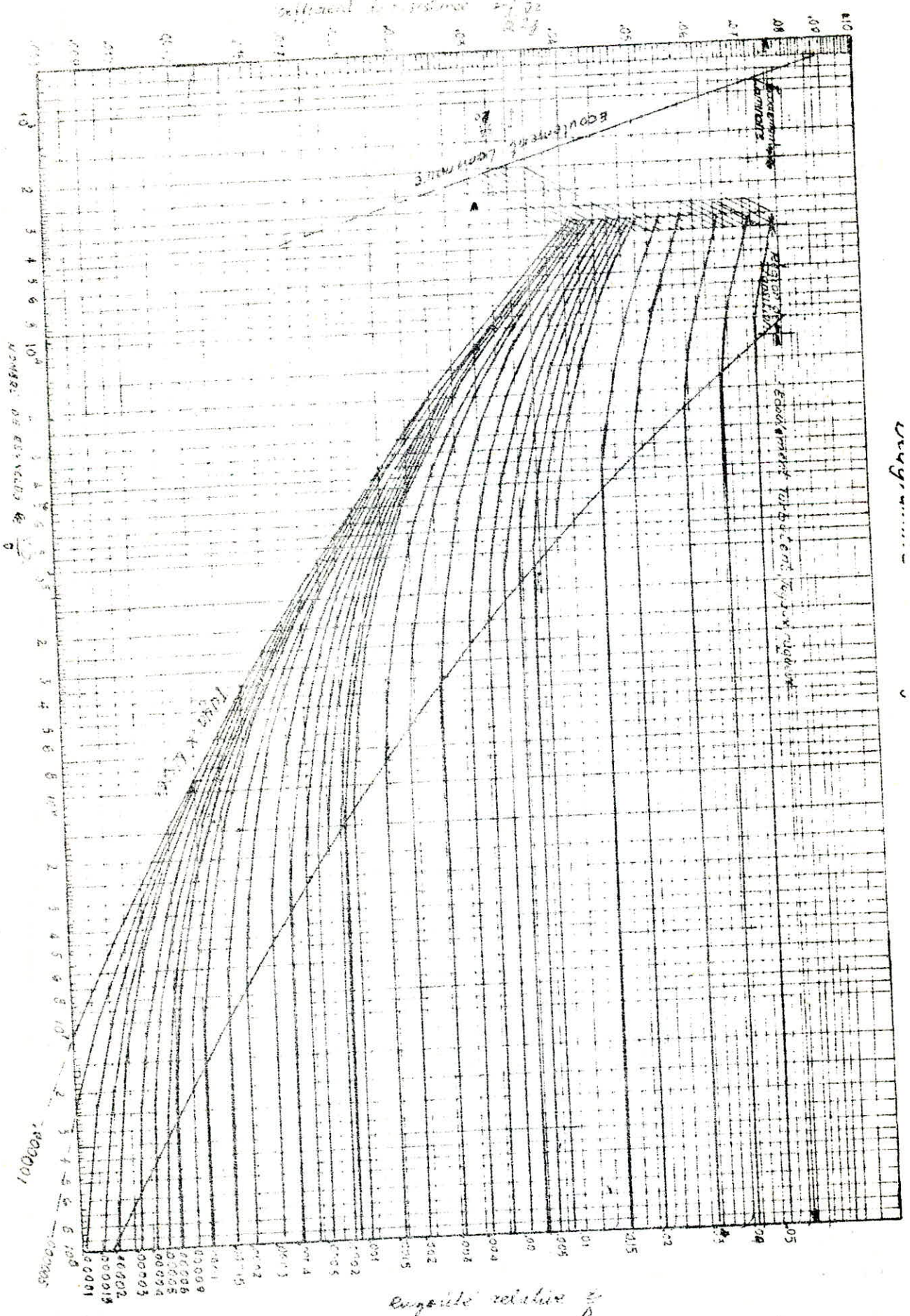
II.6.2. Zone basse

De même comme pour la zone haute on trouve $D = 15,30 \text{ m.}$

II.6.3. Tableau récapitulatif

	côté du radier	côté du trop plein	Réservoir	Diamètre (m)	Côte de départ	Remarque
ne te	259,09	265,09	1100 m ³	15,30	259,29	Surelevé
e se	206,22	212,22	1100 m ³	15,30	206,42	Sur terre

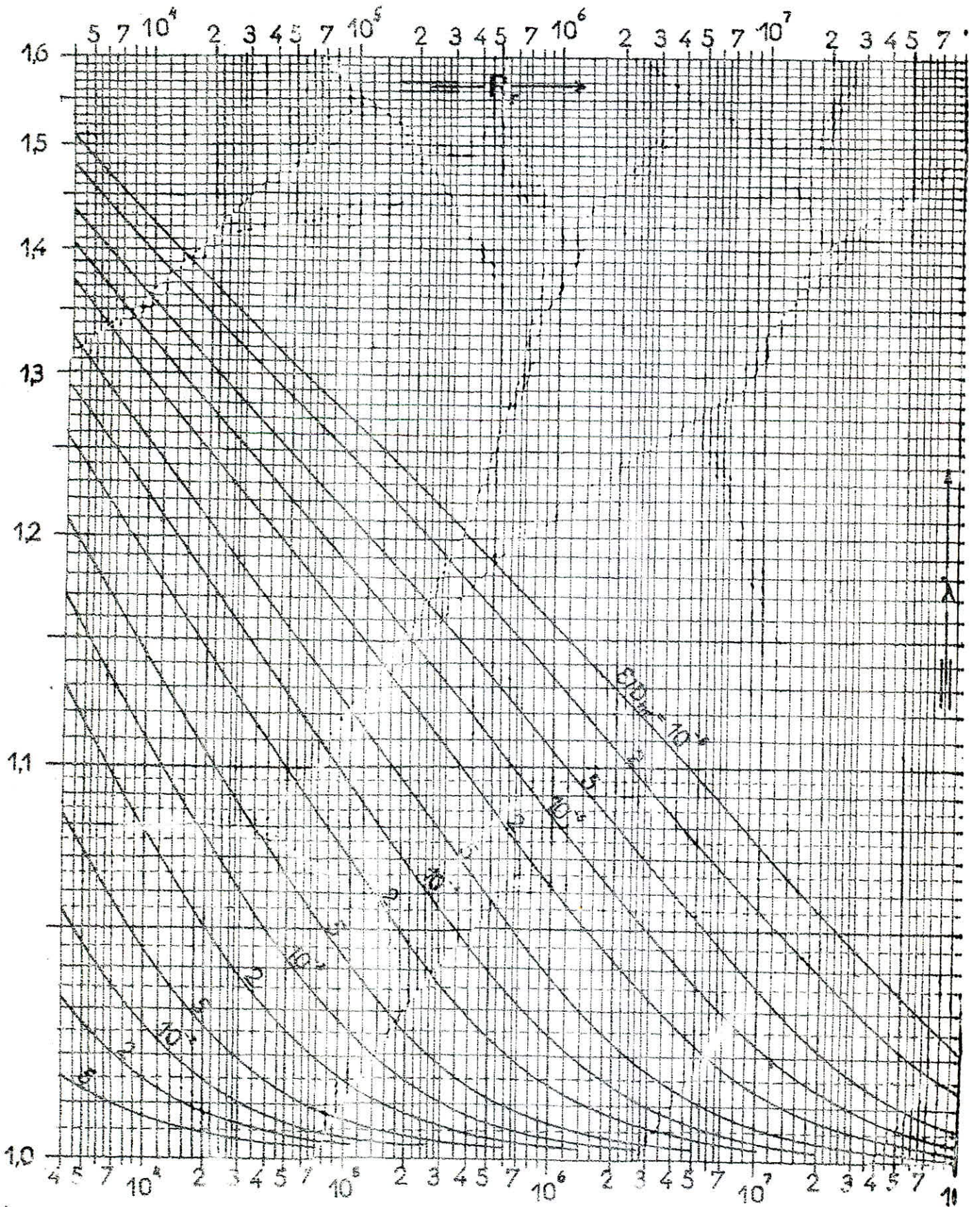
critical Reynolds number



unsteady

relative velocity $\frac{v}{D}$

Détermination des dimensions linéaires d'une conduite,
véhiculant un fluide en régime de transition.



7. Equipement des réservoirs :

Le réservoir doit être muni de :

- une conduite d'alimentation
- une conduite de distribution
- une conduite de trop plein
- une conduite de vidange

1- Conduite d'alimentation : (adduction)

Nous préconisons une arrivée par **surverse** en chute libre qui provoque une aération des eaux souterraines pauvres en oxygène dissout.

Techniquement cette arrivée permet d'avoir une altitude constante définie par le niveau supérieur de la crasse d'arrivée et évitera le retour des eaux. La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint son niveau maximal par un dispositif automatique permettant l'arrêt du moteur.

2. Conduite de distribution :

Le départ de la conduits de distribution sera prévu à l'opposé de l'arrivée de la conduite d'adduction pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir. Pour éviter d'entraîner d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir, nous prévoyons le départ de la conduite de distribution qui s'effectue à 0,20 m au dessus du radier.

Cependant il faut réserver également un minimum de 0,50 m d'eau au dessus de la génératrice supérieur de la conduite de distribution pour éviter toute introduction d'air dans la conduite en cas d'accident sur cette dernière sera prévu d'un robinet vanne (voir schéma N°1)

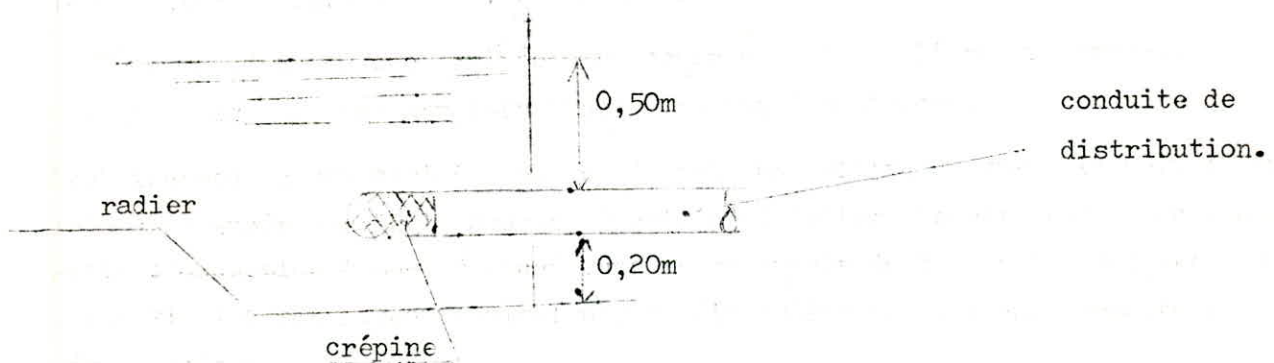


Schéma de la distribution ▶

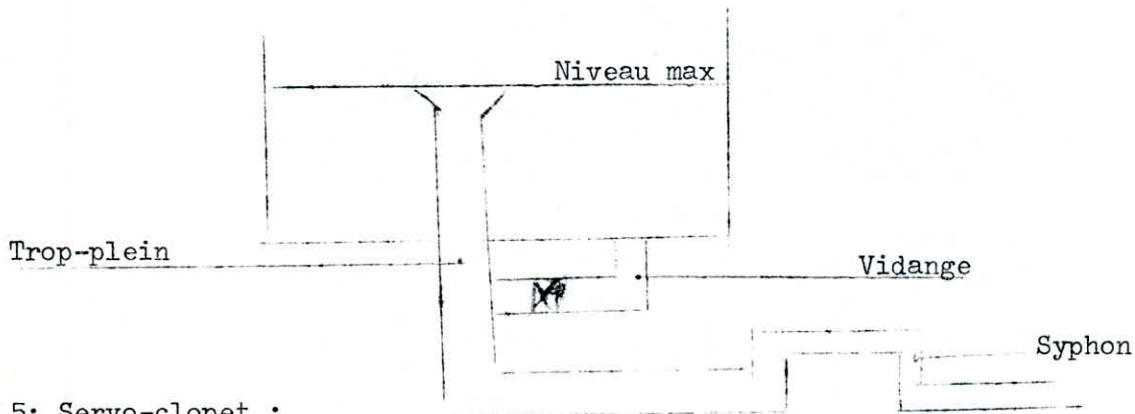
3. Conduite de trop - plein :

Elle a pour but d'assurer sans déversement du réservoir l'évacuation du débit total Q d'adduction pour le cas où les pompes d'alimentation ne seraient pas arrêtées quand le réservoir a atteint son niveau maximal.

La conduite du trop-plein compte au départ un évasement en forme de tronc de cône (entonnoir) qui débouche à un exécutoir voisin, et par crainte de pollution ou d'introduction d'animaux ou d'insectes dans les réservoirs, on aménage un syphon qui maintient en eau le tronçon de cette conduite. Elle ne contient aucun robinet.

4. VIDANGE :

Pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir ainsi que d'éventuelles réparations, il est alors nécessaire de le vidanger au moyen d'une conduite qui part du point bas du réservoir et généralement raccordée à la conduite du trop plein. Cette conduite comporte un robinet vanne et un syphon servant de garde d'eau pour éviter les émanations gazeuses désagréables en provenance de l'égout. Ce syphon servira à la fois pour la conduite du trop-plein ainsi que pour la vidange (voir schéma N°2)



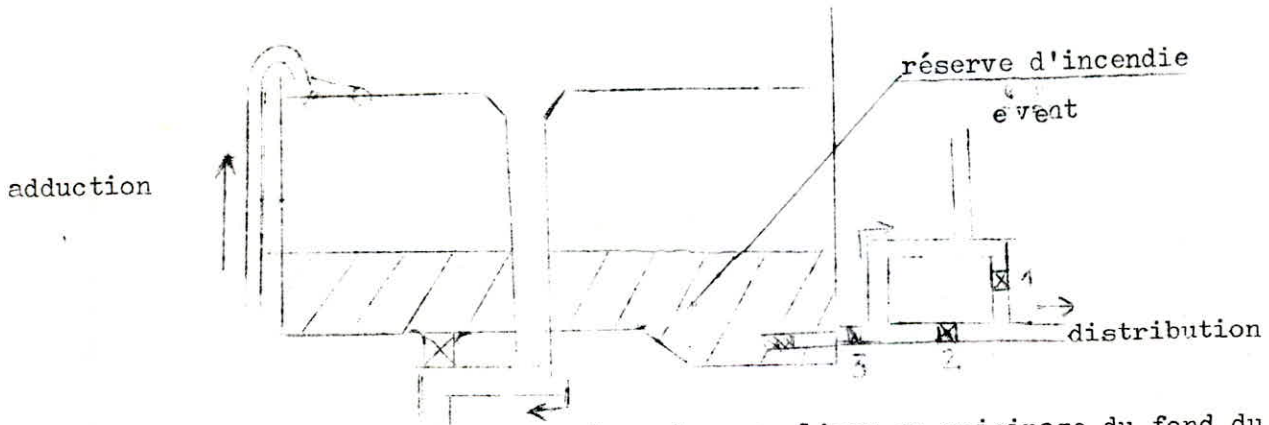
5; Servo-clopet :

C'est un appareil disposé à l'arrivée de la conduite de refoulement au bout de la crosse surverse jouant le même rôle d'un robinet flotteur.

