

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

38/84

2 ex

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : **Hydraulique**

# PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Alimentation en eau potable et  
assainissement de la commune de  
d'Elmagrane (W) BISKRA*

Proposé par :  
S. ET. HY. CO.

Etudié par :  
SAMRI A.  
LAOUAR L.

Dirigé par :  
Mr BOUDENE



PROMOTION : Juin 1984

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

—»«—

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 commune  
d'Elmagrane (W) BISKRA*

Proposé par :

SETHYCO

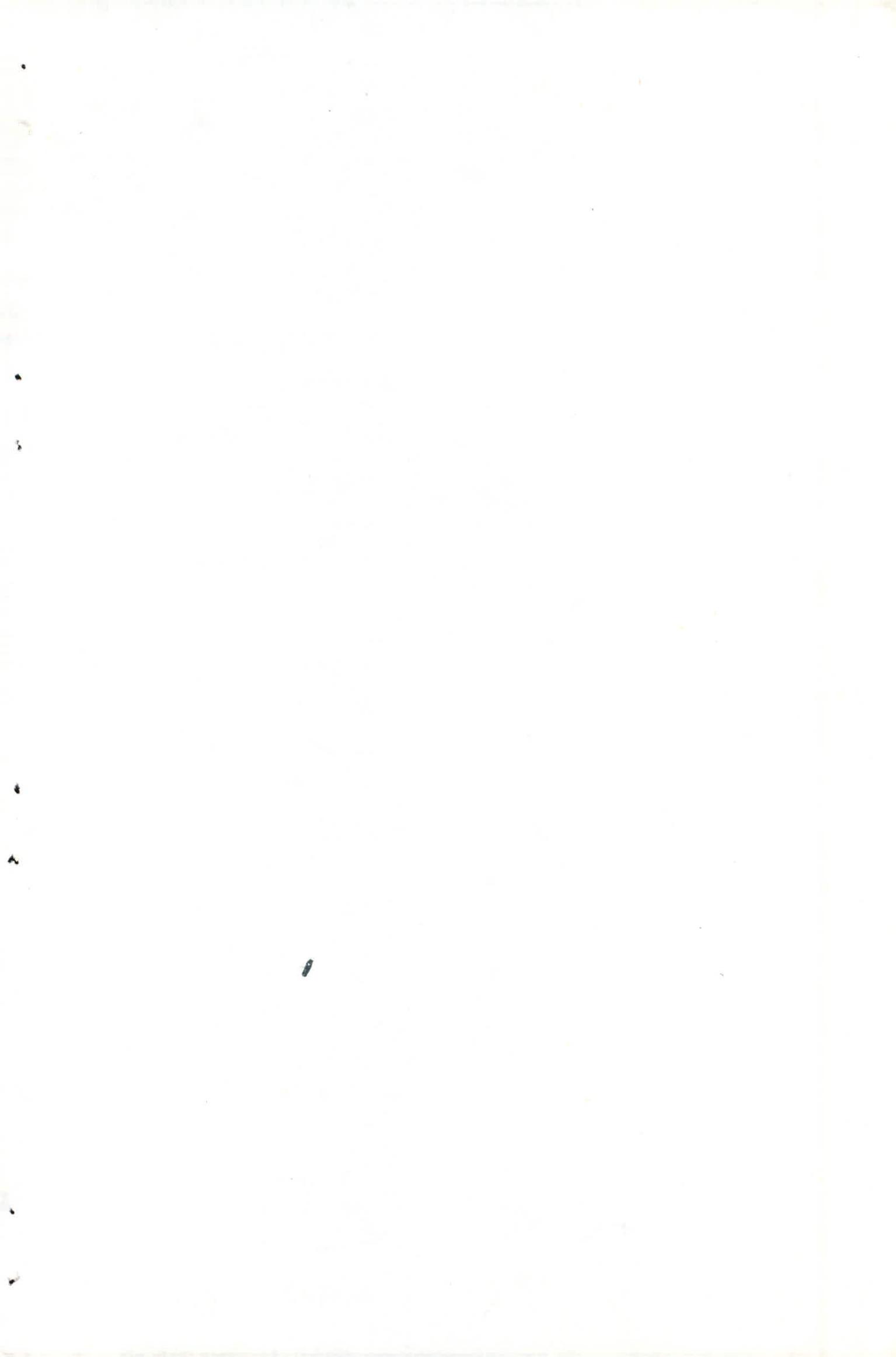
Dirigé par :

SAMRI A.  
LAOUAR L.

Etudié par :

Mr BOUDENE

Promotion : Juin 1984



Etudiants: SAMRI . A  
LAOUAR . L

## Resumé

La présente thèse traite l'étude du réseau d'alimentation en eau potable et l'assainissement de la commune de Magrane w Biskra. L'A.E.P comprend: Adduction par refoulement à partir du forage jusqu'au réservoir et la distribution d'eau aux usagers. Quant à l'assainissement elle comporte l'étude du dimensionnement du collecteur principal, une station de relevage et le rejet se fera dans les dunes.

## Summary

The present thesis treat the studying of pipe line for water supply and the waste water of the program Magran Biskra's wilaya. L'A.E.P. comport the adduction by repression from the drilling to one over head tanks water distribution which comport 6 stitcher the waste water contain the dimension's studying of the principal main sewer and the elevated station, the rejection it will be by the dune.

## الموضوع

هذه الاطروحة تعالج دراسة شبكة تموين المياه الصالحة للشرب وشبكة المياه الملوثة لبلدية مقران ولاية بسكرة. فالمياه الصالحة للشرب تمتص من بئر بواسطة مضخة واصالها الى خزان عن طريق انبوب التعذية وتوزيع المياه على السكان أما دراسة تصريف المياه الملوثة فتحتوي على قياسية الانبوب المجمع الرئيسي الذي يجمع المياه ويصلها الى محطة اعادة الصخ لرفع المنسوب ويتم رمي المياه بالجبال الرملية

## REMERCIEMENTS

---

Nous remercions vivement notre promoteur Monsieur BOUDENE, pour ses conseils et son encadrement efficace.

Nous tenons, aussi, à remercier tous ceux qui ont contribué à notre formation d'ingénieurs, ainsi qu'aux membres du Jury qui sauront apprécier notre travail.

## DEDICACES

---

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

- . A la mémoire de ma Chère et regrettée Mère
- . A mon Père; pour tout le sacrifice qu'il a consenti à mon égard pour que je réussisse.
- . A mes frères
- . A ma soeur, à son mari, à mes neveux et nièces
- . A ma fiancé pour son soutien moral
- . A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

S. Abdeljalil

DEDICACES

---

JE DEDIE CE MODESTE OUVRAGE

- . A MES PARENTS
- . A LA MEMOIRE DE MA MERE QUI A TANT SACRIFIE POUR ATTEINDRE MON BUT
- . A MA SOEUR POUR SON SOUTIEN MORAL
- . A MA NIECE QUI EST L'ORIGINE DE TOUTES MES PROMESSES
- . A MON NEVEU ET A MON COUSIN RADOUANE AINSI SOLTANE
- . A MON AMI MOURAD ET SA FAMILLE POUR LEUR SOUTIEN MORAL
- . A MES AMIS : RAOUF, NADJIB, KAMEL AINSI A TOUS CEUX QUI M'ONT AIDES DE PRES OU DE LOIN

L. LAZHAR

1ère P A R T I E

ALIMENTATION EN EAU POTABLE

--- TABLE DES MATIERES ---  
-----0o0-----

CHAPITRE I :

- 1.- Introduction
- 2.- Situation géographique
- 3.- Situation topographique
- 4.- Climatologie
- 5.- Situation actuelle en alimentation.

CHAPITRE II :

- 1.- Démographie
- 2.- Evolution de la population
- 3.- Evaluation des besoins en eau
  - . besoin en eau pour l'Horizon 2000
  - . besoin en eau pour l'Horizon 2010

CHAPITRE III :

Inventaires des ressources

CHAPITRE IV :

Etude des problèmes posés par les variations de débit.

CHAPITRE V :

Réservoir :

- 1.- Rôle du réservoir
- 2.- Capacité du réservoir
- 3.- Dimensionnement
- 4.- Emplacement
- 5.- Equipements du réservoir.

1

2

8

9

12

CHAPITRE VI :

Adduction :

- 1.- Choix du tracé
- 2.- Choix du type du tuyau
- 3.- Calcul du diamètre économique
- 4.- Choix de la pompe
- 5.- Point de fonctionnement.

CHAPITRE VII :

Protection des conduites contre le coup de BELIER.

- 1.- Généralités
- 2.- Moyens de protection
- 3.- Etudes.

CHAPITRE VIII :

Réseau de distribution :

- 1.- Dimensionnement de la conduite de distribution
- 2.- Choix du type du réseau
- 3.- Détermination des débits aux noeuds
- 4.- Calcul du réseau maillé.
- 5.- Calculs des pressions au sol
- 6.- Equipement du réseau.

## CHAPITRE IX :

### Protection contre la corrosion

- 1.- Définition de la corrosion
- 2.- Risques de Corrosion
- 3.- Corrosion interne
- 4.- Corrosion Externe
  - a) principe de protection cathodique
  - b) enrobage.

## CHAPITRE X :

### Pose des conduites :

- pose des conduites en tranché
- traversée des routes
- désinfection des conduites.

1.- Introduction :

L'objet, de notre étude consiste à l'alimentation en eau potable du centre d'EL-MAGRANE .

2.- Situation Géographique :

Le centre d'El-Magrane , localisé dans la commune de OLIBILA (chef lieu de la commune), daïra d'El-Oued, (W) BISKRA; se trouve à 5 km environ au nord du Chef lieu communal.

3.- Situation Topographique :

Le centre d'EL-MAGRANE présente un relief assez ondulé, caractérisé par de faibles pentes.

4.- Climatologie :

L'étude climatologique est nécessaire pour tout projet en hydraulique afin de se permettre la connaissance des possibilités de présence d'eau en liaison avec l'étude géologique; l'aspect climatologique de la région se caractérise par un hiver assez froid, par un été chaud et sec; la pluviométrie est faible et rare.

5.- Situation actuelle :

Ce centre est alimenté par un forage non cartésien raccordé directement au réseau.

Le réseau de distribution a été installé en 1950.

A cet époque on avait procédé à un réseau ramifié, or l'état actuel de ce dernier s'est avéré très vétuste mal structuré et même dépassé; on est amené au renouvellement rationnel du réseau.

## 1.- Démographie :

La croissance démographique, le sort économique et l'élévation du niveau de vie, sont les causes principales de l'accroissement des besoins en eau.

Les structures démographiques du centre d'EL-MAGRANE présente approximativement les même caractéristiques connues en Algérie. En effet ce centre comptait en 1977 : 3.500 habitants.

## 2.- Evolution de la population :

Elle est évaluée selon la formule des intérêts composés :

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

$P_n$  : Population future à l'horizon considéré

$P_0$  : population actuelle

$n$  : différence d'année entre les deux horizons considérés

$T$  : taux de croissance de la population

$$T = 3,25 \%$$

- Calculs de l'évolution de la population pour les différentes horizons 2.000 et 2.010. :

$$P_{1977} = 3.500 \text{ habitants}$$

$$P_{2000} = 3.500 (1 + 0,0325)^{23} = 7.304 \text{ habitants}$$

$$P_{2010} = 7.304 (1 + 0,0325)^{10} = 10.056 \text{ habitants}$$

3.- Evaluation des besoins en eau potable :

3

- Besoins en eau pour l'Horizon 2.000 :

a) besoins domestiques :

Centre	Population	dotation l/j/ habitant	consommation total M3/J.
EL-MAGRANE	7.304	150	1.095,60

b) besoins scolaires :

nature d'établissement	nombre d'élèves	dotation l/j/élève	consomm. Jour M3/j.	total
Ecole	1.560	100	156	286
C.E.M.: Interne	500	100	50	
C.E.M.: Externe	300	100	30	
Cantine	500	100	50	

c) besoins sanitaires :

nature d'établissement	nombre de malade	dotations l/j/mal.	consom., jour M3/j.	total m3/j.
.Unité de soins	100	50	5	30
.Polyclique	100	250	25	

d) Besoins municipaux :

nature d'équipement	capacité, nomb. ou surface	dotations P/j/...	consom, jour M3/j.	total M3/J.
maison de jeunes	70 Jeunes	100 l/j/jeune	7	
Agence postale	5 emp.	25 l/j/emp.	0,22	
Mosquée	400 fidèles	25 l/j/fid.	16,7	
Café	1	1200 l/j/1	1,2	
Gargotier	3	1200 l/j/1	3,6	
Boulangerie	2	1200 l/j/1	2,4	
Hammam	100 postes	200 l/j/poste	20	
Abattoir	10 Ttes	500 l/j/tête	5	
Marché couvert	900 M2.	5 l/j/M2	4,5	
Parc de parkings	4000 empl.	10 l/j/empl.	40	
Poulailler	3000 poules	1 l/j/poule	12	

- Tableau récapitulatif

Types des besoins	consommation par jour M3/J.	TOTAL M3/J.
. besoins domestiques	1095,60	1.524,22
. besoins scolaires	286	
. besoins sanitaires	30	
. besoins municipaux	112,62	

- Tableau récapitulatif des différents types de besoins avec une majoration de 15 %

Type de besoins	consom./jour M3/J	majoration 15 %	consom./jour totale M3/J.	TOTAL M3 / J.
Besoins domes- tiques	1095,60	164,34	1.259,94	1.752,85
Besoins sco- laires	286	42,90	328,90	
Besoins sani- taires.	30	4,50	34,50	
Besoins muni- cipaux	112,62	16,89	129,51	

- Besoins en eau pour l'Horizon 2010 :

a) besoins domestiques.

centres	population	dotation l/j/hab.	cons./J.- M3/J.
EL-MAGRANE	10056	150	1.508,40

Vu : le manque de données, concernant l'extension de centre d'EL-MAGRANE; on l'a prévoit nous même. Pour ce, on augmente les besoins en eau scolaires, sanitaires et municipaux en multipliant ceux calculés pour l'Horizon 2000 par un coefficient " K " qui est obtenu comme suit :-

- nous avons fait le rapport entre le nombre de population à l'horizon 2010 et celui de l'horizon 2000

$$K = \frac{10056}{7304} = 1,38$$

d'où, on obtient :

- b - besoins scolaires : 394,68 m3/J.
- c - besoins sanitaires : 41,40 m3/J.
- d - besoins municipaux : 155,42 m3/J.

- Tableau récapitulatif des différents types de besoins :

Types des besoins	consommation/Jour - M3/J.	Total M3/J.
Besoins domestiques	1.508,4	2.099,90
Besoins scolaires	394,68	
Besoins sanitaires	41,40	
Besoins municipaux	155,42	

- Tableau récapitulatif compte tenu d'une majoration de 20 %

Types des besoins	Consom. Jour M3/J.	majoration de 20 %	Consom./jour totale M3/J.	Total M3 / J.
Besoins domestiques	1.508,40	301,68	1.810,10	2.519,90
Besoins Scolaires	394,68	78,94	473,62	
Besoins Sanitaires	41,40	8,28	49,68	
Besoins Municipaux	155,42	31,08	186,50	

## CHAPITRE III

## Inventaires des ressources :

Le centre d'EL-MAGRANE est alimenté par un forage dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$\begin{aligned} X &= 891,80 \\ Y &= 338,45 \\ Z &= 60,00 \text{ m (T-N)} \end{aligned}$$

niveau dynamique : - 25 m.

- débit  $Q$  : 50 l/s.

- Bilan pour l'horizon 2.000 :

besoins totaux :  $1.752,85 \text{ m}^3/\text{J} = 20,29 \text{ l/s}$   
 ressources disponibles : 50 l/s.

d'où un supplément de :  $50 - 20,29 = 29,71 \text{ l/s}$

- Bilan pour l'Horizon 2010 :

besoins totaux :  $2.519,90 \text{ M}^3/\text{J} = 29,17 \text{ l/s}$   
 ressources disponibles : 50 l/s.

d'où un supplément de :  $50 - 29,17 = 20,83 \text{ l/s}$

## Conclusion :

on remarque que le débit exploité actuellement de 50 l/s est suffisant pour répondre aux besoins en eau demandés pour le centre d'El-Magrane aux différents Horizon 2000 et 2010.

## CHAPITRE IV :

Etude des problèmes posés par les variations des débits:

Les problèmes posés par les variations des débits sont :

- les variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de la population.
- les variations mensuelles selon l'importance de la ville.
- les variations journalières, selon les jours de la semaine qui accuse une pointe dans la consommation.
- les variations horaires qui représentent la variation la plus importante aux heures de pointe.

en raison de toutes ces variations, on applique au débit moyen un coefficient de majoration afin d'obtenir la valeur du débit de pointe du jour le plus chargé de l'année.

ce coefficient varie entre 1,15 et 4,80.

Dans notre étude, nous avons évalué les valeurs des coefficients  $K_j$ ,  $K_o$ ,  $K_p$  selon les normes communiquées par la S.ET.HY.CO.

1.- Coefficient journalier :

$$K_j = 1,1 \div 1,3$$

$$K_j = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

On prend :

$$K_j = 1,2$$

2.- Coefficient horaire :

$$K_o = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire.}}$$

Ko est calculé comme suit :-

$$K_o = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max}$$

$\alpha_{\max}$  varie entre 1,2 et 4

on prend :

$$\alpha_{\max} = 1,3$$

tandis qu'à  $\beta_{\max}$ , coefficient qui varie suivant le nombre de population donné par le tableau qui suivra (page.....).

dans notre cas, on a une population comprise entre 10.000 et 20.000 pour cela, on prend :

$$\beta_{\max} = 1,3$$

d'où :

$$K_o = 1,3 \cdot 1,3 = 1,69$$

3.- Le coefficient de pointe  $K_p$  :

$$K_p = K_j \cdot K_o = 1,2 \cdot 1,69 = 2,028$$

Par la consommation maximale, on dimensionne le réseau de distribution, le réservoir et les conduites principales partant de ce dernier :

Le débit horaire de pointe  $Q_p$  sera :

$$Q_p = K_p \cdot Q_{\max}$$

Tableau des consommations maximale et de pointe :

HORIZON	consom./jour M3/J	consom.Max/Jour M3/J	consom.de pointe horaire M3/H.	consom.de pointe l/s.
2010	2.519,90	3.023,88	255,52	71

Tableau donnant le coefficient Bmax :

Habitants	1000	2500	6000	10.000	20.000	50.000
Bmax	2	1,6	1,4	1,3	1,2	1,15

## CHAPITRE V :

12

### Réservoirs :

#### 1.- Rôle :

Les réservoirs permettant une marche plus uniforme des pompes, de lutter efficacement contre l'incendie, d'emmagasiner l'eau pour le distribuer par la suite.

Ils assurent aussi l'alimentation du réseau de distribution en cas de détérioration des ouvrages à l'amont :

- panne électrique
- éclatement de la conduite de refoulement etc...

#### 2.- Capacité :

Les calculs de la capacité du réservoir tient compte de la répartition journalière maximale du débit de consommation dans notre cas par les coefficients horaires.

Le réservoir doit pouvoir emmagasiner la différence du volume maximum et la différence du volume minimum entre l'apport et la consommation.

Le volume du réservoir sera au moins égal à la somme de ces deux différences en valeurs absolue plus la réserve d'incendie.

