

19/84

2 ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

SUJET

ALIMENTATION EN EAU  
POTABLE ET ASSAINISSEMENT  
DE LA CITE D'OULED-HADJADJ  
COMMUNE DE REGHAIA

Proposé par :  
D.H.W.A

Etudié par :  
GHAOUTI Z.  
A ISSANI A.

Dirigé par :  
Dr. BEDNARCZYK  
Mr. BOUDENE



## RESUME

Sujet: Notre projet consiste à alimenter en eau potable et à assainir la cité d'OULED-HADJADJ. Nous avons projeté un réservoir surélevé de  $600 \text{ m}^3$ . Le pompage se fera à partir d'un forage débitant  $22 \text{ l/s}$  pour une longueur de  $1600 \text{ m}$  de refoulement. Ensuite, nous avons dimensionner les différents collecteurs qui assureront l'évacuation des eaux usées et pluviales vers les rivières.

## SUMMARY

Subject: Our plan is about drinking water and drainage of OULED-HADJADJ town. We have planned a water tank of capacity is  $600 \text{ m}^3$ . The pumping water in borehole is so many  $22 \text{ l/s}$  and the discharge is  $1600 \text{ m}$  in long. After, we have calculated the dimensions of different drainage pipes.

## ملخص

الموضوع: يحتوي هذا المشروع على تزويد المدينة بالمياه الشرب  
والتصريف الصحي للمياه. تم تخطيط خزان مياه السعة  $600 \text{ م}^3$   
التي سيتم ضخها من بئر عمقها  $1600 \text{ م}$ .  
ثم تم حساب القنوات التي تصريف المياه القذرة والأمطار  
نحو الوديان.

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
—»O«—

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique  
—»O«—

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER**  
—»O«—

**DEPARTEMENT HYDRAULIQUE**  
—»O«—

PROJET DE FIN D'ETUDES

**THEME**

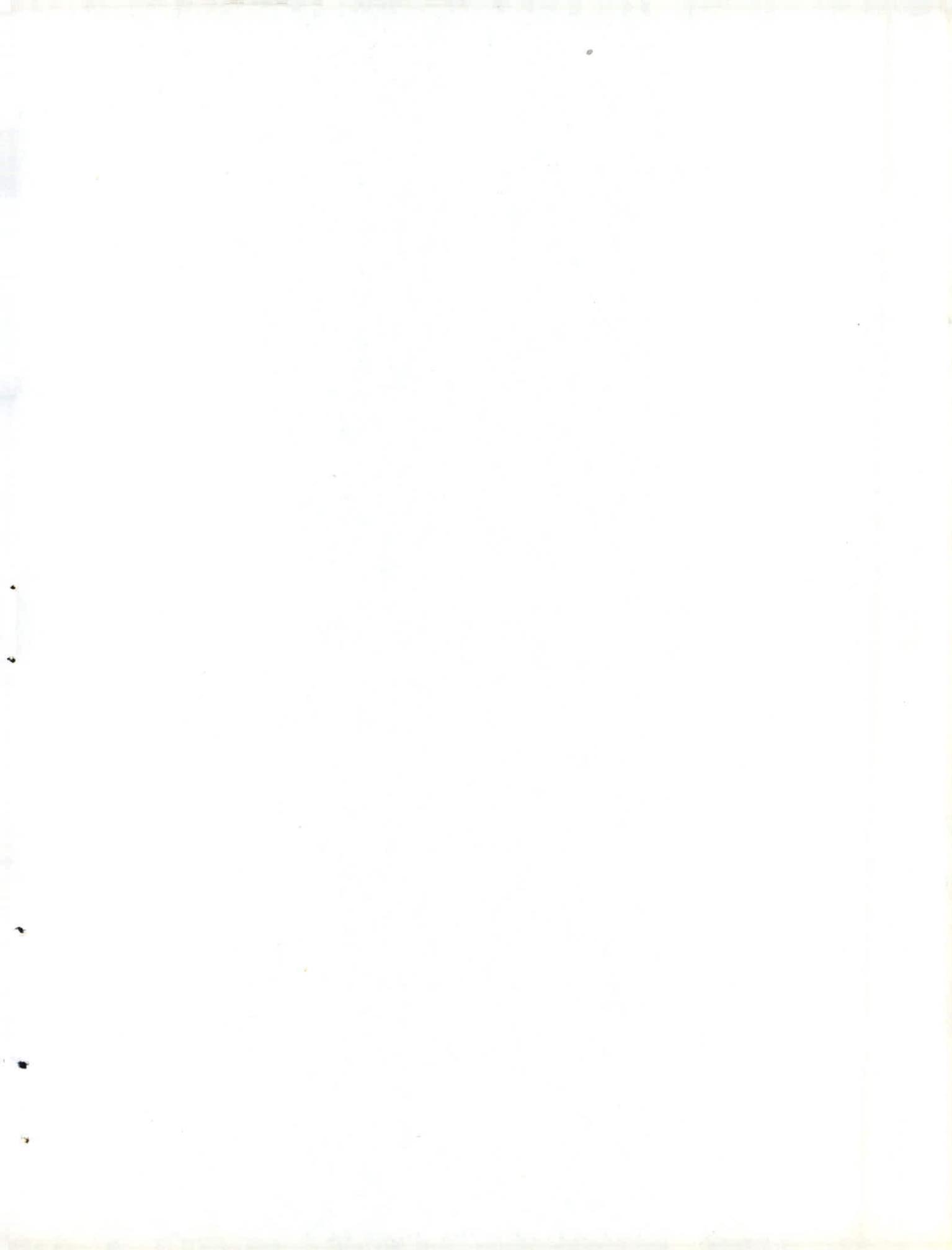
Alimentation en Eau Potable et Assainissement  
de la Cité d'OULED HADJADI  
Commune de REGHAIA

proposé par :  
D. H. W. A.

Etudié par :  
GHAOUTI Z.  
AISSANI A.

Dirigé par :  
Dr. BEDNARCZYK  
Mr. BOUDENE

Promotion Janvier 1984



## REMERCIEMENTS .

---

Nous tenons à exprimer notre gratitude :

- à nos promoteurs, Dr . BEDNARCZYK et Mr. BOUDENE qui ont bien voulu suivre notre projet .
- à Monsieur G.LAPRAY pour l'importance qu'il accorde au laboratoire d'hydraulique et pour le soutien qu'il apporte aux élèves ingénieurs .
- à notre chef de département Mr. KHETTAB
- à tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.
- à Monsieur FARID du Carroubier pour son aide et sa Compréhension .

DEDICACES

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

- à ma mère et mon père pour leur sacrifice à  
mon égard .
- à mes grands parents
- à mes frères et soeurs
- à mes oncles et tantes
- à tous mes amis .

\_\_\_\_\_° AISSA \_\_\_\_\_°

## DEDICACES

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

- A ma mère , cette grande amie des pauvres et des deshérités qui sait garder le sourire dans les moments les plus durs .
- A mon père qui m'a beaucoup aidé
- A mes frères et sœurs
- A ma femme
- A mes grands parents
- A mes cousins et cousines
- A tous mes amis .

Je dédie ce modeste travail en priant le tout puissant de faire intercéder pour nous son livre éternel ,  
Le jour où ni l'argent , ni les enfants ne sont d'aucun secours .

# SOMMAIRE

PREMIERE PARTIE : A.B.P

<u>CHAPITRE I</u>	<u>Pages</u>
1. INTRODUCTION	1
2. PRESENTATION	1
3. SITUATION GEOGRAPHIQUE	1
4. SITUATION TOPOGRAPHIQUE	1
5. CLIMAT	2
6. STRUCTURE D'HABITAT	2
7. RESSOURCES	2
 <u>CHAPITRE II : DEMOGRAPHIE</u>	
1. EVALUATION DE LA POPULATION	3
2. REPARTITION DE LA POPULATION	3
 <u>CHAPITRE III</u>	
1. BESOINS DOMESTIQUES	5
2. BESOINS SCOLAIRES	7
3. BESOINS MUNICIPAUX	7
4. BESOINS SANITAIRES	8
	.../...

5. TABLEAU RECAPITULATIF	8
--------------------------	---

CHAPITRE IV . VARIATION DU DEBIT

1. ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LES VARIATION DU DEBIT	9
2. CALCUL DES DEBITS MAXIMUMS JOURNALIERS DE POINTE	11
3. CONCLUSION	12.

CHAPITRE V : RESERVOIRS .

1. ROLE DES RESERVOIRS	13
2. EPLACEMENT DU RESERVOIR	13
3. COTE DU RADIER DU RESERVOIR	15
4. CAPACITE DU RESERVOIR	20
5. DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR	24
6. EQUIPEMENT DU RESERVOIR	24
7. HYGIENE ET SECURITE	28

CHAPITRE VI : ADDUCTION PAR REFOULEMENT

1. CHOIX DU TRACE	29
2. CHOIX DU TYPE DE TUYAU	31
3. CHOIX DU DIAMETRE ECONOMIQUE	31

.../...

CHAPITRE VII : CHOIX DE LA POMPE .

- |   |    |
|---|----|
| 1. AU NIVEAU DU FORAGE  | 34 |
| 2. CONCLUSION   | 42 |
| 3. JUSTIFICATION DU CHOIX DU GROUPE<br>ELECTRO-POMPE INTERGE. | 42 |

CHAPITRE VIII : PROTECTION DE LA CONDUITE CONTRE LES COUPS DE BELLIER

- |   |    |
|---|----|
| 1. GENERALITES  | 45 |
| 2. INTERPRETATION PHYSIQUE                                      | 46 |
| 3. PROTECTION CONTRE LES COUPS DE BELLIER                       | 46 |
| 4. DISPOSITIFS CHOISIS POUR LA CONDUITE<br>DE REFOULEMENT.      | 47 |
| 5. ETUDE D'UN COUP DE BELLIER AU REFOULEMENT<br>(ARRET BRUSQUE) | 50 |
| 6. DEPARTAGE DU GROUPE ELECTRO-POMPE                            | 60 |
| 7. DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR D'AIR                           | 68 |

CHAPITRE IX : PROTECTION CONTRE LA CORROSION .

- |                       |    |
|-----------------------|----|
| 1. PROTECTION EXTERNE | 73 |
| 2. PROTECTION INTERNE | 77 |
- CHAPITRE X : AUTOMATISATION

.../...

CHAPITRE XI : RESEAU DE DISTRIBUTION

- |   |    |
|---|----|
| 1. CHOIX DU TYPE DE RESEAU              | 78 |
| 2. METHODE DE CALCUL                    | 79 |
| 3. EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION | 86 |

CHAPITRE XII : POSE DES CANALISATIONS

- |                                  |    |
|----------------------------------|----|
| 1. STOCKAGE ET APPROVISIONNEMENT | 89 |
| 2. REALISATION DES TRANCHEES     | 89 |
| 3. POSE DES CONDUITES            | 91 |
| 4. REMBLAYAGE DES FOUILLES       | 91 |
| 5. TRAVERSEE DE ROUTES           | 92 |

CHAPITRE XIII : HYGIENE ET ENTRETIEN

- |                          |    |
|--------------------------|----|
| 1. DESINFECTION DE L'EAU | 93 |
| 2. ZONE DE PROTECTION    | 93 |
| 3. ENTRETIEN DU RESEAU   | 94 |

.../...

DEUXIEME PARTIE : ASSAINISSEMENT

INTRODUCTION .

95

CHAPITRE I :

1. DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS
2. TYPE D'EAU A EVACUER
3. EVALUATION DES DEBITS D'EAU USEES

96

97

98

CHAPITRE II : EVALUATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES .

1. DEFINITION
2. DEBIT D'APPORT
3. COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT
4. INTENSITE DE PLUIE
5. CALCUL DES SURFACES .

102

102

103

103

105

CHAPITRE III : OUVRAGES DU RESEAU

1. BOUCHE D'EGOUT
2. CARACTERISTIQUES
3. REGARDS DE VISITE
4. ESPACEMENT ET EPLACEMENT

106

106

108

108

.../...

5. CARACTERISTIQUES	109
6. DISPOSITIF DE FERMETURE DES REGARDS	109
7. ETANCHEITE DES RESEAUX .	109

CHAPITRE IV : POSE DES CANALISATIONS .

	111
1. EMPLACEMENT DES CANALISATIONS	111
2. EXECUTION DE LA TRANCHEE	111
3. PROFONDEUR DE LA TRANCHEE	111
3. CHOIX DU MATERIAU DES CANALISATIONS	112
5. ENTRETIEN DU RESEAU	113
6. INTERPRETATION DU TABLEAU DE CALCUL .	114

## CHAPITRE I

### GENERALITES .

#### 1. INTRODUCTION .

L'objet de notre étude consiste à alimenter en eau potable et à assainir la cité d'OULED-HADJADJ .

#### 2. PRESENTATION .

La cité d'OULED-HADJADJ se trouve dans la commune de REGHAIA à trois Kilomètres au sud du chef lieu . Sa population actuelle est fixée à 4000 habitants .