Cet accessoire permet aussi par sa fermeture progressive d'éviter les coups de beliers et de maintenir le niveau constant du plan d'eau dans le réservoir.

6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour renouveler la réserve d'incendie et pour qu'elle ne passe pas dans la canalisation d'une part, d'autre part afin d'éviter le développement des micro-organismes contaminant toute l'eau du réservoir et risquant de lui donner un goût désagréable, on adopte le système de matérialisation suivant :



Ce système consiste à prélever dans tous les cas l'eau au voisinage du fond du réservoir, mais en le faisant transiter en service normal par un syphon situé à la côte supérieure de la réserve d'incendie et muni d'un évent qui la désarmorçe dès que l'eau atteint ce niveau. Pendant cette exploitation normale la vanne 1 et 3 sont ouvertes.

En cas de sinistre la vanne 2 sera ouverte et assure la mise en service de la réserve d'incendie.

La vanne 3 est toujours ouverte sauf en cas de nettoyage ou de réparation.

7. Entretien des réservoirs :

L'importance de ces installations nécessite un soin particulier, tels que : le nettoyage, le lavage et la désinfection. Pour cela on doit procéder à plusieurs opérations.

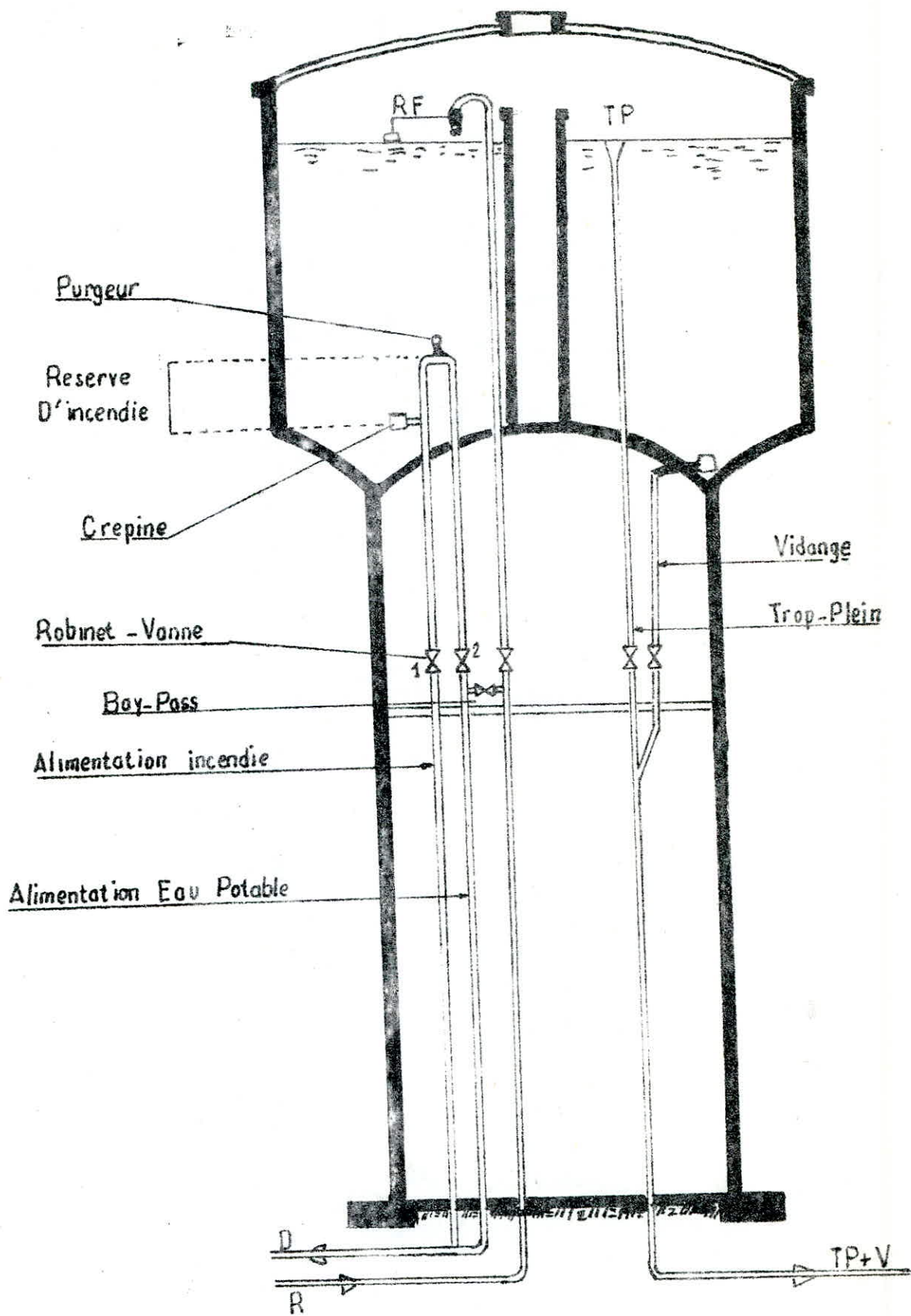
- Isolement et vidange de la cuve
- élimination des dépôts sur les parois par broissage
- examen et réparation éventuelle des parois
- désinfection
- rinçage à l'eau potable
- remise en service.

8. Hygiène et sécurité des réservoirs :

Les réservoirs seront d'une parfaite étanchéité et ne recevront aucun enduit intérieur susceptible d'altérer l'eau qu'ils contiennent.

- Ils seront couverts pour les protéger contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers
- Ils seront à l'abri des contaminations, de l'infiltration des eaux souterraines et des pluies
- Ils seront aménagés de façon que l'eau circule régulièrement à l'intérieur pour éviter toute stagnation.

SCHEMA DE FONTAINERIE



Chap . III ADDUCTION

III-1 - Choix du tracé :

a. Condition technique

Le choix du tracé de la conduite a été établi en respectant certains impératifs dans la mesure du possible.

- Le tracé du profil en long doit être aussi régulier que possible.
- Le chemin le plus court possible entre le lieu de captage et le réservoir pour des raisons économiques des travaux.
- Eviter les contres pentes, car les points hauts formés donnent naissance en exploitation à des contonnements d'air qu'il importe d'évacuer au moyen de ventouses disposées en ces points hauts où il pourrait résulter à ces endroits une cavitation par suite d'arrêt inopiné .
- Eviter les profils horizontaux.
- Le tracé sera donc conçu compte tenu de la possibilité de réaliser un profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

b) Conditions économiques :

Il est intuitif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances suivantes :

- Les frais d'amortissements de la conduite qui croissent avec le diamètre de la canalisation.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charges.

c) choix du type de tuyau :

Toutes les conduites ont été prises en acier généralement on utilise dans les adductions des conduites en fonte, en acier, et en amiante-ciment.

On a opté pour des tuyaux en acier, vu leur disponibilité sur le marché, de plus ils sont plus économiques que les tuyaux en fonte et s'adoptent mieux dans les adductions au niveau des villes.

d) Choix du diamètre économique :

Il est basé sur un calcul technico-économique suivant des étapes différentes.

- on détermine le diamètre approximatif par la relation de Bonnin.

$$D = \sqrt[3]{Q}$$

où Q : débit à transiter en "m³/s"

D : diamètre approximatif en "m".

- puis on fixe une série de 4 ou 5 diamètres normalisés, sur lesquels portera notre étude technico-économique.

Zone base :

D'après la formule de Bonnin on a :

$$D = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{0,0395} = 0,198 \text{ m}$$

Calcul du diamètre économique

Il est calculé en tenant compte des frais d'amortissement et des frais d'exploitation .

On a : L = 1000 m longueur de notre tracé

$$H_{m,t} = H_g + \Delta H_t$$

$$H_g = (T.P + 0,5) - N.D.$$

$$H_g = (212,22 + 0,5) - 158,0 = 54,72 \text{ m.}$$

où : H_{m,t}: Hauteur manométrique totale

H_g : Hauteur géométrique.

~~dynamique~~

N.D : Niveau donc les pertes de charge totales

On calcule

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

ΔH_l : perte de charge linéaires

ΔH_s : " " " singulières

les pertes de charges singulières sont alors estimer à 15 % des pertes de charges linéaires donc on aura :

$$\Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 \Delta H_l = 1,15 \Delta H_l$$

Or $\Delta H_p = J \cdot L$

où J : gradient de la perte de charge

L : Longueur géométrique (m)

D'après la formule de DARCY-WEISSBACH

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

f = coefficient de frottement

g : accélération de la pesanteur (9,8 m/s²)

D : diamètre (m)

V : vitesse (m/s)

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

-Calcul du coefficient de frottement f:

En premier lieu on le calcul avec la formule de NIKURADSE

$f_r = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D})^{-2}$

on

par itération ν calcule la valeur exacte du coefficient f par la formule de COLEBROOK en prenant comme première valeur celle calculée par NIKURADSE

$f_e = \left[-0,86 \ln \left(\frac{\xi}{D_h \cdot 37} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}} \right) \right]^{-2}$

ξ : rugosité absolue pris égal à 10^{-4}

(conduite neuve)

R : nombre de Reynoldes $R = \frac{V \cdot D}{\nu}$

ν = Viscosité cinématique de l'eau = $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

puis on calcul le facteur de correction pour le gradient de perte de charge.

$\lambda_{5,3} = \frac{f_e}{f_r}$
 $J = \lambda_{5,3} J_r$ $\implies J$

et en enfin $\Delta H_1 = J \cdot L$

$H_t = 1,15 \Delta H_1$

et on trouve alors $H_m = H_g + \Delta H_t$

Diamètre (mm)	vitesse m/s	$R \cdot 10^5$	f_r	J_r	f_c	$\lambda_{J^{5,3}}$	J	ΔH_1 (m)	ΔH_t (m)	H_{m_t} (m)
150	2,23	3,34	0,0257055	0,0434799	0,0262791	1,0223243	0,044450	44,450	51,118	105,838
200	1,26	2,52	0,0237815	0,0096315	0,0246119	1,0349179	0,009967	9,968	11,463	66,183
250	0,80	2,00	0,0224340	0,0029302	0,0235761	1,0509093	0,003079	3,079	3,540	58,260
300	0,56	1,68	0,0214163	0,00034266	0,0228865	1,0636491	0,0003661	0,366	0,420	55,140

Frais d'exploitation

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta}$$

P : puissance de la pompe

Q : débit à refouler

η : rendement de la pompe $\eta = 75 \%$

energie consommée $E = P \cdot 24 \cdot 365$ (kwh/an)

prix de l'énergie

$$P_E = E \cdot e$$

e : tarif de l'énergie

e = 0,19 DA /kwh

D (m.m)	Hmt (m)	P (kw)	E = P.24.365	Prix de l'énergie
150	105,833	54,626	478523,76	90919,51
200	66,183	34,159	299232,84	56854,24
250	58,260	30,070	263413,20	50048,51
300	55,14	28,459	249300,84	47367,16

Frais d'amortissement

L'anuité est calculée par la formule

$$A = \frac{I}{(I + 1)^n - 1} + I \quad \begin{matrix} n = 30 \text{ années} \\ I = 8 \%$$

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,08827$$

D (mm)	Prix du mètre linéaire	L (m)	Prix de la conduite	Amortissements(DA)
150	184,93	1000	184 930	16426,77
200	229,56	1000	229 560	20391,12
250	267,22	1000	267220	23736,35
300	333,07	1000	333070	29585,61

-- B I L A N :

Diamètre (m.m)	150	200	250	300
frais d'exploitation	90919,51	56854,24	50048,51	47367,16
Frais d'amortissement	16426,77	20391,12	23736,35	29585,61
Totaux	107346,28	77245,36	73784,86	76952,77

-- Conclusion :

Ainsi d'après un calcul technico-économique nous constatons qu'on obtient un diamètre économique

$D_{ec} = 250 \text{ m.m}$

CHAPITRE : IV

DISTRIBUTION

IV.1. Réseau de distribution

Le reseau de distribution de la ZHUN d'ouled-Fayet est du type maillé suivant les entre-croisements des routes.

Le réseau de la ZHUN est divisé en deux :

-- celui de la zone haute (5 mailles) alimenté par le réservoir surelevé de 1100 m³ (voir II.3.2).

-- celui de la zone basse (5 mailles) alimenté par le réservoir sur terre de 1100 m³ (voir II.3.2) les dits réseaux comportent des canalisations qui présentent un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec les hauteurs des immeubles. Pour le dimensionnement de nos réseaux on doit tenir compte du débit de pointe (Qp)

IV.2

Calcul du réseau de distribution par la méthode de HARDY-CROSS:

Le calcul du réseau maillé est fait par approximation successives selon la méthode de HARDY-CROSS qui repose sur 2 lois.

1^{ere} LOI : En un noeud quelconque du réseau .

La somme des débits qui entrent dans ce noeud est égal à la somme des débits qui en sortent.

2^{eme} Loi : Le long d'un parcours orienté et fermé la somme algebrique des pertes de charges est nulle.

Méthode de calcul :

Elle consiste à se fixer en premier lieu, une répartition supposée des débits dans chaque maille, ainsi qu'un sens d'écoulement de manière à satisfaire la première loi.

Diamètres des conduites :

Ils sont choisis de manière à avoir des vitesses raisonnables se situant entre 0,3 ÷ 1,3 m/s.

$$Q = V.A \text{ avec } D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi V}}$$

où Q : débit en m^3/s
 A : section de la conduite m^2
 V : vitesse d'écoulement en m/s

calcul des mailles

Les pertes de charges :

Elles sont déterminées d'après la formule de DARCY-Welsbach

$$\Delta H = \frac{f \cdot L \cdot V^2}{D \cdot 2g}$$

a)- Les pertes de charges singulières :

sont exprimées en fonction d'une longueur équivalent ($L e y$) occasionnant une perte de charge lors du passage d'un débit.

$$\Delta H_s = f \cdot \frac{L e y}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

où f : coefficient de frottement

V : vitesse d'écoulement

D : diamètre de la conduite.