Pour calculer le volume du réservoir on distingue deux méthodes :

a- méthode analytique :

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

Les volumes  $\Delta V \max^+$  et  $\Delta V \max^-$  sont respectivement les excès et les insuffisances lors des différents heures de la journée.

$\Delta V$  = volume apport - volume consommé.

Volume apport : volume maximum journalier.

$\Delta V_{ri}$  = volume de la réserve d'incendie qui est estimé à 120 M<sup>3</sup> (pour une durée d'extinction de 2 heures).

Volume consommé = volume apport  $\times \frac{ah \cdot 24}{100}$  (voir tableau)

b) méthodes graphique:

- représentation de la courbe d'apport
- représentation de la courbe de consommation.

Le volume est obtenu en sommant, en valeur absolue, les écarts des deux extrémums par rapport à la courbe d'apport.

$$(\Delta V_1) + (\Delta V_2) = \text{volume du réservoir.}$$

en ajoutant le volume de la réserve d'incendie on obtient le volume total du réservoir (graphe): 14.)

on trouve le volume d'eau à stocker :

$$V_+ = 699,575 \text{ M}^3.$$

on prendra un volume standard de 700 M<sup>3</sup>.

3.- Dimensionnement du réservoir :

on prend : une hauteur  $h = 5 \text{ m.}$

on a : un volume  $V = 700 \text{ m}^3.$

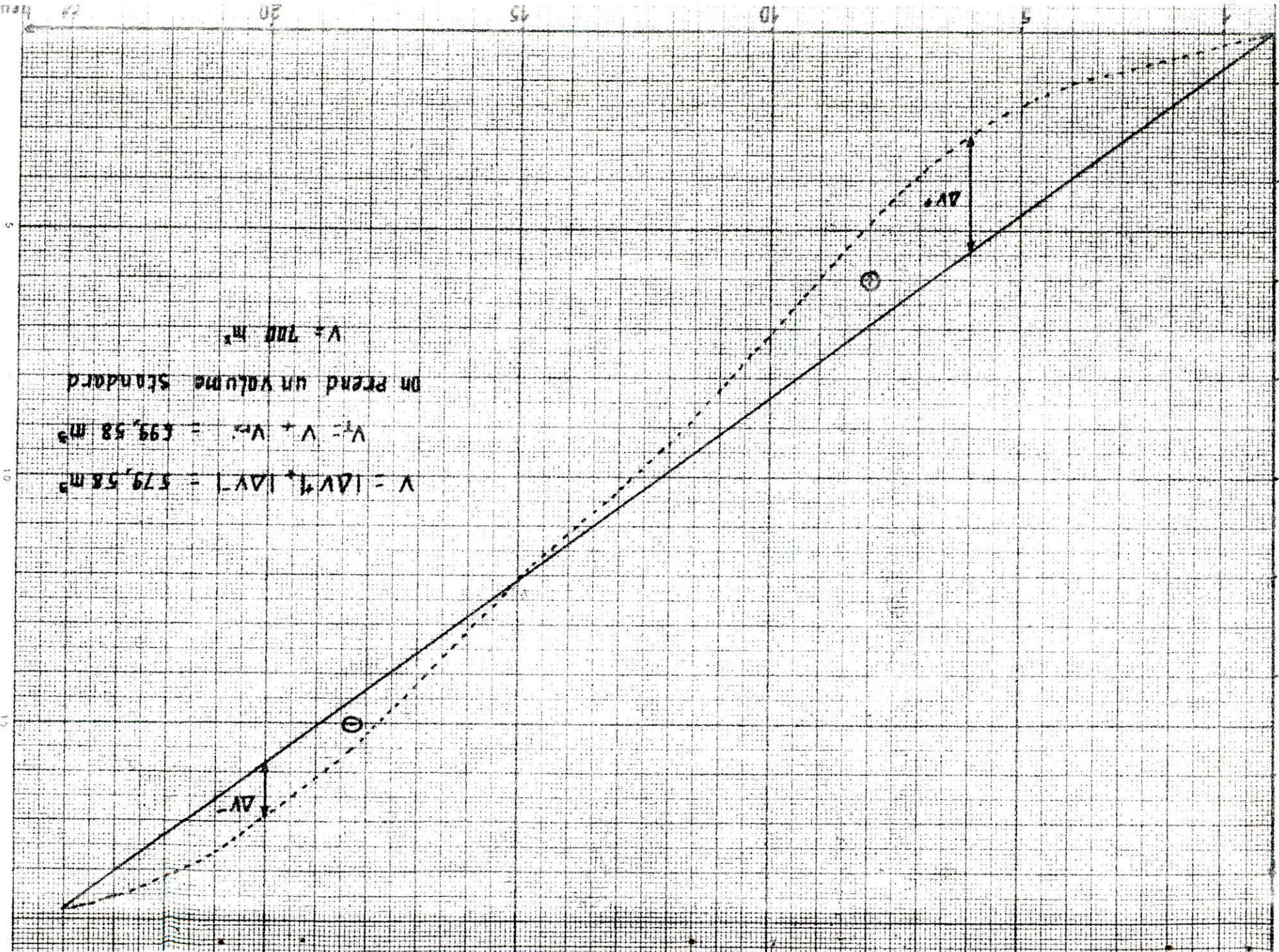
$$V = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot h}{4}$$

$$D_R = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 700}{314.5}} = 13,35 \text{ m.}$$

on prend : un diamètre de 14 m.

# CALCUL DE LA CAPACITE DU RESERVOIR

$\Delta t = 1h$	ah%	Volume en m <sup>3</sup>		volume cumulé		Différence $\Delta V$	
		Q. $\Delta t$	$\frac{Q.\Delta t \cdot 24.ah}{100}$	V apport	V consom	$\Delta V^+$	$\Delta V^-$
0-1	4,50	425,995	45,358	425,995	45,358	80,637	
1-2	4,50	"	45,358	254,99	90,716	164,274	
2-3	4,50	"	45,358	377,985	136,074	241,911	
3-4	1,50	"	45,358	503,98	184,432	322,548	
4-5	2,50	"	75,597	629,975	257,029	372,946	
5-6	3,50	"	105,836	755,970	362,865	<b>393,105</b>	
6-7	4,50	"	136,075	881,965	498,94	383,025	
7-8	5,50	"	166,313	1007,96	665,253	342,707	
8-9	6,25	"	188,992	1133,955	854,245	279,71	
9-10	6,25	"	188,992	1259,95	1043,237	216,713	
10-11	6,25	"	188,992	1385,945	1232,229	153,716	
11-12	6,25	"	188,992	1511,94	1421,221	90,719	
12-13	5,00	"	151,194	1637,935	1572,415	65,52	
13-14	5,00	"	151,194	1763,93	1723,609	40,321	
14-15	5,50	"	166,313	1889,925	1889,922	0,003	
15-16	6,00	"	181,433	2015,92	2071,355		55,435
16-17	6,00	"	181,433	2141,915	2252,788		110,873
17-18	5,50	"	166,313	2267,91	2419,101		151,191
18-19	5,00	"	151,194	2393,905	2570,295		176,39
19-20	4,50	"	136,075	2519,90	2706,37		<b>186,47</b>
20-21	4,00	"	120,955	2645,895	2827,325		181,43
21-22	3,00	"	90,716	2771,89	2918,041		146,151
22-23	2,00	"	60,478	2897,885	2978,519		80,634
23-24	1,50	"	45,358	3023,88	3023,87		0,003



$$V = 14V_1 + 14V_2 = 579,58 \text{ m}^3$$

$$V_1 = V + V_2 = 599,58 \text{ m}^3$$

on prend un volume standard

$$V = 700 \text{ m}^3$$

#### 4.- Emplacement du réservoir :

Compte tenu, de la topographie, des constructions existantes et celles projetées nous avons adopté un réservoir de type surélevé loin de 137 m. de forage. Afin de faciliter sa construction nous le plaçons près de la route.

Cette emplacement nous permet d'avoir une adduction minime et un rôle efficace du réservoir.

- la cote du radier du réservoir sera de telle sorte qu'ils n'y ait pas des pressions trop importantes sur les points les plus bas et des pressions faibles sur les points les plus élevés.

$$C_R = C_+ + H + h_{wi} + P_s + h_{we}$$

où :

$C_T$  : cote du terrain du point le plus élevé  $C_+ = 102,89$  m.

H : hauteur donnée en fonction du nombre d'étage.

dans notre projet,

on prévoit des immeubles de trois niveaux en différents endroits du centre.

$$H = R + 3 = 12 \text{ m.}$$

$h_{wi}$  : pertes de charges dans chaque étage.

$$\text{pour } R + 3, h_{wi} = 3 \text{ m.}$$

$P_s$  : colonne d'eau tenant compte des chauffes eau et douches.

$$P_s = 3 \text{ m.}$$

$h_{we}$  : pertes de charges linéaires dans la conduite de distribution.

$$h_{we} = J \cdot L = 0,32 \text{ m soit } h_{we} = 0,5 \text{ m.}$$

avec  $L = 82 \text{ m.}$

$J$  : gradient de perte de charge.  
(voir réseau de distribution).

La côte du radier sera :

$$C_R = 102,89 + 12 + 3 + 3 + 0,5 = 121,39 \text{ m. N.G.A.}$$

soit :

$$C_R = 121,40 \text{ m. N.G.A.}$$

La côte du trop-plein =  $121,40 + 5 = 126,40 \text{ m. N.G.A.}$

5.- Equipement du réservoir :

L'arrivée de l'eau dans le réservoir s'effectue par surverse et en chute libre pour favoriser l'oxygénation de l'eau car les eaux souterraines sont pauvres en  $O_2$  le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20 m. au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des boues, qui pourraient éventuellement décanter dans la cuve.

Afin de faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée.

- Conduite de trop-plein.:

elle est destinée à maintenir le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir.

A son extrémité, la conduite devrait être en forme de siphon pour éviter l'introduction des corps nocifs dans la conduite.

17

**Vidange :**

La conduite de vidange sera prévue placer à la partie inférieure de la cuve; cette conduite servira à vider la cuve en cas de réparation comme aussi à évacuer les dépôts. Elle sera reliée à la conduite du trop-plein et muni d'un robinet vanne.

**Robinet flotteur :**

Le réservoir sera équipé d'un robinet flotteur qui obture la conduite d'arrivée, il s'ouvrira quand le niveau d'eau sera minimal et il se fermera quand l'eau atteindra son niveau maximale.

**Conduite by-pass :** c'est la conduite reliant la conduite de distribution et d'adduction.

Elle sera munie d'un robinet-vanne qui sera fermé en cas de marche normale et ouvert en cas de vidange ou de réparation de la cuve.

**- Réservoir d'incendie :**

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter normalement contre un incendie, on interditera l'utilisation en service normale et on la rendra accessible par la manoeuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité.

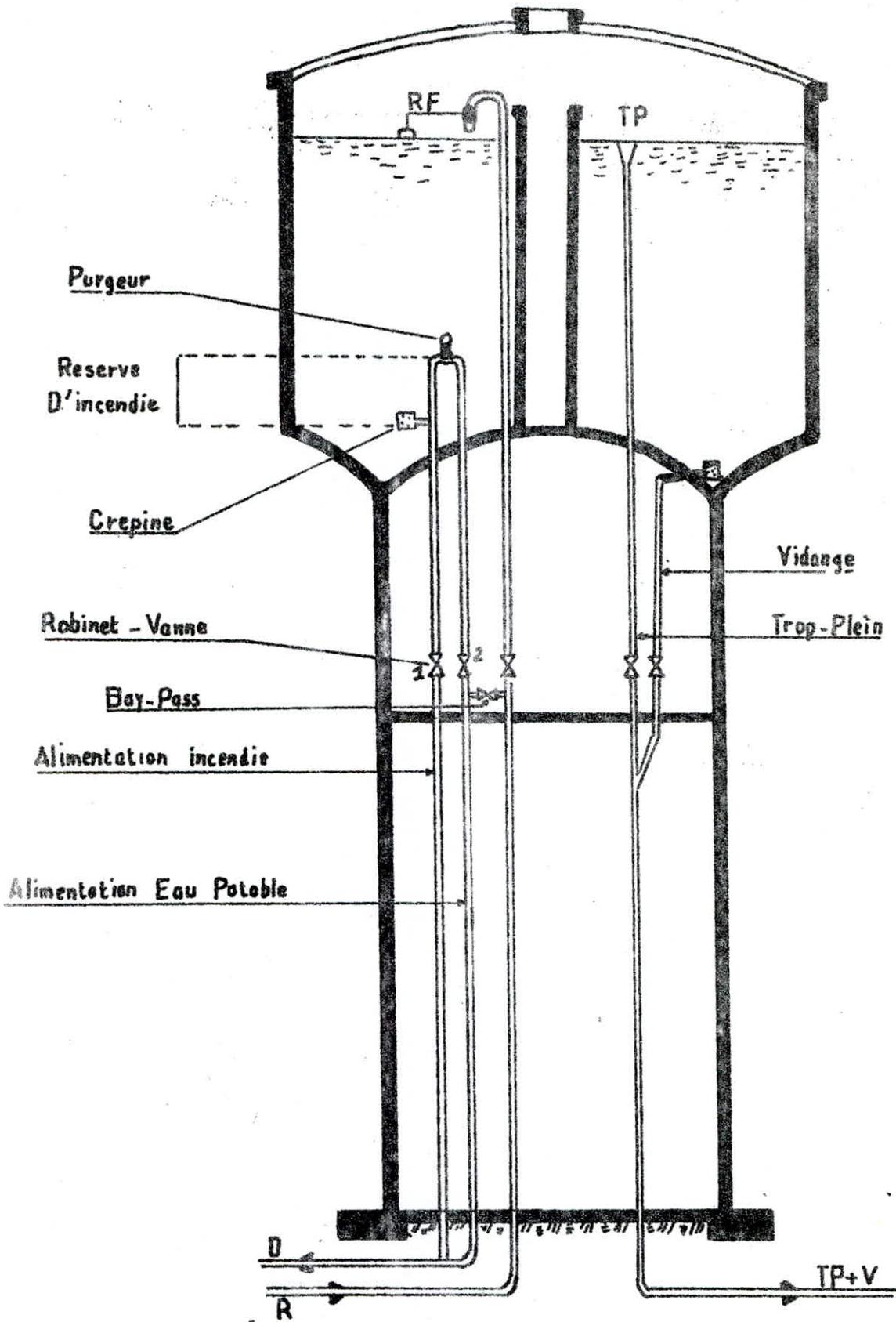
(la figure suivante) en cas de service normal la vanne 1 fermée et 2 ouverte; en cas de sinistre on ouvre la vanne 1 pour que la réserve puisse être renouvelée.

**- Entretien du réservoir :**

Le réservoir devra être couvert et aéré.

L'aération s'effectuera par des ouvertures grillagées ainsi que quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre pour laisser passer la lumière le réservoir devra être aménager de façon que l'eau circule régulièrement à l'intérieur et devra être parfaitement étanche.

# SCHEMA DE FONTAINERIE



CHAPITRE VI :

Adduction :

1.- Choix du tracé :

en vue de l'établissement de la conduite d'adduction, on tient compte de certains impératifs qu'on respectera dans la mesure du possible.

- choix du tracé le plus court et le plus direct entre le forage et le réservoir.
- la recherche d'un profil en long assez régulier que possible; il doit être ascendant.
- suivre selon les possibilités, les accotements des routes pour faciliter l'acheminement du matériel pour les travaux, les éventuelles réparations, l'entretien et l'accès au réservoir.
- Eviter les contres-pentes car les points hauts formés donnent naissance à la formation des poches d'air qu'il emporte; dans le cas contraire d'évacuer au moyen des ventouses disposées en ces points.
- éviter autant que possibles les forêts, les bois et les zones marécageuses.
- réduire les traversées des routes.
- en changement de direction les coudes doivent être larges que possible pour éviter les butées importantes.

2.- Choix du type du tuyau :

Généralement les tuyaux les plus utilisés pour l'adduction sont en acier, en amante ciment, en béton précontraint, en béton armé, en plyphlorure de vinyle (P.V.C.).

- Dans notre projet, les tuyaux utilisés seront en acier car ils sont disponibles dans le marché, supportant des pressions élevées et ils sont économiques, les longueurs sont normalisées de 10 m. à 20 m.

### 3.- Calcul du diamètre économique :

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées.

En effet plus le diamètre est petit pour un même débit à surélever plus la perte de charge sera grande et plus le moteur d'entraînement sera grand (l'énergie sera grande).

La détermination du diamètre économique pour la conduite de refoulement est une optimisation entre les coûts d'investissements qui croissent avec le diamètre de la canalisation et les coûts de l'énergie de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de diminution des pertes de charges.

#### 1.- Pertes de charges :

$$DH_T = DH_S + DH_F$$

La perte de charge totale est la somme des pertes de charges singulières et les pertes de charges dues au frottements. Les pertes de charges singulières peuvent être exprimées en fonction de la longueur équivalente " Le " de la conduite qui occasionne la même perte de charge linéaire lors du passage d'un débit ;

D'après DARCY WEISBACH :

$$DH_S = f \cdot \frac{Le \cdot V^2}{D \cdot 2g}$$

Le : longueur équivalente

f : coefficient de frottement

V : vitesse d'écoulement

D : diamètre de la conduite.

Les pertes de charges singulières varient essentiellement suivant le type de singularité (compteur de débit, vannes, coudes) que comprend l'adduction

dans notre projet on les estime à 15 % des pertes de charges dûes aux frottement. Ces dernières sont exprimés par la formule suivante :

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

$L_G$  : longueur géométrique.

donc les pertes de charges totales seront :

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

$$\Delta H_f = 0,0028 \frac{f \cdot L_G Q^2}{D^5}$$

$$\text{Alors : } \Delta H_T = 0,09522 \frac{f \cdot L_G Q^2}{D^5}$$

2.- Calcul du coefficient de frottement :

Il est calculé à l'aide de la formule de Colébrook :

$$f_c = \left[ -0,86 \ln \left( \frac{E}{3,7 \cdot D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{f_c}} \right) \right]^{-2}$$

$E$  : rugosité absolue :  $4 \cdot 10^{-4}$  m.

$\text{Re}$  : nombre de Reynolds :  $\text{Re} = \frac{V \cdot D}{\nu}$  qui caractérise le régime de l'écoulement.

$\nu$  : viscosité cinématique de l'eau :  $10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s.

Le calcul se fait par itération, en prenant comme première approximation la valeur du coefficient de frottement de NIKURADSE :

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

3.- Calcul de la hauteur manométrique :

$$H_{mt} = H_g + 1,15 J.L$$

$H_g$  : hauteur géométrique de refoulement

$J.L$  : la perte de charge totale.

- puissance absorbée :

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

$\eta$  : rendement de la pompe.

- Energie :

$$E = P \cdot 24 \cdot 365$$

- Tarif de l'énergie (e) :

$$e = a + c \cdot P_c + d \cdot P_a + \sum e_n \cdot \eta_h$$

a : redevance fixe = 28 DA/mois.

C.P.C. : puissance mise à disposition.

d.Pa : puissance absorbée

$\sum e_n \cdot \eta_h$  : consommation effective de l'énergie (DA/KWH)

C.Pc + d.Pa : terme de puissance

c = 2,10 DA/KW/mois  
 d = 9,8 DA/KH/mois.