#### 3. SITUATION GEOGRAPHIQUE .

La cité d'OULED-HADJADJ est délimitée au nord par la route W 11 , à l'est par la W 122 , à l'ouest par l'OUED GUESBAIA et au sud par la commune d'OULED HOUSSA .

#### 4. SITUATION TOPOGRAPHIQUE .

##### 4.1 Altitude maximum :

En se référant à la carte topographique , on remarque les points les plus hauts qui dominent l'ensemble sont situés au Sud de la cité à une altitude de 52 m N.G.A .

.../...

#### 4.2 Altitude minimum

Les points les plus bas sont situés au nord de la cité à une altitude de 20 m N.G.A

#### 4.3 Relief

Le terrain est accidenté et traversé par des rivières à l'est et à l'ouest de la cité .

#### 5 . CLIMAT :

Il est du type continental , c'est à dire des températures élevées en été allant jusqu'à 40° C pendant le mois de août et basses en hivers allant jusqu'à 6° C pendant le mois de janvier .

#### 6. STRUCTURE D'HABITAT .

Les habitations sont très éparées s'étalant sur une grande superficie . Il est à noter une poste , une école de 1080 élèves et une polyclinique de 20 lits sont en projet .

#### 7. RESSOURCES .

Pour son alimentation , la cité dispose d'un forage débitant 22 l/s dont les coordonnées sont X = 556,875 Y = 379,540 . On note que l'irrigation des terres agricoles se fait par d'autres forages propres à l'agriculture.

## CHAPITRE II

### DEMOGRAPHIE .

Les besoins en eau seront évalués pour l'horizon 2000 , de ce fait il sera procédé à l'établissement de l'évaluation de la population jusqu'à l'horizon prévu .

Ainsi pour le développement de la population dans cette Zone, nous appliquons un taux d'accroissement de 3,5 % selon la moyenne nationale .

La population future est calculée moyennant la formule des intérêts composés

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

où  $P_n$  : population future ( an 2000 )

$P_o$  : population actuelle (an 1983 )

$T$  : Taux d'accroissement

$n$  : nombre d'années séparant la date du dernier recensement à celle de l'horizon futur .

#### 2 . REPARTITION DE LA POPULATION .

La cité d'OULED HADJADJ est une zone d'habitation très éparse comptant deux zones principales : haute et basse dont elles mêmes groupant plusieurs sous-zones non homogènes.

Ayant le nombre d'habitants global et le nombre de logements, on calcule la moyenne d'habitants par logement .

Nombre d'habitants = 4000

Nombre de logements = 573

Moyenne =  $\frac{4000}{573} = 7 \text{ hab /log}$

573

Ainsi on aura le nombre d'habitants <sup>de</sup> chaque sous-zône .

Z O N E H A U T E .							Somme	
Sous Zone	I	II	III	IV	V	VI		VII
Nombre de logs	58	38	18	41	27	33	24	239
Nombre d'hab	406	266	126	287	189	231	168	1673

Z O N E B A S S E .						Somme
sous-zone	I	II	III	IX	V	
Nombre de logs	84	26	23	141	60	334
Nombre d'hab	588	182	161	987	420	2338

## C H A P I T R E III

### EVALUATION DES BESOINS EN EAU .

#### 1. BESOINS DOMESTIQUES .

S'agissant de l'alimentation en eau d'une zone rurale ,  
l'estimation a été faite en octroyant une dotation de 140L /j/  
hab.

Z O N E H A U T E .			
Sous-Zônes	Nb're d'hab(1983)	nb're d'hab (2000)	Consommation en l / j
I	406	729	120,06
II	266	477	66,78
III	126	226	31,64
IV	287	515	72,10
V	189	339	47,46
VI	231	415	58,10
VII	168	301	42,14
	$\Sigma = 1673$	$\Sigma = 3002$	$\Sigma = 420,28$

2. BESOINS SCOLAIRES .

Nature de l'établissement	Nbre d'élèves	Dotation	Cous. totale Journénière (3/j)
2 écoles	2180	80	174,4

3. BESOINS MUNICIPAUX .

Nature de l'établissement	Nbre d'employés	Consonnation 1/j/emp	Consonnation Journénière (3/j)
Agence Postale	10	100	1
Mosquée	-	-	10

4. BESOINS SANITAIRES .

Nature de l'établissement	Nbre de lits	Dotation 1/j/lit	Cous. jour. (3/j)
Polyclinique	20	400	8

5 . TABLEAU RECAPITULATIF DES BESOINS EN EAU .

DESIGNATION	CONSUMATION (m <sup>3</sup> /j)	TOTALE (m <sup>3</sup> /j)
BESOINS DOMESTIQUES	1007,72	1201,12.
BESOINS SCOLAIRES	174,40	
BESOINS MUNICIPAUX	11,0	
BESOINS SANITAIRES	8,0	

## CHAPITRE IV

### VARIATION DU DEBIT

#### 1. ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LES VARIATIONS DU DEBIT

Les problèmes posés par la variation du débit ont trait aux pointes<sup>n</sup> journalières, mensuelles et saisonnières.

-La consommation maximale journalière est égale à la consommation journalière moyenne multipliée par le coefficient K1.

-La consommation de pointe horaire est égale à la consommation journalière moyenne divisée par 24 heures et multipliée par le coefficient de pointe Kp.

-La consommation moyenne journalière est égale la somme de tous les besoins journaliers (domestiques, scolaires, sanitaires, municipaux, divers) plus les pertes dans le réseau estimées à 15% des besoins.

K1: Coefficient de l'irrégularité de la consommation journalière (coefficient journalier)

$$K1 = \frac{\text{cons. max. journalière}}{\text{cons. moy. journalière}} = \frac{Q_j \text{ max}}{Q_j \text{ moy}}$$

K2: Coefficient de l'irrégularité de la consommation horaire (coefficient horaire)

$$K2 = \frac{\text{cons. max. horaire}}{\text{cons. moy. horaire}} = \frac{Q_h \text{ max}}{Q_h \text{ moy}}$$

$K_p$ : Coefficient de pointe horaire égale au produit des deux coefficients cités ci-dessus.

$$K_p = K_1 \cdot K_2$$

Dans cette étude nous avons évalué les valeurs des coefficients  $K_1$ ,  $K_2$  et  $K_p$  selon des normes communiquées par la SETHYAL.

$$K_1 = 1,1 \div 1,3$$

$K_1$  est estimé égale à 1,3

$$K_2 = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max}$$

$$\alpha_{\max} = 1,2 \div 1,4$$

$\alpha_{\max}$  est estimé égale à 1,3

$\beta_{\max}$  coefficient qui varie suivant la population

habitants	000	2500	5000	10.000	20.000	50.000
$\beta_{\max}$	2	1,6	1,4	1,3	1,2	1,15

Puisque notre population pour l'horizon 2000 est comprise dans l'intervalle 6000  $\div$  10.000, on prend  $\beta_{\max} = 1,4$

D'où on aura  $K_2 = 1,3 \cdot 1,4 = 1,82$

Ce qui nous donne un coefficient de pointe horaire de:

$$K_p = 1,3 \cdot 1,82 = 2,366 \approx 2,4$$

## 2- CALCUL DES DEBITS MAXIMUMS JOURNALIERS ET DE POINTE

$$\text{Besoins en eau} = 1201,12 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les pertes dans le réseau sont estimées à 15% des besoins en eau

$$Q_j \text{ moy} = 1201,12 \cdot 1,15 = 1381,29 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_j \text{ max} = Q_j \text{ moy} \cdot K_1 = 1381,29 \cdot 1,3 = 1795,68 \text{ m}^3/\text{j} = 211/\text{s}$$

$$Q_p = \frac{Q_j \text{ moy} \cdot K_p}{24 \cdot 3600} = \frac{1381,29 \cdot 2,4}{24 \cdot 3600} = 0,038 \text{ m}^3/\text{s} = 38 \text{ l/s}$$

NB: Nous tenons à souligner qu'avec :

- Le débit maximum journalier, nous passerons au dimensionnement de la conduite d'adduction, du réservoir ainsi qu'au choix de pompes.
- Le débit de pointe horaire, nous dimensionnerons la conduite principale partant du réservoir ainsi que le réseau de distribution, et ce pour que notre installation puisse satisfaire au débit demandé à l'heure de pointe du jour de l'année où la consommation est maximale.

### 3- CONCLUSION

En définitif la consommation journalière maximale s'élève  
à: 1795,68 m<sup>3</sup>/j soit 211/s

Le forage existant débitant 221/s peut répondre aux besoins de la population jusqu'à l'horizon 2000.

## CAPITRE V

### RESERVOIRS .

Le rôle des reservoirs peut être présenté comme suit :

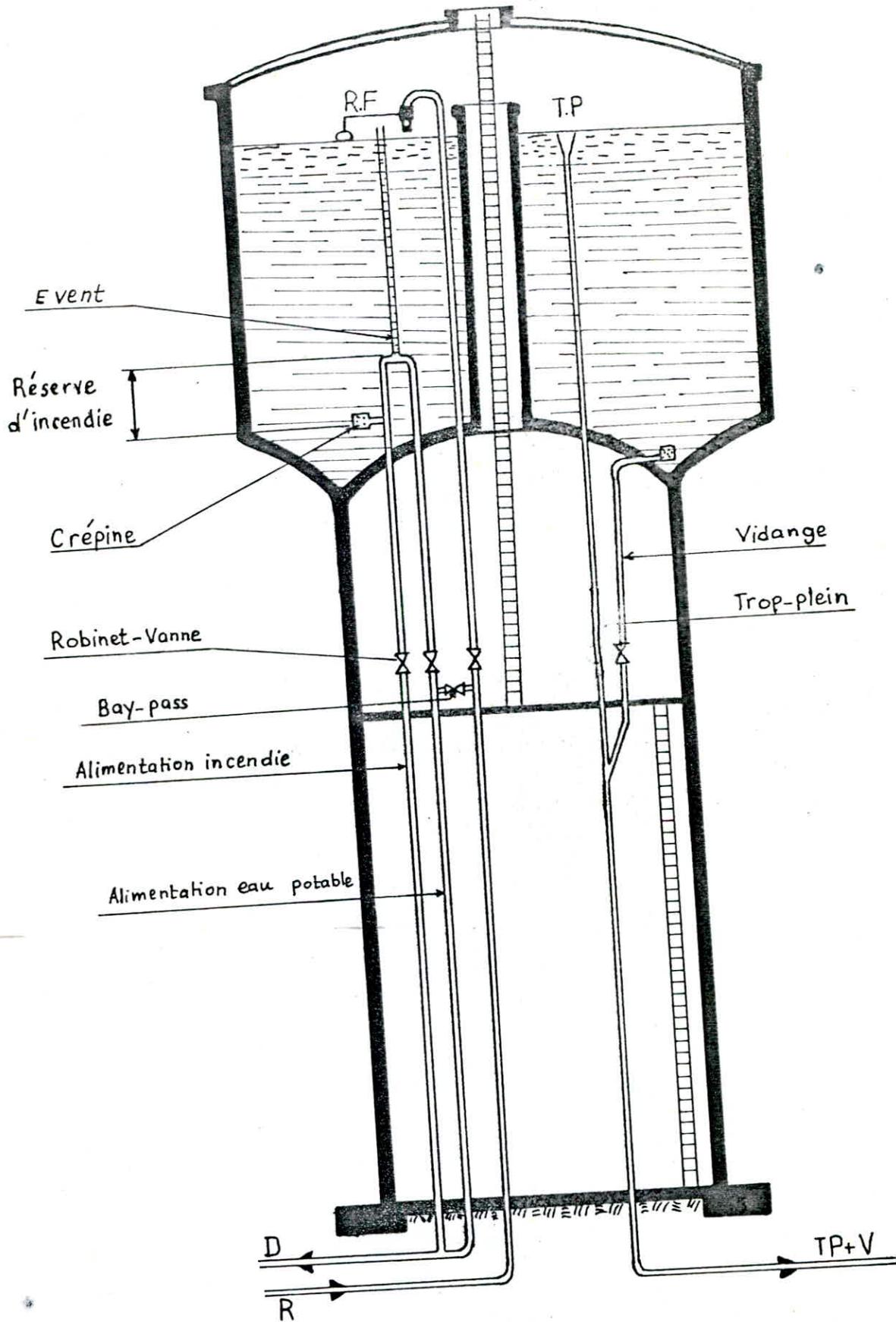
- Permettant une marche plus uniforme des pompes.
- Apportant une contribution à l'économie générale du pays par effacement de la consommation en énergie électrique aux heures de pointe et utilisation du maximum d'énergie pendant les heures creuses .
- Assurant la régularité de la pression dans le réseau de distribution .
- Satisfaisant les besoins en eau de l'agglomération <sup>par</sup> une certaine durée qui peut aller jusqu'à une journée ( dans le cas d'accident de la conduite d'adduction , panne électrique , etc ... )
- Permettant de combattre efficacement les incendies .

#### 2 . EMPLACEMENT DU RESERVOIR .

Il faut évidemment , que l'emplacement choisi pour édifier le réservoir soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer , c'est à dire donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe .

.../...