$L e y$: longueur équivalent.

b) - Les pertes de charge dues aux frottement :

elles sont exprimées par la formule :

$$\Delta H_f = f \cdot \frac{L_g}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

où L_g : Longueur géométrique.

c) - Pertes de charges totales :

$$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_f.$$

généralement on estime la longueur équivalente à 15 % de la longueur géométrique : $L e y = 0,15 L_g$

$$L_T = L_g + 0,15 L_g = 1,15 L_g.$$

$$\Delta H_t = 1,15 f \cdot \frac{L_g}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = 1,15 f \cdot \frac{L_g}{D} \cdot \frac{Q^2}{A^2 \cdot 2g}$$

En Introduisant le concept de la perte de charge débitaire ΔH_Q provoqué lors du passage d'un débit unitaire.

$$\Delta H_Q = \frac{\Delta H_t}{Q^2} = 1,15 f \cdot \frac{L_g}{D \cdot A^2 \cdot 2g}$$

Le gradient de la perte de charge débitaire est égal :

$$J_Q = \frac{\Delta H_Q}{L} = \frac{f}{2g \cdot D \cdot A^2} \quad (\text{m}^{-6} \cdot \text{s}^2)$$

pour un profil circulaire et avec $II = 3,14$ et $g = 9,8 \text{ m/s}^2$ on a :

$$J_Q = 8,28 \cdot 10^{-2} \frac{f}{D^5}$$

pour un régime turbulent rugueux, la perte de charge le long de la conduite est :

$$\Delta H = J \cdot L_e = J_Q \cdot Q^2 \cdot L = r \cdot H_Q \cdot Q^2$$

$$\Delta H_Q = J_Q \cdot L_e = r$$

alors on a : $\Delta H = r Q^2$

$$\text{avec } r = \Delta H_Q = f \frac{L_e}{D A^2 \cdot 2g} = f_c \frac{L_e}{D (II D^2)^2 \cdot 2g}$$

$$r = 0,0828 \frac{f_c \cdot L}{D^5}$$

Calcul du coefficient de frottement :

Le coefficient de frottement est calculé à l'aide de la formule de Colebrook :

$$f_c = \left(-0,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3,7 D_h} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}} \right) \right)^{-2}$$

on prend comme première approximation la valeur de f calculé par la formule de Nikuradsé : $f = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D_h} \right)^{-2}$

on procède par approximations successives jusqu'à ce que l'on trouve la valeur exacte de f avec laquelle on détermine les pertes de charges finales.

calcul du débit correctif :

or $\Delta H = r Q^2$

or d'après la 2^{ème} loi cette équation doit être nulle dans chaque circuit fermé.

soit on a :

Q_0 : débit supposé en première approximation

Q_1 : débit corrigé

ΔQ_0 : le débit de correction.

pour chacun des tronçons on a :

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$$

$$H = r Q_1^2 = r(Q_0 + \Delta Q_0)^2 = r(Q_0^2 + 2 Q_0 \Delta Q_0 + \Delta Q_0^2)$$

Le terme ΔQ_0^2 est négligeable par rapport aux 2 autres termes. donc on a :

$$\Delta H = r (Q_0^2 + 2 Q_0 \Delta Q_0)$$

or pour un circuit ferme on a :

$$\sum \Delta H = \sum r Q_0^2 = 0$$

$$\sum \Delta H = \sum r (Q_0^2 + 2 Q_0 \Delta Q_0) = 0.$$

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

Remarque :

Les corrections se font algébriquement c'est à dire les débits seront corrigés selon leurs signes, les pertes de charges auront le même signe que le débit, car elles croissent dans le sens de l'écoulement.

- La correction propre à la maille avec son signe.

- La correction de la maille adjacente prise avec le signe contraire pour trouver le même débit dans le tronçon commun aux 2 mailles adjacentes, puis on fait la somme algébrique pour chaque tronçon pour trouver le débit avec lequel on fait la correction de notre débit.

On n'arrête les calculs qu'une fois qu'on a :

$$\Delta Q < 0,5 \text{ l/s et } \sum \Delta H < 0,5 \text{ m.}$$

Le calcul du réseau à été programmé sur calculatrice T I 59 avec

$\epsilon = 1 \text{ mm}$ dont voici le programme.

```
L R N (( RCL 01 lnx * 0,86 + 1,14)x^2  $\frac{1}{x}$  * A * RCOZ * RCL 03
* RCL 03 2 nd(x)  $\frac{1}{y}$  RCL 01 y^x5)
= SUM 04 STO 05 2 nd P use 2 nd P anse 2 nd P anse
2 nd P anse * (2000 : RCL 03) = SUM 06 R/S LRN
```

On exécute R C L 04 $\frac{1}{y}$ RCL 06 = x 1000 affiche ΔQ

porté avec le signe contraire

D (mm) _____ STO 01

L_e (m) _____ STO 02

Q (L/S) _____ STO STO 03

On exécute _____ 1^{ere} valeur affiché $\Delta H = r Q^2$

2^{eme} valeur affiché $2 r Q$.

IV. 3 Calcul des pressions au sol

La pression desservie au sol devra être déterminée en tenant compte de la hauteur des Immeubles (existants ou prévus) elle ne devra en aucun cas être inférieure à 10 m pour déterminer la pression en un point, on calcule d'abord la cote piézométrique de ce point qui est égale au niveau piézométrique disponible en fin de réseau diminuer des pertes de charge des tuyaux transitant depuis l'origine.

On détermine tout d'abord le cote piézométrique au point de raccordement qui est égal :

$$C_{P_1} = C_R - \Delta H_{R-1}$$

de même pour tout le réseau.

Et la pression au sol est déterminée par :

$$P = C_P - C_T$$

IV. 4 Mise en service et entretien du réseau :

Les principales opérations effectuées pour la mise en service et l'entretien du réseau sont :

- La désinfection
- La détection des fuites d'eau
- La desincrustation des canalisations
- La réparation

a - désinfection :

les produits couramment employés pour la désinfection sont le permanganate de potassium ou des dérivées du chlore tels que l'hypochlorite de sodium ou l'hypochlorite de calcium.

b - détection des fuites d'eau .

La recherche à la localisation des fuites s'effectue le plus souvent avec des appareils acoustiques, lesquels sont de deux types mécaniques ou électriques.

c - désincrustation des canalisations :

Les canalisations peuvent être plus au moins obtimées par : des dépôts calcaires constitués par du carbonate de calcium :

- des dépôts organiques (algues, mollusques...)
- des dépôts limoneux (sables, boues...)

Leur nettoyage s'effectué par procédé mécanique ou chimique à base d'acide passivé, en général on utilise l'acide chlorhydrique.

d - réparation :

- elle se divisé en deux
- La rénovation des joints
- La rénovation de la canalisation.

IV . 5 Détermination des débits aux Noeuds :

Pour déterminer le débit soutiré de chaque noeud on doit d'abord délimiter la zone desservie pour chaque noeud.

La ville de Ouled Fayet et sa Z H U N seront composés de 10 mailles dont 5 pour la zone haute et 5 pour la zone basse, et dans lesquelles les densites seront identiques car on a pris une distribution homogène de la population.

La superficie de chaque noeud sera déterminée par la méthode des médiatrices, et ayant les densités identiques nous trouvons la population possible avec la consommation spécifique et nous déduisons le débit dans chaque noeud et on multiplie ce débit pour un coefficient de point $K_p = 2,4$.

Formules utilisées.

$$d = \frac{N_p}{S_t} \quad h a b / h a$$

d: densité de la population

N_p : population

S_t : surface totale des mailles.

$$q = \frac{Q_{\text{moy-jour}}}{N_p} \quad \text{m}^3/\text{J/h a} \text{ ou } \text{l}/\text{J/h a}$$

q consommation spécifique.

$N_i = S_i \cdot d$: N_i : population dans chaque zone du noeud
 S_i : surface de la zone du noeud.

La consommation par noeud sera .

$$Q_i = N_i \cdot q$$

a) zone basse:

calcul de la densité :

$$\text{on a : } N_p = 12090 \text{ h a b.}$$

$$S_t = 37,66 \text{ h a.}$$

$$d = \frac{N_p}{S_t} = \frac{12090}{37,66} = 321 \text{ h a b/h a.}$$

Consommation spécifique :

$$Q_{\text{moy j}} = 3985,20 \text{ m}^3/\text{j.}$$

$$N_p = 12090 \text{ h a b}$$

$$q = \frac{Q_{\text{moy j}}}{N_p} = \frac{3985,20}{12090} = 0,32963 \text{ m}^3/\text{j/ h a b}$$

$$q = 329,63 \text{ l/j/ h a b.}$$

b) zone haute.

densité

$$d = \frac{N_p}{S_t}$$

$$\left. \begin{array}{l} N_p = 13,742 \text{ h a b} \\ S_t = 37,96 \text{ ha} \end{array} \right\} d = \frac{N_p}{S_t} = \frac{13,742}{37,96} = 362 \frac{\text{h a s}}{\text{ha}}$$

Conommation Spécifique

$$Q_{\text{moy j}} = 4203,48 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$q = \frac{Q_{\text{moy-j}}}{N_p} = \frac{4203,48}{13742} = 0,305,88 \text{ m}^3/\text{j/ h a b}$$

$$= 305,88 \text{ l/j/ h a b.}$$

Calcul des Débits de Soutirage (zone haute)

tab N° 8

Nœuds	Mailles	Surface de Zone (ha)	Consommation Spécifique l/l/hab	Densité hab/ha	Population hab	Consommation par nœud (l/s)	Coefficient de pointe	Débits Soutirés (l/s)
1	I	2,50	305,88	362	905	3,20	2,4	7,68
2	I	1,67	"	"	605	2,14	"	5,14
3	I, II	5,04	"	"	1825	6,46	"	15,50
4	I, III	4,81	"	"	1741	6,16	"	14,79
5	I, II, III	4,18	"	"	1513	5,35	"	12,89
6	II, III, IV	4,80	"	"	1738	6,15	"	14,76
7	IV, V	3,12	"	"	1129	3,99	"	9,57
8	III, IV, V	4,83	"	"	1748	6,18	"	14,83
9	IV	1,24	"	"	449	1,58	"	3,81
10	IV	2,66	"	"	963	3,44	"	8,23
11	IV, V	1,03	"	"	373	1,32	"	3,18
12	V	0,88	"	"	319	1,12	"	2,69
3	V	1,20	"	"	434	1,54	"	3,69
		$\Sigma=37,96$			$\Sigma=13742$			$\Sigma=116,7643$

Calcul des Débits de Soutirage (zone basse)

tab N° 8'

Nœuds	Mailles	Surface de zone (ha)	Consommation spécifique l/s/hab	Densité hab/ha	Population hab	Consommation par nœud l/s	Coefficient de pointe	Débits Soutirés l/s
1	I	1,64	329,63	321	526	2,00	2,4	4,80
2	I	5,37	"	"	1724	6,50	"	15,79
3	I, III	2,38	"	"	764	2,91	"	6,98
4	I, III, IV	5,15	"	"	1653	6,31	"	15,14
5	I, II, IV	1,59	"	"	511	1,95	"	4,68
6	I, II	1,30	"	"	418	1,59	"	3,82
7	I, II	0,98	"	"	315	1,20	"	2,88
8	I, II	1,96	"	"	629	2,40	"	5,86
9	III	3,89	"	"	1249	4,76	"	11,42
10	III	4,49	"	"	1441	5,49	"	13,18
11	IV, V	3,62	"	"	1162	4,43	"	10,63
12	IV, V	2,24	"	"	719	2,74	"	6,58
13	V	1,65	"	"	529	2,01	"	4,82
14	V	1,40	"	"	450	1,72	"	4,12

Choix des pompes.

Le choix d'une pompe s'effectue en choisissant le type normalisé de pompe dont les caractéristiques se rapprochent le plus des données à respecter : débit à refouler; hauteur d'élévation et rendement. Nous proposons l'installation d'une seconde pompe de même type pour le secours en cas de panne de la première.

V.1. Type de pompe

Caractéristiques :

$$Q = 0,0395 \text{ m}^3/\text{s} = 142,20 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Hmt} = 58,26 \text{ m}$$

Les catalogues JEUNONT-SCHNEIDER, pour les pompes à axe vertical, nous ont permis de choisir le type de pompe qui répond le mieux à ces caractéristiques, il s'agit d'une pompe : H E N 80 -250

$$N = 2900 \text{ tr /mn}$$

$$D = 234 \text{ m.m}$$

$$n = 80\%$$

Sur la figure N°1; nous avons le point P qui représente le point de fonctionnement désiré avec un débit $Q = 142,20 \text{ m}^3/\text{h}$ et $\text{Hmt} = 58,26 \text{ m}$

La courbe (Q/H) passe un peu plus haut que le point P et coupe la courbe caractéristique de la conduite au point P'

Vu la différence qui existe entre les points P et P', on étudiera les différentes possibilités afin de les rapprocher.

Première solution

Si on gardera le point de fonctionnement P', on devra diminuer le temps de pompage

Pour le point P' on a :

$$Q = 168,80 \text{ m}^3/\text{h} = 0,0468 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = 59,50 \text{ m}$$

Pour le point P, on a :

$$Q = 142,20 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H = 58,26 \text{ m}$$

Le volume entrant au réservoir pendant 24h est de $3412,80 \text{ m}^3$. Ainsi le temps de pompage se réduira et sera de :

$$t = \frac{3412,80}{168,80} = 20,218 \text{ h soit}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$W_p = \frac{9,81 \cdot Q \cdot H}{0,775} = \frac{9,81 \cdot 0,0468 \cdot 59,50}{0,775} = 35,24 \text{ kw}$$

Pour prévenir certains imprévus d'exploitation, il sera prudent de majorer la puissance absorbée par la pompe de 10% pour une puissance W_p supérieure à 20 kw.

Donc $W_p = 38,76 \text{ kw}$.

Deuxième solution

Elle consiste à vanner sur le refoulement pour créer une perte de charge égale à

$$P_{1p} = 66,0 - 58,26 = 7,74 \text{ m}$$

Ce qui provoquera une augmentation de Hmt, en gardant le débit désiré, on aura un gaspillage d'énergie dans ce cas soit :

$$W_p = \frac{9,81 \cdot 0,0395 \cdot 66}{0,80} = 31,96 \text{ kw}$$

avec une majoration de 10% on obtient

$$W_p = 35,15 \text{ kw}$$

V.2.3. Troisième solution

Si l'on désire faire passer la courbe (Q'/H') par le point P, la solution consistera à rogner la roue de la pompe.

En conservant la même vitesse de rotation (N) et d'après les relations

$$\frac{Q'}{Q} = \frac{H'}{H} = \frac{D^2}{D'^2} \quad (1)$$

Le diamètre de la pompe rognée sera d et devra notamment correspondre au débit q désiré.

En posant $d = m \cdot D$

où m : coefficient de rognage

L'expression (1) devient

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

Ayant les triangles semblables O P Q et O'P'Q' on peut écrire :

-40-

$$\frac{Q'''}{Q} = \frac{H'''}{H}$$

Sachant Q, on lit la valeur de Q''' sur la fig (2) La valeur de m sera égal à :

$$m = \sqrt{Q/Q'''}$$

$$\text{pour } Q = 0,0395 \text{ m}^3/\text{s} = 39,50 \text{ l/s}$$

$$Q''' = 0,0428 \text{ m}^3/\text{s} = 42,80 \text{ l/s}$$

$$m = \sqrt{\frac{Q}{Q'''} = \frac{39,50}{42,80}} = 0,92$$

Le pourcentage de rognage sera donc

$$1 - 0,92 = 0,08 = 8\% < 20\%$$

Le diamètre de la roue rognée est :

$$d = m.D = 0,92.250 = 230 \text{ mm}$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$W_p = \frac{9,8 \cdot Q \cdot H_{mt}}{n} = \frac{9,8 \cdot 0,0395 \cdot 58,26}{0,80} = 28,19 \text{ kw}$$

avec une majoration de 10% la puissance sera : 31,00 kw.