En générale, on distingue trois tarif d'énergie au cours de la journée :

- heures de pointe : 17H 21H,  $eh_1 = 0,4735$  DA/KWH

$$n_1 h_1 = \frac{4}{24} = 0,167$$

- heures pleines : 6 H - 17 H  
 21H - 22 H 30 ,  $eh_2 = 0,082$  DA/KWH

$$n_2 h_2 = \frac{12,5}{24} = 0,521$$

- heures creuses : 22H 30 - 6H ,  $eh_3 = 0,0248$  DA/KWH

$$n_3 h_3 = \frac{7,5}{24} = 0,312$$

$$\begin{aligned} - \sum eh.nh &= eh_1 . nh_1 + eh_2 . nh_2 + eh_3 . nh_3 . \\ &= 0,167 . 0,4735 + 0,0981 . 0,521 + 0,0248 . 0,312 \\ &= 0,1379 \text{ DA/KW mois.} \end{aligned}$$

d'où le tarif de l'énergie :

$$e = 0,19 \text{ DA/KWH.}$$

- Frais avec l'annuité :

l'annuité est déterminée par la formule suivante :

$$A = \frac{I}{(1 + I)^n - 1} + I = 0,09.$$

I : taux d'annuité : 8 % (adopté en ALGERIE)  
 n : nombre d'année d'amortissement : 30 ans.

- le diamètre économique est celui qui est conservé à la plus faible somme des frais d'amortissements et ceux d'exploitations.

Calcul de l'adduction :  $S_T$  au réservoir :

- dans notre cas, on envisage deux variantes :

a) refoulement 24/24

$$Q = \frac{3.023,88}{24.3600} = 0,035 \text{ m}^3/\text{s} = 35 \text{ l/s}$$

- la puissance :  $P = \frac{g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} + P = 0,53955 \text{ Hmt}$

$P$  = perte de puissance en Kw .  $P = 10 \%$

$$H_{mt} = H_g + 1,15 \text{ J.L.}$$

$$H_g = 51,90 \text{ m.}$$

- Energie consommée :

$$E = P \cdot 365 \cdot \eta .$$

$\eta$  = nombre d'heures de fonctionnement.

Calcul :

en utilisant la formule de BONIN :

$$D = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{0,035} = 0,187 \text{ m.}$$

$$D = 0,187 \text{ m correspondant à une vitesse de } 1,27 \text{ m/s}$$

On prend :

$$\eta = 70 \%$$

D (mm)	V (m/s)	R 104	FN	FC	J	1,15, J.L. (m)	HmT (m)
150	1,98	29,7	0,02570	0,02633	0,035074	5,53	57,43
200	1,11	22,2	0,02378	0,02470	0,007755	1,22	53,12
250	0,71	17,75	0,02243	0,02369	0,002434	0,38	52,28
300	0,50	15	0,02141	0,02303	0,000978	0,15	52,05

Frais d'amortissement :

D (mm)	Prix de la cond. DA/ml	Longueur	Prix total de la conduite DA	Annuité DA
150	184,93	137	25.335,41	2.250,47
200	229,56	"	31.449,72	2.793,58
250	267,22	"	36.609,14	3.251,88
300	333,07	"	45.630,59	4.053,22

Frais d'exploitation :

D (mm)	Puissance (KW)	Energie KWH/AN	Prix de l'énergie à 0,19 DA / kWh
150	30,99	271.472,4	51.579,76
200	28,66	251.061,6	47.701,70
250	28,20	247032	46.936,08
300	28,08	245.980,8	46.736,35

Bilan :

Diamètre (mm)	150	200	250	300
Frais d'amortissement.	2.250,47	2.793,58	3.251,88	4.053,22
Frais d'exploitation	51.579,76	47.701,70	46.936,08	46.736,35
TOTAL :	53.830,23	50.495,28	50.187,96	50.789,57

b) refoulement 20H / 24H.

$$Q = \frac{3023,88}{20 \cdot 3600} = 0,042 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$D = \sqrt{Q'} = \sqrt{0,042'} = 0,205 \text{ m}.$$

Puissance :

$$P = \frac{9,81 \cdot 0,042 \cdot 1,10 \text{ HmT}}{0,7} = 0,64745 \text{ Hmt}.$$

Prix de l'énergie :

$$e \cdot Eh = \frac{12,5}{20} - 0,0981 + \frac{7,5}{20} \cdot 0,0248 = 0,0706.125 \text{ DA KWH}.$$

D (mm)	V M/s	R 104	FN	FC	J	HT (m)	HmT (m)
200	1,34	26,8	0,02378	0,02457	0,011243	1,77	53,67
250	0,86	21,5	0,02243	0,02350	0,003543	0,59	52,49
300	0,59	17,7	0,02141	0,02282	0,001349	0,21	52,11
350	0,44	15,4	0,02061	0,02233	0,000734	0,011	51,91

## Frais d'amortissement

D (mm)	Prix de la conduite DA/ml	longueur (m)	prix de la conduite DA	Annuité DA
200	229,56	137	31.449,72	2.793,58
250	267,22	137	36.609,14	3.251,88
300	333,07	137	45.630,59	4.053,22
350	437,60	137	59.951,2	5.325,29

## Frais d'exploitation

D (mm)	Puissance (Kw)	Energie KWH/AN	Prix de l'énergie à 0,0706
200	34,75	253.675	17.912,63
250	33,99	248.127	17.520,87
300	33,74	246.302	17.392
350	33,61	245.353	17.324,99

## Bilan :

Diamètres en (mm)	200	250	300	350
Frais d'amortissement	2.793,58	3.251,88	4.053,22	5.325,29
Frais d'exploitation	17.912,63	17.520,87	17.392	17.324,99
TOTAL	20.706,21	20.772,75	21.445,22	22.650,28

- Conclusion :

- Dans le premier cas c'est à dire refoulement 24 heures sur 24 heures le diamètre économique c'est le 250 mm.
- dans le deuxième cas c'est à dire refoulement 20 heures sur 24 heures le diamètre économique c'est le 200 mm.

Choix :

nous choisissons la deuxième variante pour deux hypothèses importantes :

- refoulement 20 heures sur 24 Heures
- plus économique que la première variante.

4) Choix de la pompe :

nous choisissons une pompe à axe vertical.

Type MEN 100 - 200

$N = 2900$  tr/min

$\eta = 73$  %

- Point de fonctionnement de la pompe :

Il est donné par l'intersection (P') de la caractéristique de la pompe et celle de la conduite.

$\Delta h = f(Q)$ . Pour le conduite du forage au réservoir, le point P correspond à un débit de 151,2 M3/h et à une hauteur de 53,67 m. est le point de fonctionnement désiré.

En vue de rapprocher ce débit, on envisage plusieurs solutions :

Première Solution :

- Si on accepte la caractéristique de la conduite telle qu'elle est, le débit exploité sera supérieur à celui désiré et la durée de pompage sera diminuée :

$$Q = 151,2 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le volume sera :

$$V = Q \cdot T = 151,2 \cdot 20 = 3024 \text{ m}^3.$$

Le temps de remplissage se réduit :

$$T = \frac{3024}{192,86} = 15,68 \approx 16 \text{ heures}$$

Dans ce cas la puissance absorbée sera :

$$P = \frac{9,81 \cdot 0,05357 \cdot 54,80}{0,73} = 39,45 \text{ Kw}$$

avec une majoration de 10 %, on obtient :

$$P = 43,40 \text{ Kw.}$$

Deuxième solution :

celle-ci consiste à vanner sur le refoulement dans ce cas la consommation d'énergie augmente car ce vannage va créer une perte de charge de 0,5 m (P"-R)

On remarque que cette perte de charge mènera à une consommation d'énergie importante, cette solution présente des inconvénients.

Troisième solution :

Rognage de la roue initiale :

Il est à noter que le rognage n'est possible que s'il reste inférieur à 20 %.

Pour notre projet le débit à refouler  $q = 151,2 \text{ m}^3/\text{h}$  et la hauteur manométrique  $H_{mt} = 53,67 \text{ m}$ .

remarquant que sur le catalogue il n'y a pas une pompe qui satisfait ces caractéristiques.

Soit " D " le diamètre de la roue initiale; le diamètre de la roue rognée sera " d " et devra correspondre au débit désiré.

Posons :  $d = m \cdot d$  où m : coefficient de rognage remplaçant " d " par son expression dans la relation suivante :

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{D^2}{d^2} \quad \text{alors on aura :}$$

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

où q et h : coordonnées du point P

Q et H : coordonnées du point R

avec :

$$q = 151,2 \text{ M}^3/\text{h} \text{ et } h = 53,67 \text{ m}$$

$$Q = 160 \text{ M}^3/\text{h} \text{ et } H = 56,6 \text{ M.}$$

le coefficient de rognage sera égale :

$$m = \left[ \frac{q}{Q} \right]^{1/2} = \left[ \frac{151,2}{160} \right]^{1/2} = 0,97$$

- le pourcentage de rognage sera :

$$1 - 0,97 = 0,03 = 3 \%$$

avec un temps de pompage de 20h/24h et un rendement de 73%, sa puissance sera :

$$- P = \frac{9,81 \cdot 0,0444 \cdot 56,6}{0,73} = 33,77 \text{ Kw.}$$

avec une majoration de 10 %,  $P = 37,15 \text{ Kw.}$

Conclusion :

- on constate que la puissance absorbée de 43,40 Kw par réduction du temps de pompage est supérieure à celle obtenue par rognage de la roue; comme aussi le débit donné par la point (P') de 192,86 m<sup>3</sup>/h est supérieur au débit donné par le forage qui est de 183,50 m<sup>3</sup>/h.

Proposition :

on propose la pompe de série MEN 100 - 200 qui subira un rognage de la roue de 3 % .

Equipements de secours :

L'équipement de secours prend le relais en cas de panne électrique ou autre sur le groupe en fonctionnement.

Il comprend une pompe identique à celle en fonctionnement plus un groupe électrogène.

① Roue initiale

② Roue rognée

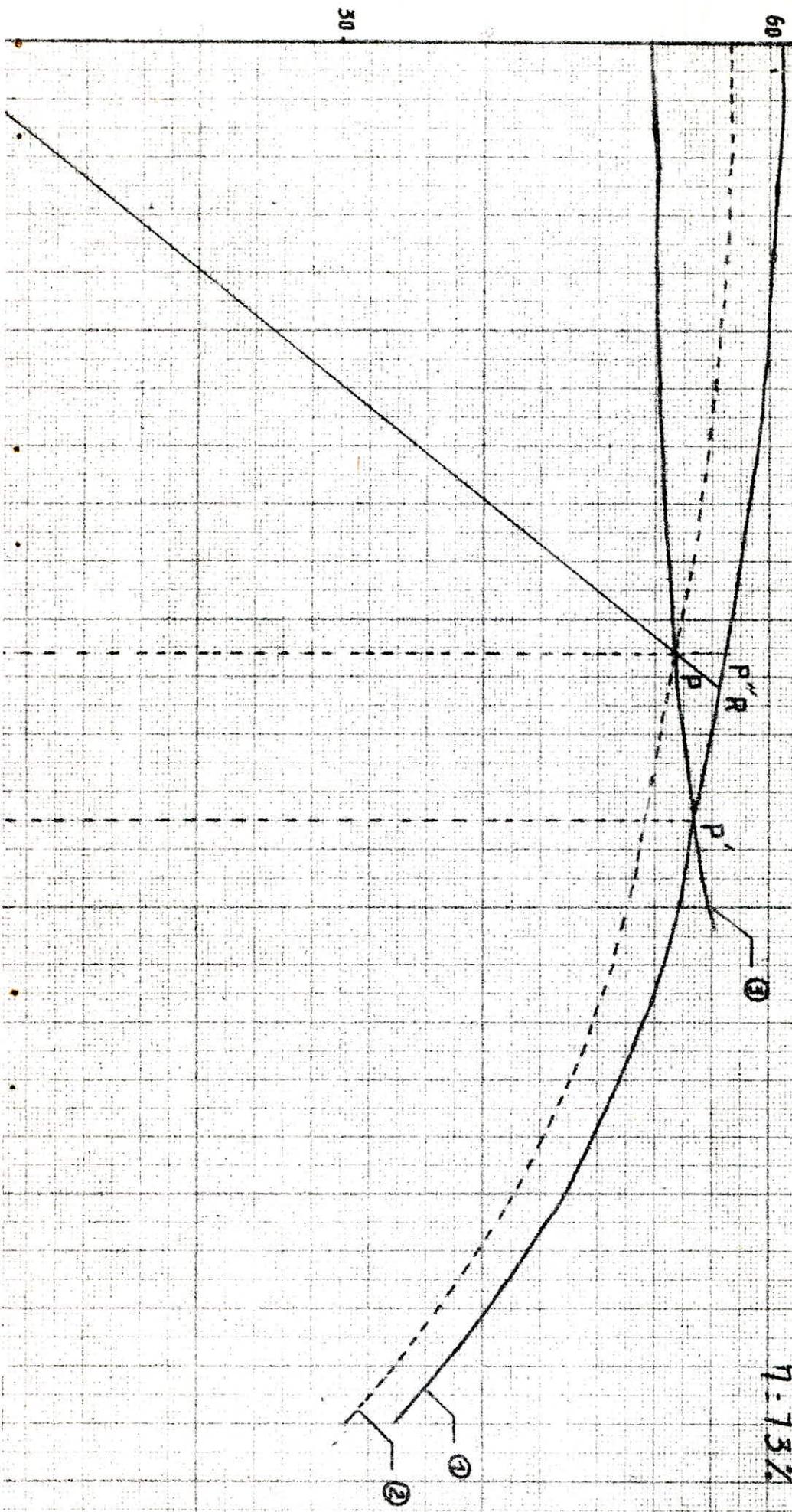
③ Caractéristique de la conduite

Type de pompe : JEUMONT-SCHNEID

Série : MEN 100.200

Pompe à axe verticale

$\eta = 75\%$



## CHAPITRE VII :

### PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER :

#### 1.- Généralités :

Lorsque dans un écoulement en charge, se produit des variations locales de débit ou de pression, il en résulte une modification générale du régime préexistant des débits et pressions. Ces derniers arrivent par manoeuvre de vanne, démarrage ou arrêt de pompe.

La modification du régime d'écoulement se manifeste en une série d'ondes de pressions qui se propagent tout le long de la conduite de refoulement 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 destinées à la protection des installations.

#### 2.- Moyens de protection :

Les principales variantes de protection sont :-

- le volant d'inertie : intervenant dans la protection contre les dépressions.
- les soupapes de décharges : intervenant dans la protection contre les surpressions.

L'utilisation de ces dernières nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive.

- les cheminées d'équilibre peuvent limiter les surpressions et les dépressions.

- Les réservoirs d'air :

Dans notre cas on optera pour ce dispositif de protection car, c'est très répandu pour la protection des conduites et stations de pompages pour une certaine gamme de débit et pression allant respectivement jusqu'à quelques l/s et quelques centaines de mètres. De plus ces réservoirs d'air sont excessivement simple de point de vue installation et facilement contrôlable.

### 3.- Etude du coup de Béliier au refoulement :

- le coup de béliier étant un phénomène exilatoire, il est caractérisé par une vitesse de propagation (célérité) qui est fonction de la nature du liquide et celle de la conduite :

$$a = \sqrt{\frac{K}{\rho}} \cdot \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{K \varnothing}{E \cdot e}}}$$

K : coefficient de compressibilité de l'eau =  $2,15 \cdot 10^9$  Pa

$\rho$  : masse volumique de l'eau =  $1.000$  Kg/m<sup>3</sup>

$\varnothing$  : diamètre de la conduite =  $200$  mm

E : module d'élasticité de la conduite =  $2 \cdot 10^{11}$  Pa. (acier)

e : épaisseur de la conduite =  $5$  mm.

d'où :

$$a = \sqrt{\frac{2,25 \cdot 10^9}{1000}} \cdot \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,2}{2 \cdot 10^{11} \cdot 0,005}}} = 1.226,17 \text{ m/s}$$

- les caractéristiques de refoulement :

$$L = 137 \text{ m}$$

$$e = 0,2 \text{ m}$$

$$H_g = 51,9 \text{ m}$$

$$Q = 0,042 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_0 = \frac{Q}{S} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \varnothing^2} = \frac{4 \cdot 0,042}{3,14 \cdot (0,2)^2} = 1,34 \text{ m/s}$$

où :  $V_0$  : vitesse d'écoulement au régime permanent.

- le phénomène d'oscillation, sans dispositif choisi pour la protection, peut atteindre une valeur maximale de :

$$h_{\max} = \frac{a \cdot V_0}{g} = \frac{1.226,17 \cdot 1,34}{9,81} = 167 \text{ m d'eau.}$$

les valeurs maximales de la pression dans la conduite peuvent atteindre au moment du retour d'onde :

Les valeurs maximales de la pression dans la conduite peuvent atteindre au moment du retour d'onde :

- la surpression :

$$H_g = H_g + h_{max} = 51,90 + 167 = 218,90 \text{ m.}$$

soit : 22 bars.

- la dépression :

$$H_d = H_g - h_{max} = 51,90 - 167 = - 115,10 \text{ m.}$$

soit - 12 bars.

d'où  $H_g$  : pression pendant le fonctionnement normal à l'extérieur de la conduite.

4.- Fonctionnement du réservoir d'air :

- ce dispositif est placé en tête de la conduite d'élévation, juste à l'aval du clapet.

Une quantité d'eau et d'air à la pression normale est emmagasinée dans le réservoir.

- Au moment d'un arrêt brusque de la pompe, le clapet se ferme, une partie d'eau est chassée dans la conduite en un temps  $t$ , d'où une propagation d'onde de dépression qui sera amorti opposé par la détente de l'air du réservoir. La pression de cet air est supérieur à celle qui s'exerce dans la conduite.

- pendant la deuxième phase, la vitesse diminue progressivement et s'annule, l'eau revient dans la conduite et remonte dans la cloche (réservoir).

Ce phénomène permet de réduire la surpression.

Afin de rendre cet effet plus marqué, on interpose entre le réservoir d'air et la conduite, un organe d'étranglement constitué d'une tuyère fonctionnant comme l'ajutage de BORDA; donnant lieu à une perte de charge plus importante à l'entrée qu'à la sortie. Le réservoir d'air protégera l'installation aussi bien à la dépression qu'à la surpression.

5.- Principe de calcul du réservoir d'air "arrêt brusque".

- Le calcul se fait à l'aide de l'épure de BERGERON, qui permet de déterminer les valeurs maximales de dépressions et de surpressions dans la conduite; en ayant les caractéristiques du réservoir d'air et on organe d'étranglement.

- Nous partons d'un volume initial du réservoir d'air

$U_0 = 0,0645$ , on se fixe la vitesse final  $V_f$  et on calcul 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 correspondante à la vitesse  $V$ .

- Les temps qui suivent selon les valeurs de  $\theta = \frac{2L}{a}$  l'augmentation  $\Delta u$  du volume d'air et du réservoir, ou sa diminution est exprimée par le volume d'eau qui circule dans la conduite de refoulement pendant le temps et avec une vitesse  $V_m$ .

- Pour le premier intervalle  $\theta$ ,  $V_{m1} = \frac{V_0 + V_f}{2}$

Le volume  $U$  d'air du réservoir sera égal alors à :  $U_0 + \Delta U$ ; pour les autres intervalles les volumes s'ajoutent quand l'eau monte et se retranchent quant l'eau descend.