# SCHEMA DE FONTAINERIE PLANCHEN°1



En conséquence , l'altitude de la cuve et , plus précisément, celle de son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau .

Toutefois il y a lieu de tenir compte toujours du facteur économique . C'est ainsi que nous avons eu recours à l'étude de deux variantes dont la première proposée par la DHWA consiste à placer :

- Un réservoir principal surélevé loin de 200 m du forage .  
Ce réservoir pouvant alimenter uniquement la zone basse .
- Une bache de reprise dans la limite de la zone haute , alimentée gravitairement à partir du réservoir principal .
- Un deuxième réservoir surélevé dans la zone haute , qui sera alimenté à son tour à partir de la bache de reprise .

La deuxième variante que nous proposons consiste à placer un seul réservoir surélevé dans la zone haute dominant toute l'agglomération , qui sera alimenté directement du forage sur une longueur de refoulement de 1600m .

L'étude comparative des deux variantes montre que la deuxième variante est la plus économique .

### 3. COTE DU RADIER DU RESERVOIR .

On détermine la cote du radier du réservoir d'après la formule suivante :

$$C_r = C_t + P_s + h_{we}$$

où  $C_t$  : cote du terrain du point le plus haut de l'agglomération.

Dans notre cas  $C_t = 51,81$  m N.G.A

$P_s$  : pression demandée au droit d'un immeuble  $P_s = \mathbf{m. 3 + 5}$

$n$  : nombre d'étages  $n = 1$

$3$  : représente la hauteur d'un étage .

Le chiffre 5 englobe la valeur de la pression demandée ( $3n$  )

plus la hauteur de l'emplacement du robinet ( $1n$  ) plus ( $1n$  )

au dessous du rez de chaussée .

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

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

En premier lieu déterminons  $C_r$  sans tenir compte de  $h_{we}$  et cela pour pouvoir fixer la longueur de la conduite de distribution.

$$C_r = C_t + P_s = 51,81 + 8 = 59,81 \text{ m}$$

Soit  $L$  la longueur du cheminement le plus long à partir du réservoir .

$$L = 3044 \text{ m}$$

Déterminons le gradient de perte de charge  $J$  dans la conduite de distribution .

.../...

On propose une vitesse moyenne de 1 m/s et une rugosité

$$\epsilon = 0,1 \text{ mm}$$

De l'équation de continuité on a :

$$Q = V.A = \frac{V.II.D^2}{4} \implies D = \sqrt{\frac{4 Q}{II V}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4.0,038}{3,14.1}} = 0,220 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé  $D = 0,250 \text{ m}$

$$\text{Dans ce cas } V = \frac{4 Q}{II D^2} = \frac{4.0,038}{3,14. 0,25^2} = 0,77 \text{ m/s}$$

### 3.1 Détermination du gradient de perte de charge par la Méthode de la longueur fluide dynamique .

La théorie de la longueur fluidodynamique trouvée et publiée par Monsieur G. LAPRAY en 1939 et qui s'applique à tous les écoulements permanents incompressibles en régime turbulent rugueux et en transition .

Pour simplifier les calculs , Mr G. LAPRAY a introduit le concept d'une grandeur physique  $\Lambda$  d'un nombre plus réduit de variables  $\frac{Q}{V^3}$  et de la rugosité absolue  $\epsilon$  .

$$\Lambda = \frac{Q}{V^3}$$

On a donc :  $\Lambda = \frac{Q}{V^3} = \frac{4 Q}{II V D^2} \cdot \frac{1}{V^2} = \frac{4 Q}{II V^3 D^2}$

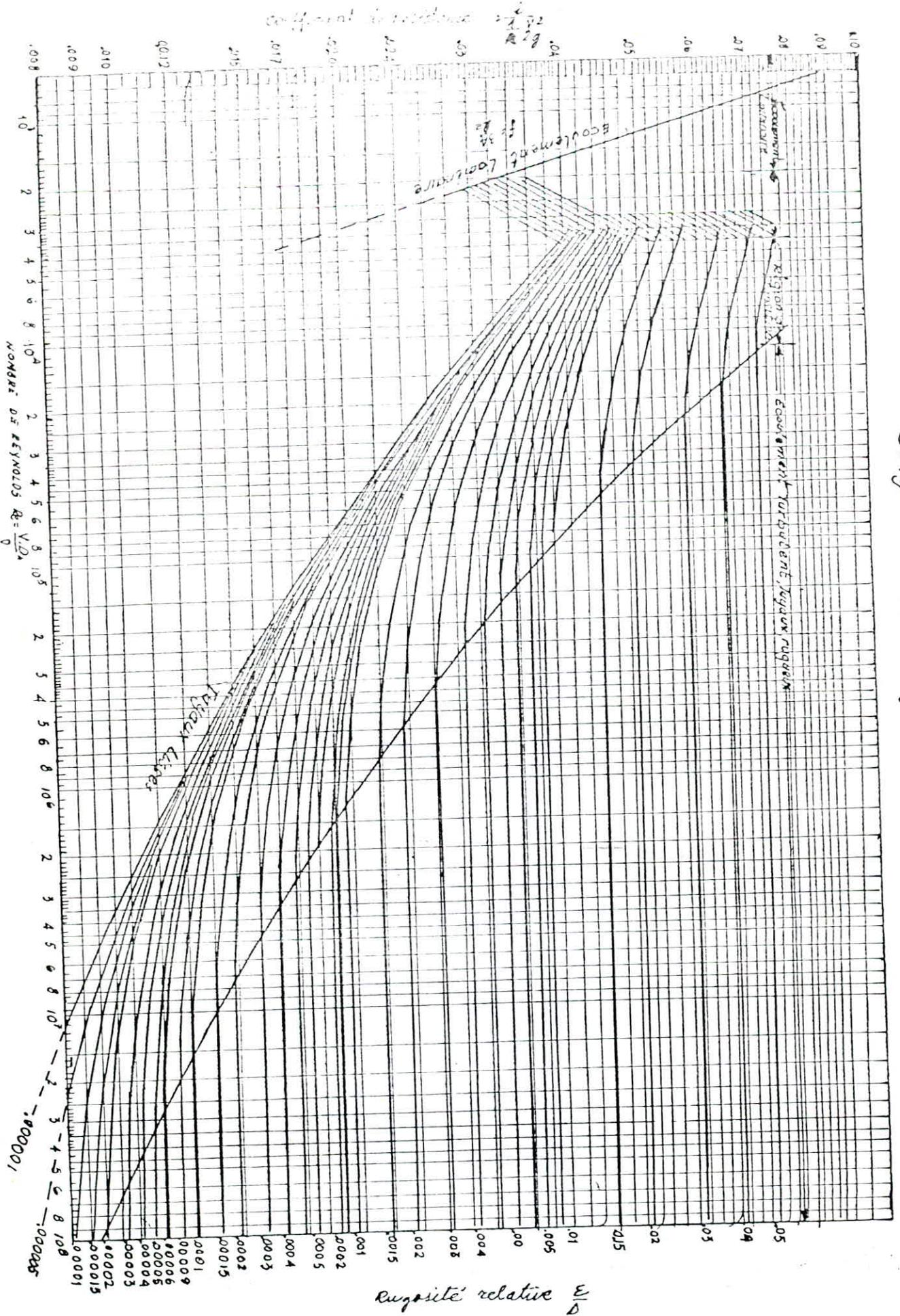
On a donc :  $\Lambda = \frac{4 Q}{II V^3 D^2}$  et  $\Lambda = \frac{4 Q}{II V^3 D^2}$  et  $\Lambda = \frac{4 Q}{II V^3 D^2}$

$$\Lambda = \frac{4 Q}{II V^3 D^2} = \frac{4 \cdot 0,038}{3,14 \cdot 0,77^3 \cdot 0,25^2} = 0,0001$$

On a donc :  $\Lambda = 0,0001$  et  $\Lambda = 0,0001$

$$\Lambda = 0,0001 \text{ et } \Lambda = 0,0001$$

# Diagramme de Moody



Ayant le produit  $\lambda \Lambda$ , dans le cas d'un régime turbulent rugueux  $\lambda = 1$  où  $\lambda$  est le coefficient de transition. Dans le cas d'un régime transitoire  $\lambda \neq 1$ .

Supposons que notre régime est turbulent rugueux, le paramètre de forme  $\zeta = \frac{h}{D}$  où  $h$  est la hauteur d'eau dans la conduite, et comme notre conduite est en charge (pleine),  $h = D$  et d'où  $\zeta = 1$

De l'abaque (9) avec  $\zeta = 1$  lit  $4/P_0 = 0,84$  et  $D_0 = 1,539$  où  $D_0$  et  $4/P_0$  sont des paramètres adimensionnels.

$$\text{alors } \Lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,250}{1,539} = 0,162$$

Ayant  $\xi = 0,1 \text{ mm}$  de l'abaque (8a) on lit  $\frac{Q}{\sqrt{J}} = 0,86 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$   
 $\Lambda = 0,162$

Sachant  $Q$  on trouve  $J_r = 0,0049524$   
 Vérification du régime

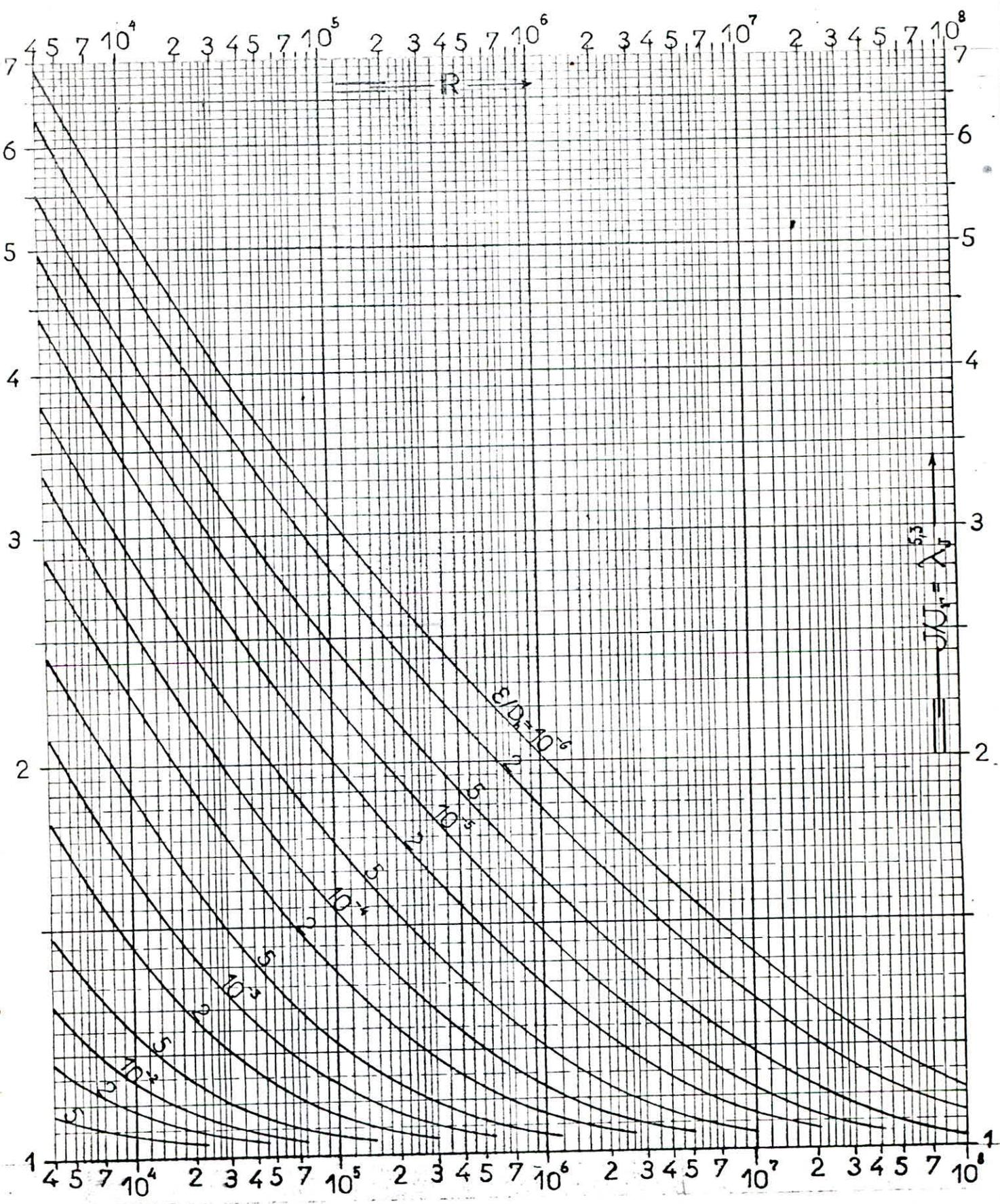
$$\frac{\xi}{Dh} = \frac{0,1}{250} = 0,0004 \quad \nu = 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

$$IR = \frac{Q}{\Lambda} \frac{4}{P_0} \frac{1}{\nu} = \frac{0,86}{0,162} \cdot 0,84 \frac{1}{10^{-6}} = 1,97 \cdot 10^5$$

IR est le nombre de REYNOLDS

Du diagramme de WOODY, on se trouve dans un régime transitoire, donc on doit corriger la valeur de  $J_r$  ( $\lambda \neq 1$ ).