TABLEAU DE LA CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT

$\phi = 250 \text{ m.m}$ $L = 1000,0\text{m}$

$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$Q(\text{m}^3/\text{h})$	$V \text{ (m/s)}$	$// \rho_e$	f	f_c	$J = \frac{8Q^2}{gII D^5}$	$Dh_f + J.L$	$Dh_t = 1,150$ h_e	Hmt (m)
0,0055	20	0,1120	28000	0,022434	0,0280664	0,00007183	0,07183	0,08260	54,80
0,0111	40	0,2262	56550	"	0,0257139	0,000268	0,2680	0,3082	55,03
0,0222	80	0,4525	113125	"	0,0242859	0,00101	1,0100	1,1615	55,03
0,0277	100	0,5645	14 1125	"	0,0239699	0,0015593	1,5593	1,7932	56,51
0,0333	120	0,6787	169675	"	0,0237473	0,0022326	2,2326	2,5674	57,28
0,0395	142,20	0,8050	201250	"	0,0235701	0,0031179	3,1179	3,5855	58,26
0,0444	160	0,90498	226225	"	0,0234628	0,0039215	3,9215	4,5097	59,22
0,050	180	1,0191	254775	"	0,0233646	0,0049523	4,9523	5,6951	60,41

Ainsi on peut constater que la puissance absorbée par la pompe obtenue par rognage est inférieure à celles des deux autres solutions (1ère et 2ème) néanmoins cette dernière solution présente l'inconvénient d'être une méthode ancienne et dépassée, raison pour laquelle on opte pour une 4ème solution qu'est le choix d'une pompe homologue.

V.3. Choix d'une pompe homologue :

En faisant appel aux notions d'hydraulique III (chapitre TURBOMACHINE) relative aux choix de pompe homologue, le problème d'homologie dont il est question peut être facilement déterminé.

Données : Q = 142,20 m³/h

H = 58,26 m

D = 0,234m

N = 2900 tr /mn

avec C₁ = Q / (N D³) et C₂ = H / (N² D²)

Exprimons N en fonction de C₁ et C₂.

et dressons le tableau ci-dessous

C₁ = Q / (N D³) -----> N = Q / (C₁ D³) -----> N = f (C₁) = 3,08 / C₁

C₂ = H / (N² D²) -----> N = 1 / (D * sqrt(H / C₂)) -----> N = f (C₂) = 32,62 / sqrt(C₂)

Q (m ³ /h)	Q (m ³ /s)	H (m)	C ₁	C _r	N=f (C ₁) (tr/m.n)	N=f (C _r) (tr/m.n)
120	0,0333	72,50	$8,96187010^{-4}$	$1,57438210^{-4}$	3436,78	2599,73
145	0,04027	66,00	$1,08367 \cdot 10^{-3}$	$1,43323 \cdot 10^{-4}$	2841,94	2724,74
149	0,04138	64,50	$1,1138794 \cdot 10^{-3}$	$1,40065 \cdot 10^{-4}$	2765,11	2756,24
149,20	0,04170	64,45	$1,115374 \cdot 10^{-3}$	$1,3995718 \cdot 10^{-4}$	2761,40	2757,31
149,38	0,04149	64,42	$1,1167202 \cdot 10^{-3}$	$1,3989204 \cdot 10^{-4}$	2758	2758
On tire N =		2758 tr/mn.				

H(m)

80

70

60

50

40

30

20

10

0

0

40

40

80

80

120

120

160

160

Les caractéristiques de la pompe choisie

caractéristique de la pompe choisie
 $N = 2900 \text{ tr/min}$
 $\phi = 234 \text{ mm}$

Donnée conduite

Donnée magasin

caractéristique de la pompe homologue $N = 2758 \text{ tr/min}$

pour la conduite de la centrale

caractéristique de la conduite de refoulement

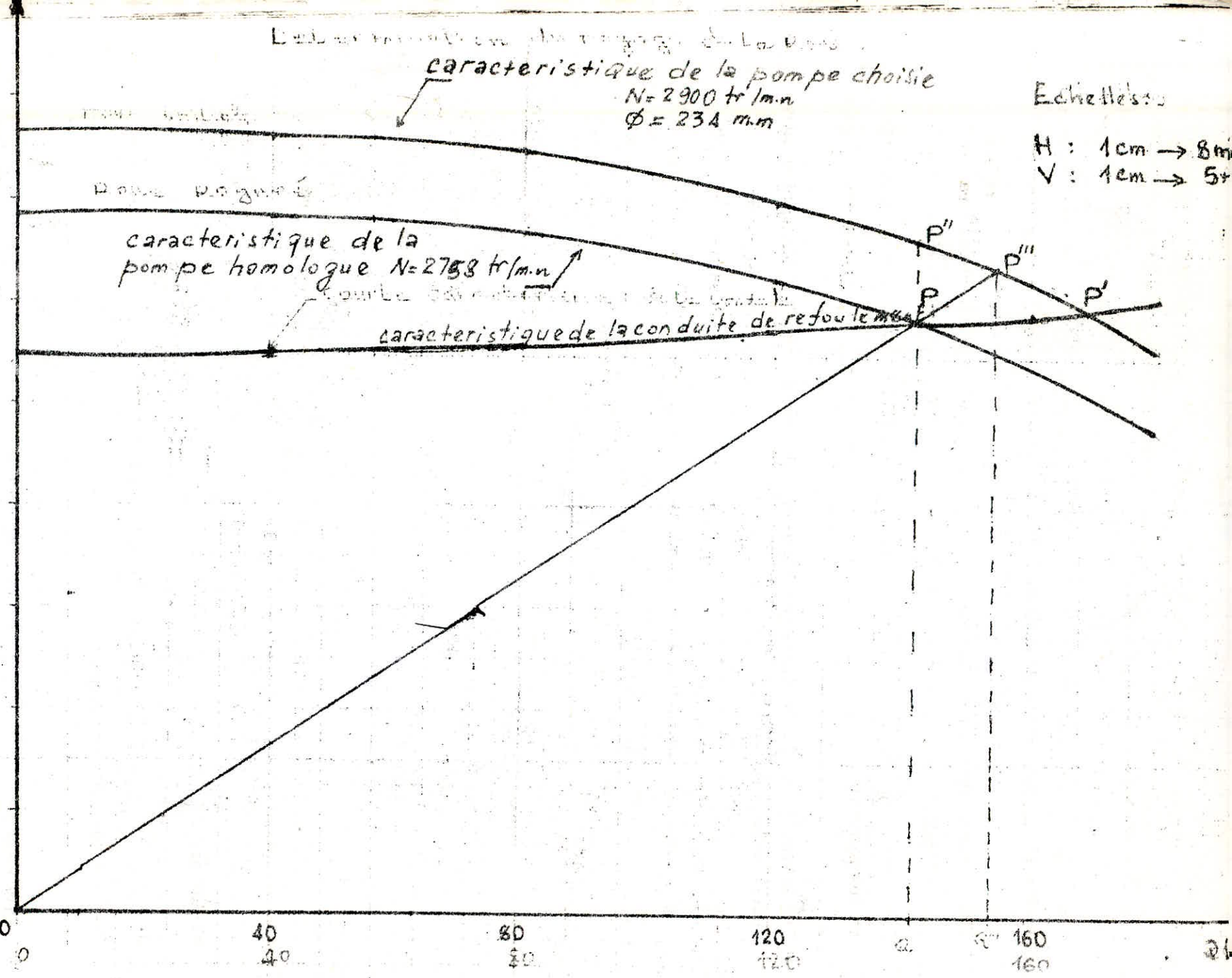
Echelle: H : 1cm \rightarrow 8m
V : 1cm \rightarrow 5m

P''

P'''

P

P'



CHAP. VI . PROTECTION DES CONDUITES contre le coup de Belier.

VI.1. Présentation du problème.

Lorsque dans un écoulement en charge se produit des variations locales de débit ou de pression, il en résulte une modification générale du régime d'écoulement préexistant des débits et pressions.

La modification du régime d'écoulement se manifeste en une série d'ondes de pressions qui se propagent tout le long de la conduite avec une amplitude importante, pouvant entraîner des ruptures de canalisations. Dans ce cas, on dit alors qu'il se produit un coup de bélier.

Pour palier à ce phénomène, on utilise des équipements spéciaux destinés à la protection des installations.

VI. 2. Moyens de protection.

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier mais il convient de rechercher les limitations à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les équipements anti-bélier devront avoir pour effet :

- de limiter la dépression
- de limiter la surpression.

Les équipements les plus utilisés sont :

- les volants d'inertie, qui interviennent dans la protection contre les dépressions
- les soupapes de décharge, qui interviennent dans la protection contre les surpressions.
- les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

Pour notre présente étude nous préconisons un réservoir d'air à membrane où le contact air-eau n'est pas direct mais séparé par une membrane souple et élastique. Cette disposition permet d'éliminer la perte d'air par dissolution.

La cuve comportera :

- une vanne d'isolement pour les interventions
- un clapet anti-retour
- un niveau d'eau visible dont les prises devront permettre d'observer les niveaux minimal et maximal atteints.
- un manomètre à la partie supérieure.

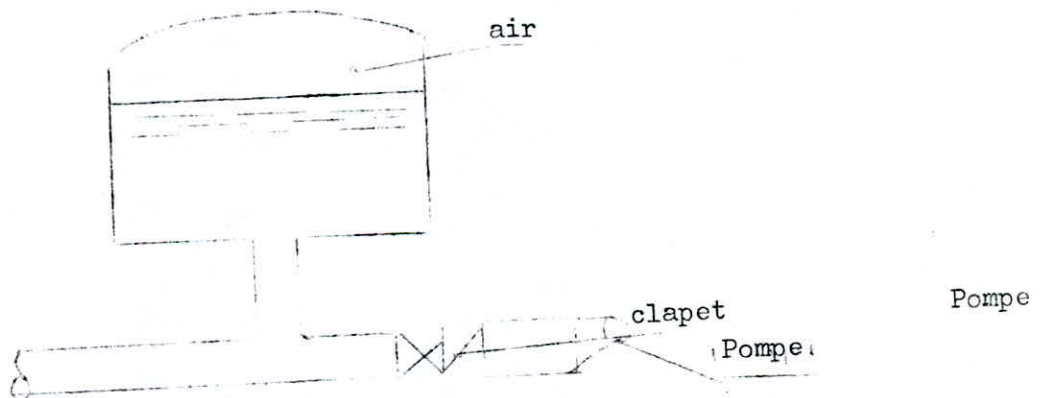
Ce type de réservoir ne nécessite pas d'autres équipements (compresseur d'air, alimentation en énergie électrique, automatisation). Seule la membrane est chargée après plusieurs années d'exploitation.

VI. 3. Réservoir d'air.

Principe : L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectué à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée à la conduite de refoulement immédiatement à l'aval du clapet par une tubulure, laquelle est munie d'un organe d'étranglement.

A la disjonction, le clapet se ferme, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. Après diminution progressive, puis annulation de la vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci à travers l'étranglement. Ce dispositif est excessivement simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.



VI.3.1. Calcul simplifié d'un réservoir d'air

En faisant abstraction des pertes de charges dans la conduite de refoulement en négligeant l'élasticité de la conduite et la compressibilité de l'eau.

En outre, le réservoir ne comporte pas d'organe d'étranglement.

En marche normale, les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air sont données par Z_0 et U .

Z_0 : pression absolue exprimée en mètre d'eau (si on néglige la hauteur de l'eau dans le réservoir d'air au-dessus de l'axe de la conduite.

$$Z_0 = H_0 + 10 \text{ m} \quad (H_0 : \text{hauteur géométrique})$$

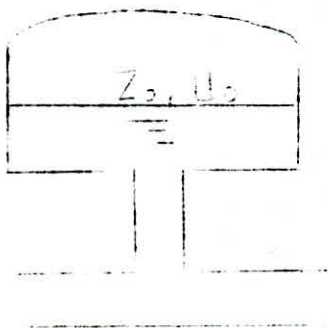
$$U_0 = \frac{V_0 \cdot Ls}{2gz_0 f\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

avec U_0 : Volume d'air en m^3
 L : Longueur de la conduite en m
 S : Section de la conduite en m^2
 $f\left(\frac{z}{z_0}\right) = \frac{z_0}{z_{\min}} - 1 - \log \frac{z_0}{z_{\min}}$

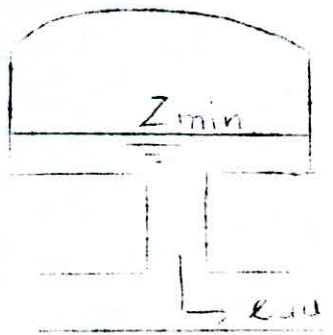
La valeur de U_0 est trouvée moyennant l'abaque M. VIBERT, pour l'établissement de cette abaque, la formule a été mise sous la forme :

$$\frac{U_0}{Ls} = \frac{V_0}{2g} \cdot \frac{1}{z_0} \cdot \frac{1}{f\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

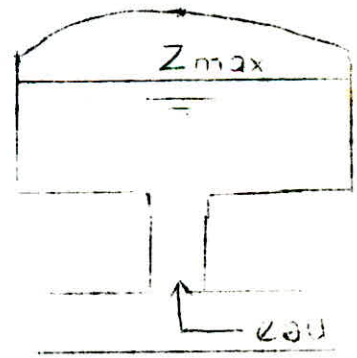
en posant $\frac{V_0}{2g} = h_0$; $\frac{U_0}{Ls} = \frac{h_0}{z_0} \cdot \frac{1}{f\left(\frac{z}{z_0}\right)}$



marche normale



Fin de la dépression

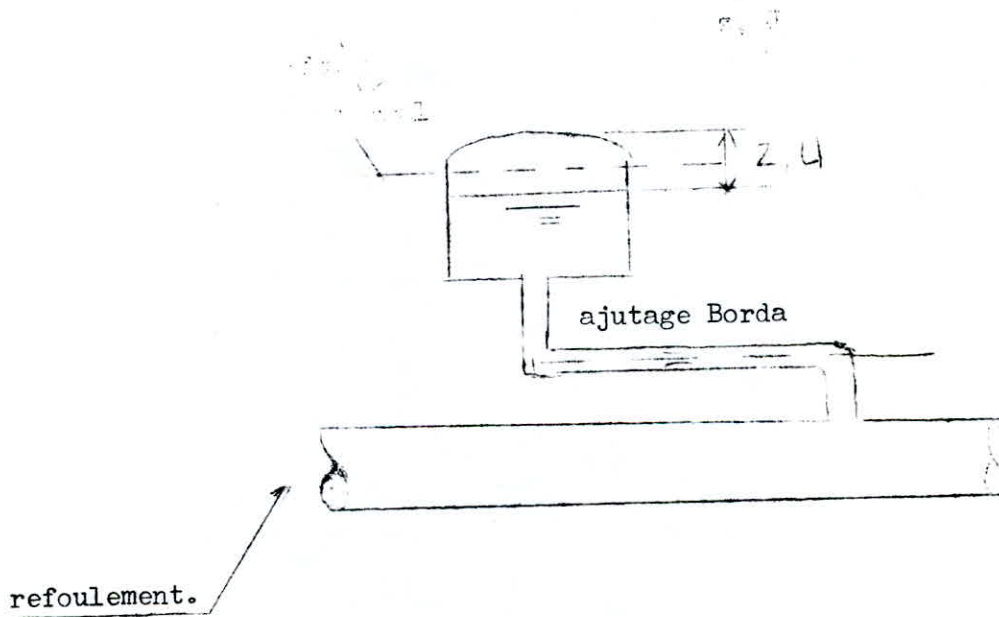


Fin de la surpression

VI.3.2. Calcul normal d'un réservoir d'air.