- La nouvelle pression dans le réservoir sera exprimée on admettant que la détente du fluide s'effectue conformément à la loir de Poisson.

$(Z_0 + S_0) U_0^{1,4} = Z. U^{1,4}$

où :  $S_0$  : pertes de charges dans la conduite au régime normal.

- dimensionnement du dispositif d'étranglement (tuyère) on dispose d'une tuyère ayant une tubulure de diamètre D égale à :

$$D = \frac{\varnothing}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ mm}$$

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

$$\frac{V_1}{V_0} = \frac{\varnothing^2}{d^2} = \frac{\varnothing^2}{(0,92d)^2} = 17, \text{ K varie de } 15 < K < 20.$$

$$d = 52,72 \text{ mm soit } d = 53 \text{ mm.}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$d = 50 \text{ mm.}$$

dans ce cas la valeur K sera :

$$K = \frac{(200)^2}{(0,92 \cdot 50)^2} = 18,90 \simeq 19$$

$$\text{d'où la vitesse } V_1 : V_1 = 19 \cdot V_0 = 19 \cdot V_0$$

si l'on suppose, ne pas dépasser pour la conduite une pression de 100 m C.A.D. 10 bars, le calcul du réservoir d'air se fera comme suit :-

$$Z_0 = H_g + 10 = 51,9 + 10 = 61,9 \text{ m} \simeq 62 \text{ m.}$$

$$Z_{\max} = 100 + 10 = 110 \text{ m.}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{110}{62} = 1,77$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{(1,34)^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0915 \simeq 0,092 \text{ m.}$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = \frac{0,092}{62} = 0,0015 \simeq 0,002$$

Les valeurs 1,77 lus sur l'échelle  $\frac{Z_{max}}{Z_0}$  et 0,002 sur  $\frac{h_0}{Z_0}$

on trouve à l'aide de l'abaque de VIBERT

$$\frac{U_0}{L.S} = 1,5 \cdot 10^{-2} \text{ et } \frac{Z_{min}}{Z_0} = 0,62$$

$$\text{or : } LS = 137 \cdot 0,0314 = 4,30 \text{ M3.}$$

$$\text{d'où } U_0 = 0,015 \cdot 4,30 = 0,0645 \text{ M3.}$$

$$U_{max} = \frac{U_0 \cdot Z_0}{Z_{min}} = \frac{U_0}{0,62} = \frac{0,045}{0,62} = 0,073 \text{ m3.}$$

- La considération de la valeur  $\frac{Z_{min}}{Z_0}$  permet de trouver la valeur de la  
dépression à l'origine de refoulement.

$$\frac{Z_{min}}{Z_0} = 0,62$$

$Z_{min} = 0,62 \cdot 61,90 = 38,38 \text{ m. d'eau}$   
la pression restante sera donc :

$$38,38 - 10 = 28,38 \text{ m d'eau}$$

et la dépression de :

$$51,9 - 28,38 = 23,52 \text{ m d'eau.}$$

Par ailleurs :

$$m = \frac{(0,92 \cdot d)^2}{D^2} = \frac{(0,92 \cdot 50)^2}{100^2} = 0,2116$$

soit  $m = 0,212$

du graphe donnant le coefficient de perte de charge " C " dans une  
tuyère on lit :

$$C = 0,64$$

- donc la perte de charge  $\Delta h_1$  à la montée de l'eau sera :

$$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \times C = \frac{V_1^2}{2 \cdot 9,81} \cdot 0,64 = 0,03262 V_1^2$$

la pression absolue dans la conduite :  $Z - \Delta h_1$  à la descente de l'eau :

$$\frac{V_2^2}{V_1^2} = \frac{\frac{\pi D^2}{4}}{0,5 \pi \frac{d^2}{4}} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = K' = 2 \cdot \frac{200^2}{50^2} = 32$$

cù : 0,5 : coefficient de contraction.

d'où  $V_2 = 32 V_1$

d'autre part :

$$m = \frac{0,5 d^2}{D^2} = \frac{0,5 \cdot 50^2}{100^2} = 0,125$$

avec  $m = 0,125$  du graphe  $C' = 0,76$

d'où : la perte de charge

$$\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} \cdot C' = \frac{V_2^2}{2 \cdot 9,81} \cdot 0,76 = 0,03874 \cdot V_2^2$$

la pression absolue dans la conduite :  $Z + \Delta h_2$

Dans le cas de la considération des pertes de charges dans la conduite "9" pendant la vitesse  $V_1$  ; la pression finale dans la conduite sera :

$$Z - \Delta h_1 - S \quad \text{quand l'eau monte}$$

$$Z + \Delta h_2 + S \quad \text{quand l'eau descend.}$$

construction de l'épure de BERGERON :

l'axe des abscisses est gradué selon les vitesses de l'eau.

la droite  $a$  part du point de coordonnées  $(V_0; H_0 + 10)$  respectivement

la vitesse  $\frac{g.S}{g.s}$  et la pression absolue de l'écoulement normal.

L'intersection de la droite  $a$  avec l'horizontale passant par la valeur de la pression régnant dans la conduite donne un point à partir duquel la droite se réfléchit sur l'horizontale passant par la valeur  $Z_0 = H_0 + 10$ .

- la pente de la droite  $\frac{a}{g.s} = \tan \alpha$ .

$$\tan \alpha = \frac{a}{g.s} = \frac{1226,17}{9,81 \cdot 0,0314} = 3980,63.$$

échelle des pressions :

$$1 \text{ cm} \text{ ----> } 2 \text{ m.}$$

$$X \text{ ---> } 3980,63$$

$$X = 1990,315$$

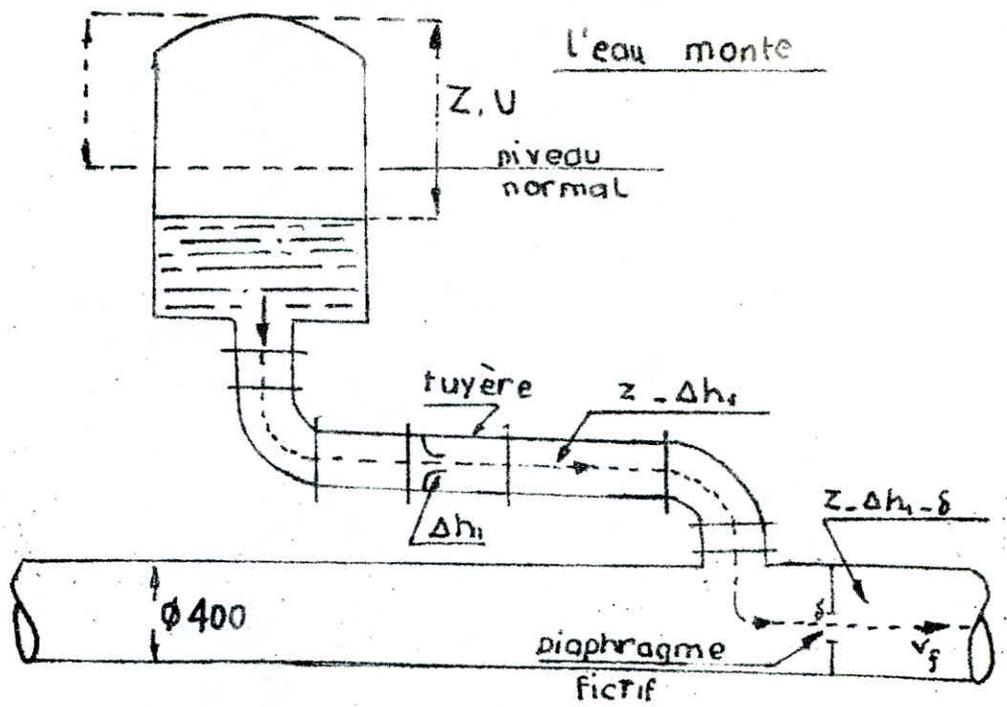
- échelle des vitesses : elle est graduée à raison de :

$$1 \text{ cm} \text{ ---> } 0,05 \text{ m/s}$$

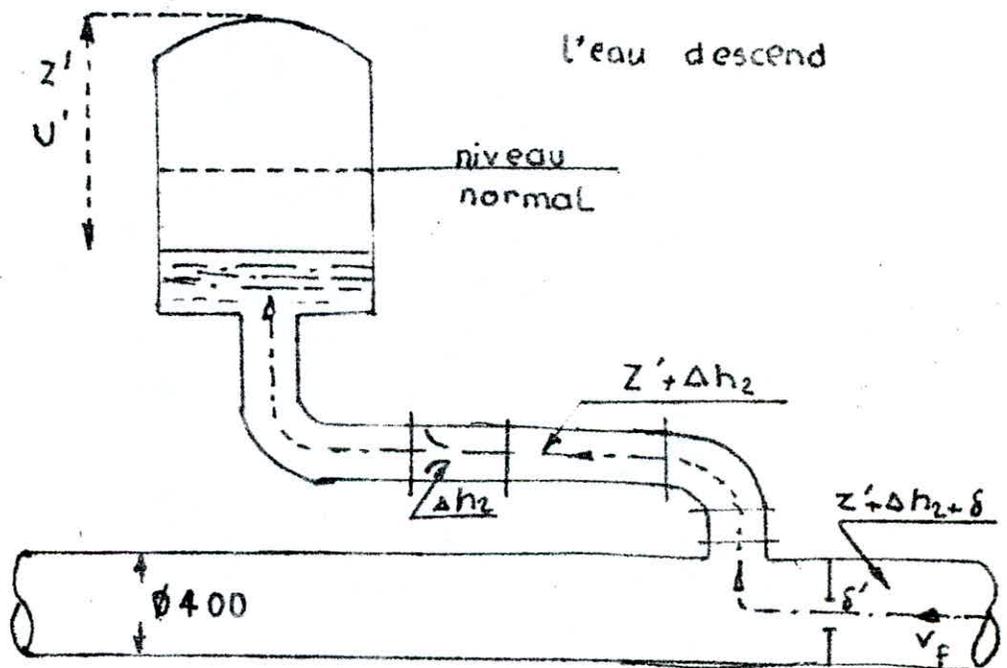
$$\text{soit : } 0,05 \times 0,0314 = 0,00157 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$\tan \alpha = \frac{a}{g.s} \cdot 0,00157 = 3,12479455$$

$$\text{d'où } \alpha = 72,25.$$

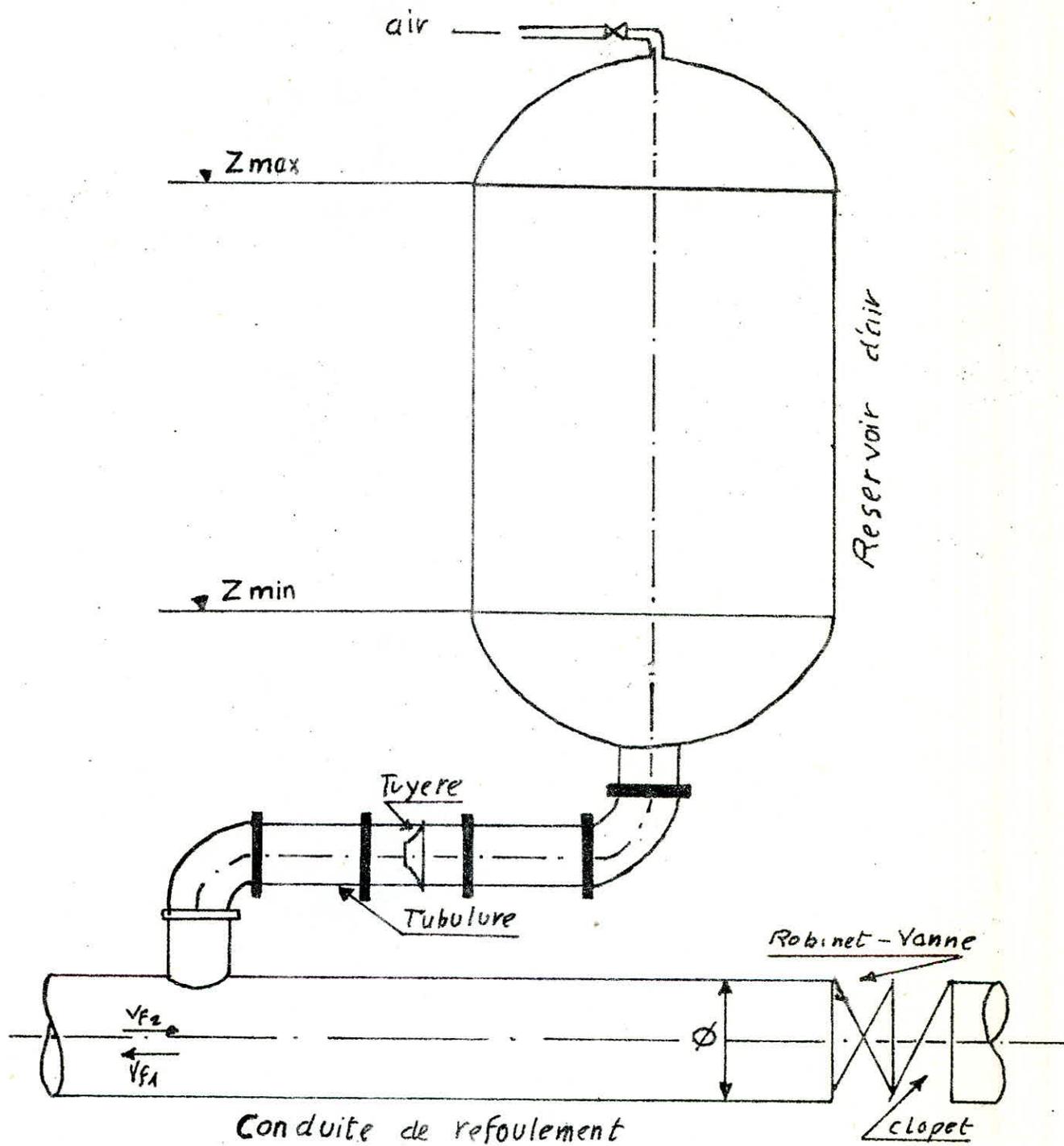


PERTES DE CHARGE SUCCESSIVES À LA MONTEE DE L'EAU DANS LA CONDUITE



pertes de charges successives à la descente de l'eau dans le réservoir

# Schema d'un réservoir d'air



Conclusion :

L'examen du tableau montre que l'air peut occuper un volume maximal de 0,0854 m<sup>3</sup>. puisque l'air occupe ce volume; comme il doit en rester de l'eau dans le réservoir, nous proposons donc une cloche d'une capacité de 0,0146 m<sup>3</sup>.

Le démarrage se fera par ouverture progressive de la vanne.

# ARRÊT BRUSQUE DU GROUPE

intervalle de temps $\theta$	variation du volume d'air $\Delta U = S \cdot V_m \cdot \theta = 0,0069 V_m$	volume d'air $U$ (m <sup>3</sup> )	Pression dans le réservoir d'air $Z = 1,374 / U^{1,4}$	vitesse dans la tubulure de branchement montée: $v_1 = 19 \cdot V_f$ descente: $v_2 = 32 \cdot V_f$	P.d.c dans la tuyère montée: $\Delta h_1 = 0,056 k_v$ descente: $\Delta h_2 = 0,0387 k_v$	Pression dans la conduite avec P.d.c montée: $Z \cdot \Delta h_1$ descente: $Z \cdot \Delta h_2$	P.d.c de refoulement ( $\delta$ )	Pression dans la conduite sans P.d.c montée: $Z \cdot \Delta h_1 - \delta$ descente: $Z \cdot \Delta h_2 + \delta$	vitesse ( $V_f$ ) lue sur le graphique	Points	vitesse moyenne ( $V_m$ )	vitesse finale choisie ( $V_f$ )
0	0	0,0645	63,76	-	-	63,76	1,76	62	1,34	1R	-	-
10	0,0085	0,073	53,62	21,57	15,17	38,45	1,30	37,15	1,135	2P	1,2375	1,135
20	0,0065	0,0795	47,58	14,345	6,71	40,87	0,4	40,47	0,755	4P	0,945	0,755
30	0,0041	0,0837	44,35	8,075	2,13	42,22	0,2	42,02	0,425	6P	0,530	0,425
40	0,0018	0,0854	43,05	2,138	0,15	42,90	- 0,04	42,86	0,113	8P	0,2688	0,113
50	- 0,0003	0,0852	43,22	- 5,92	1,36	44,58	- 0,04	44,62	- 0,185	10P	- 0,0363	- 0,185
60	- 0,0021	0,0831	44,76	- 13,28	6,83	51,59	- 0,20	51,79	- 0,415	12P	- 0,3000	- 0,415
70	- 0,0036	0,0795	47,63	- 16,80	10,93	58,56	- 0,29	58,85	- 0,525	14P	- 0,52	- 0,525
80	- 0,0037	0,0758	50,92	- 17,44	11,78	62,70	- 0,30	63,00	- 0,545	16P	- 0,535	- 0,545
90	- 0,0036	0,0728	54,51	- 16,32	10,32	64,83	- 0,26	65,09	- 0,510	18P	- 0,5275	- 0,510
100	- 0,0033	0,0689	58,19	- 14,40	8,03	66,22	- 0,20	66,42	- 0,450	20P	- 0,480	- 0,450
110	- 0,0028	0,0661	61,68	- 11,84	5,43	67,11	- 0,13	67,24	- 0,370	22P	- 0,410	- 0,370
120	- 0,0022	0,0639	64,68	- 8,96	3,11	67,79	- 0,11	67,90	- 0,280	24P	- 0,325	- 0,220
130	- 0,0016	0,0623	67,02	- 5,76	1,28	68,30	- 0,04	68,34	- 0,180	26P	- 0,230	- 0,180
140	- 0,0009	0,0614	68,39	- 2,40	0,22	68,61	- 0,01	68,62	- 0,075	28P	- 0,1275	- 0,075

CHAPITRE VIII :

Réseau de distribution

1.- Dimensionnement de la conduite de distribution :

données de base :

$$L = 82 \text{ m.}$$

$$\xi = 0,1310^{-4} \text{ m.}$$

$$Q = 0,071 \text{ m}^3/\text{s.}$$

on propose une vitesse de 1 m/s

$$Q = V.A. \implies A = \frac{Q}{V} \implies D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V.}} = \sqrt{\frac{4.0,071}{3,14.1}}$$

$$D = 0,30 \text{ m - soit } 300 \text{ mm}$$

- détermination du gradient de perte de charge par la méthode de la longueur fluïdo-dynamique :

on suppose que le régime est turbulent rugueux  $\lambda = 1$  le paramètre de forme

$$\lambda = \frac{h}{D}$$

$$\lambda = \frac{h}{D} = 1 \text{ (conduite forcée)}$$

$$\lambda = 1 \text{ de l'abaque 9 : } \frac{4}{Po} = 0,84$$

$$Po = 1,539$$

alors :

$$1 = \frac{D}{Do} = \frac{0,3}{1,539} = 0,195$$

$$\xi = 0,000013$$

$$1 = 0,195 ; \text{ de l'abaque 8a}$$

$$\frac{Q}{\sqrt{Jr}} = 1,357$$

d'où

$$Jr = 0,00273752$$

Vérification du régime :

$$R = \frac{4}{Po} \frac{Q}{\lambda \lambda^4} = 0,84 \cdot \frac{0,071}{0,195} \cdot 10^5 = 3,058 \cdot 10^5$$

$$\frac{\epsilon}{Dh} = \frac{0,000013}{0,3} = 0,000043$$

avec  $R = 3,058 \cdot 10^5$

$$\frac{\epsilon}{Dh} = 0,000043$$

On trouve à l'aide du diagramme de Moody que le régime est en transition; donc on doit corriger  $J_r$  ( $\lambda \neq 1$ )

- Le rapport  $\frac{J}{J_r} = \lambda^{5,3}$  repéré à l'abaque (17C) et (17 d)

correspond à :

$$R = 3,058 \cdot 10^5 \text{ et } \frac{\epsilon}{Dh} = 0,000043, \lambda^{5,3} = 1,97$$

donc la valeur réelle de  $J$  correspondant au régime de transition est :

$$J = J_r \cdot \lambda^{5,3} = 0,00273752 \times 1,97 = 0,00539291$$

La perte de charge dans la conduite :

$$\Delta H = J \cdot L = 0,00539291 \cdot 82 = 0,44 \text{ m.}$$

Par mesure de sécurité on prend  $\Delta H = 0,5 \text{ m.}$

## 2.- Choix du type de réseau :

D'après le plan d'urbanisation du centre d'EL-MAGRANE, vue le nombre de logements et des équipements projetés, nous avons adopté pour un réseau maillé.