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



Le rapport  $J/J_r = \lambda_J^{5,3}$  repéré dans l'abaque de la figure (17C) correspondant à :

$$\frac{\varepsilon}{D_{rn}} = 0,0004 \text{ et } R = 1,97 \cdot 10^5 \text{ est } \lambda_J^{5,3} = 1,16 .$$

La valeur réelle de  $J$  correspondant au régime de transition est :

$$J = J_r \cdot \lambda_J^{5,3} = 0,0019524 \cdot 1,16 = 0,00226478 .$$

### 3.2 Détermination des pertes de charge linéaires dans la conduite de distribution .

Les pertes de charge linéaires hwe seront :

$$hwe = J \cdot L = 0,00226478 \cdot 3044 = 6,89 \text{ m}$$

### 3.3 Cote finale du radier du réservoir

La cote finale du radier du réservoir est :

$$Cr_f = 59,81 + 6,89 = 66,70 \text{ m N.G.A}$$

Par mesure de sécurité  $Cr_f = 67 \text{ m N.G.A}$

La hauteur de la lame d'eau dans le réservoir est de 3m . Une distance de 0,5m sépare le trop-plein du réservoir et la génératrice supérieure de la conduite de refoulement .

L'attitude du point le plus haut jusqu'à lequel doit refouler la pompe est de :

$$Cr_f + 3 + 0,5 = 67 + 3 + 0,5 = 70,5 \text{ m N.G.A}$$

.../...

#### 4. CAPACITE DU RESERVOIR .

Pour répondre à la fonction qu'il doit assurer , le réservoir doit avoir une capacité suffisante .

Pour cela , nous avons tenu compte des facteurs suivants :

- La consommation journalière
- Les pertes dans le réseau , qui sont évaluées à 15%
- La réserve d'incendie :  $120 \text{ m}^3$ .

Pour le calcul du volume du réservoir , en fonction des coefficients horaires  $a_h$  , on détermine les excès  $\Delta V^+$  et les insuffisances  $\Delta V^-$  d'eau pendant les différentes heures de la journée .

La somme des  $\Delta V^+_{\text{max}}$  et  $\Delta V^-_{\text{max}}$  en valeur absolue , à laquelle on doit ajouter la réserve d'incendie , nous donne le volume du réservoir  $V$  .

A.N

$$V = 287,308 + 116,72 + 120 = 524,028 \text{ m}^3$$

Par mesure de sécurité , on prendra :

$$V = 600 \text{ m}^3$$

.../...

Tableau donnant les Coefficients  $D_h$  POUR des intervalles de Populations différentes des intervalles - 21 -

Pop h	<10.000	10.001 ÷ 50.000	50.001 ÷ 100.000	> 100.000	agglomération rurale
0.1	1,00	1,50	3,00	3,25	0,75
1.2	1,00	1,50	3,20	3,25	0,75
2.3	1,00	1,50	2,50	3,30	1,00
3.4	1,00	1,50	2,60	3,20	1,00
4.5	2,00	2,50	3,50	3,25	3,00
5.6	3,00	3,50	4,10	3,40	5,50
6.7	5,00	4,50	4,50	3,85	5,50
7.8	6,50	5,50	4,90	4,45	5,50
8.9	6,50	6,25	4,90	5,20	3,50
9.10	5,50	6,25	5,60	5,05	6,00
10.11	4,50	6,25	4,80	4,85	8,50
11.12	5,50	6,25	4,70	4,60	8,50
12.13	7,00	5,00	4,40	4,60	6,00
13.14	7,00	5,00	4,10	4,55	5,00
14.15	5,50	5,50	4,20	4,75	5,00
15.16	4,50	6,00	4,40	4,70	3,50
16.17	5,00	6,00	4,30	4,65	3,50
17.18	6,50	5,50	4,10	4,35	6,00
18.19	6,50	5,00	4,50	4,40	6,00
19.20	5,00	4,50	4,50	4,30	6,00
20.21	4,50	4,00	4,50	4,30	3,00
21.22	3,00	3,00	4,80	4,20	2,00
22.23	2,00	2,00	4,60	3,75	1,00
23-24	1,00	1,50	4,30	3,70	0,75

$\Delta t = 1h$ Heures	$Q_h$ %	Volumes ( $m^3$ )		Volumes cumulés		Différences	
		$Q \cdot \Delta t$	$Q \Delta t a_h \frac{24}{100}$	V. apport	V. consommé	$\Delta V+$	$\Delta V-$
0-1	1,0	74,820	17,957	74,820	17,957	56,863	-
1-2	1,0	"	"	149,640	35,914	113,726	-
2-3	1,0	"	"	224,460	53,871	170,589	-
3-4	1,0	"	"	299,280	71,828	227,452	-
4-5	2,0	"	35,914	374,100	107,742	266,358	-
5-6	3,0	"	53,870	448,920	161,612	287,308	-
6-7	5,0	"	89,784	523,740	251,396	272,344	-
7-8	6,5	"	116,719	598,560	368,5	230,445	-
8-9	6,5	"	116,719	673,380	484,834	188,546	-
9-10	5,5	"	98,762	748,200	583,596	164,604	-
10-11	4,5	"	80,806	823,020	664,402	158,618	-
11-12	5,5	"	98,762	897,840	763,164	134,676	-
12-13	7,0	"	125,698	972,660	888,862	83,798	-
13-14	7,0	"	125,698	1047,480	1014,560	32,920	-
14-15	5,5	"	98,762	1122,300	1113,322	8,978	-
15-16	4,5	"	80,806	1197,120	1194,128	2,992	-
16-17	5,0	"	89,784	1271,940	1283,912	-	11,972
17-18	6,5	"	116,719	1346,760	1400,631	-	53,871
18-19	6,5	"	116,719	1421,580	1517,350	-	95,770
19-20	5,0	"	84,784	1496,400	1607,134	-	110,734
20-21	4,5	"	80,806	1571,220	1687,940	-	116,720
21-22	3,0	"	53,870	1646,040	1741,810	-	95,770
22-23	2,0	"	35,914	1720,860	1777,724	-	56,864
23-24	1,0	"	17,957	1795,681	1795,681	-	0,000

# Courbe Du Volume Du Réservoir

Courbe d'apport

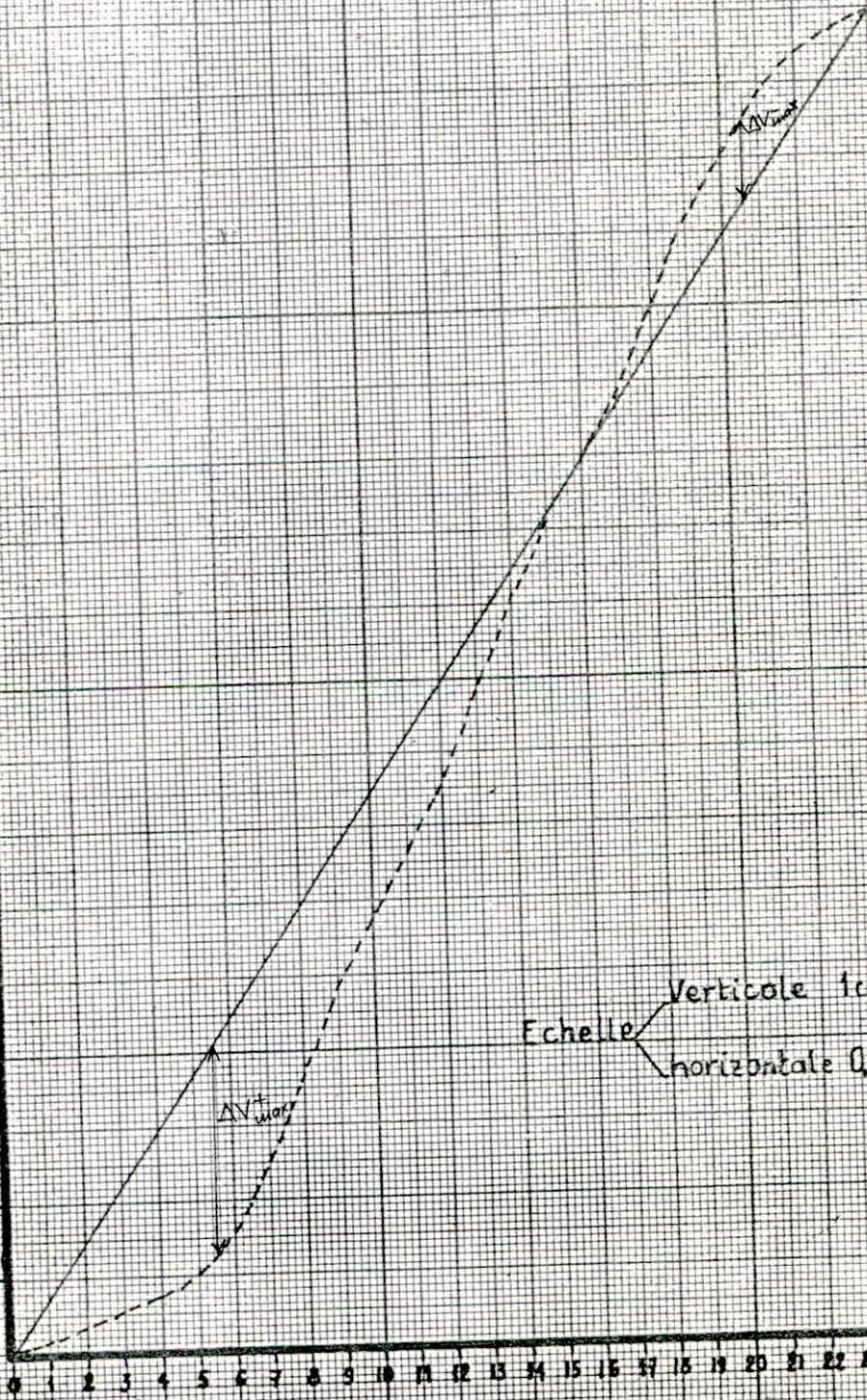
Courbe de consommation

$$V_R = \max(\Delta V^+) + \max(\Delta V^-) + R_i$$

$$= 287,308 + 116,720 + 120,000 - 524,028 \text{ m}^3 = 600,000 \text{ m}^3$$

$V(10^3 \text{ m}^3)$

18  
17  
16  
15  
14  
13  
12  
11  
10  
9  
8  
7  
6  
5  
4  
3  
2  
1



Echelle  
 Verticale 1cm → 100 m<sup>3</sup>  
 horizontale 0,5cm → 1 heure

## 5. DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR .

La hauteur du réservoir est  $h = 3,5$  m

Le volume du réservoir est  $V = 600$  m<sup>3</sup>

$V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h$  où  $D$  est le diamètre du réservoir

$$D = \sqrt{\frac{4 V}{\pi h}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 600}{3,14 \cdot 3,5}} = 14,78 \text{ m}$$

## 6. EQUIPEMENT DU RESERVOIR .

### 6.1 Distribution ( voir planche n°2 fig n°4)

- Le départ de la conduite de distribution s'effectuera à 20cm au dessus du fond , afin d'éviter l'entrée des boues décantées .
- Pour éviter la pénétration d'air en cas d'abaissement maximal du plan d'eau , on réservera un minimum de 50cm au dessus de la génératrice supérieure de la conduite .
- Pour empêcher la pénétration des matières en suspension et pour faciliter le brassage de l'eau, l'orifice de départ sera muni d'une crépine et se situera à l'opposé de l'arrivée d'eau .

- Pour pouvoir isoler le réservoir en cas d'accident , on installera un robinet vanne sur le départ de la conduite .

### 6.2 Adduction ( voir planche N° 2 fig N° 3 )

A l'arrivée de la conduite d'adduction, au réservoir est ménagé un interrupteur à flotteur qui arrête la pompe quand l'eau atteint un certain niveau .

L'alimentation du réservoir s'effectue par s<sup>ur</sup>verse , donc la pompe refoulera à hauteur constante et avec un débit constant.

### 6.3 Trop-plein ( voir planche N° 2 fig N° 2 )

Conduite terminée par un bout en forme d'entonnoir , destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal . La canalisation du trop-plein débouchera à un exutoire voisin . Pour éviter la pollution et l'introduction d'animaux ou de moustiques , on ménagera un siphon qui maintiendra en eau un tronçon de cette conduite .

#### Dimensionnement du trop-plein :

Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance  $h$  au dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cave . Elle comportera , au départ , un évasement en forme de tronc de cône dont la plus grande circonférence de rayon  $R$  formera déversoir à seuil circulaire pour le passage du débit  $Q$  sous une hauteur de lame  $h$  .

.../...