Pour des installations très importantes, les hypothèses citées ci-dessus ne peuvent s'appliquer car cela nous conduira à des volumes de réservoir énormes, donc il faut tenir compte du phénomène et de sa propagation ondulatoire. Ainsi la disposition d'un étranglement à la base de la cloche s'avère nécessaire ce qui pourra amortir rapidement les oscillations et permettra aussi de réduire le volume de la cloche.

Cet étranglement sera constitué par une tuyère fonctionnant au retour de l'eau comme un ajutage rentrant de Borda, permet théoriquement d'avoir une perte de charge quatre fois plus grande au retour qu'à l'aller.



Etranglement au moyne d'une tuyère.

Le coefficient de contraction de l'ajutage est de 0,5.

Les organes d'étranglement sont disposés sur une tubulure reliant le réservoir d'air à la conduite, un robinet-vanne permet d'isoler le réservoir d'air la conduite en cas de besoin.

VI.4. Principe de Calcul.

Le calcul consiste, par approximation successives à tracer l'épure de Bergeron, afin de déterminer les dépressions et les surpressions maximales, après avoir fixé un volume d'air U.

On considère qu'au cours d'un aller-retour d'onde d'intervalle de temps

$$B = \frac{2L}{a} \quad (a : \text{célérité en m/s}) \quad \text{la vitesse finale de l'eau après } B \text{ est } V_f.$$

On part d'un volume initial arbitraire du réservoir d'air U., on se fixe la vitesse finale V_f et on calcule à la fin de l'intervalle la pression dans le réservoir d'air, puis la pression dans la conduite en ajoutant ou en retranchant les pertes de charges suivant le cas. On vérifie sur le diagramme de Bergeron la pression finale correspondant à la vitesse finale V_f ; si la pression ne correspond pas à la vitesse, on doit refaire les calculs en choisissant une autre vitesse V_f .

Les temps se suivent selon les valeurs de $\theta = \frac{2l}{a}$

L'augmentation ΔU du volume d'air du réservoir d'air, ou sa diminution est exprimée par le volume correspondant de l'eau, il n'est autre que le volume d'eau qui circule dans la conduite de refoulement de section pendant le temps θ at avec une vitesse V_m .

Pour le premier intervalle θ on a :

$$V_{m1} = \frac{V_0 + V_f1}{2}$$

Il faut faire attention aux vitesses négatives quand l'eau revient vers le réservoir d'air.

A la fin du premier intervalle θ , le volume U d'air du réservoir sera égal à :

$$U_0 + \Delta U$$

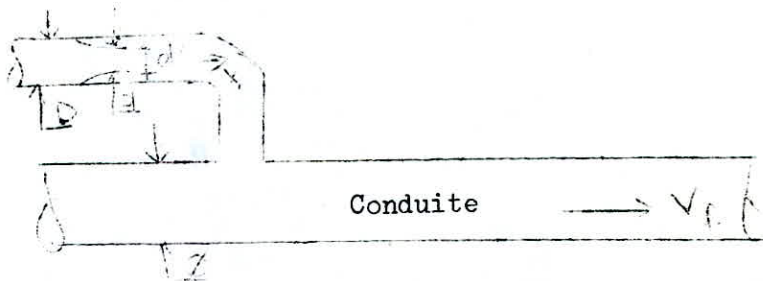
Pour les autres intervalles, les volumes s'ajoutent quand l'eau monte, puis se rebranche quand l'eau descend.

- La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimé en admettant que la détente du fluide s'effectue conformément à la loi de Poisson :

$$(Z_0 + z_0) U_0^{1,4} = Z U^{1,4}$$
$$\Rightarrow Z = \frac{(Z_0 + z_0) U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

où z_0 : perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
L'organe d'étranglement est une tuyère.

Tuyère



à la montée de l'eau on a la valeur de la vitesse V_1 en fonction de la vitesse finale v_f dans la conduite.

- A la montée de l'eau le coefficient de débit de la tuyère est : 0,92. On aura alors :

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

On choisit "d" de tel sorte que K reste compris entre 15 et 20.

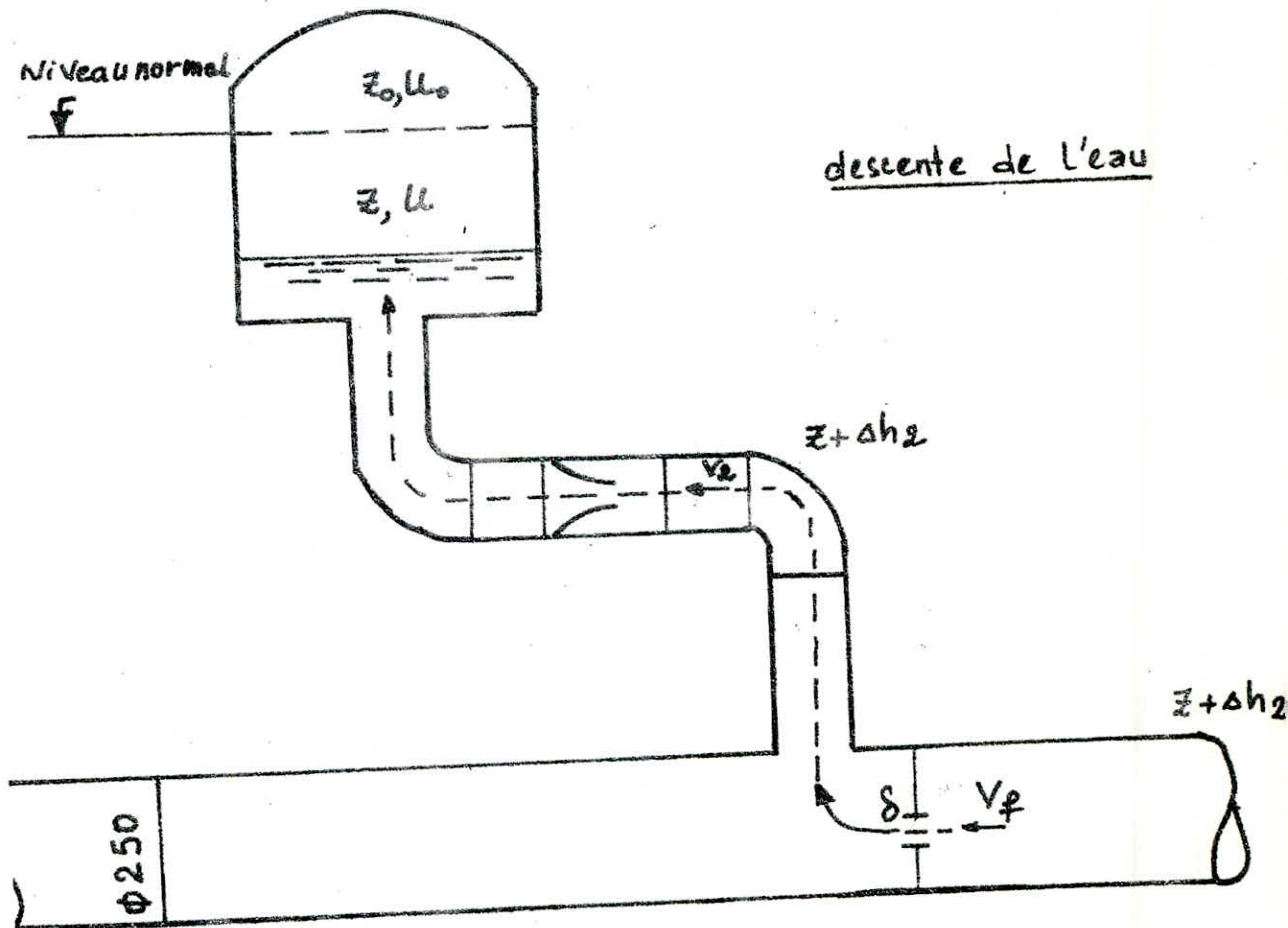
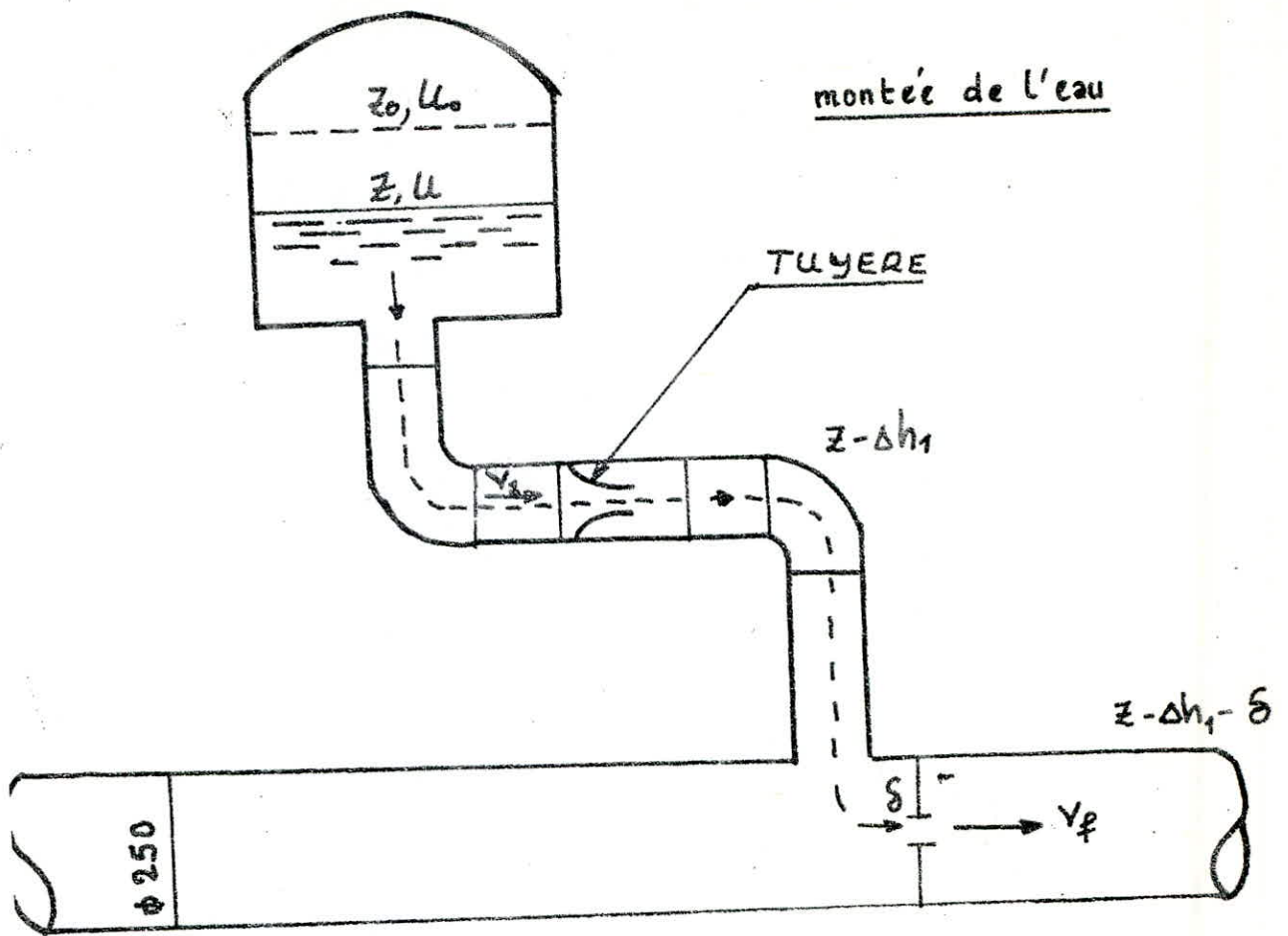


FIG.

- La perte de charge à la montée de l'eau est évaluée par Δh_1

$$\Delta h_1 = + \frac{V_1^2}{2g} = C$$

où C : Coefficient de perte de charge déterminé d'après le graphe.

- A la descente de l'eau, la tuyère agit comme un ajutage rentrant de Borda avec un coefficient de contraction de 0,5. de même on aura :

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

perte de charge :

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

La pression absolue dans la conduite est :

$z - \Delta h_1$: que, d l'eau monte

$z' + \Delta h_2$: quand l'eau descend

On cherche sur la parabole des pertes de charges dans la conduite, la valeur a pour la vitesse finale V_f considérée.

La pression finale absolue dans la conduite sera menée l'horizontale qui coupera la droite $\frac{a}{g \cdot s}$

où : a : célérité de l'onde

s : section de la conduite.

Pour notre cas on a :

Longueur = 1000 m

diamètre = 250 mm

S = $\frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{3,14 \cdot (0,25)^2}{4} = 0,049 \text{ m}^2$

Le volume est : $1000 \cdot 0,049 = 49 \text{ m}^3$

Q = 0,0395 m³/s

Alors on a : $V_0 = \frac{Q}{S} = \frac{0,0395}{0,049} = 0,80 \text{ m/s}$

on a :

Hg = 54,72m

k = 2,15 · 10⁹ pa

P = 10³ kg / m³

e = 5 mm = 5 · 10⁻³

E = 2 · 10¹¹ Pa

: coeff de compressibilité de l'eau

masse volumique de l'eau

épaisseur de la conduite

module d'élasticité de l'acier

La valeur de la célérité sera :

$$a = \sqrt{\frac{\frac{k}{P}}{1 + \frac{K \cdot \phi}{E \cdot e}}} = \sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 10^{-3}}{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,25}{2 \cdot 10^{11} \cdot 5 \cdot 10^{-3}}}} = 1182,52 \text{ m/s}$$

Le temps d'aller retour de l'onde

$$0 = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 1000}{1182,52} = 1,69 \text{ s.}$$

Le coup de béliet peut atteindre la valeur maximale :

$$h_{\max} = \frac{a \cdot V_0}{g} = \frac{1182,52 \cdot 0,80}{9,8} = 96,53 \text{ m d'eau}$$

Au moment de retour de l'onde la surpression peut atteindre :

$$H_g + h_{\max} = 54,72 + 96,53 = 151,25 \text{ m d'eau}$$

La dépression peut atteindre

$$H_g - h_{\max} = 54,72 - 96,53 = -41,81 \text{ m}$$

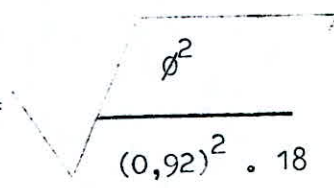
Dimensionnement du dispositif d'étranglement

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

A la montée de l'eau, la tuyère ayant un coefficient de débit : 0,92

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 d)^2} = K \quad 15 < k < 20$$

On prend $k = 18$

$$\Rightarrow \frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{(0,92 d)^2} = 18 \quad \Rightarrow \quad d = \frac{\phi}{(0,92)^2 \cdot 18}$$


$$d = 64,0495 \text{ soit } d = 64 \text{ m.m}$$

Dans ce cas la valeur de $k = \frac{(0,25)^2}{(0,92 \cdot 0,004)^2} = 18,03$

Ainsi $\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d'^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 d)^2} = k$

=) $V_1 = 18,03 V_f$

Par ailleurs

$$m = \frac{d'^2}{D^2} = \frac{(0,92 \cdot 0,064)^2}{(0,125)^2} = 0,2218$$

moyennant l'abaque donnant la valeur du coefficient de perte de charge C dans une
 tuyère, on trouve pour $m = 0,22 \rightarrow C = 0,61$