## 3.- Détermination des débits aux noeuds (Horizon 2010)

On remarque qu'à cette horizon, le plan d'urbanisation du centre se composera d'une façon particulière d'une même densité (communiquée par la SETY.CO).

- Le réseau schématique des canalisations a été tracé en fonction des structures d'habitats, qui suit le cheminement des rues.

Dans le périmètre à urbaniser et celle qui l'y ait déjà, nous avons circonscrit un contour fermé, constitué d'une maille à l'intérieur de laquelle peuvent être connectées des conduites secondaires considérées comme des conduites d'un réseau ramifié.

- concernant le débit de chaque noeud, on délimite la zone desservi par ce dernier par la méthode des médiatrices.

Ayant la densité, le nombre d'habitant et la consommation spécifique correspondante à chaque zone, nous déduisons le débit de chaque noeud qui sera multiplié par le coefficient de pointe ( $K_p = 2,028$ ).

### Formules de calcul

- consommation spécifique :  $q = \frac{Q_m}{N_m} \text{ (L/J)}$
- densité :  $d = \frac{NT}{ST} \text{ (Hab/ha)}$
- consommation par noeud :  $Q_i = N_i q_i$

Détermination de la longueur fluide-structure  
 en fonction de  $\sqrt{V}$  et de  $\delta$  de Nikuradse

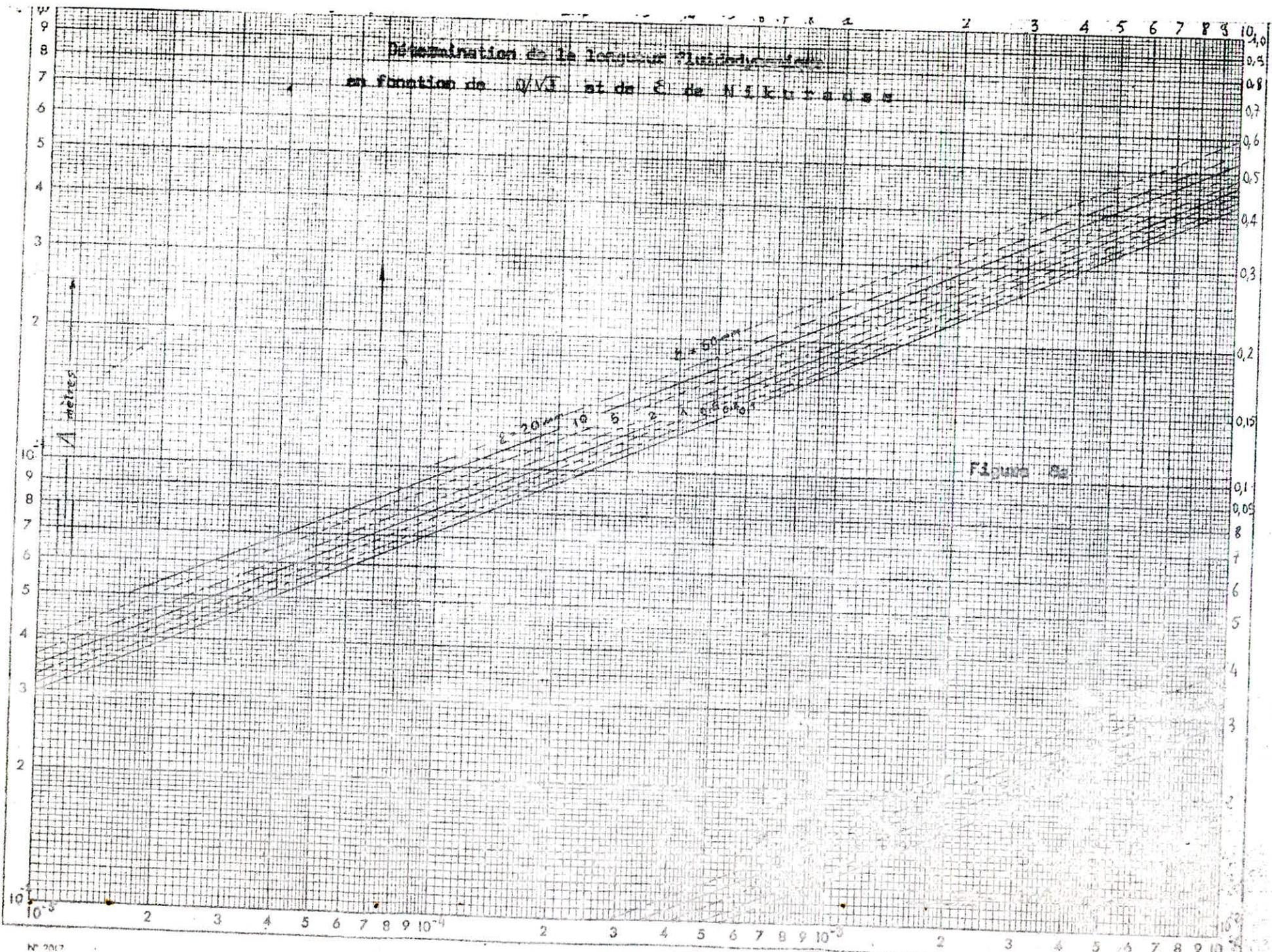
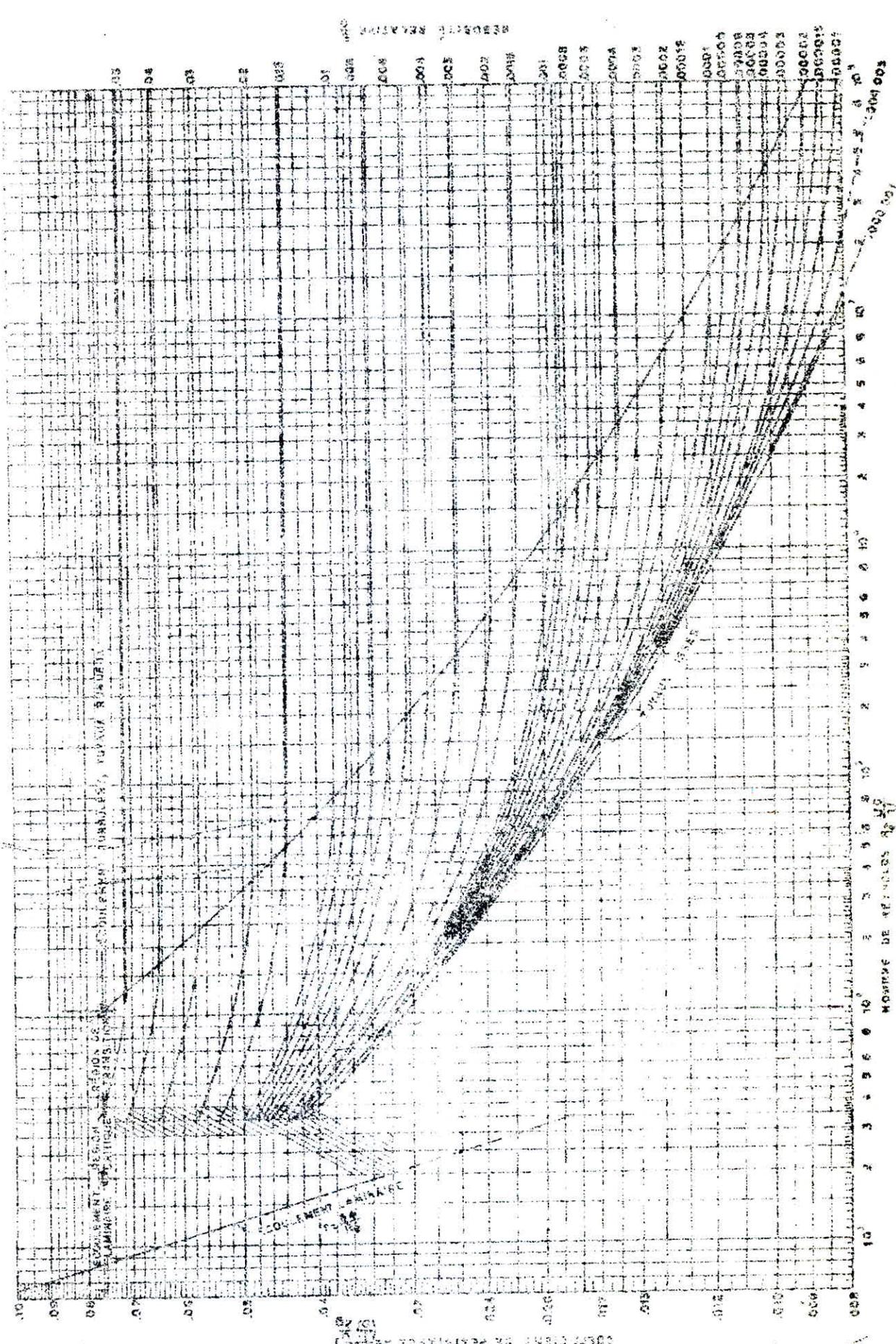
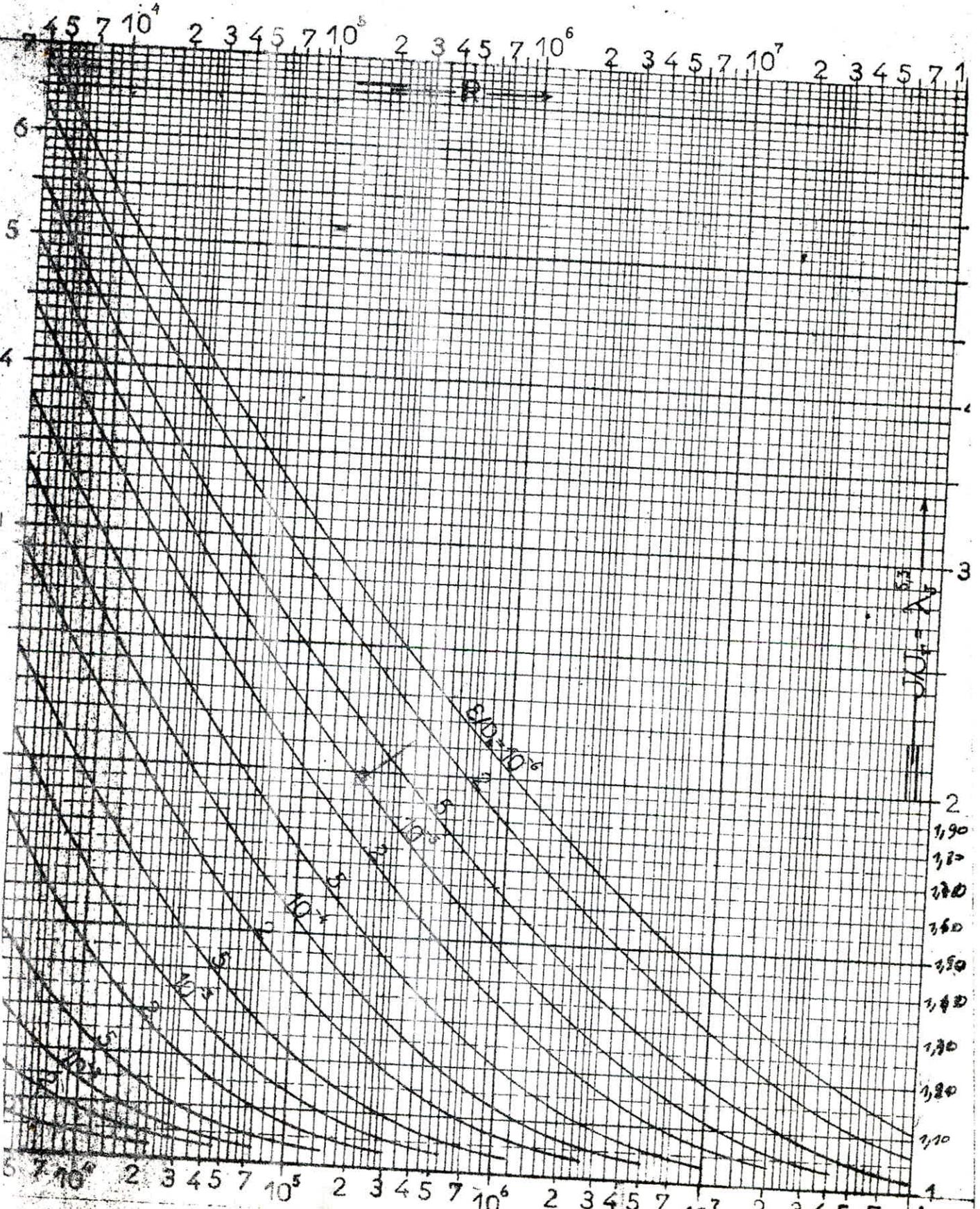


Figure 8a



Exemple:  $N_0 = 3 \times 10^5$ ;  $\frac{E}{E_0} = 0.0002$ ;  $\lambda = 0.0164$

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



## Répartition des mailles

mailles	densité	surface "ha"	habitants
I	314	5,40	1696
II	"	8,499	2669
III	"	5,295	1663
IV	"	5,045	1584
V	"	3,264	1025
VI	"	4,52	1419

## Tableau des consommations spécifiques

mailles	population	cons. domestique m <sup>3</sup> /j	cons. collective m <sup>3</sup> /j	cons. municipale m <sup>3</sup> /j	débit total m <sup>3</sup> /j	cons. spéc. l/j/ha
I	1696	254,40	41,40	20,15	454,97	268,26
II	2669	400,35	394,68	76,25	1254,65	470,00
III	1663	249,45	-	30,92	403,74	242,77
IV	1584	237,60	-	-	342,14	215,99
V	1025	153,75	-	5,98	230,00	224,39
VI	1419	212,85	-	22,12	338,36	238,44

# CALCUL DES DEBITS SOUTIRES

noeuds	mailles	surface en "ha"	cons. spé l/j/hab	densité hab/ha	popula- tion	cons. par zone l/s	cons. par noeud l/s	coef de pointe	débts, soutires l/s	débts, soutires arrondis l/s
1	I	0,89	268,26	314	279	0,87	0,87	2,028	1,76	2
2	I	1,77	268,26	"	556	1,72	1,96	"	3,97	4
	V	0,30	224,39		94	0,24				
3	V	0,63	224,39	"	198	0,51	0,51	"	1,03	1
4	V	0,31	224,39	"	93	0,24	1,14	"	2,31	2
	VI	1,04	238,44		327	0,90				
5	VI	1,15	238,44	"	361	0,99	0,99	"	2,01	2
6	VI	0,68	238,44	"	214	0,59	0,59	"	1,19	1
7	VI	0,61	238,44	"	191	0,53	0,53	"	1,07	1
8	VI	0,77	238,44	"	242	0,67	1,14	"	2,31	2
	V		224,39		182	0,47				
9	V	1,07	224,39	"	336	0,87	0,87	"	1,76	2
10	I	1,19	268,26	"	374	1,16	1,55	"	3,14	3
	V	0,48	224,39		151	0,39				
11	I	0,83	268,26	"	260	0,84	4,47	"	9,06	9
	II	2,14	470,00		672	3,66				
12	I	0,85	268,26	"	267	0,83	1,87	"	3,79	4
	II	0,61	470,00		192	1,04				
13	II	2,16	470,00	"	679	3,69	3,69	"	7,49	7
14	II	2,25	470,00	"	707	3,84	4,79	"	9,71	10
	IV	1,22	245,99		383	0,95				
15	IV	1,37	245,99	"	543	1,36	1,36	"	2,76	3
16	III	0,84	242,77	"	264	0,74	1,89	"	3,83	4
	IV	1,47	245,99		462	1,15				
17	III	1,35	242,77	"	424	1,19	1,19	"	2,41	2
18	III	1,87	242,77	"	587	1,65	3,19	"	6,47	6
	II	0,90	470,00		283	1,54				
19	IV	0,98	245,99	"	308	0,66	3,02	"	6,12	6
	III	0,97	242,77		305	0,80				
	II	0,98	470,00		308	1,56				

#### 4.- Calcul du réseau de distribution :

Le calcul du réseau maillé a été fait par des approximations successives selon la méthode de HARDY - CROSS qui se repose sur deux lois.

Première Loi :

En chaque noeud du réseau, la somme des débits qui entrent est égale à la somme des débits qui sortent.

Deuxième Loi :

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charges est nulle.



$$Q_A = Q_1 + Q_2$$

$$H_1 - H_2 = 0$$

#### I.- Méthode de HARDY-CROSS

##### 1.- Principe

Il consiste à se fixer dans chaque maille une répartition supposée des débits ainsi un sens d'écoulement de façon à satisfaire la première loi et à calculer la perte de charge dans chaque tronçon de la maille.

##### 2.- Diamètre des canalisations :

On prend une vitesse comprise entre  $(0,5 \div 1,5) \text{ m/s}$

$$Q = .V A \quad , \quad D = \left[ \frac{4.0}{\text{II.V}} \right]^{1/2}$$

avec Q : débit de la première répartition en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

On prend les diamètres normalisés de la série suivante :

(80 - 100 - 125 - 150 - 200 - 250).

## 3.- Perte de Charge Totale :

La perte de charge qui se produit dans une conduite est calculé par la formule de DARCY-WEISBACH.

$$\Delta HT = \Delta H_s + \Delta HL$$

$$\Delta HT = (L_{eq} + L_G) \frac{v^2}{2g \cdot Dh}$$

$L_{eq}$  : longueur équivalente

$L_G$  : longueur géométrique

$\Delta H_s$  : Pertes de charges singulières

$\Delta HL$  : Pertes de charges linéaires

On estime la longueur équivalente à 15 % de la longueur géométrique.

$$L_T = L_{eq} + 0,15 L_G = 1,15 L$$

d'où :

$$\Delta HT = 1,15 \frac{L_G \cdot v^2}{D \cdot 2g} = 1,15 \cdot \frac{L_G \cdot Q^2 \cdot 16}{D^5 \cdot 2g} = 1,15 \frac{Q^2 \cdot 8}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g}$$

$$v = \frac{L_T \cdot 8}{g \cdot D^5 \cdot \pi^2} \quad \Delta HT = Q^2$$

où :  $v$  : résistance de la conduite en  $S^2/M^5$

$Q$  : en  $M^3/S$ .