D'après LEMCASTRE , le débit évacué dans ces conditions

sera :

$$Q = 27,328 \mu' Rh^{3/2}$$

$$0,20 \leq h/R \leq 0,50$$

$$0,415 \leq \mu' \leq 0,393$$

pratiquement les valeurs de  $\mu'$  différant peu , on peu

prendre :

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

#### 6.4 Vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier afin de pouvoir évacuer les dépôts et se raccordera sur la conduite du trop-plein . Elle comportera un robinet-vanne .

#### 6.5 Matérialisation de la réserve d'incendie .

Le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un siphon qui se désamorçe grâce à un évent quand le niveau de la réserve d'incendie est atteint .

- En service normal : 1 est ouvert , 2 est fermé
- En cas de sinistre : 2 sera ouvert .

( voir planche N° 2

fig N° 3 ) . - 26 -

.../...

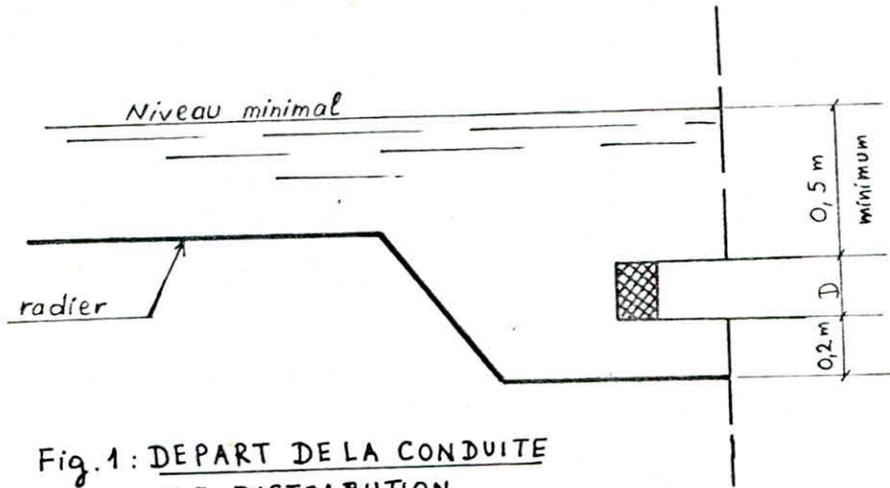


Fig. 1 : DEPART DE LA CONDUITE DE DISTRIBUTION

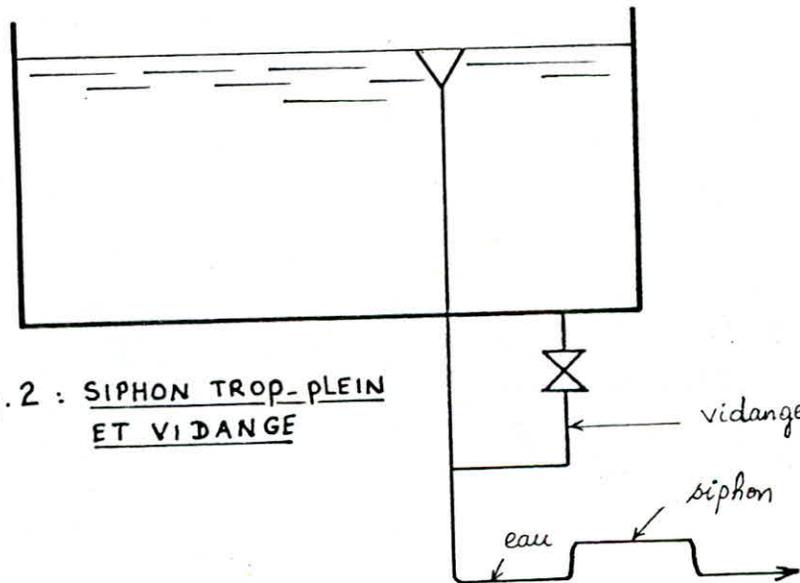


Fig. 2 : SIPHON TROP-PLEIN ET VIDANGE

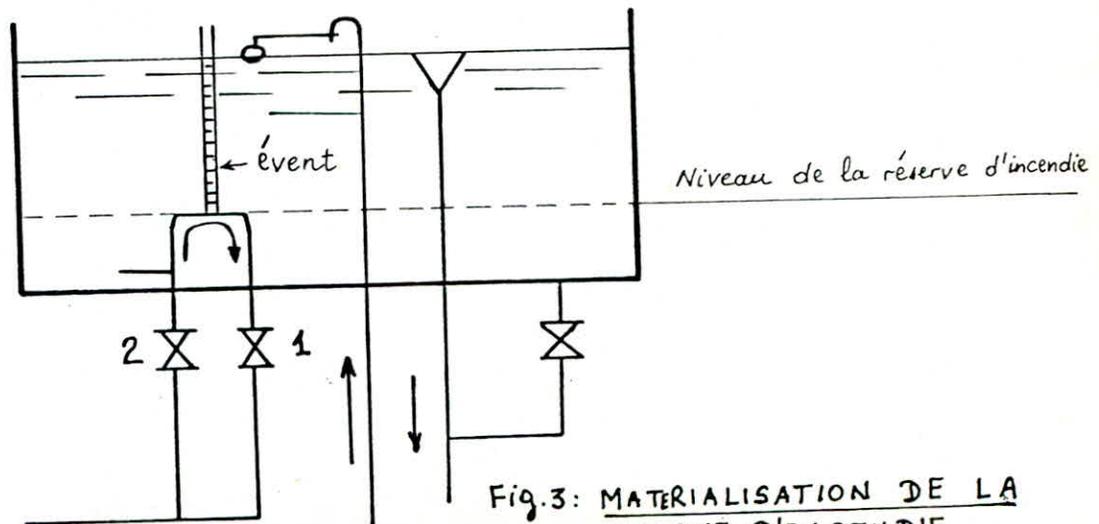


Fig. 3 : MATERIALIZATION DE LA RESERVE D'INCENDIE

## 7. HYGIENE ET SECURITE .

Le réservoir doit être :

- \* Couvert d'une couverture qui protégera l'eau contre :
  - les variations de température
  - l'introduction de corps étrangers .
- \* A l'abri des contaminations .
- \* Aéré : il faut percer quelques orifices grillagés ainsi que quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre afin de laisser passer la lumière .
- \* Parfaitement étanche et ne doit en aucun cas être enduit intérieurement .
- \* Aménagé de façon que l'eau circule régulièrement à l'intérieur en évitant toute stagnation .
- \* Muni de robinets de puiser piqués directement sur la conduite du réservoir afin de faciliter les prélèvements nécessaires aux contrôles des eaux .

## CHAPITRE VI

### ADDUCTION PAR REFOULEMENT

#### 1- CHOIX DU TRACÉ

Notre tracé a été choisi conformément aux conditions suivantes

- Choisir le tracé le plus court.
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible.
- Eviter les contre-pentes qui donnent lieu à des cantonnements d'air.
- Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

Dans notre projet, on a étudié deux variantes.

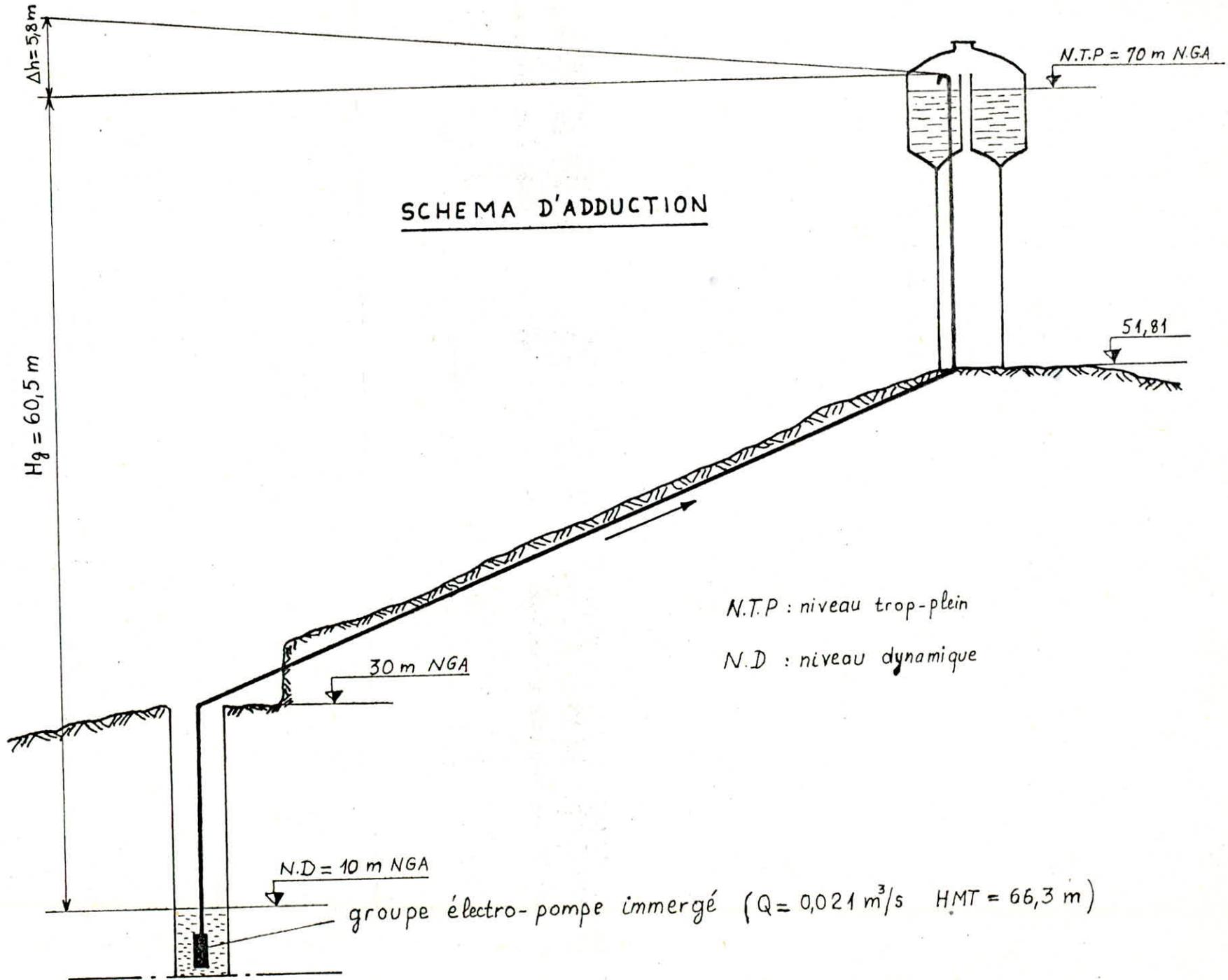
#### 1.1 variante N°1

Elle consiste à relier le forage au réservoir tout en suivant la piste menant à la zone haute, qui portera des coudes.

#### 1.2 variante N°2

Elle consiste à relier le forage au réservoir tout en traversant des champs.

Nous avons opté pour cette variante car elle est moins longue que la première et ne comporte pas de coudes.



N.T.P : niveau trop-plein  
N.D : niveau dynamique

## 2- CHOIX DU TYPE DE TUYAU

Notre choix s'est orienté vers les tuyaux en acier car:

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Leur flexibilité, leur permet d'épouser les sinuosités du tracé en plan et en profil sans l'emploi de pièces de raccord onéreuses.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en fond de fouille de tronçons de grande longueur préalablement assemblés au dessus du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Enfin leur légèreté relative réduit le coût du transport.

## 3- CHOIX DU DIAMETRE ECONOMIQUE

Ce choix est basé sur un calcul technico-économique suivant des étapes différentes et qui sont exposées comme suit:

### 3.1 DIAMETRES

Par application de la formule de BRESSE

$$D = 1,5 \sqrt{Q}$$

D: diamètre de la conduite en (m)

Q: débit véhiculé en (m<sup>3</sup>/s)

1,5: coefficient qui dépend de  $K', K, \eta$

$K'$ : prix de revient de la station élévatoire

$K$ : prix de revient de l'unité de longueur par mètre de diamètre

$\eta$ : rendement de la station élévatoire

Cette formule conduit à des vitesses de l'ordre de 0,6 m/s. Le choix définitif du diamètre sera fait à la base d'un calcul économique tenant compte des frais d'amortissement, de l'exploitation et de la vitesse admissible dans la conduite, en se fixant 3 ou 4 diamètres normalisés sur lesquels portera notre étude technico-économique.

### 3.2 CALCUL DES PERTES DE CHARGE TOTALES

Les pertes de charge linéaires sont calculées à l'aide de la formule suivante.

$$\Delta H = J \cdot L$$

J: gradient de perte de charge calculé par la formule de

DARCY WEISBACH

$$J = \frac{f}{D} \frac{v^3}{2g}$$

f: coefficient de frottement

v: vitesse moyenne d'écoulement en (m, s)

D: diamètre de la conduite en (m)

g: accélération de la pesanteur (g=9,81m/s)

Ayant la rugosité relative  $\frac{\xi}{D}$  et le nombre de REYNOLDS IR

détermine le régime de l'écoulement sur le diagramme de MOODY.