Ainsi $\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cdot C = V_1^2 \cdot \frac{0,61}{2 \cdot 9,81} = 0,0311 V_1^2$

A la descente de l'eau

$$\frac{V_2}{V_1} = k'$$

Soit $\frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = \frac{2 (250)^2}{(64)^2} = 30,52$

donc $V_2 = 30,52 V_f$

$$m' = \frac{0,5 d'^2}{d^2} = \frac{0,5 (64)^2}{(125)^2} = 0,1311$$

moyennant l'abaque donnant la valeur du coefficient de perte de charge C' dans une tuyère on lit pour $\lambda = 0,13 \rightarrow C' = 0,78$

$$\text{ainsi } H_2 = \frac{V^2 \cdot C'}{2g} = \frac{V^2 \cdot 0,78}{2 \cdot 9,8} = 0,0397 V^2$$

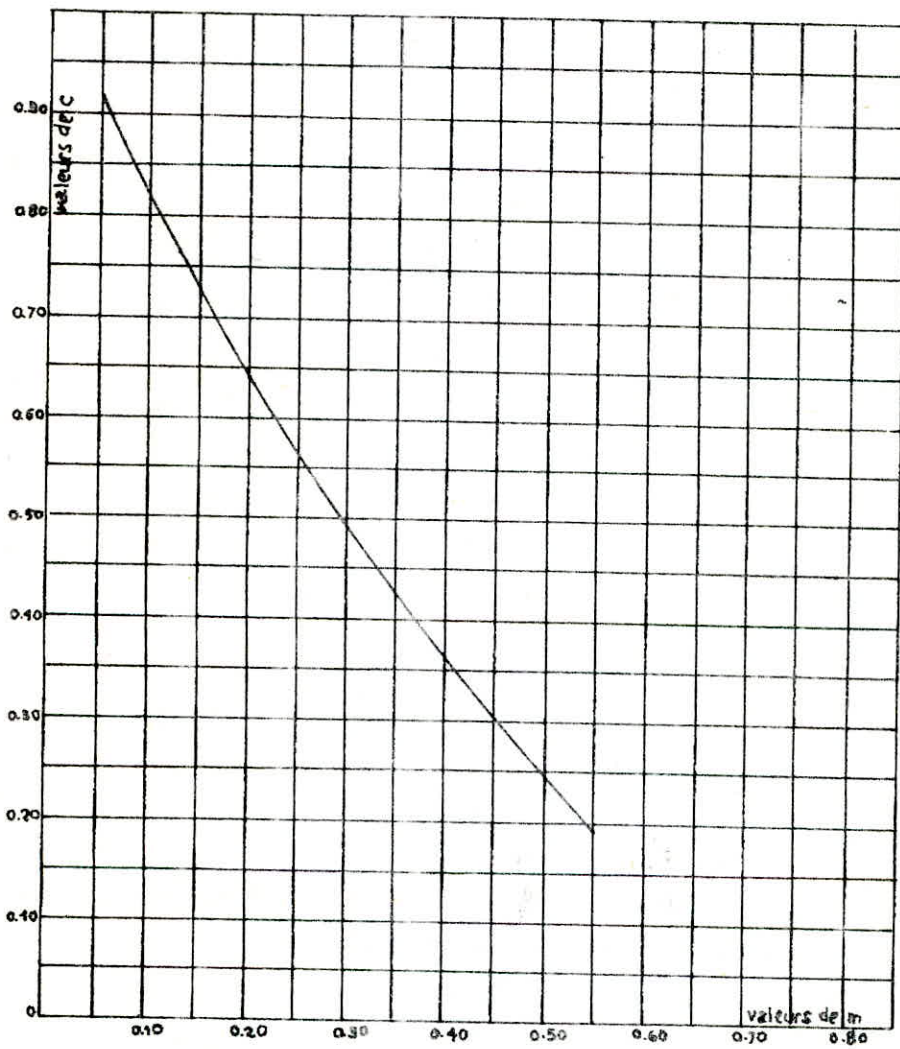
L'échelle de la pression est graduée à raison de 1 cm pour 5m, 2460,04 seront représentés par 492,01 cm.

L'échelle des vitesses est graduée à raison de 1 cm pour 0,05 m/s, soit pour $0,05 \cdot 0,049 = 0,00245 \text{ m}^3/\text{s}$

donc $1 \text{ m}^3/\text{s}$ sera représenté par 408,163 cm

$$\text{ainsi } \text{tg} \alpha = \frac{h}{q} = \frac{492,010}{408,163} = 1,205425$$

$$\Rightarrow \boxed{\alpha = 50^\circ 32'}$$

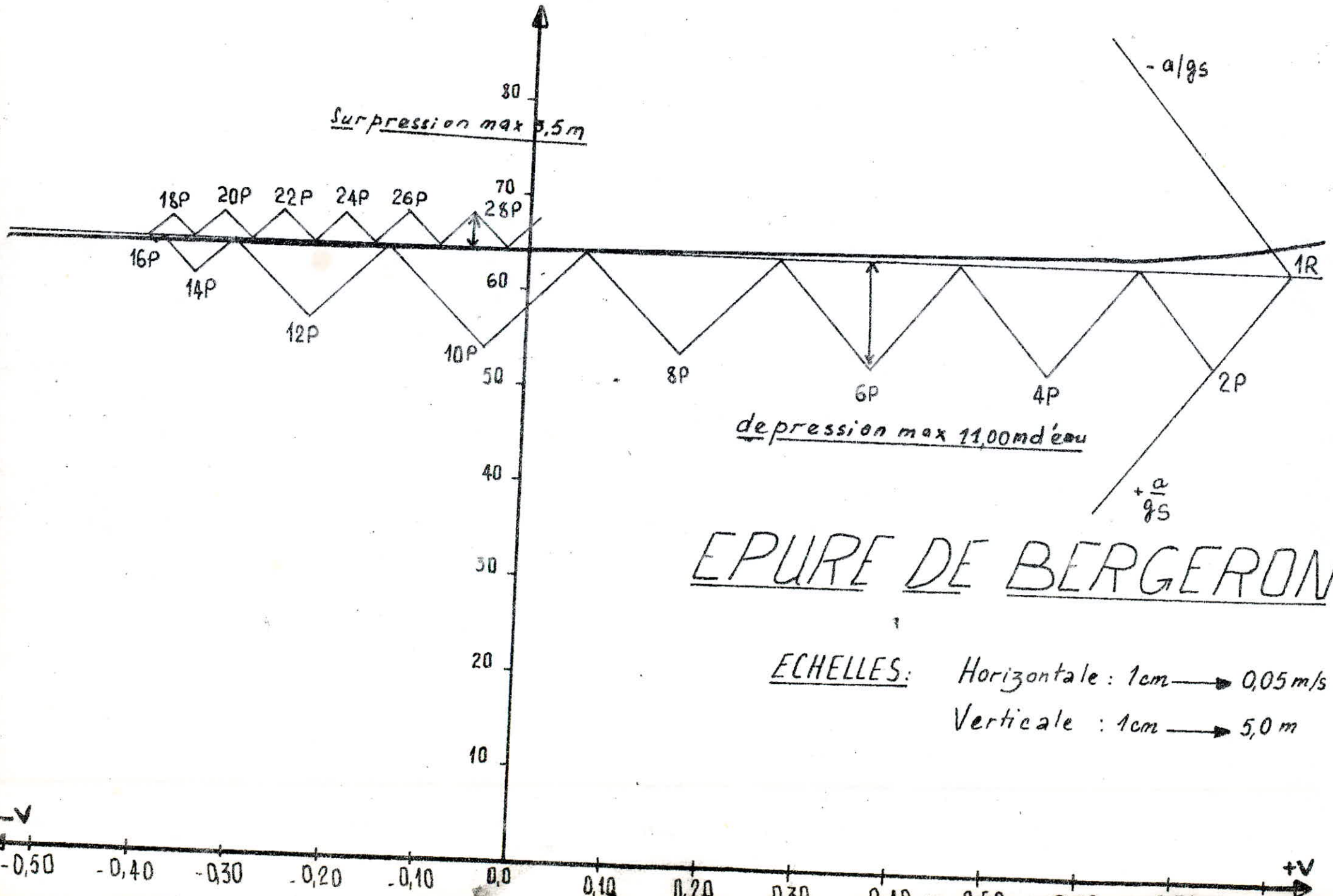


Coefficient de perte de charge c dans une tuyère

TITRE TRUSQUE de la pompe

tab N° 13

Intervalles de temps	Variation du Volume d'air $\Delta U = S \cdot V_m \cdot \theta$	Volume d'air $U = U_0 + \Delta U$	Pression dans Le reservoir d'air $Z = (Z_0 + 8) U_0 / U$	Vitesse dans la tubulure montée: $V_1 = 1803\%$ descente: $V_2 = 3062\%$	P.D.C. dans la tuyere $\Delta h_1 = 0,031 \text{ m}^2$ $\Delta h_2 = 0,0397 \text{ m}^2$	Pression dans la conduite avec P.D.C. montée: $Z - \Delta h_1$ descente: $Z + \Delta h_2$	P. D.C. de refoulement ρ	Pression dans la conduite sans P.D.C. montée: $Z - \Delta h_1 - \rho$ descente: $Z + \Delta h_2 + \rho$	Vitesse lue sur le graphe V_f	Désignation du point	Vitesse moyenne V_m	Vitesse finale choisie V_f	Observations
0	0,0 m ³	1,0 m ³	68,020	-	-	68,020	3,30	64,720	$V_0 = 0,8 \text{ m/s}$	1R	-	-	
0	0,063	1,063	62,443	13,072	5,314	57,129	2,20	54,929	0,725	2P	0,762	0,725	
20	0,052	1,115	58,405	9,916	3,057	55,348	1,620	53,728	0,550	4P	0,637	0,550	
30	0,033	1,153	55,728	6,581	1,346	54,382	0,775	53,607	0,365	6P	0,457	0,365	
40	0,022	1,175	54,273	2,975	0,275	53,998	0,225	53,773	0,165	8P	0,265	0,165	
50	0,005	1,184	53,696	-1,221	0,059	53,775	0,025	53,805	-0,04	10P	0,062	-0,04	
60	-0,011	1,173	54,402	-6,867	1,872	56,274	0,301	56,575	-0,225	12P	-0,132	-0,225	
70	-0,023	1,150	55,932	-10,682	4,529	60,461	0,720	61,181	-0,350	14P	-0,287	-0,350	
80	-0,030	1,120	58,040	-11,597	5,339	63,379	0,820	64,199	-0,380	16P	-0,365	-0,380	
90	-0,031	1,089	60,366	-11,506	5,225	65,621	0,815	66,436	-0,375	18P	-0,377	-0,375	
100	-0,028	1,061	62,608	-9,919	3,906	66,514	0,715	67,229	-0,325	20P	-0,350	-0,325	
110	-0,024	1,037	64,646	-7,935	2,499	67,145	0,425	67,787	-0,260	22P	-0,292	-0,260	
120	-0,018	1,019	66,251	-5,951	1,406	67,657	0,130	67,787	-0,195	24P	-0,227	-0,195	
130	-0,013	1,006	67,452	-3,967	0,625	68,077	0,090	68,167	-0,130	26P	-0,162	-0,130	
140	-0,070	0,999	68,115	-1,831	0,133	68,248	0,030	68,278	-0,060	28P	-0,095	-0,06	



Surpression max 3,5m

depression max 11,00m d'eau

EPURE DE BERGERON

ECHELLES: Horizontale : 1cm → 0,05 m/s
 Verticale : 1cm → 5,0 m

Finalement on constate que la dépression et la surpression atteignent respectivement les valeurs de 11,0 et 3,5 m

Vu les résultats obtenus (voir tableau n°), l'air peut occuper un volume maximum $U = 1,184 \text{ m}^3$. Mais le réservoir doit contenir encore de l'eau à ce moment pour évacuer le passage de l'air dans la conduite, nous retiendrons un volume total de $1,5 \text{ m}^3$

N.B. Pour le démarrage il suffit de disposer d'un robinet vanne manoeuvré lentement pour limiter comme on le désire la surpression et la dépression à des valeurs convenables, c'est à dire qu'on fait le démarrage des groupes à vanne fermée; c'est le procédé le plus courant dans la pratique.

SCHEMA DU RESERVOIR D'AIR

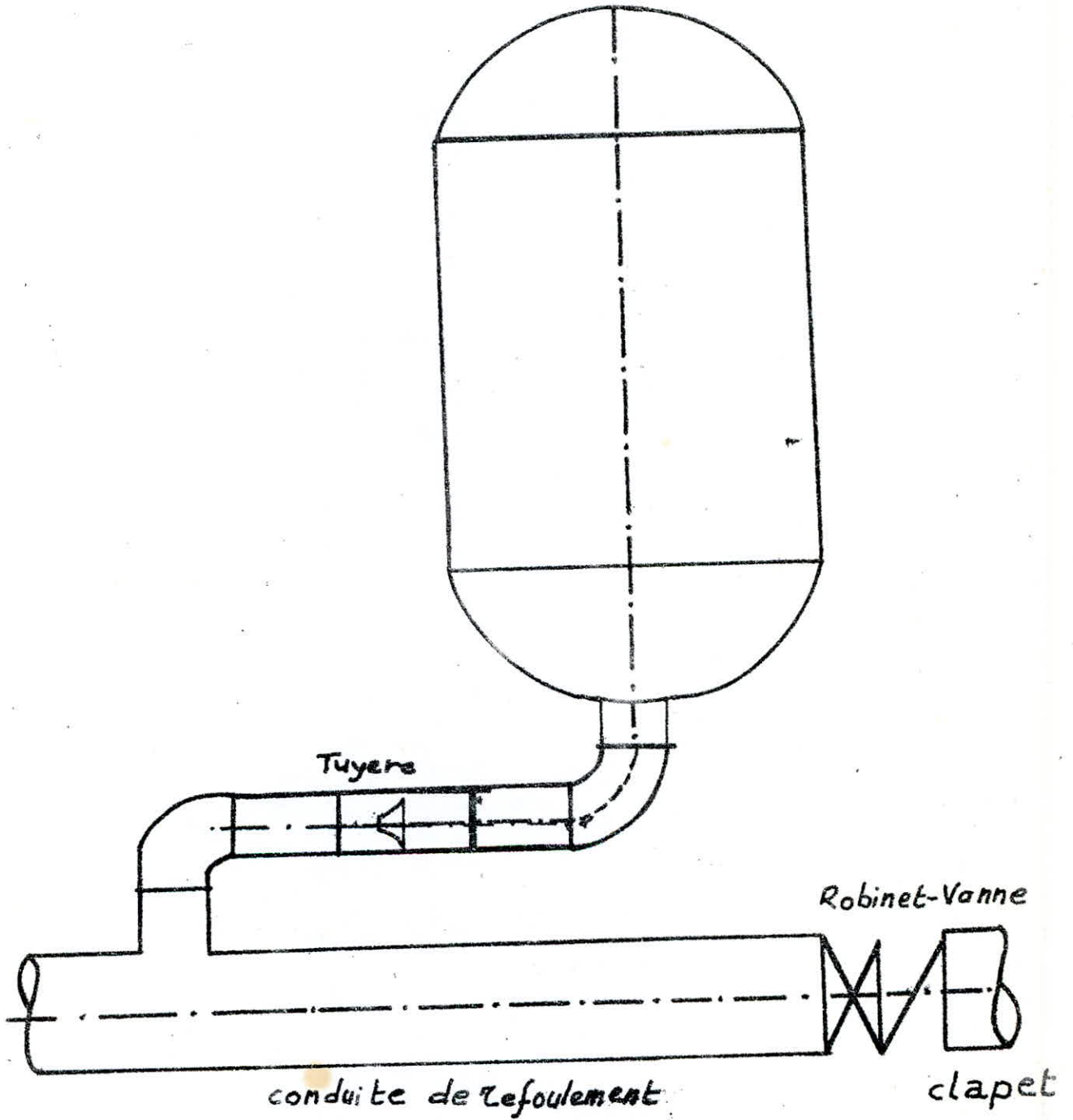


FIG.