## 3.- coefficient du frottement :

Ce dernier, pour un régime turbulent rugueux, il ne dépend que de la rugosité absolue et du diamètre de la conduite.

Pour le réseau de distribution, on prend la rugosité absolue

$$\xi = 0,13 \cdot 10^{-4} \text{ m.}$$

$$F_c = \left[ -0,86 \quad \text{Ln} \left( \frac{\xi}{3,7 \cdot \Pi} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}} \right) \right]^{-2}$$

où  $F$  : coefficient de frottement calculé par la formule de NIKURA DSE.

Le principe d'équilibre des pertes de charges le long d'une maille se traduit par :  $\sum \Delta H_t = \sum \gamma Q_i^2 = 0$

Or cette égalité n'est pas vérifiée du premier coup.

4.- Détermination du débit correctif :  $\Delta Q$ .

Il faut que :  $\Delta H_T = \sum \gamma Q_i^2 = 0$  pour satisfaire à la deuxième Loi.

soit :

$Q_0$  : débit en première approximation

$Q_1$  : débit corrigé

$\Delta Q_0$  : terme correctif.

Donc pour chaque conduite, on aura  $Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$

l'équation devient donc :

$$\sum \gamma (Q_0 + \Delta Q_0)^2 = \sum \gamma Q_0^2 + 2 \sum \gamma Q_0 \Delta Q_0 + \sum \gamma \Delta Q_0^2$$

$\Delta Q_0^2$  : est petit par rapport à  $Q_0$ , donc on néglige  $\Delta Q_0^2$

On aura :

$$\Delta Q_0 = - \frac{\sum \gamma Q_0^2}{2 \sum \gamma Q_0} \text{ en m}^3/\text{s.}$$

Les corrections à apporter aux débits de première répartition se divisent en deux.

- corrections propres à la maille considérée avec le signe de  $\Delta Q_0$
- corrections propres à la maille adjacente (conduite commune au 2 mailles) avec signe contraire de  $\Delta Q_0$ .

Après on ajoute à  $Q_0$  la somme algébrique de ces deux corrections d'où on aura le débit  $Q_I$ .

Les approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de  $\Delta Q$  soient voisines de zéro (pratiquement  $\Delta Q \ll 0,40 \text{ m}^3/\text{s}$ ) et jusqu'à ce que les pertes de charges sur le contour fermé soient inférieures à 0,50 m.

N.B. :- Le calcul du réseau maillé a été mené à l'aide d'un programme applicable à la T.I. 59

PROGRAMME

2 <sup>nd</sup>	LbL	Vx	2 <sup>nd</sup>	II	RCL
	A	+		x <sup>2</sup>	9
2 <sup>nd</sup>	Sto 1g	RCL,	:	÷	+/-
	8	3		9	SUM
	RCL	÷		.	9
	3	3		8	RCL
	÷	.		÷	11
	RCL	7	RCL	+/-	
	0	÷		0	SUM
	=	RCL		y <sup>x</sup>	11
2 <sup>nd</sup>	Log	0		5	RCL
	X	=		=	12
	2	2 <sup>nd</sup> Log		Sto	R/S
	+/-	X		7	
	+	2		R/S	
	1	+/-		X	
	.	=		/	
	i	x <sup>2</sup>		RCL	
	4	1/X		2	
	=	Sto		=	
	x <sup>2</sup>	6		Sto	
	1/x	-		8	
	Sto	RCL		SUM	
	5	5		9	
2 <sup>nd</sup>	LbL	=		R/S	
	=	2 <sup>nd</sup>  x		÷	
	2	INV		RCL,	
	.	2 <sup>nd</sup> x > t		1	
	5	x <sup>2</sup>		=	
	1	RCL		STO	
	X	6		10	
	RCL	STO		SUM	
	0	5		11	
	X	GTO		R/S	
2 <sup>nd</sup>	TI	=	2 <sup>nd</sup>	Lb1	

1) INTRODUCTION

- Q<sub>i</sub> ==> STO 00
- Q<sub>i</sub> ==> STO 01
- L<sub>i</sub> ==> STO 02
- ε ==> STO 03
- ∅ ==> STO 04

Précision ==> x > t

2) RESULTATS

Appuyer sur

**A** ==> J<sub>i</sub>

**R/S** ==> ΔH<sub>i</sub>

**R/S** ==> ΔH<sub>i</sub>  
Q<sub>i</sub>

Répéter la même chose pour tous les "n" tronçons puis, appuyer sur

**B** ==>  $\sum_{i=1}^n \Delta H_i$

**R/S** ==>  $\sum_{i=1}^n \Delta H_i / Q_i$

**R/S** ==>  $\Delta Q = \frac{\sum \Delta H_i}{\sum Q_i}$

X	2 <sup>nd</sup> Lb1	B
RCL	X <sup>2</sup>	RCL
4	RCL	9
÷	6	R/S
4	X	÷
÷	8	RCL
PCL	X	11
1	RCL	R/S
2 <sup>nd</sup> (X)	1	÷
÷	X <sup>2</sup>	2
RCL,	÷	=
5		+/-
		Sto
		12

Remarque :

a) Si  $Q_i < 0$  l'introduire avec le signe (-) ==> 01 et introduire L avec le signe (-) ==> 02 on aura  $\Delta H_i < 0$  et  $\Delta H_i / Q_i > 0$

b) ne jamais utiliser la touche



## 5.- Calcul des pressions au sol

La pression demandée au droit d'un immeuble

$$P_{\text{Sol}} = n.3 + 5$$

avec, n : nombre d'étages

- le chiffre 3 représente la hauteur d'un étage
- le chiffre 5 englobe la valeur de la pression prévue sur les orifices de puisage les plus élevés.

Concernant notre projet, l'immeuble le plus élevé est de trois étages. Pour les immeubles plus élevés, il faut placer des surpresseurs dans le sous sol.

- la détermination de la pression de service en un noeud quelconque est obtenue à partir de la cote piézométrique du noeud précédent en retranchant les pertes de charges occasionnés le long d'un tronçon et la cote du noeud considéré toute en respectant le sens de l'écoulement.

$$\text{Pression au sol} = \text{cote piézométrique} - \text{cote du terrain}$$

## 6.- Equipement du réseau de distribution :

a) notre réseau sera constitué d'un assemblage de tuyau noir type S.N.S. de diamètre compris entre 60 mm et 250 mm pouvant supporter une pression de 50 m.

b) Appareils et accessoires :

Robinets vannes :

Ils permettent l'isolement des divers tronçons du réseau, pour le pouvoir d'effectuation des répartitions. Comme ils permettent aussi le réglage des débits, la manoeuvre de ces robinets s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé.

# TABLEAU DES PRESSIONS AU SOL

mailles	traçons	côtes du terrain "m"		$\Delta H$ "m"	côtes piézométrique "m"		noeuds	pression "m"
		amont	aval		amont	aval		
I	1-12	99,81	99,00	0,84	121,90	121,06	1	22,09
	12-11	99,00	95,66	1,08	121,06	119,98	12	22,06
	11-10	95,66	98,53	-0,83	119,98	119,15	11	24,32
	10-2	98,53	100,00	-0,30	119,15	119,45	10	20,62
	2-1	100,00	99,81	2,45	119,45	121,90	2	19,45
II	12-18	99,00	95,86	2,73	121,06	118,33	12	22,06
	18-19	95,86	94,33	2,71	118,33	115,62	18	22,47
	19-14	94,33	95,25	0,23	115,62	115,39	19	21,29
	14-13	95,25	95,51	-1,32	115,39	116,71	14	20,14
	13-11	95,51	95,66	-3,43	116,71	120,14	13	21,20
	11-12	95,66	99,00	-1,08	120,14	121,22	11	24,48
III	18-17	95,86	96,00	2,78	118,33	115,55	18	22,47
	17-16	96,00	95,65	0,65	115,55	114,90	17	19,55
	16-19	95,65	94,33	0,94	114,90	115,84	16	19,25
	19-18	94,33	95,86	-2,71	115,84	118,55	19	21,51
IV	16-15	95,65	95,00	0,01	114,90	114,89	16	19,25
	15-14	95,00	95,25	-0,89	114,89	115,78	15	19,89
	14-19	95,25	94,33	-0,23	115,78	116,01	14	20,53
	19-16	94,33	95,65	-0,94	116,01	115,07	19	21,68
V	10-9	98,53	99,18	2,12	119,15	117,03	10	20,62
	9-8	99,18	99,80	1,72	117,03	115,31	9	17,85
	8-4	99,80	99,79	-0,04	115,31	115,35	8	15,51
	4-3	99,79	99,98	-1,41	115,35	116,76	4	15,56
	3-2	99,98	100,00	-2,69	116,76	119,45	3	16,78
	2-10	100,00	98,53	0,30	119,45	119,15	2	19,45
VI	8-7	99,80	99,99	0,29	115,31	115,02	8	15,51
	7-6	99,99	100,00	0,84	115,02	114,18	7	15,03
	6-5	100,00	102,00	0,11	114,18	114,07	6	14,18
	5-4	102,00	99,79	-1,28	114,07	115,35	5	12,07
	4-8	99,79	99,80	0,04	115,35	115,31	4	15,56

- Ventouses :

Pour éviter la présence d'air dans les conduites qui peut provoquer des perturbations de l'écoulement et parfois même la détérioration de la canalisation, nous prévoyons des ventouses au droit de chaque point haut. Ces dernières seront branchées à l'aide des tés à bride.

- Bouches d'incendie :

Ces dernières seront installées en bordures des trottoires espacées de 200 m pour des risques importants et de 400 m pour des risques faibles. Ces appareils seront branchés sur des conduites de faibles pressions.

- Robinets de décharges :

Pour faciliter le vidange et l'évacuation des dépôts, ces robinets seront placés au niveau des points les plus bas du réseau.

- Clapets :

Pour empêcher le retour de l'eau, en sens inverse, nous prévoyons des clapets.

- Nous prévoyons pour l'équipement du réseau de distribution :

- . tés et coudes : pour permettre la prise des conduites secondaires des conduites principales.
- . cônes de raccordement : pour raccorder les tuyaux de différents diamètres.

Protection des conduites contre la corrosion:

1.- Def) la destruction des métaux sous l'action du milieu ambiant est désignée sous le nom de corrosion des métaux.

- les phénomènes de corrosion sont des réactions chimiques ou électrochimiques qui se passent à la surface de séparation métal-milieu ambiant. En générale ce sont des réactions d'oxydation des métaux.

a) corrosion chimique :

cas de combinaison directe du métal et du milieu ambiant (corrosion naturelle)

b) corrosion électrochimique :

caractérisée par la circulation d'un courant électrique (corrosion par les électrolytes).

2.- Risques de corrosion :

a) corrosion par pile constituée par deux métaux différents (couple galvanique)

- l'attaque d'une conduite métallique dans le sol peut se comparer à ce qui se passe lorsqu'on plonge dans un bac d'électrolyte deux métaux différents.

- le fer devient cathode et se trouve protégé
- le magnésium devient anode et se trouve attaqué
- le fer deviendrait anode et se trouverait attaqué
- le cuivre deviendrait cathode et se trouverait attaqué.

b) pile de concentration :

Ce phénomène s'effectue dans une cavité causée par rupture raccord etc..., l'oxygène pénètre mal alors que sur la grande surface du métal adjacent l'oxygénation est gênée.

### c) pile géologique :

Si la conduite rencontre des terrains de nature très différentes elle y prendra des potentiels locaux différents (métal présente le potentiel négatif par rapport aux zones cathodiques).

### 3.- Corrosion interne :

Les eaux minéralisées provoquent dans les conduites; surtout si la vitesse est faible, des dépôts sur les parois; qui constituent de petites piles favorisées par un milieu bon conducteur; d'où attaques locales du métal et perforations.

- la présence du fer dans l'eau, peut également être la cause de perforations. En flocculant sous forme d'oxyde; il constitue des dépôts, donc des piles très actives sous lesquelles apparait une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

Pour protéger la conduite contre la corrosion interne, il faut :

- éviter toute rentrée d'air ou dégagements gazeux.
- faire un revêtement intérieur très soigné par un enduit bitumineux.

### 4.- Corrosion externe :

af Principe de la protection cathodique :

a) protection cathodique par soutirage de courant :

elle consiste, à partir d'une source électrique de courant continu (alternatif redressé); à relier la conduite à la borne négative et mettre une pièce métallique dans un milieu humide après avoir reliée à la borne positive.

b) protection par anode réactive :

La protection est assurée lorsque le potentiel de la conduite est plus négatif que celui du milieu électrolyte en contact.

Pour provoquer la chute de potentiel de l'acier on relie la conduite au pôle négatif d'un métal plus électro-négatif que l'acier.

Cette protection consiste à relier; de place en place; la conduite à une plaque de métal très électro-négatif de façon à former des piles ou la conduite joue le rôle de la cathode.

b) enrobage :

Les conduites doivent être convenablement revêtues d'une enveloppe en laine de verre imprégné de bitume et on doit assurer la continuité de cet enrobage au droit des joints.



## CHAPITRE X :

## Pose des conduites :

## 1.- Pose des conduites en tranchée :

Les conduites seront posées en tranchée dont la fouille sera faite par trançons successifs en commençant par les points les plus hauts pour faciliter l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations s'il y'aura lieu.

- La profondeur du tranchée (H) varie en fonction du diamètre, de plus elle est choisie de façon à protéger la conduite contre les sollicitations des charges mobiles.

$$H = D + h_1 + hL$$

où D = diamètre de la conduite

$h_1$  = hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface qui est prise égale à 1 m.

$hL$  = épaisseur du lit de pose prise égale à 0,20 m.

- la largeur de la tranchée (B) varie aussi en fonction du diamètre de la conduite.

On laissera 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite :

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

Lit de pose : Il sera fait avec une couche de terrain meuble de 0,1 m. et d'une couche de terrain rocheux.

Ce lit de pose servira de drain pour les terres imperméables.

- remblai de la tranchée :

Nous préconisons un remblai de sable en terre tamisée qui sera damé et arrosé par couches jusqu'à 30 cm au delà de la conduite.

Pour que la canalisation soit correcte, il est recommandé de la séparer de 0,50 m des conduites d'autres natures.

2.- traversée des routes :

En raison des charges à supporter qui peuvent causer des ruptures, il sera prévu des gaines (buses) dans lesquelles seront introduites les conduites.

3.- Désinfection des conduites :

Comme ce phénomène pourra avoir lieu, on recommandera de procéder à la désinfection des conduites suivant les instructions d'un laboratoire avant la livraison de l'eau à la population.

DEUXIEME - P A R T I E  
A S S A I N I S S E M E N T



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

=====

CHAPITRE I .-

- 1.1.- Introduction
- 1.2.- Données de base

CHAPITRE II .-

- 1.1.- Situation actuelle
- 1.2.- Population actuelle
- 1.3.- Le système unitaire
- 1.4.- Conditions de fonctionnement du réseau d'égout.

CHAPITRE III .-

- 1.1.- Population estimée à l'horizon 2010
- 1.2.- Calcul des débits
  - 1.2.1.- Type d'eaux à évacuer
  - 1.2.2.- Méthodes de calcul du réseau
    - 1.2.2.1.- Les eaux fluviales
      - . Intensité de pluie.
    - 1.2.2.2.- Les eaux usées.

CHAPITRE IV .- DIMENSIONNEMENT DU COLLECTEUR PRINCIPAL

- 1.1.- Note de calcul

CHAPITRE V .- ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'EGOUT.

- 1.1.- Ouvrages principaux
- 1.2.- Ouvrages annexes
  - 1.2.1.- Rôle
  - 1.2.2.- Espacement et emplacement.

## CHAPITRE VI.- POSE DES CANALISATIONS

- 1.1.- Emplacement
- 1.2.- Exécution de la tranchée
- 1.3.- Pose des canalisations en tranchée.
- 1.4.- Confection des joints
- 1.5.- Epreuve des canalisations et essais du réseau
- 1.6.- Remblaiement des tranchées.

## CHAPITRE VII.- ENTRETIEN DES RESEAUX D'EGOUT.

- 1.1.- Débouchages accidentels
- 1.2.- Curages journaliers
- 1.3.- Nettoyages périodiques
- 1.4.- Répartition des fuites

## CHAPITRE VIII.- PROTECTION DES CANALISATIONS

## CHAPITRE IX.- STATION DE RELEVAGE.

- 1.- Pompes
  - a) pompes centrifuges
  - b) bache d'aspiration
- 2.- Choix de pompes
- 3.- Point de fonctionnement de la pompe.

## 1.1.- Introduction :

La croissance démographique liée vigoureusement à l'essor économique du pays a conduit à des besoins en eau de caractère exponentiel qui est traduit par un accroissement permanent du volume des rejets polluants dont l'abondance et la diversité des produits nocifs qu'ils charrient neutralisent une fonction de plus en plus importante de la masse limitée par avance de la ressource globale en eau.

- dans le souci de préserver cette ressource et de prévenir la dégradation de l'environnement, nous projetons dans notre modeste travail, l'assainissement de l'agglomération du centre d'EL-MAGRANE.

## 1.2.- Données de base :

- carte à l'échelle 1/1000
- données d'accroissement ainsi que le nombre d'habitant déjà calculé dans la partie A.E.P. pour l'horizon 2010.
- les condamnations en eau totales prises des résultats trouvés en première partie (AEP).
- les données de pluviométrie sont communiquées par la S.ET.HY.CO. la quantité d'eau tombant est de 60 l/s/ha.

## CHAPITRE II.- RECONNAISSANCE

### 1.1.- Situation actuelle :

\* Actuellement le centre d'EL-MAGRANE est dépourvu du réseau d'assainissement.

### 1.2.- Population actuelle :

Selon les renseignements fournis par la S.ET.HY.CO. en 1983, la population de ce centre a été estimée à /

### Conclusion :

Le collecteur principal qu'on étudiera doit être construit à cause des exigences sanitaires et en faveur du développement de l'agglomération. Ce collecteur servira à l'avenir comme base du réseau d'assainissement développé.

- Pour des contraintes d'ordre topographiques et l'inéxistence des rivières; nous avons estimé nécessaire : de projeter une station de relevage qui se situera au S.E. dans cette dernière débouchera le collecteur et les eaux usées seront élevées (rejetées) dans les dunes au S.O. du centre.

### 1.3.- Le système sanitaire :

L'ensemble des eaux pluviales et des eaux usées est collecté par un réseau unique. Les grandes mérites de ce systèmes sont la simplicité, le faible encombrement, l'économie à la conception et à l'entretien.

### 1.4.- Conditions de fonctionnement du réseau d'égout,

Le réseau d'assainissement doit fonctionner selon le mode gravitaire. Un réseau de type unitaire doit, dans toute la mesure du possible être autocureur de telle manière que :

- les sables soient automatiquement entraînés pour des débits pluviaux atteints assez fréquemment.

- les vases ferment escibles soient également entraînées pour le débit moyen des eaux usées. 73

La condition d'autocurage ne serait satisfaisante que pour des vitesses se situant entre 0,6 m/s et 4 m/s.