$\xi$  étant la rugosité absolue de la conduite

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

$$IR = \frac{v \cdot D}{\nu} \quad \text{où } \nu \text{ est la viscosité cinématique de l'eau}$$

$$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \text{ à } 20^\circ \text{ C}$$

Si le régime est turbulent rugueux, le coefficient de frottement f est calculé d'après la formule de NIKURADSE.

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

Si le régime est transitoire, f est calculé par approximations successives d'après la formule de COLEBROOK.

$$f = \left[ -0,86 \ln \left( \frac{\xi}{3,7D} + \frac{2,51}{IR \sqrt{f}} \right) \right]^{-2}$$

Les pertes de charge singulières  $\Delta H_s$  sont estimées à 15 %  
des pertes de charge linéaires  $\Delta H$

Les pertes de charge totales sont  $\Delta H_t = \Delta H + \Delta H_s$

$$\Delta H_t = 1,15 \Delta H = 1,15 \frac{fL}{D} \frac{V^2}{2g}$$

### 33 Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge totales, augmentée des pertes de charge à l'aspiration

$$HMT = H_g + \Delta H_t + \Delta H_{asp}$$

$H_g$  : hauteur géométrique qui est égale à la différence des cotes d'arrivée et du niveau dynamique du forage .

Cote du niveau dynamique = 10,0 m N.G.A

Cote d'arrivée d'eau = 70,5 m N.G.A

$H_g = 70,5 - 10,0 = 60,5$  m N.G.A

$\Delta H_{asp}$  : pertes <sup>de</sup> charge à l'aspiration estimées à 0,5 m .

### 3.4 Puissance absorbée par la pompe

$$P = \frac{9,81 \text{ QHT}}{\eta} \quad (\text{KW})$$

$\eta$  est le rendement de la pompe

### 3.5 Energie consommée annuellement

$$E = P \times 24 \times 365 \quad (\text{en KWH})$$

le tarif de l'énergie d'après la SOHELGAZ

$$e = a + cP_c + dPa + \sum E_h \cdot \eta_h$$

où a : redevance fixe = 28 DA / mois

$cP_c$  : Puissance absorbée

Avec  $c = 2,10 \text{ DA / KW / mois}$

$d = 9,80 \text{ DA / KW / mois}$

$cP_c + dPa =$  terme <sup>de</sup> puissance

$\sum e_h \eta_h =$  consommation effective de l'énergie (DA/KWh)

En ce qui concerne le terme  $E_h$ , on a 3 tarifs au cours de la journée

- Heures de pointe 17h - 21 h

$$e_{h_1} = 0,4735 \text{ DA / KWH}$$

$$\eta_{h_1} = 4/24 = 0,167$$

- Heures pleines 6h - 17h et 21h - 22h 30

$$e_{h_2} = 0,0981 \text{ DA / KWH}, \quad \eta_{h_2} = 12,5/24 = 0,521$$

- Heures creuses 22 h 30 - 6 h

$$e_{h_3} = 0,0248 \text{ DA / KWH}$$

$$m_{h_3} = 7,5/24 = 0,312$$

$$\text{Alors } \sum e_{h_i} m_{h_i} = e_{h_1} m_{h_1} + e_{h_2} m_{h_2} + e_{h_3} m_{h_3} = 0,1379 \text{ DA / KWH}$$

$$\text{Donc } e = a + cP_c + dPa + \sum e_{h_i} m_{h_i}$$

$$e = 28 + 9,8 + 2,10 + 0,1379 \cdot 24 \cdot 30 = 139,188 \text{ DA/KWH/mois}$$

d'où le prix de l'énergie  $e = 0,19 \text{ DA/KWH}$

### 3.6 Annuité

Le prix de la conduite sera amorti sur 30 ans au taux de 8%, ce qui correspond pour une somme de 1DA à une annuité de :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i$$

$$i = 8\% , n = 30 \text{ ans}$$

$$A = 0,08 \frac{1}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,08327 \text{ DA}$$

### 3.7 Calcul des frais d'amortissement

Par l'application de la formule de BRESSE, on calcule le diamètre approximatif

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \sqrt{0,021} = 0,217 \text{ m}$$

Notre étude portera sur la série de diamètres normalisés : 100 . 150 . 200 . 250 mm

#### TABLEAU DES FRAIS D'AMORTISSEMENT :

D (mm)	Prix du ml (D1)	longueur de la conduite (n)	Prix de la conduite (D1)	Annuité (D1)
100	147,31	1600	235 696	20936,17
150	184,93	1600	295 888	26282,84
200	229,56	1600	367 296	32421,22
250	267,22	1600	427 552	37978,16

### 3.8 Calcul des frais d'énergie

La puissance absorbée  $P = \frac{9,81 Q}{\eta} \text{ HTT}$

En général le rendement  $\eta$  est pris égal à 0,70

Alors  $P = \frac{9,81 \cdot 0,021}{0,70} \text{ HTT} = 0,2943 \text{ HTT}$

### tableau de calcul de la hauteur manométrique

$D_{(mm)}$	$L_{(m)}$	J	$1,15J.L$ $(m)$	$H_g(m)$	$\Delta H_{osp}$ $(m)$	HMT
100	1600	0,1076586	198,09	60,50	0,50	259,09
150	1600	0,0128250	23,60	60,50	0,50	84,60
200	1600	0,00288238	5,30	60,50	0,50	66,30
250	1600	0,0009185	1,69	60,50	0,50	62,69

### tableau de calcul des frais d'énergie

$D_{(m)}$	$P_{(Kw)}$	consommation annuelle d'énergie $E = P \times 24 \times 365$ (Kwh)	Prix unitaire e (DA)	montant annuel E.e (DA)
100	76,25	6 679 50	0,19	126 910,50
150	24,90	2 181 24	0,19	414 43,56
200	19,51	1 709 07,6	0,19	324 72,44
250	18,45	1 616 22	0,19	307 08,18

## 3.9 bilan

$D (mm)$	100	150	200	250
Frais d'énergie (DA)	126910,50	41443,56	32472,44	30708,18
Frais d'amortissement (DA)	20936,17	26282,84	32421,22	37978,16
<b>totaux</b>	<b>147846,67</b>	<b>67726,40</b>	<b>64893,66</b>	<b>68686,34</b>

D Deconomique = 200 mm      V = 0,67 m/s  
 200 mm      V = 0,67 m/s

## CHAPITRE VII

### CHOIX DE LA POMPE .

#### 1. AU NIVEAU DU FORAGE .

Pour l'équipement du forage , nous avons adopté un groupe électro-pompe immergé " JEU TONT-SCHNEIDER " .

La pompe est choisie en fonction de ses caractéristiques c'est à dire ayant le débit à relever à une hauteur donnée , nous repérons sur le catalogue le débit , et en fonction de la hauteur manométrique utile , nous déterminons la pompe qui correspond .

#### Remarque :

Comme il n'existe pas de pompes pour tout débit à élever à toute hauteur donnée , il faudrait soit :

##### 1.1 Première solution

Diminuer la section de passage du débit ( vanne sur la conduite de refoulement) c'est à dire créer une perte de charge singulière pour diminuer le débit .

Il est à noter que cette solution provoque un bruit pendant le fonctionnement de la pompe , en plus du gaspillage d'énergie qui s'explique par une augmentation de la hauteur manométrique.

$$HMT' = HMT + \Delta H_s = 73 \text{ m}$$

$$\Delta H_s = HMT' - HMT = 73 - 66,3 = 6,7 \text{ m}$$

La puissance absorbée par le groupe électro-pompe

$$\text{sera : } P_p = \frac{9,81 \cdot 0,021 \cdot 73}{0,75} = 20,05 \text{ Kw}$$

### 1.2 Deuxième Solution

- Réduire le temps de pompage. Pour cette solution le débit donné par le point de fonctionnement P' est supérieur au débit du forage, ce qui n'est pas possible.

$$\text{Débit donné par le forage} = 79,2 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

$$\text{Débit donné par le point de fonctionnement} = 84,5 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

### 1.3 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  $q = 75,6 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$  et la hauteur manométrique  $HMT = 66,3 \text{ m}$ . Sur le catalogue, il n'y a pas une pompe satisfaisant ces caractéristiques, le point de fonctionnement le plus proche donne un débit de  $84,5 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$

Soit  $D$  le diamètre de la roue initiale. Le diamètre de la roue rognée sera  $d$  et devra notamment correspondre au débit désiré.

En posant  $d = md$ ,  $m$  étant le coefficient de rognage, et en remplaçant  $d$  par son expression dans la relation  $\frac{Q=H=D^2}{q h d^2}$ , on aura :

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

Ce qui signifie que, si  $q$  et  $h$  sont les coordonnées du point P,  $Q$  et  $H$  doivent être les coordonnées d'un point situé sur la droite OP prolongée qui coupe la caractéristique de la pompe QH au point P''.

En effet, les triangles semblables OPq et OP''Q donnent bien :

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h}$$

En tirant Q du diagramme ( $Q=81 \frac{3}{h}$  et puisqu'on connaît q ( $q = 75,6 \frac{3}{h}$ ) on déduit m.

$$m = \sqrt{\frac{q}{Q}} = \sqrt{\frac{75,6}{81}} = 0,966$$

Le pourcentage de rognage sera donc de :  $1-0,966 = 3,4 \%$

La nouvelle courbe QH pourra être facilement tracée par points puisque  $OP = m^2 \cdot OP''$

.../...

La puissance absorbée par le groupe électro-pompe sera :

$$P_p = \frac{9,81 \cdot 0,021 \cdot 66,3}{0,75} = 18,21 \text{ KW}$$

## 2. CONCLUSION /

Nous choisissons le groupe électro-pompe immergé à 3 étages " 120 75 R , 3F , 2850 tr/mn " qui subira un rognage de 3,4 % .

Fréquence / Vitesse : 50hz, 2850tr/mn environ

Profondeur d'immersion max. admissible : non limitée

Profondeur d'immersion minimale pendant le fonctionnement : 0,5 m

Liquide à véhiculer : Eau propre non agressive-Teneur en sable 50gr/m<sup>3</sup> max

Température : 25 ° C max .

## 3 . JUSTIFICATION DU CHOIX DU GROUPE ELECTRO- POMPE IMMERGE .

Notre choix s'est orienté vers ce type de pompes

car :

- elles sont très fiables
- Entretien facile
- Facilité d'installation
- Rendement élevé
- Elles sont simplement abritées ( directement plongées dans les forages ).

TABLEAU DE VALEURS POUR TRACER LA CARACTERISTIQUE  
DE LA CONDUITE  $D = 0,200m$   $\epsilon = 0,0004m$   $L = 1600m$

$Q$ ( $m^3/h$ )	$Q$ ( $m^3/s$ )	$V$ ( $m/s$ )	$f_c$	$R$	$f_t$	$J = \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g}$	$H_g$ ( $m$ )	$\Delta H_{\text{loss}}$ ( $m$ )	HMT ( $m$ )
00	—	—	—	—	—	—	60,5	—	60,5
20	0,00555	0,18	0,0237814	$3,6 \cdot 10^4$	0,0279811	0,00231036	"	0,5	61,37
40	0,01111	0,35	"	$7,0 \cdot 10^4$	0,0262299	0,000818848	"	"	62,31
60	0,01666	0,53	"	$10,6 \cdot 10^4$	0,02555078	0,00182597	"	"	63,92
80	0,02222	0,71	"	$14,2 \cdot 10^4$	0,0251279	0,00322807	"	"	66,16
100	0,02777	0,88	"	$17,6 \cdot 10^4$	0,0249036	0,00491471	"	"	68,86
110	0,03055	0,97	"	$19,4 \cdot 10^4$	0,024815	0,00595017	"	"	70,52

H [m]

12075 R

Rendement  $\eta = 75\%$

- ① Roue initiale
- ② Roue cagnée
- ③ Caractéristique de la conduite

120

100

80

60

40

20

0

20

40

60

80

100

Q [m<sup>3</sup>/h]

$q = 75,6$

$Q = 81 \text{ m}^3/\text{h}$

$P_1$

$P_2$

$h$

$H$

③

①

②

$\eta$

[%]

$\eta = 75\%$

70

60

50

GRUPE ELECTRO-POMPE IMMERGE A 3 ETAGES

TYPE 12075 R  $N = 2850 \text{ tr/mn}$

JEUMONT-SCHNEIDER

## CHAPITRE VIII .

### PROTECTION DE LA CONDUITE CONTRE LES COUPS DE BÉLIER.

#### 1 - GENERALITES .

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire qui correspond à la propagation d'ondes de surpression ou de dépression provoquées par une <sup>modification</sup> conduite rapide du régime d'écoulement dans une conduite.