CHAP. VII. Protection des conduites contre la corrosion.

La pose des conduites dans le sol nécessite certaines données du terrain pour pouvoir mettre en évidence le phénomène de corrosion et l'éviter par un des moyens de protection s'adaptant à ce cas.

VII.1. Généralités :

La corrosion des canalisations en acier se traduit par la destruction progressive de ces dernières sous l'action du milieu ambiant.

a- Corrosion chimique

C'est une combinaison directe du métal et du milieu ambiant.

b- Corrosion électrochimique :

Elle est due à l'influence des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

VII.2. Corrosion par formation de pile :

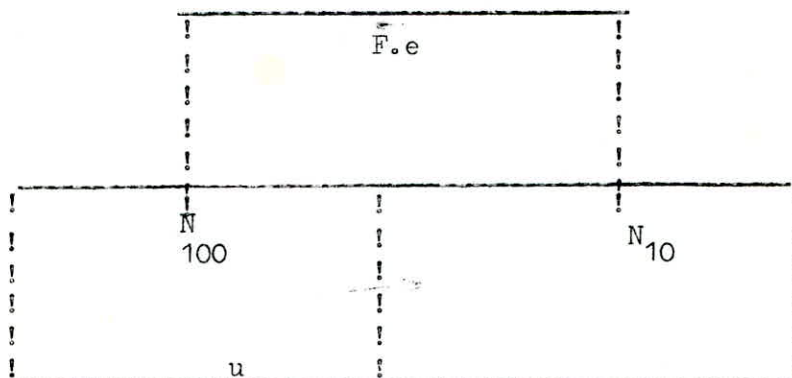
Dans ce cas la corrosion se présente sous deux aspects :

- couple galvanique : piles constituées de métaux différents.
- deux métaux à potentiels d'équilibre différents reliés électriquement et plongés dans un électrolyte formant une pile.

L'acier se corrode parce qu'il a un potentiel plus négatif (anode) et le cuivre (cathode) se trouve protégé.

Pile de concentration ou pile géologique :

Quand on plonge deux électrodes de même métal dans un électrolyte à concentrations différentes, on obtient une pile de concentration



Pile de concentration.

Le sol, en raison de son humidité relative qui y règne constitue un électrolyte présentant une conductibilité plus ou moins grande. Aussi il a été constaté que les terrains argileux, marécageux, humides et peu aérés sont anodiques et que les terrains calcaires, sableux, secs, et bien aérés sont cathodiques.

VII.3. Corrosion sous l'influence d'une installation électrique extérieure:

La corrosion se produit sous l'action des courants vagabonds émis par des sources électriques de courant continu, ces sources sont situées généralement à proximité des canalisations.

VII. 4. PROTECTION CONTRE LA CORROSION :

Une bonne protection d'un réseau en acier consistera à un enrobage des tuyaux d'une enveloppe isolante et d'assurer au droit des joints une parfaite continuité de l'enrobage.

VII.4.1. Protection cathodique :

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

- soit à constituer, avec un métal plus électro-négatif que le fer une pile où 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 enfouie dans le sol et destiné à se corroder.

a - Protection cathodique par anode réactive.

Il suffit de relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer (zinc ou magnésium) de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de la cathode.

On dispose dans les zones de terrains agressifs des anodes réactives cylindriques de 15 à 30 kg à 3 m environ de la conduite, entourées d'une pouillie à base d'argile colloïdale pour garder une humidité favorable autour de l'anode.

Les deux relations pour le calcul de la masse et le nombre d'anodes qu'il faut pour la protection. La masse nécessaire d'anode à dissoudre pour une certaine durée de passage de courant est donnée par la loi de Faraday.

$$m = \frac{I \cdot T \cdot M}{F \cdot V}$$

- I : Intensité du courant (A)
- M : masse atomique du métal de l'anode en (gr)
- t = temps de passage du courant (s)
- v : valence du métal de l'anode
- F : 1 faraday = 96500 . Coulombs
- m' : masse dissoute de l'anode en gr

Le nombre d'anodes nécessaires pour la protection est donné par la formule :

$$n = \frac{S \cdot C}{I}$$

- S : SURface de la canalisation à protéger
- C : densité de courant (MA/m²)
- I : Courant probable de l'anode (m.A)

Cette protection n'est valable que pour des réseaux de petits diamètres et de faibles longueurs.

b. Protection cathodique par soutirage de courant.

Le procédé consiste, à partir d'une source électrique de courant continu à relier la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive est une anode métallique (vieux rails par exemple) enterrée d'une certaine distance (une centaine de mètre environ)

Le courant en partant de l'anode traverse le sol est capté par la canalisation et retourne à la source de courant.

Protection des conduites au niveau des points hauts et des points bas.

- Au niveau des points hauts.

Il arrive souvent qu'on a de l'air dans les conduites. Il peut pénétrer au moment de la mise en service ou d'une réparation du réseau. Cet air en s'accumulant, généralement au niveau des points hauts, perturbe l'écoulement. Il peut même entraîner des ruptures.

Pour remédier à cela on prévoit des vannes.

- Au niveau des points bas.

Tout comme les crêtes au niveau du réseau, les points bas représentent aussi des points de défaillance. Pour cela on prévoit des décharges en vue de la vidange en cas de nécessité.

CHAPITRE VIII Pose des canalisations.

Dans notre projet on a choisi la pose en tranchée, parmi les précautions qu'il conviendra de prendre en exécution, selon les circonstances, on mentionnera en particulier les suivantes :

* la largeur de la tranchée est de 0,70 m pour les petits diamètres. Pour les diamètres supérieurs à 150 mm cette largeur doit être augmentée. Elle pourra être calculée en fonction du diamètre de la conduite en laissant 0,30 m d'espace de chaque côté

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

où B : Largeur de la tranchée

D : Diamètre de la conduite

* Le lit de pose des canalisations et la qualité de remblais en contact avec la conduite ont une bonne importance pour la bonne tenue des réseaux.

Lorsque le terrain est bon, pas risque d'affaissement dus aux variations de charge et ne présentant pas d'arrêtes rocheuses susceptible d'endommager les conduites, ceux-ci sont simplement posés sur un lit de sable d'au moins de 0,20 m d'épaisseur.

Dans les terrains les plus mauvais, on peut soit disposer d'un important lit de sable, soit de confectionner une dalle en béton ou même en béton armé.

Le fond de la tranchée peut être recouvert d'un lit de pose de 0,15 + 0,20 m d'épaisseur par :

- du gravier dans les terrains ordinaires
- des pierres cassées qui serviront de drains dans les terrains imperméables.
- par un lit de béton maigre dans les parties rocheuses.

* La profondeur doit être sensiblement constante et doit suffire à protéger les conduites d'une part contre les variations de températures et d'autre part contre le risque d'écrasement ou de désorganisation sous l'effet des charges et des surcharges.

La première condition pose évidemment des problèmes différents selon le

diamètre de 0,60 à 1,50 m.

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

Traversée de route :

La pose de la conduite sera prévu dans des gaines dont le diamètre est supérieur à celui de la conduite dans laquelle la canalisation est introduite et cela dans le but de protéger la canalisation des chocs des vibrations et d'évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée.

Epreuve sur canalisation en place :

Après la pose des conduites et avant le remblaiement définitif de la tranchée, il faut effectuer par tronçon les essais de pression d'épreuve. Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve et la durée d'épreuve est d'au moins 30'. Une fois la pression d'épreuve est atteinte on peut conclure qu'il y a une bonne étanchéité de la canalisation et des joints.

Remblai de la tranchée

On procède au remblaiement définitif pour un remblai de gravier naturel pour éviter la corrosion par couche successives bien pillonnées jusqu'à 0,3 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite puis le remblayage sera achevé à l'aide du **taut** venant.

CHAPITRE - I.

A S S A I N I S S E M E N T.

G E N E R A L I T E S.

I.1. I N T R O D U C T I O N.

Dans le souci de préserver les ressources et de prévenir la dégradation de l'environnement nous projetons dans cette partie de notre modeste travail, l'assainissement ^{de} La ZHUN D'OULED FAYET. Nous préconisons compléter la présente étude par la pose des canalisations.

I. 2. Réseau actuel.

Le réseau d'assainissement d'Ouled Fayet existant bien avant l'indépendance doit être complètement rénové vu son état défectueux.

PRINCIPE DE CONSTRUCTION DU

CHAPITRE II.

RESEAU D'ASSAINISSEMENT

L'agglomération urbaine est divisée en bassins d'apports partiels. Chacun des bassins est drainé par un égout en système unitaire (faisant la collecte des eaux domestiques et pluviales) qui déverse dans le collecteur principal.

Pour notre présente étude vu l'état du relief nous projetons la réalisation de trois collecteurs principaux (I,II et III)

II.1. CONDITION DE FONCTIONNEMENT DU RESEAU.

Le réseau d'assainissement doit dans la mesure du possible être auto-cureur de telle manière que :

- Les sables ^{soient} automatiquement entraînés pour des débits pluviaux atteints assez fréquemment.
- Les vases fermentescibles soient également entraînés pour le débit moyen des eaux usés.

Notons que la condition d'auto-curege ne serait satisfaite que pour des vitesses se situant entre 0,6m/s et 4 m/s.

CHAPITRE III. E T U D E.

III.1. Type d'eau à évacuer.

L'agglomération d'Ouled Fayet et sa Zhun ne disposent pas d'industrie. Les seules eaux à évacuer seront donc :

- Les eaux pluviales ou de ruissellement
- les eaux usées d'origine domestiques

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

Les eaux usées d'origine domestiques comprennent les eaux : ~~ménagères~~ et les eaux vannes.

Les débits des eaux usées sont facilement calculés d'après les eaux consommées. Selon les normes 20% des eaux asservies seront perdues au cours de l'utilisation, ainsi 80% des eaux consommées seront rejetées.

III.2. Calcul du réseau.

III. 2.1. Eaux pluviales :

Le calcul des eaux pluviales, pour l'horizon 2005 est effectué selon la méthode qui fait intervenir les paramètres suivants :

C : Coefficient de ^{ruissellement} qui varie selon l'inclinaison, le genre et la densité de la surface à drainer.

i : intensité des précipitations (l/s/ha)

s : Surface du bassin d'apport (ha)

la formule s'écrit :

$$Q = C.I.S. \quad (l/s)$$

Intensité de la pluie.

Nos calculs ont été menés avec une durée de pluie $t = 15$ m.n, le dimensionnement de nos réseaux unitaires a été effectué pour une période de retour de 2 ans, la relation fréquence, durée, intensité est :

pour $t = 15$ mn ; $n = 0,5$ (fréquence de dépassement)

$$i = 63 \text{ m.m/h} = 17,1 \text{ l/s/ha.}$$

III.2.2. Eaux usées.

En se basant sur les résultats relatifs aux consommations totales journalières d'eau potable (voir chapitre I. partie AEP) et en respectant les délimitations des bassins, on calcule les quantités d'eaux potables consommées par chacun des bassins I, II et III.

C'est ainsi qu'on obtient

Bassin I	:	$Q_c = 43,20$	l/s
Bassin II	:	$Q_c = 31,67$	l/s
Bassin III	:	$Q_c = 19,9$	l/s

or 80% de la consommation totale journalière d'eau potable seront rejetées.

Nous aurons donc

Bassin I	:	$Q_r = 34,56$	l/s
Bassin II	:	$Q_r = 25,34$	l/s
Bassin III	:	$Q_r = 15,92$	l/s

Nous prenons en compte le coefficient de pointe égal à 2,4 correspondant à l'écoulement de la quantité journalière de 10h.

Les débits de pointe seront alors :

$$\text{Bassin I} \quad : \quad Q_p = 82,94 \text{ l/s}$$

$$\text{Bassin II} \quad : \quad Q_p = 60,82 \text{ l/s}$$

$$\text{Bassin III} \quad : \quad Q_p = 38,21 \text{ l/s}$$

Calcul des débits spécifiques

Ils se calculent d'après la formule

$$q_{sp} = Q_p/L \quad (\text{L/S/M})$$

où L : Longueur totale des tronçons (m)

en multipliant le débit spécifique par chaque longueur du tronçon on trouve le débit d'eaux usées correspondant.

$$\text{Soit } Q \text{ eaux usées} = q_{sp} \cdot L \quad (\text{l/s})$$

CHAPITRE IV. PLAN DE CALCUL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT.

Tous les calculs concernant le dimensionnement du réseau d'assainissement sont dressés sur un tableau de 27 colonnes

Colonne 1 : Elle désigne la numérotation des collecteurs

colonne 2

Elle désigne la numérotation des bassins d'apports

colonne 3

Elle nous donne la surface du bassin d'apport exprimée en ha.

colonne 4 :

Cette colonne fait apparaître les coefficients de ruissellement pour chaque bassin d'apport. Ce coefficient de ruissellement est égal à la surface imperméable sur la surface totale.

$$C = \frac{A_{imp}}{A_t}$$

Colonne 5 :

Elle nous donne les surfaces réduites exprimées en ha. Elle est égale au produit de la surface d'apport par le coefficient de ruissellement

Colonne 6 :

Elle nous donne la surface réduite cumulée

Colonne 7 :

elle représente les longueurs de chaque tronçon

colonne 8

Elle donne les longueurs cumulées des tronçons

Colonne 9 :

elle représente l'intensité de la pluie qui est de 175l/s/ha

Colonne 10 :

elle caractérise les débits des eaux pluviales exprimées en l/s.

$$Q = C.I.A = I.A'$$

A' : surface réduite en ha

I : Intensité de pluie (l/s/ha)

Colonne 11 et 12 :

Elles représentent respectivement les côtes amont et aval du terrain

Colonne 13 et 14.

Elles représentent les côtes amont et aval du radier.

Colonne 15 :

Elle montre la pente qui est la différence de côte amont et aval sur la longueur du collecteur respectif.

Colonne 16 :

Ayant la pente et le débit, et à l'aide de l'annexe de Manning Strickler on détermine le diamètre correspondant en mm.

Colonne 17 -18.

Ayant la pente et en projetant cette valeur de la pente sur le diamètre de la canalisation donné et d'après l'annexe de Manning Strickler nous pouvons alors déterminer la valeur du débit en pleine section (Q_{ps} (m^3/s)) et la valeur de la vitesse de pleine section V_{ps} (m/s)

Colonne 19 :

Elle correspond au rapport du débit d'eau usée et celui du débit de pleine section.