Toutefois, dans le souci de prévenir la dégradation des joints des ouvrages non visitables ou d'assurer la sécurité de l'ensemble des ouvrages visitables, la vitesse de l'eau ne devra pas dépasser 4 m/s.

En principe le diamètre minimum des collecteurs est de 300 mm pour les réseaux en système unitaire.

Si la pose du réseau est faite conformément aux prescriptions techniques, on peut adopter une pente minimale de 2 mm/m à condition de vérifier que la vitesse d'auto-curage est bien satisfaite.

### CHAPITRE III.- ETUDE PRELIMINAIRE

#### 1.1.- Population estimée à l'Horizon 2010 :

$P = 10.056$  habitants

#### 1.2.- Calcul des débits

##### 1.2.1.- Type d'eaux à évacuer :

Notons que dans le centre d'EL-MAGRANE, il n'y a pas d'industrie projetée. Les seules eaux à évacuer seront :-

- . les eaux **pluviales** ou de ruissellement.
- . les eaux usées d'origine domestique.

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

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :-

- les eaux ménagères (eaux de lessive, de cuisine, de toilette etc...).
- les eaux vannes (provenant des W.C., matière fécales et urines.

Le débit des eaux usées de l'agglomération est calculé d'après les données obtenues de l'alimentation en eaux potable.

Selon les normes 20 % de l'eau asservie seront perdues, au cours de l'utilisation, 80 % seulement, seront projetées par le réseau.

##### 1.2.2.- Méthodes de calcul des réseaux :

1.2.2.1.- Les eaux **pluviales** : le calcul des eaux pluviales, pour l'Horizon 2010 est affectée selon la méthode " rationnelle " faisant intervenir.:

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

$s$  : surface du bassin d'apport en (ha)

$c$  : coefficient de ruissellement varie selon l'inclinaison, le genre et la densité de la surface à drainer.

Pour notre cas, le choix du coefficient "C" a été fait suivant la densité des bassins d'apport :-

$$Q = c . i . s$$

où

Q : débit à l'exutoire (l/s)

- Intensité de pluie :

Une précipitation pluviale est caractérisée par son intensité, sa durée et sa fréquence de dépassement.

Les pluies les plus intenses étant les plus courtes.

Dans notre cas, l'intensité de pluie "i" nous a été communiqué par la S.ET.HY.CO.

$$i = 45 \text{ (l/s/ha)}$$

1.2.2.2.- Les eaux usées :

En se basant sur les résultats acquis en A.E.P. la consommation totale journalière maximale d'eau potable est :

$$Q = . 34,998 \text{ l/s}$$

Ce résultat est calculé pour l'Horizon 2010, or 80 % de la consommation totale journalière d'eau potable sera évacuée par le réseau d'égouts.

Nous avons donc :

$$Q = . 34,998 \times 0,8 = 27,998 \text{ l/s}$$

Nous prenons en compte le coefficient de pointe égal (à 2,028; nous avons le débit de pointe :

$$Q_p = 27,998 \times 2,028 = 56,78 \text{ l/s.}$$

N.B. = Compte tenu de la faible importance des débits d'eaux usées par rapport à celui des eaux pluviales, le dimensionnement de notre réseau unitaire est effectué, comme pour le réseau d'eau pluviale et le réseau d'eaux usées.

débit spécifique des eaux usées : se calcul d'après la formule :

$$q_{spé} = Q_{usée}/L = (l/s.m)$$

où L : longueur totale du collecteur en (m)

Pour le calcul du débit des eaux usées évacué par chaque tronçon du collecteur, nous multiplions le débit spécifique par chaque longueur de ce tronçon :

$$Q \text{ eaux usées} = q_{sp} \times L = (l/s).$$

## CHAPITRE IV.- DIMENSIONNEMENT DU COLLECTEUR PRINCIPAL

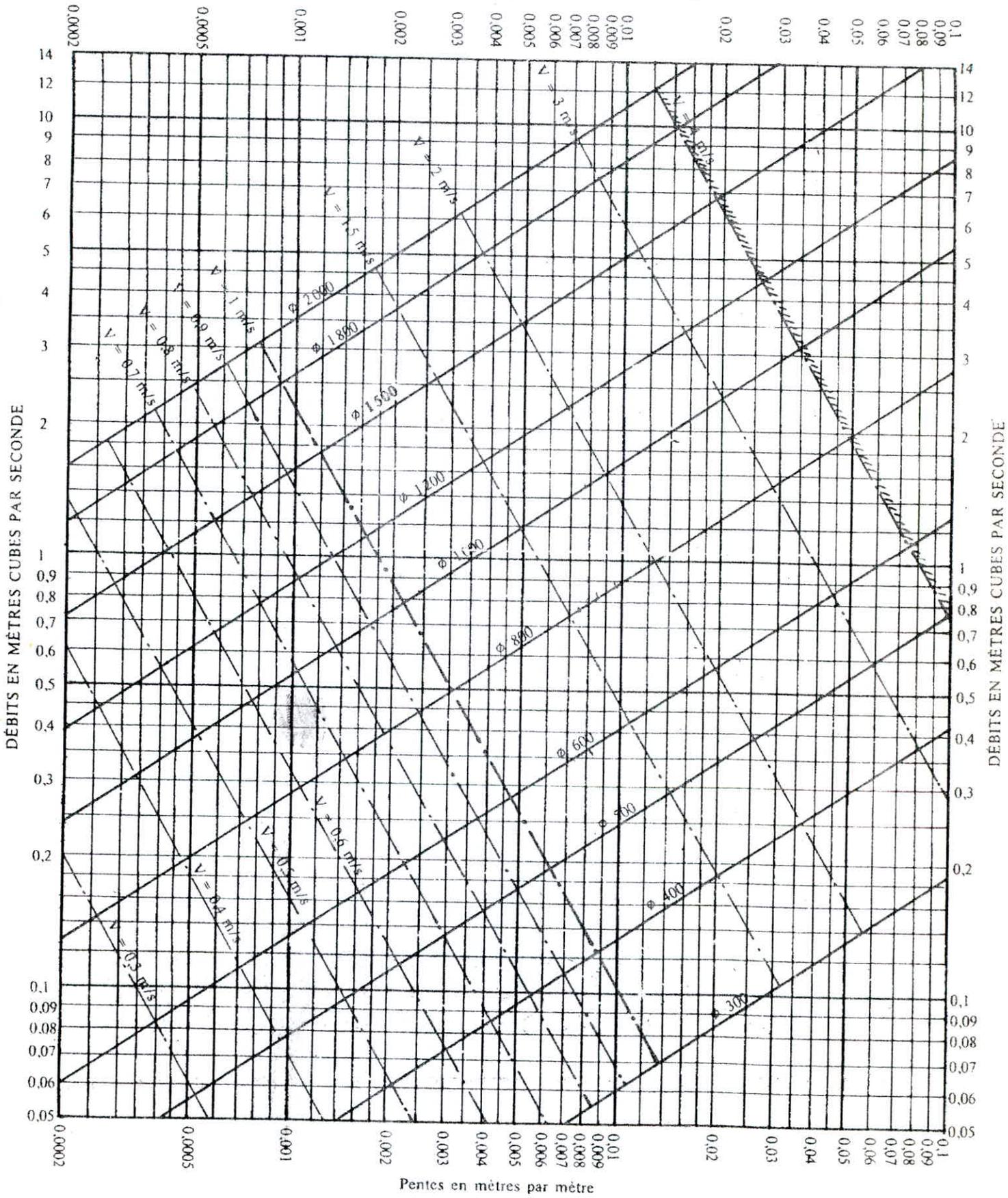
### 1.1.- Note de calcul (voir tableau)

Nos calculs sont représentés dans un tableau de vingt six (26) colonnes réparties comme suit :-

- Colonne 1 .- Numéro de tronçons
- Colonne 2 .- Numéro des points d'apport
- Colonne 3 .- Aires des bassins versants en (ha)
- Colonne 4 .- Coefficient de ruissellement C
- Colonne 5 .- Intensité de pluie en (l/s/ha)
- Colonne 6 .- Débits de pluie obtenus par multiplication des colonnes 3.4.5.
- Colonne 7 .- Débits d'eaux usées d'origine domestique en (l/s)
- Colonne 8 .- Débits d'eaux usées d'origine industrielle en (l/s)
- Colonne 9 .- Le cumul des débits d'eaux usées domestique et industrielle
- Colonne 10 .- Débits totaux des eaux usées et des eaux de pluie
- Colonne 11 .- Le cumul des débit totaux
- Colonne 12 .- Longueur des tronçons en (m)
- Colonne 13 .- Côtes amont du terrain
- Colonne 14 .- Côtes aval du terrain
- Colonne 15 .- Côtes amont du radier
- Colonne 16 .- Côtes aval du radier
- Colonne 17 .- Pentes du radier en %.
- Colonne 18 .- Diamètres  $\emptyset$  en "mm" déduits à partir de l'abaque (annexe VII, la collecte) tenant compte des résultats des colonnes 11: 17.
- Colonne 19 .- Débits en pleine section en (l/s) obtenues d'après l'abaque (Annexe VII, la collecte) en fonction des résultats des colonnes 17 et 18 .
- Colonne 20 .- Vitesses en pleine section en (m/s), déduites de la même façon que celle de la colonne 19.
- Colonne 21 .- Rapport des débits des eaux usées cumulées et des débits en pleine section.
- Colonne 22 .- Rapport de la hauteur de remplissage en fonction de la colonne (21) à partir de l'abaque (Annexe X, la collecte).
- Colonne 23 .- Rapport des vitesses s'obtient de la même façon que la colonne précédente.

ANNEXE VII

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

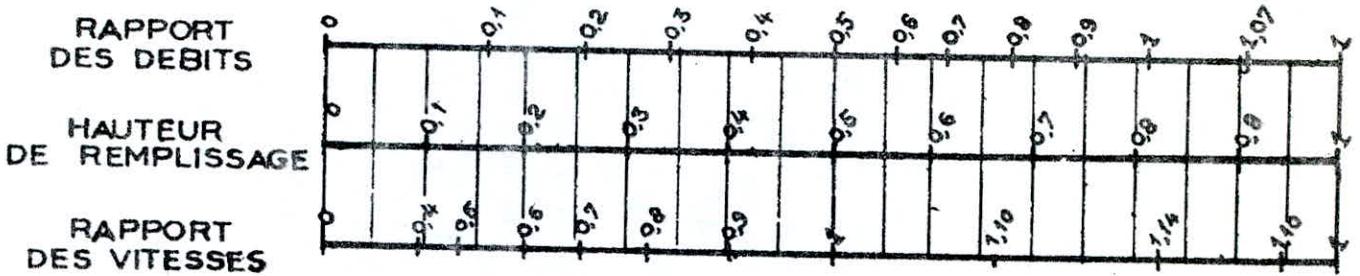


ANNEXE X

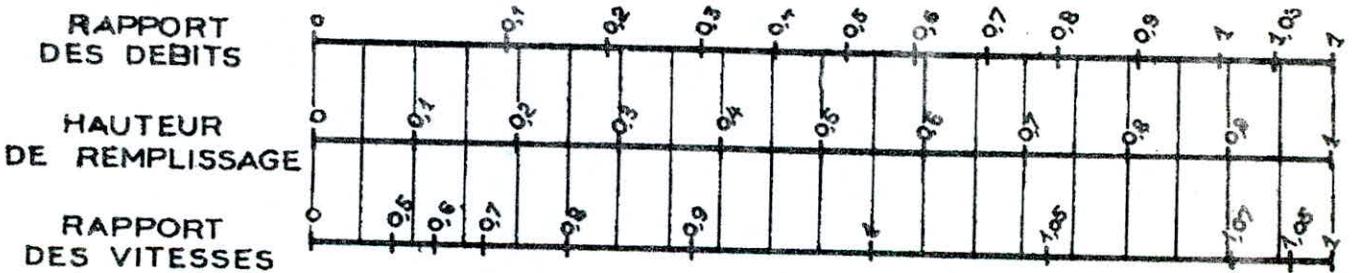
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(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

- Colonne 24 .- Hauteurs de remplissage en (m) égale au produit des colonnes 18 et 22.
- Colonne 25 .- Vitesses en (m) résultant du produit des colonnes 20 et 23.
- Colonne 26 .- Les vitesses de l'eau pour le dixième du débit à pleine section (d'après l'annexe X, pour un rapport des débits de 0,1; le rapport des vitesses est de 0,6. Cette colonne se déduit de la colonne (20) en multipliant les valeurs mentionnées par 0,6

N.B. :- L'examen du tableau montre que :

- . la vitesse de l'eau est acceptable dans tous les tronçons
- . la vitesse fixe pour l'autocurage - 0,60 m/s est respectée.

## CHAPITRE V .- ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'EGOUT.

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

- ouvrages principaux
- ouvrages annexes.

### 1.1.- Ouvrages principaux :

Ils comprennent les tuyaux cylindriques ou ovoïdes préfabriqués normalisés.

Pour notre projet, nous avons préconisé des tuyaux cylindriques en béton armé pour leur résistance aux charges permanentes et pour la gamme de diamètres fabriqués de  $\varnothing$  250 mm jusqu'à 3.000 mm et au delà.

Ceci correspondrait bien à notre cas où les diamètres se situent entre 400 et 1500 mm.

Ces tuyaux de longueur utile d'au moins 2 m<sub>3</sub> sont normalement assemblés par joints souples préfabriqués réalisés avec bagues d'étanchéité en élastomère, livrées avec les tuyaux.

### 1.2.- Ouvrages annexes :

parmis les ouvrages, on a utilisé les regards de vite (voir schéma)

#### 1.2.1.- Rôle :

Ils permettent d'assurer l'entretien et la ventilation des réseaux. Ils comportent, en partie supérieure, un dispositif de fermeture constitué d'un cadre et d'un tampon.

#### 1.2.2.- Espacement et amplacement :

Sur les canalisations un regard de visite doit être installé :

- à chaque changement de direction
- à chaque jonction de canalisation
- dans les parties droites et en pentes régulières tous les 80 m, au maximum.

## CHAPITRE VI.- POSE DES CANALISATION :

### 1.1.- Emplacement :

Dans les rues de moins de 15 m de largeur, les égouts sont placés, en général, dans l'axe de la chaussées, les branchements d'immeubles ont, de ce fait, la même longueur.

Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.

### 1.2.- Exécution de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit être égale, au minimum à 0,60 m ou au diamètre extérieur de la canalisation augmenté de 0,50 m.

Dans notre cas la pose est en terrain sableux :

s'il existe une nappe phréatique, le fond des tranchées doit être normalement arasé à 0,10 m., au moins, au dessous de la côte prévue pour le fil d'eau. Le lit de la pose doit être constitué de sable contenant moins de 12 % de particules inférieures à 0,1 mm.

### 1.3.- Pose des canalisations en tranchée :

Les tuyaux doivent être posés à partir de l'aval, l'emboîtement s'il existe, étant dirigé vers l'amont.

Le calage provisoire des tuyaux doit s'effectuer à l'aide de mottes de terres tassées ou de coins en bois, l'usage de pierres étant proscrit.

Dans les chantiers importants, le laser peut-être utilisé pour établir l'alignement et la pente des canalisations.

### 1.4.- Confection des joints :

Les joints doivent être confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux. Dans le cas de joints au mortier de ciment sur des canalisations dont le diamètres est supérieur ou égal à 0,60m., le joint doit faire l'objet, à l'intérieur de la canalisation d'un ragréage au mortier de ciment.

1.5.- Epreuve des canalisations et essais du réseau : elle doit avoir lieu avant remblaiement sur les tronçons compris entre deux regards consécutifs. L'épreuve à l'eau est plus pratique. Lors de l'essai à l'eau chaque tronçon essayé est fermé, à son extrémité avale, le regard amont étant complètement rempli d'eau, il ne doit se produire aucune fuite durant trois minutes.

Cependant dans le cas des joints au ciment, cette méthode est déconseillée.

#### 1.6.- Remblaiement des tranchées :

Un premier remblai doit être effectué jusqu'à une hauteur de 0,15 m. au dessus de la génératrice supérieure de la canalisation, il doit être réalisé à la main avec du sable, terre franche ou gravier. Ce remblai doit être soigneusement damé à la main. L'épaisseur maximale de chaque couche de remblai ne doit pas excéder 0,30 m.

## CHAPITRE VII.- ENTRETIEN DES RESEAUX D'EGOUT.

L'exploitation des réseaux d'égout comprend des opérations d'entretien, courant telle que :-

- débouchages accidentels
- curages journaliers
- nettoyages périodiques
- réparation des fuites.

### 1.1.- Débouchages accidentels :

Ce sont les opérations ponctuelles qui n'ont lieu qu'en cas d'obstructions causées par des dépôts importants ou par des racines. Elles se font à l'aide des jocs manoeuvrés à la main.

### 1.2.- Curages journaliers :

La solution idéale des curages journaliers des canalisations d'égout, afin d'éviter les dépôts de boues et les fermentations, consiste à l'auto-curage de celles-ci.

### 1.3.- Nettoyages périodiques :

On fait appel au nettoyage sous forte pression d'eau à l'aide d'engins comportant une pompe entraînée par un moteur électrique ou thermique.

### 1.4.- Répartition des fuites :

Les tuyaux peuvent, sous l'effet d'un tassement différentiel du sol, se fissurer ou se rompre. Il est actuellement, possible de procéder à un examen intérieur par une caméra de télévision qui permet de localiser avec précision la nature des dommages.

## CHAPITRE VIII.- PROTECTION DES CANALISATION.

Les moyens de protection les plus couramment utilisés sont des revêtements à base de résines époxydes ou de brai époxy.

Les premières sont moins souples, par contre, les secondes présentent une bonne souplesse, résistant mieux à l'abrasion.

Divers autre moyens de protection ont été utilisés, parmi lesquels peuvent être cités :

- la mise en place de mortier de ciment alumineux
- l'utilisation de fluosilicates de zinc ou de magnésimum
- la mise en oeuvre d'une solution chaude de silicate de sodium
- l'emploi de fluorure de silicium (ocration)
- la fixation de plaques préfabriquées en matières plastique;
- le revêtement en caoutchouc chloré.

1.- Pompes :

Les pompes pour relèvement des eaux d'égout doivent toujours être alimentées en charge pour éviter les désamorçages.

a) pompes centrifuges :

L'utilisation des pompes centrifuges pour le relèvement des eaux d'égout doit tenir compte des suggestions imposées risque d'obturation, encrassement et usure rapide.

Des palhatifs sont apportés par des mesures telles que suppression des ailettes de diffuseur, roues sans flasques, turbines à effet voitex, ou turbine à canal unique, bagues d'étanchéité à rattrapage de jeu ou amovibles, arbres sans parties saillantes entourés par des chemises fixes etc...

Par ailleurs, il a été ménagé des dispositifs d'intervention commodes, accès aisé aux roues, possibilités de démontage sans toucher aux canalisation d'aspiration et de refoulement, joints mécaniques entre partie hydraulique et partie moteur.