Ces oscillations parcourent la canalisation d'une extrémité à l'autre en un mouvement d'aller et retour périodique. Les causes les plus fréquentes sont :

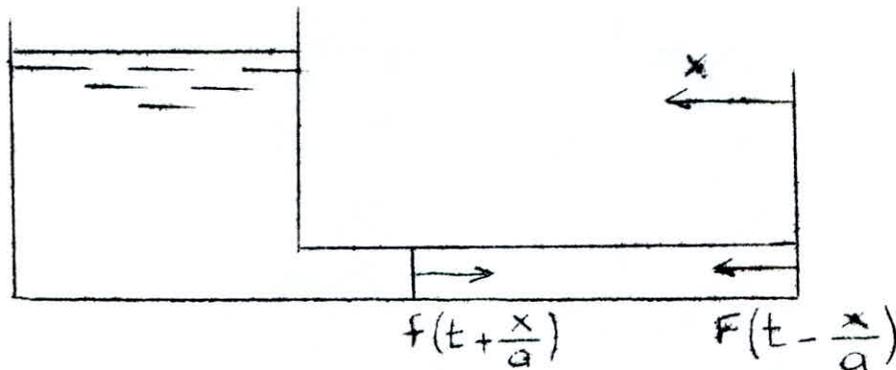
- L'arrêt brutal des groupes alimentant la conduite
- Démarrage des pompes alimentant la conduite
- Fermeture d'une vanne .

Les coups de bélier en dehors des ruptures spectaculaires de conduites et de destruction d'appareils de pompage peuvent par leur répétition causer :

- Des destructions de joints
- Des déboitements de conduites
- Des pertes d'eau importantes
- Des détériorations de robinetterie ou d'appareils de comptage .

.../...

## 2 - Interprétation physique



On suppose un observateur mobile qui se déplace à la célérité des ondes  
a selon la loi  $X = + at + Cte$

$X =$  positif dans le sens contraire de l'écoulement.

La perturbation  $F(t - \frac{x}{a})$  se déplace à la vitesse  $a$  dans le sens  $X > 0$

La perturbation  $f(t + \frac{x}{a})$  se déplace à la vitesse  $(-a)$  dans le sens  $X < 0$

En un point d'abscisse  $X$  au temps  $t$ , l'accroissement de pression est la  
somme de l'amplitude des deux ondes  $F$  et  $f$  arrivant à ce point à l'instant  
considéré.

Deux ondes qui se croisent n'ont pas d'effet l'une sur l'autre .

## 3 - Protection contre les coups de bélier

Les moyens destinés à diminuer ses effets sont nombreux, car il n'existe pas  
de solution unique pour tous les cas. Les principaux dispositifs utilisés sont :

- Réservoirs d'air
- Volants d'inertie : ils permettent d'augmenter l'inertie des pompes et de  
prolonger la durée de la période d'arrêt en cas de coupure d'alimentation  
des moteurs.
- Cheminée d'équilibre.
- Soupapes de décharge
- Fermeture et ouvertures progressives des vannes.

#### 4. DISPOSITIFS CHOISIS POUR LA CONDUITE DE REFOULEMENT.

##### 4.1 Protection à l'arrêt brusque

Puisque nous avons une hauteur de refoulement assez grande , et un groupe électrique , nous utilisons un réservoir d'air . Les cheminées d'équilibre sont avantageuses lorsque les hauteurs de refoulement sont faibles .

##### 4.2 Amélioration de l'amortissement de ce processus .

L'amélioration s'effectue en interposant entre le réservoir d'air anti-bélier et la conduite de refoulement un étranglement qui amortira rapidement les oscillations et permettra aussi de réduire le volume du réservoir d'air .

Dans notre cas cet étranglement sera une tuyère .

##### 4.3 Protection au démarrage .

Au démarrage de la pompe , le coup de bélier est faible si la caractéristique de la pompe est plate . Puisque dans notre cas , la caractéristique de la pompe n'est pas plate , l'étude du coup de bélier au démarrage est nécessaire pour le dimensionnement du réservoir d'air .

.../...

#### 4.4 Méthode de calcul du coup de bélier à l'arrêt brusque

La méthode de BERGERON est actuellement le meilleur moyen . Elle nécessite quelques tâtonnements très limités, mais la précision est bonne .

##### 4.4.1 Principe de calcul du réservoir d'air

Le calcul permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans la conduite de refoulement après s'être fixé , au préalable, le volume  $V_0$  d'air en régime normal et les caractéristiques du dispositif d'étranglement .

Si le premier essai n'est pas concluant ( valeurs inadmissibles de la dépression ou de la surpression , ou les deux à la fois ) , les calculs seront alors recommencés à partir de nouvelles caractéristiques du réservoir ou de l'étranglement , ou les deux .

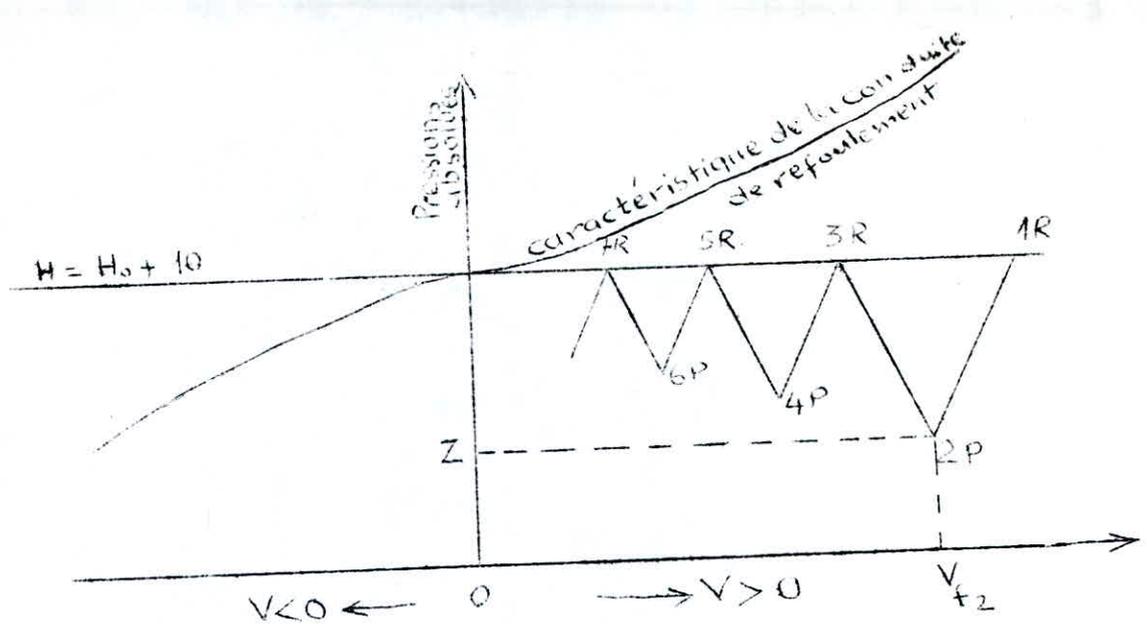
Le calcul est effectué à l'aide du diagramme de BERGERON dont :

1° Les abscisses sont graduées selon les vitesses de l'eau dans la conduite .

2° Les régimes seront considérés à rythmes entiers où

$$\Theta = \frac{2L}{a} \text{ en prenant } \frac{L}{a} \text{ comme unité de temps .}$$

.../...



- \* Au temps zéro : La disjonction survient et le régime transitoire commence .
- \* Au temps un : Au réservoir , le régime est encore le régime initial et le point 1R de départ de l'observateur vers la pompe est donné par l'intersection de la vitesse  $V_0$  de l'eau en régime normal dans la conduite de refoulement et de l'horizontale passant par la valeur  $H = H_0 + 10$  de la pression absolue dans la conduite de refoulement .  
L'observateur qui remonte le courant , verra les points du régime se déplacer sur la droite  $+ a / gS$  .
- \* Au temps deux : Nous obtiendrons un point 2 p à l'intersection de la droite  $a/gS$  et de l'horizontale passant par la valeur de la pression régnant dans la conduite .  
Cette pression sera celle de l'air du réservoir d'air au moment considéré , compte tenu des pertes de charge dans les organes d'étranglement .

.../...

Pour que ce point convienne , il faut qu'il corresponde , à la vitesse finale  $V_f$  de l'eau dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré .

Cette construction s'effectuera par approximations successives . Ensuite  $-a/g_s$  se réfléchit sur l'horizontale passant par la valeur de  $H$ . Cette horizontale correspond au niveau invariable d'arrivée de l'eau dans le réservoir d'eau .

3°/ Il sera tenu compte des pertes de charge dans l'organe d'étranglement .

4°/ Il sera tenu compte des pertes de charge dans la conduite de refoulement .

#### 5. ETUDE DU COUP DE BELIER AU REFOULEMENT ( ARRET BRUSQUE )

Les calculs sont faits pour l'horison 2000 , avec la méthode graphique de BERGERON .

On a les caractéristiques suivantes de refoulement :

$$D = 0,200 \text{ m} , L = 1600 \text{ m} , Q = 0,021 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} , V = 0,67 \text{ m/s}$$

##### 5.1 Vitesse de propagation au célérité

La vitesse de propagation est donnée par la formule

$$\text{suivante : } a = \sqrt{K/g_s} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot E}}} \dots/\dots$$

où  $a$  : célérité de l'onde ( m / s )

$D$  : diamètre intérieur de la conduite ( m )

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

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

$\rho$  : masse volumique de l'eau (  $\rho = 1000$  Kg / m<sup>3</sup> )

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

$\sqrt{K / \rho}$  : donne la célérité des ondes de pression pour le cas des tuyaux très rigides

$\frac{1}{\sqrt{1 + \frac{KD}{EE}}}$  : traduit la contribution de l'élasticité dans la conduite .

Remarque : La dépression peut conduire à un aplatissement de la conduite si celle-ci ne présente pas une épaisseur suffisante .

Pour une conduite en acier , il est admis que cet aplatissement ne peut se produire si l'épaisseur exprimée en millimètres , est égale ou supérieure à 8 fois le diamètre de la conduite exprimé en mètres.

.../...

On a :  $D = 0,2$                        $e_{\text{minimale}} = 0,2 \times 8 = 1,6 \text{ mm}$   
 $e = 5 \text{ mm}$

Notre conduite est donc en sécurité .

5.2 Valeur maximale du coup de bélier sans système anti-bélier

$$\frac{a V_0}{g} = \frac{1195 \cdot 0,67}{9,81} = 81,62 \text{ m}$$

5.3 Surpression ou dépression dans la conduite .

\* cas de surpression :

$$H_0 + b = 40,5 + 81,62 = 122,12 \text{ m}$$

\* cas de dépression :

$$H_0 - b = 40,5 - 81,62 = - 41,12 \text{ m}$$

$H_0$  étant la pression régnant dans la conduite avant l'apparition du coup de bélier .

La <sup>dé</sup>pression étant inadmissible d'où la nécessité de protection de la conduite contre le coup de bélier .

4.5 Temps d'aller et retour de l'onde

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 1600}{1195} = 2,68 \text{ s}$$

.../...

### 5.5. Pertes de charge dans la conduite de refoulement

Ces pertes de charge sont représentés sur l'épure de BERGERON par la parabole classique , qui n'est autre que la caractéristique de la conduite .

Dans l'application de l'épure de BERGERON , ces pertes de charge , sont supposées concentrées en un point , au départ de la pompe , comme s'il existait à cet emplacement un diaphragme fictif donnant la même perte de charge . Donc ces pertes de charge doivent s'exprimer en fonction de la vitesse qui se forme en ce point .

$$\delta = 1,15 f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

En supposant un régime turbulent rugueux , le coefficient de frottement  $f$  sera calculé d'après la formule de NIKURADSE .

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

$$f = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{0,0004}{0,200} \right)^{-2} = 0,00237814.$$

La perte de charge dans la conduite de refoulement sera :

.../...

$$\delta = 1,15 \cdot 0,0237814 \cdot \frac{1600}{0,200} \cdot \frac{v^2}{19,62} = 11,15 v^2$$

Soit en fonction de la vitesse finale  $V_f$  :

$$= 11,15 V_f^2$$

### 5.6 Pertes de charge à la montée de l'eau au réservoir

Pour amortir rapidement les oscillations et réduire le volume du réservoir d'air, on a utilisé une tuyère à la base de ce dernier.

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

$$\frac{V_i}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0,92d)^2} = K$$

D : diamètre de la conduite de refoulement

d : diamètre intérieur de la tuyère

d' : diamètre de la <sup>veine</sup> contractée

$V_i$  : vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la montée de l'eau vers le réservoir.

$V_f$  : vitesse finale de l'eau dans la conduite de refoulement à la fin de l'intervalle de temps  $\theta$ .

.../...

### 5.6.1 Choix de d

d sera choisi pour que K reste compris entre

15 et 20

$$15 \leq K \leq 20$$

On prend  $d = 0,050$  m

$$K = \frac{D^2}{(0,92 \cdot 0,050)^2} = \frac{(0,200)^2}{(0,92 \cdot 0,050)^2} = 18,90$$

### 5.6.2 Pertes de charge à la montée de l'eau vers le réservoir.

$\Delta h_f = C \frac{v^2}{2g}$  où  $\Delta h_f$  est la perte de charge à la montée de l'eau, elle s'évalue en fonction du rapport  $m$ .

$$m = \frac{d^2}{D_e^2} = \frac{(0,92 \cdot 0,050)^2}{(0,100)^2} = 0,21$$

$m = 0,21$  d'après l'abaque  $C = 0,62$

$$\text{On a : } \Delta h_f = 0,62 \frac{v_1^2}{2g} = 0,62 \frac{v_1^2}{19,62} = 0,0316 \frac{v_1^2}{1}$$

$$\text{mais } \Delta h_f = 0,0316 (18,90 v_f)^2 = 11,288 v_f^2$$

$$\Delta h_f = 11,288 v_f^2$$

### 5.7 Pertes de charge à la descente de l'eau

A la descente de l'eau, la tuyère agit comme un ajutage rentrant de BORDA, avec un coefficient de contraction de 0,5.