Colonne 20 et 21 :

Après avoir déterminé le rapport des débits, on peut alors lire directement sur cet annexe (x) (ouvrages circulaires) respectivement le rapport de hauteur de remplissage et le rapport des vitesses.

Colonne 22 :

C'est le produit du diamètre et de rH .

Colonne 23 :

Elle correspond à la vitesse d'eau pour le débit Q . Elle est égale au produit de la vitesse en pleine section et du rapport de vitesse.

Colonne 24 :

-74-

Elle exprime la vitesse de l'eau pour $\frac{1}{40}$ du débit à pleine section : c'est la vitesse d'auto-curage. Elle est égale au produit de la vitesse à pleine section par 0,6.

Colonne 25 :

Elle représente le débit des eaux usées qui est égal à 80% du débit des eaux de consommation.

Colonne 26 :

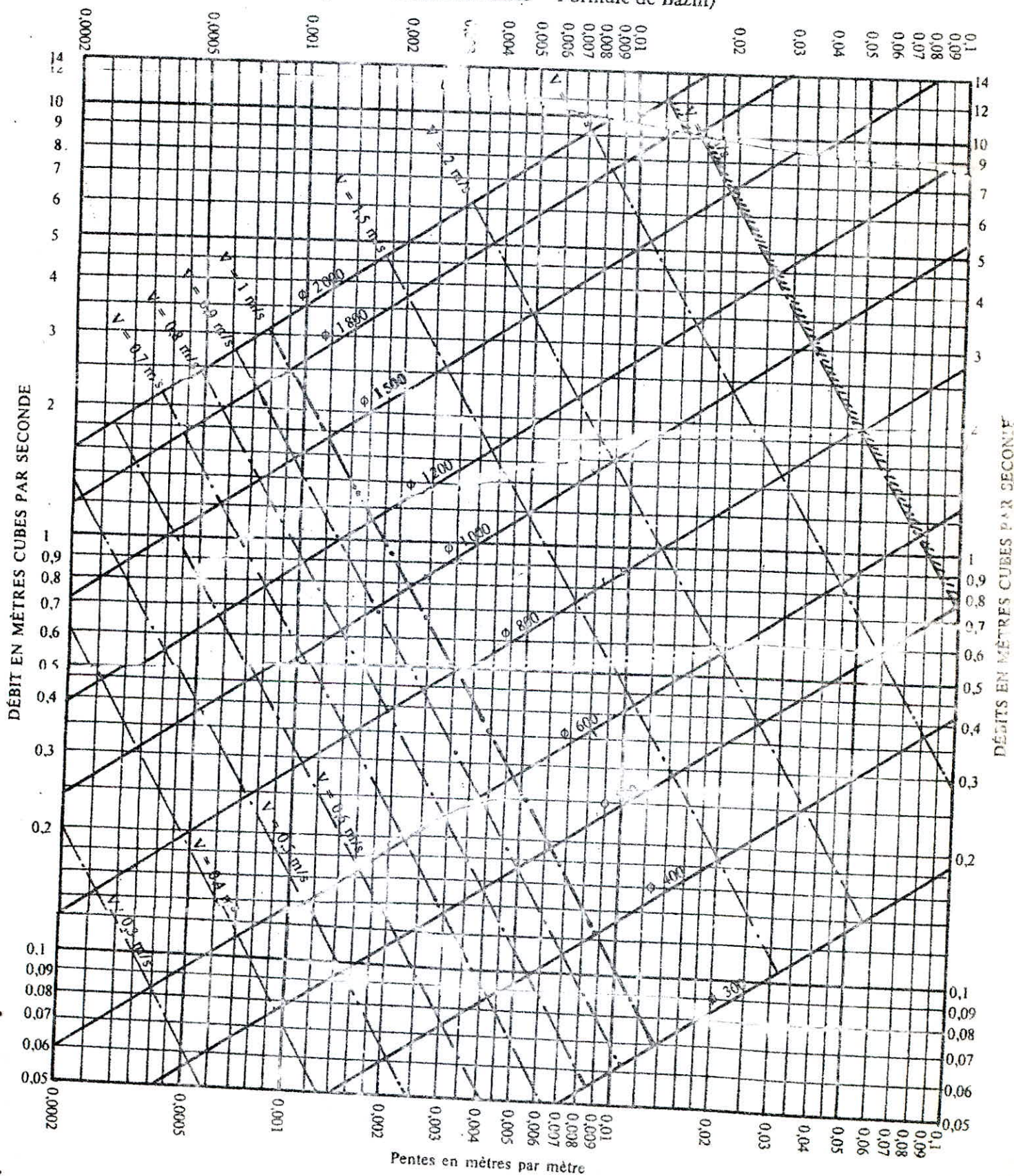
Elle nous donne le débit cumulé des eaux usées.

C O N C L U S I O N : On obtient des diamètres qui varient entre 800 m.m et 1500 mm (voir tab N°), on remarque aussi que la condition d'auto-curage est satisfaite.

Le collecteur I déverse directement dans l'Oued de Bridja tandis que les collecteurs II et III déversent dans l'Oued de Draa.

ANNEXE VII

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

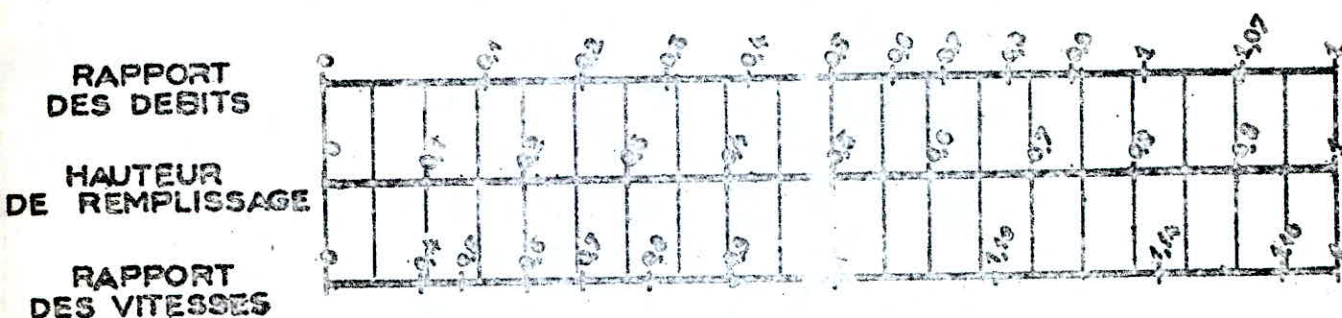


ANNEXE X

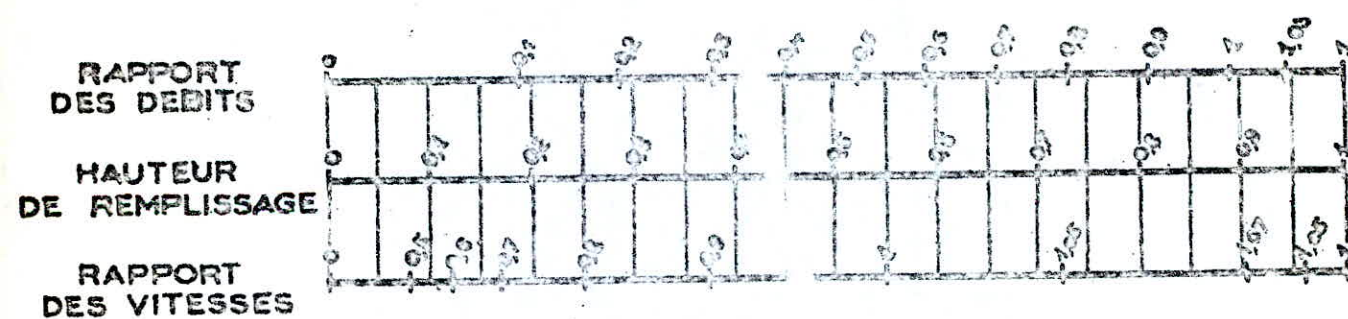
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovales 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.

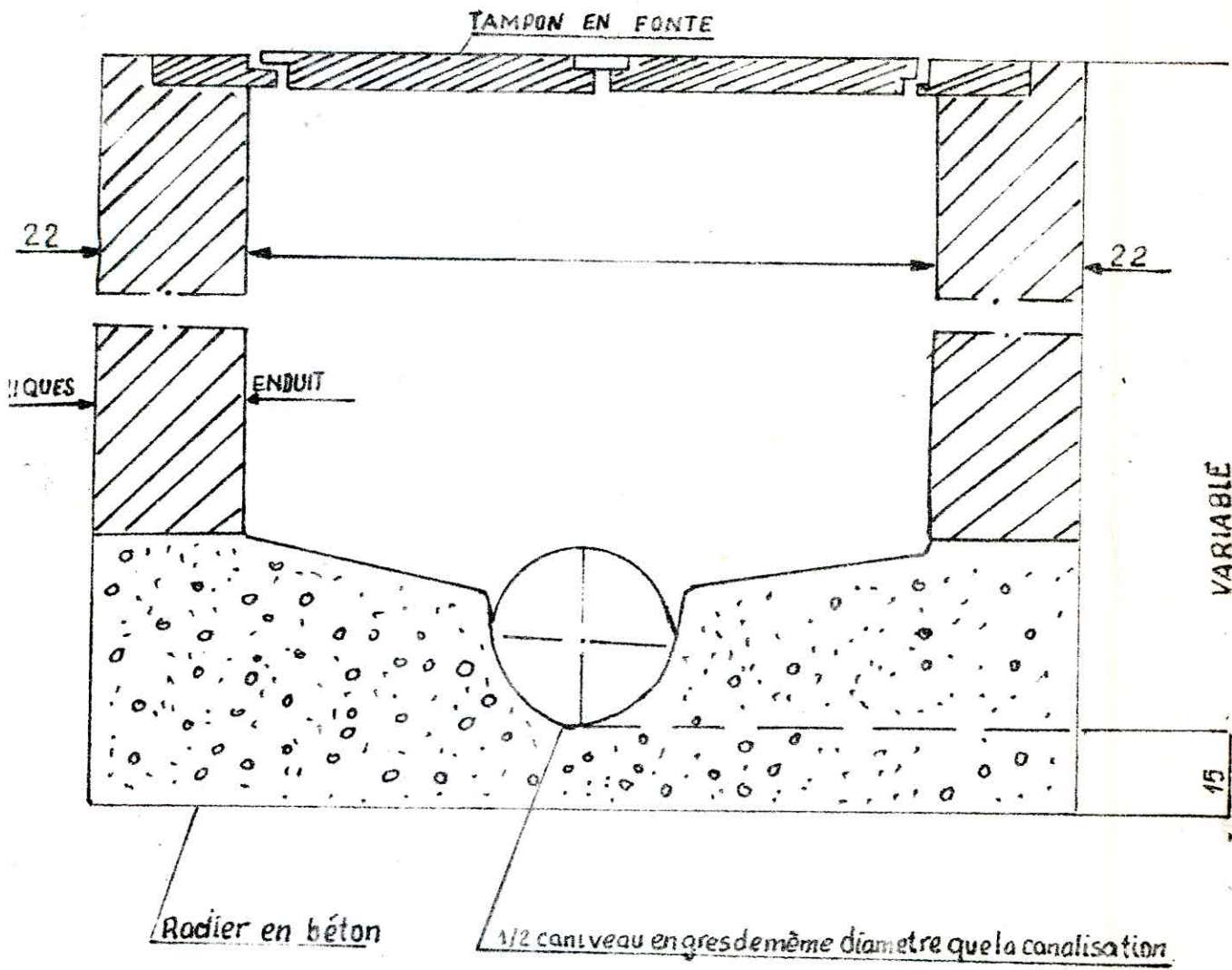
Les éléments constitutifs du réseau d'égout se subdivisent en :

- Ouvrages principaux
- Ouvrages annexes.

V.1. Ouvrages principaux :

Pour notre étude nous avons préconisé des tuyaux cylindriques en béton armé pour leur résistance aux charges permanente et pour la gamme des diamètres fabriqués de \varnothing 250 jusqu'à \varnothing 3000. Ceci correspond bien à notre cas où les diamètres se situent entre 800 m.m et 1.500 m.m. Ils sont assemblés par joints souples préfabriqués réalisés avec bagues d'étanchéité en élastomère, livrées avec les tuyaux.

V.2. Ouvrages annexes : Dans la présente étude on projette la réalisation des regards de visite (voir fig N°) installés à chaque jonction de canalisation à chaque changement de direction, dans les parties droites et en pentes régulières tous les 80 m au maximum.



REGARD DE VISITE

Chap. VI : Pose des canalisations :

-76-

VI.1. Emplacement :

Dans les rues de moins de 15 m de largeur, les égouts sont placés dans l'axe de la chaussée, ce qui est le cas pour notre ville.

Dans les rues plus larges, la pose d'un égoût sous chaque trottoir s'avère indispensable.

VI.2. Exécution de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit être égale ou minimum à 0,60m ou au diamètre extérieur de la canalisation augmenté de 0,50m pour les mauvais terrains, la pose des canalisations de grands diamètres se fait dans une tranchée de 6 m de profondeur.

VI.3. Pose des canalisations

Les tuyaux doivent être posés à partir de l'aval. L'emboîtement s'il existe doit être dirigé vers l'amont. Le calage provisoire des tuyaux doit s'effectuer à l'aide de mottes de terre tassées ou de coins en bois.

VI.4. Essai du réseau :

Cet essai portera sur les conditions d'écoulement et sur le fonctionnement de l'appareillage. Un bon écoulement est vérifié en versant dans un regard à intervalles successifs 10 à 20 l d'eau selon le diamètre de la canalisation. Ce qui permettra de vérifier le passage des ondes pour chaque déversement dans le regard aval.

VI.5. Remblaiement des tranchées :

Un premier remblaiement doit être effectué jusqu'à une hauteur de 0,15m au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation. Il doit être réalisé à la main avec des débris expurgés des éléments susceptibles de porter atteinte aux tuyaux, ou avec du sable, de la terre franche, et du gravier.

Ce remblai doit être soigneusement damé à la main.

La deuxième étape de remblaiement est effectuée à l'aide d'engins mécaniques

La terre utilisée dans ce cas ne doit contenir ni blocs de roches, ni débris végétaux ou animaux.

VI. 6. Nettoyage du réseau d'égout :

Des nettoyages périodiques doivent être effectués sur les tronçons de canalisations. Ce nettoyage périodique peut s'effectuer au moyen de l'eau sous très forte pression de 40 bars à 100 bars selon le cas.

On utilise alors des engins comportant une citerne à eau, une pompe entraînée par un moteur électrique et à l'extrémité du tuyau de refoulement de la pompe une tête comportant un nombre de jets variables selon le travail à effectuer.

BIBLIOGRAPHIE

- A E P.

- * Hydraulique urbaine Tome II.....A.DUPONT
- * Distribution d'eau dans les agglomérations urbainesw et rurales...C.GOMELLA
- * Longueur fluide dynamique.....G. LAPRAY
- * Station de pompage de l'eau

- * Catalogues des pompes..... JEUMONT SCHNEIDER

- * TURBOMACHINES..... G. LAPRAY

- Assainissement

- * Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales
Tome I C.COMELLA et H.GUERREE

- * Guide de l'assainissement en
milieu urbain et rural
Christian Coste
Maurice LOUDET