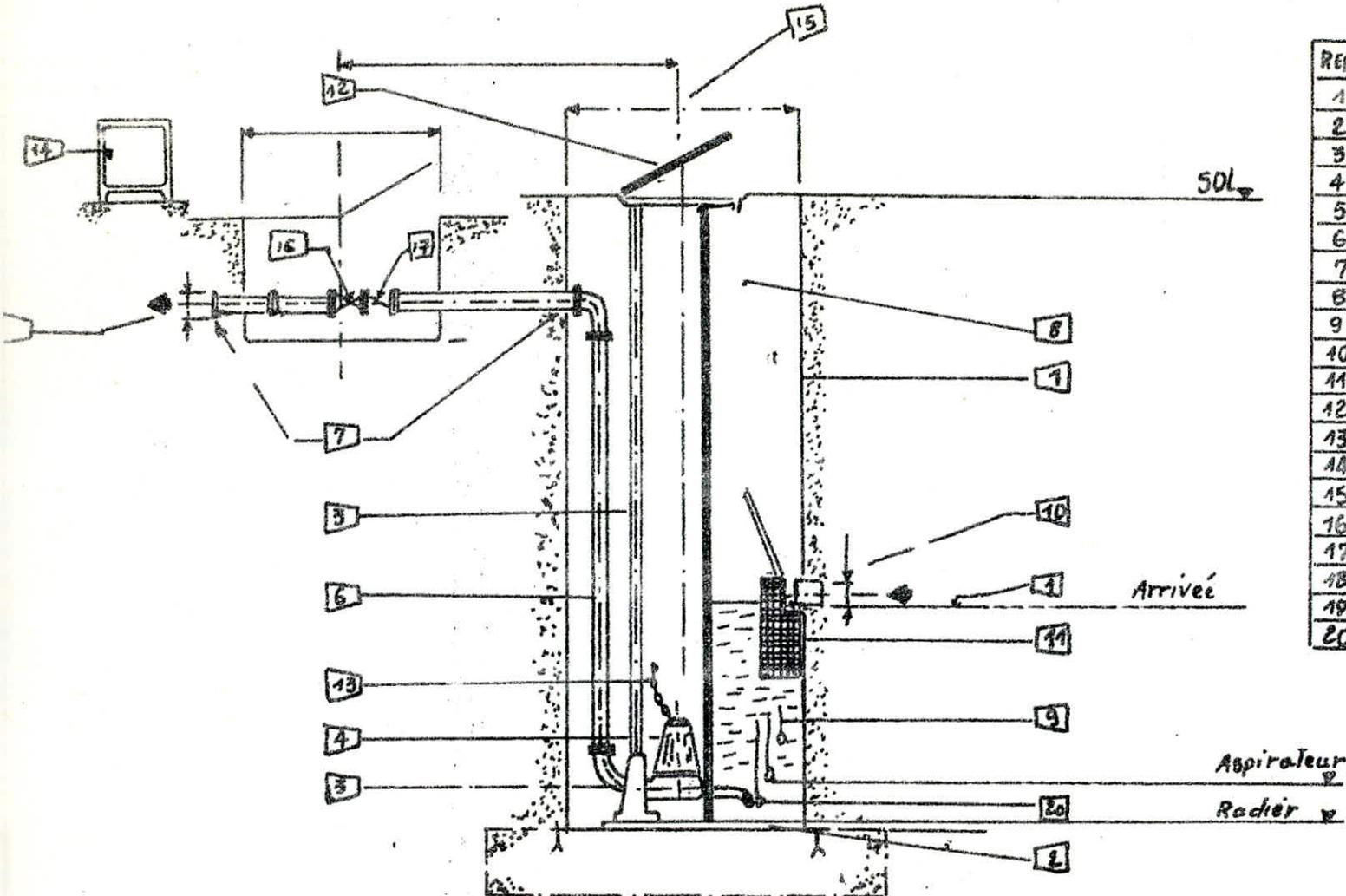
Ces pompes ainsi aménagées peuvent relever les eaux chargées de corps étrangers dont le diamètre est fonction de la section d'aspiration.

Elles demandent à être protégées par des grilles dont l'écartement des barreaux est déterminée par la section de passage de la turbine donc, en définitive du débit.

Il existe deux systèmes d'installations :

- Dans un premier système, le plus répandu actuellement, il est mis en place des pompes submersibles installés dans la bache même d'aspiration. Comme c'est mentionné dans la figure (a)

# STATION DE RELEVAGE



REP	DESIGNATION
1	côte du radier
2	support pompe
3	piéd d'assise
4	Pompe
5	barre de guidage
6	conduite de refoul
7	sortie refoulement
8	bâche d'aspiration
9	régulateur de niveau
10	arrivée des eaux usées
11	panier de dégrillage
12	trappe d'accès
13	chaîne de relevage
14	armoire de commande
15	cable armoire
16	vanne
17	clapet
18	station
19	conduite de refoul.
20	aspirateur

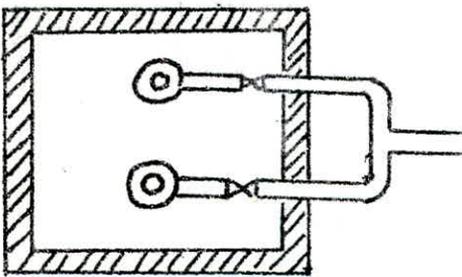
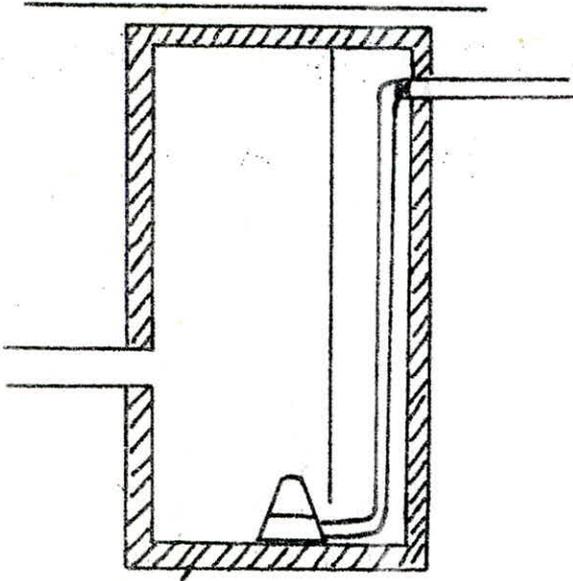


Figure (a)

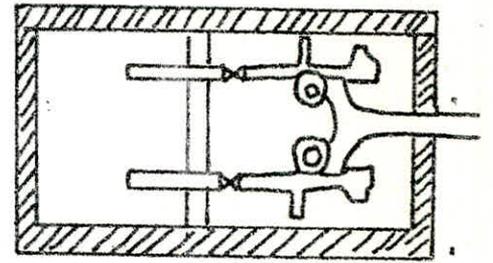
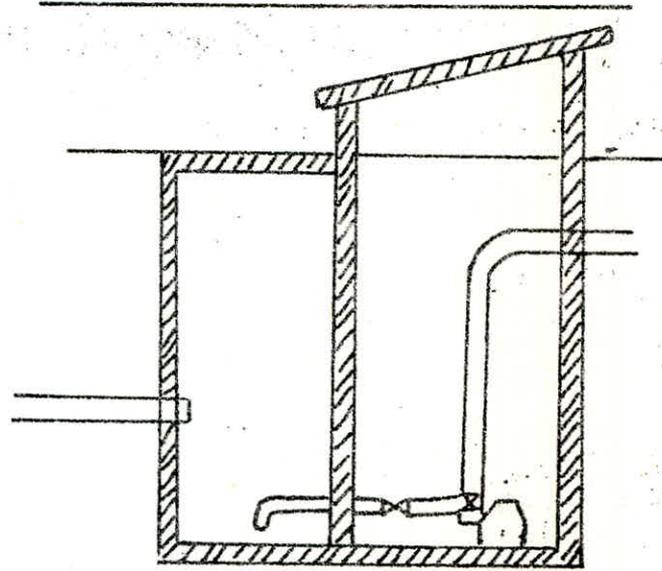


Figure (b)

SCHEMA D'INSTALLATION  
DE POMPE

- Dans un second système, les pompes sont installées dans un regard étanche-comme c'est notre cas - voisin de la bache d'aspiration où elles aspirent l'effluent en charge figure (b)

b) La bache d'aspiration :

L'arrivée des eaux d'égout s'effectuant à débit variable alors que le débit des pompes centrifuges des divers types est constant; il est indispensable que les eaux soient recueillies dans une bache d'aspiration jouant le rôle de volant.

La capacité de la bache d'aspiration doit être aussi réduite que possible de façon à limiter les dépenses d'infrastructures mais, par contre, il faut éviter les démarrages trop fréquents des engins de relèvement, une cadence acceptable paraissant être de 4 à 5 démarrages à l'heure.

dans notre cas, on prend 5 démarrages par heure si  $q$  est en  $m^3/s$ , le débit maximal de l'égout,  $t$  intervalle en secondes entre deux démarrages successifs de l'engin de relèvement et  $n$  le nombre d'engin de relèvement de même caractéristiques le volume  $V$  de la bache de réception s'exprime en  $m^3$  par la formule :

$$V = \frac{ts}{4 \cdot n} \cdot Q \cdot (M^3)$$

L'intervalle de temps à choisir entre deux démarrages successifs de l'engin de relèvement est essentiellement fonction de la nature du matériel :

il s'échelonne normalement entre 6 et 15 minutes.

On prend dans notre cas 6 minutes, on aura 10 démarrages pour les deux pompes jumelées.

$$V = \frac{360}{4 \cdot 2} \times 1,22854 = 55,28 \text{ M3.}$$

$$t = 6 \text{ mn} = 360 \text{ s}$$

$$n = 2$$

$$Q = 1,22854 \text{ M3/s.}$$

## 2) Choix des pompes

Le choix d'une pompe s'effectue en choisissant le type normalisé de pompe dont les caractéristiques se rapprochant le plus des données à respecter.

- débit à refouler, hauteur d'élévation et rendement pour notre étude nous avons choisi : une pompe à axe horizontal, au niveau de la station de relèvement.

Durée de Pompage :

Vu la nécessité d'évacuer le maximum d'eaux usées, nous proposons un fonctionnement continu 24H/24H, pour cela la station de pompage sera équipée par une deuxième pompe qui servira de secours, en cas de panne de la pompe qui fonctionne.

Etapas de Calcul :

- la formule de BONIN donne le diamètre approximatif

$$D = \sqrt[4]{Q}$$

$$\text{Le Reynolds} \quad R = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

Le coefficient de frottement :

$$f_c = (1,14 - 0,86 \lg \frac{\Sigma}{D_h})^{-2} \quad \text{en régime turbulent rugueux.}$$

$$f = \left[ -0,86 \lg \left( \frac{\epsilon}{Dh.3,7} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f_c}} \right) \right] \text{ en régime transitoire.}$$

- les pertes de charges totales, occasionnées dans la conduite de refoulement sera égale :

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

$\Delta H_s$  : pertes de charges singulières

$$\Delta H_s = \frac{K \cdot L_{eq} \cdot v^2}{2g \cdot D}$$

$\Delta H_f$  : pertes de charges dûes aux frottements

$$\Delta H_f = f \cdot \frac{L_G \cdot v^2}{D \cdot 2g}$$

nous avons estimé la longueur équivalente à 15 % de la longueur géométrique.

$$L_t = L_G + L_{eq}$$

$$L_t = 1,15 \cdot L_G$$

d'où

$$\Delta H_t = \frac{1,15 \cdot L_G \cdot K \cdot v^2}{2g \cdot D} = \frac{1,15 \cdot L_G \cdot f \cdot Q^2}{2g \cdot D \cdot A^2}$$

Calcul

$$Q = 2211,37 \text{ m}^3/\text{h} = 0,614 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 10 \text{ m}$$

par la formule de BONIN, le diamètre approximatif :

$$D = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{0,614} = 800 \text{ mm}$$

$$L = 500 \text{ m}$$

$$H_{mt} = \Delta H_t + H_g$$

Q (m <sup>3</sup> /h)	V (m/s)	Re 10 <sup>6</sup>	f <sub>c</sub>	J	ΔHt (m)	Hmt (m)
600	0,33	0,264	0,018530	0,0000424	0,02	10,02
1200	0,66	0,528	0,017515	0,0001605	0,09	10,09
1800	0,99	0,792	0,017120	0,0003541	0,20	10,20
2211,37	1,22	0,976	0,016966	0,0005288	0,30	10,30
2400	1,33	1,064	0,016911	0,000478	0,36	10,36

3) Point de fonctionnement de la pompe :

Le point de fonctionnement est donné par l'intersection (P') de la caractéristique de la pompe et celle de la conduite.

$$\Delta h = f(Q)$$

Dans notre cas le point (P) correspondant à un débit de 2211,37 m<sup>3</sup>/h et de hauteur 10,30 m est le point de fonctionnement désiré, en vue de rapprocher ces débits, plusieurs solutions sont envisagées.

Première variante :

accepter la caractéristique de la conduite telle qu'elle est, le débit relevé sera supérieur à celui désirée et la durée de pompage sera diminué.

$$V = Q.T = 2211,37 \times 24 = 53072,88 \text{ m}^3$$

Le temps de remplissage se réduit :

$$T = \frac{53072,88}{2377,14} \simeq 22 \text{ heures}$$

donc la puissance absorbée sera :

$$P = \frac{9,81 \cdot 10,32 \cdot 0,6603}{0,71} = 94,15 \text{ Kw}$$

deuxième variante :

la deuxième variante consiste à vanner sur le refoulement, dans ce cas, la consommation d'énergie augmente. Le vannage va créer une perte de charge de 1,20 m. -. Le temps de pompage est évidemment de 24 heures/24 heures. Cette perte de charge engendre un gaspillage d'énergie donc cette solution présente aussi des inconvénients.

Troisième variante :

celle-ci consiste au rognage de l'impulseur de façon à rapprocher le point P' du point P

Pourcentage de rognage :

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{1}{M^2}$$

où : m : coefficient de rognage

q et h - coordonnées du point P

Q et H - coordonnées du point R

avec

$$q = 2211,37 \text{ m}^3/\text{h} \text{ et } h = 10,30$$

$$Q = 2320 \text{ m}^3/\text{h} \text{ et } H = 11 \text{ m.}$$

$$m = \sqrt{\frac{q}{Q}} = \sqrt{\frac{2211,37}{2320}} = 0,98$$

Le pourcentage de rognage sera :

$$1 - 0,98 = 2 \%$$

avec un temps de pompage de 24 h/24 h et un rendement de 71 % sa puissance sera donc :

$$P = \frac{9,81 \cdot 0,6444 \cdot 11}{0,71} = 97,94 \text{ kw}$$

Conclusion :

Nous constatons que la puissance absorbée par réduction du temps de pompage est inférieure à celle obtenue par rognage de la roue. Donc on propose le point de fonctionnement P' et on réduit le temps de pompage.

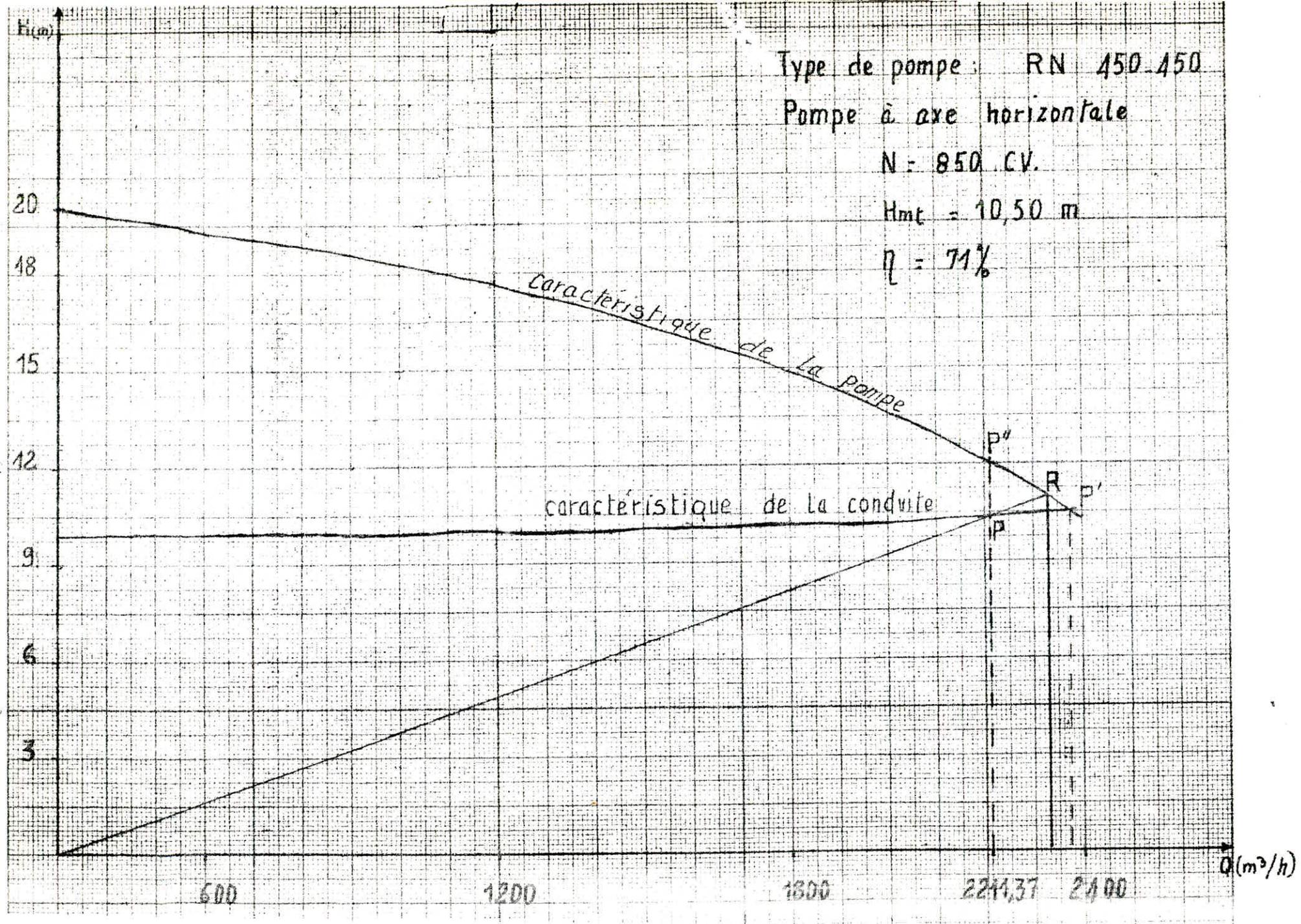
Type de pompe : RN 450-450

Pompe à axe horizontale

N : 850 CV.

Hmt = 10,50 m

$\eta = 71\%$



- B I B L I O G R A P H I E -

- \* A . - DUPONT : Edition Eyrolles  
  . Hydraulique urbaine Tome II
  
- \* G . - LAPRAY :  
  . Longueur fludo-dynamique
  
- \* C . - GOMELLA et H . - GUERBEE : Edition Eyrolles  
  . Distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et  
  rurales.
  
- \* Aide-Mémoire d'Hydraulique urbaine : J. BONIN
  
- \* Catalogues des Pompes : JEUMONT SCHNEIDER.

-- TABLE DES PLANCHES --

-----0o0-----

- Planche n° 1 : Plan du reseau maillé avec accessoires
  
- Planche n° 2 : Profil en long d'un cheminement de la distribution
  
- Planche n° 3 : Profil en long du collecteur principal.