.../...

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{\frac{\pi D^2}{4}}{0,5 \frac{\pi d^2}{4}} = \frac{2 D^2}{d^2} = K' \quad V_2 : \text{vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la descente de l'eau}$$

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2(0,200)^2}{(0,100)^2} = 32 \quad D_t : \text{diamètre de la tubulure}$$

$$n' = 0,5 \frac{d^2}{D_t^2} = \frac{0,5 \cdot (0,050)^2}{(0,100)^2} = 0,125$$

$$n' = 0,125 \quad \text{d'après l'abaque } C' = 0,77$$

$$\text{alors } \Delta h_2 = 0,77 \frac{V_2^2}{2g} = 0,0392 V_2^2$$

$$V_2 = 32 V_f$$

$$\text{d'où } \Delta h_2 = 0,0392 (32 V_f)^2 = 40,141 V_f^2$$

$$\Delta h_2 = 40,141 V_f^2$$

### 5.8 Variation du volume d'air

$$\Delta U = S \theta V_m = 0,0314 \cdot 2,68 V_m = 0,0842 V_m$$

$V_m$  : vitesse moyenne qui sera supposée égale à la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin de l'intervalle  $\theta$ .

### 5.9 Pression dans le réservoir d'air

Elle est exprimée en admettant que la détente de l'eau s'effectue conformément à la loi de POISSON.

.../...



COEFFICIENT DE PERTE DE CHARGE C  
DANS UNE TUYERE

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

$Z_0$  : pression absolue en marche normale dans le réservoir d'air  
 $S_0$  : perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normale.

$U_0$  : Volume d'air initial dans le réservoir d'air choisi arbitrairement .

$U$  : nouveau volume d'air dans le réservoir d'air

$h_0$  : hauteur du plan d'eau dans le réservoir d'air au dessus de de l'axe de la conduite de refoulement.

On prend  $U_0 = 0,20 \text{ m}^3$  ( régime normal )

$$Z = \frac{(H_0 - h_0 + 10 + S_0) U_0^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{(40,5 - 1,5 + 10 + 5,0) 0,20^{1,4}}{U^{1,4}}$$

$$Z = \frac{5,67}{U^{1,4}}$$

#### 5.10 Pression dans la conduite avec pertes de charge

\* Montée :  $Z - \Delta h_1 + h_0 = Z + h_0 - 11,288 V_f^2$

\* Descente :  $Z + \Delta h_2 + h_0 = Z + h_0 + 40,141 V_f^2$

#### 5.11. Pression dans la conduite sans pertes de charge

Pour la vitesse  $V_f$  considérée , on cherche sur la parabole de pertes de charge dans la conduite la valeur  $S$  .

.../...

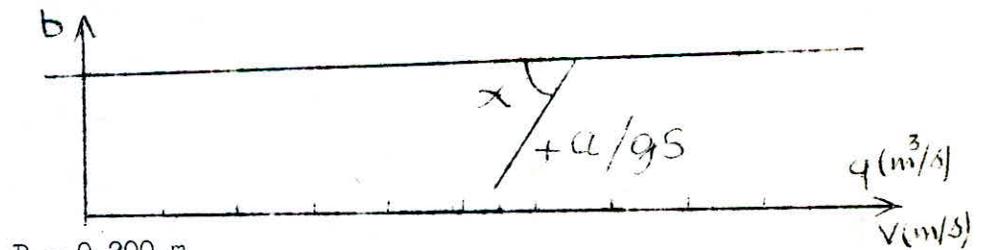
$$\begin{aligned}
 * \text{ Montée : } Z - \Delta h_1 - S + h_0 &= Z - 11,288 V_f^2 - 11,15 V_f^2 + h_0 \\
 &= Z - 22,438 V_f^2 + h_0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 * \text{ Descente : } Z + \Delta h_2 + S + h_0 &= Z + 40,141 V_f^2 + 11,15 V_f^2 + h_0 \\
 &= Z + 51,291 V_f^2 + h_0 .
 \end{aligned}$$

5.12 Par la valeur de la pression finale absolue sera menée l'horizontale qui recoupera la droite  $a/gS$  en un point tel que  $2P, 4P, \dots$  etc et qui devra correspondre à la vitesse finale  $V_f$  fixée au départ .

### 5.13 Détermination de la pente de la droite

Les abscisses sont graduées selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu des débits, ce n'est qu'un changement d'appellation puisque la conduite garde le même diamètre .



$$D = 0,200 \text{ m}$$

$$S = 0,0314 \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$a = 1195 \text{ m / s}$$

$$\frac{a}{gS} = \frac{1195}{9,81 \cdot 0,0314} = 3879,44 \text{ (dimension } L^{-2} \text{)}$$

.../...

Puisque  $\frac{b}{q}$  a aussi pour dimension  $TL^{-2}$ , on aura donc

$$\frac{b}{q} = \frac{3877,44}{1 \text{ m}^3 / \text{s}} \text{ de même dimension}$$

\* Echelle des ordonnées b

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

$$3877,44 \text{ m} \text{ représentent } 775,5 \text{ cm}$$

\* Echelle des q

On transforme l'échelle des vitesses en échelle des débits

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

$$q = V.S = 0,0314 = 0,00157 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$1 \text{ cm} = 0,00157 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$1 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \text{ sera représenté par } 636,94 \text{ cm}$$

$$\text{On aura donc la pente de } \frac{a}{ES} = \frac{775,5}{636,94} = 1,2175$$

$$\text{tg } \alpha = 1,2175 \implies \alpha = 50,6^\circ .$$

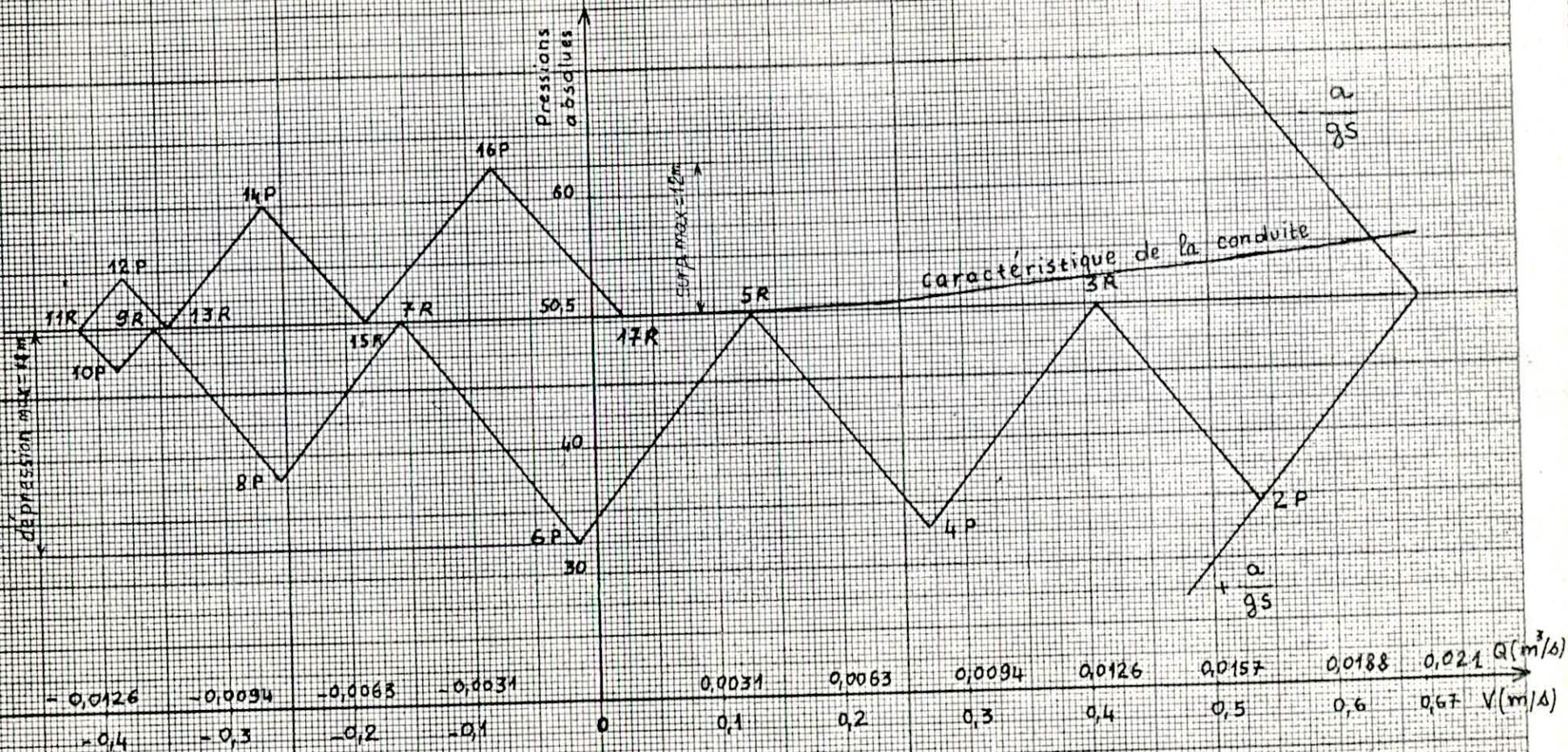
6. DEPARTAGE DU GROUPE ELECTRO - POMPE .

Après avoir protégé la conduite de refoulement pour atténuer l'effet du coup de bélier dans le cas d'un arrêt brusque , on passe à l'étude de son comportement au moment du démarrage du groupe ,

RESULTATS DU COUP DE BELIER FORAGE - RESERVOIR (ARRET BRUSQUE)

intervalles de temps $\theta$	Variation du volume d'air $\Delta U = 50 V_m = 0,0842 V_m$ ( $m^3$ )	Volume d'air $U$ ( $m^3$ )	Pression dans le réservoir d'air $Z = \frac{5,6Z}{U^{1,4}}$	P.d.c dans la tuyère montée: $\Delta h_1 = 11,288 V_f^2$ Descente: $\Delta h_2 = 49,14 V_f^2$ ( $m$ )	Pression avec P.d.c montée: $Z - \Delta h_1 + 1,5$ descente: $Z + \Delta h_2 + 1,5$ ( $m$ )	P.d.c au refoulement $\delta = 11,15 V_f^2$ ( $m$ )	Pression sans P.d.c montée: $Z - \Delta h_1 - \delta + 1,5$ descente: $Z + \Delta h_2 + \delta + 1,5$ ( $m$ )	vitesse lue sur le graphique $V_f$ ( $m/s$ )	Designation du point	vitesse moyenne $V_m$ ( $m/s$ )	vitesse finale choisie $V_f$ ( $m/s$ )
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	0,0000	$U_0 = 0,20$	$Z_{0+\delta_0} = 54$	—	55,50	5,00	50,50	$V_0 = 0,67$	1R	—	—
0	0,0509	0,2509	39,29	3,29	37,50	3,25	34,25	0,540	2P	0,605	0,54
20	0,0345	0,2850	32,87	0,82	33,55	0,81	32,74	0,270	4P	0,405	0,27
30	0,0107	0,2957	31,22	0,00	32,72	0,00	32,72	-0,015	6P	0,1275	-0,015
40	-0,0114	0,2843	32,98	2,61	37,09	0,72	37,81	-0,255	8P	-0,135	-0,255
50	-0,0269	0,2574	37,91	5,95	45,36	1,65	47,01	-0,385	10P	-0,320	-0,385
60	-0,0322	0,2252	45,71	5,80	53,01	1,61	54,62	-0,380	12P	-0,3825	-0,380
70	-0,0272	0,1980	54,73	2,82	59,05	0,78	59,83	-0,265	14P	-0,3225	-0,265
80	-0,0145	0,1835	60,88	0,26	62,64	0,07	62,71	-0,080	16P	-0,1725	-0,080

# EPURE DU COUP DE BELIER - ARRÊT BRUSQUE



Echelles { horizontale : 1cm → 0,05 m/s  
 verticale : 1cm → 5m

alors que l'eau contenue dans la conduite n'est pas encore en mouvement . On considère un démarrage à vanne ouverte ( cas le plus défavorable ).

La pression absolue initiale dans le réservoir d'air est :

$$Z'_0 = H_0 - h_c + 10$$

$H_0$  : hauteur géométrique de refoulement au droit de la prise de de l'anti-bélier .

$h_0$  : hauteur du plan d'eau dans le réservoir d'air au dessus de l'axe de la conduite de refoulement.

A chaque instant le débit  $Q$  fourni par la pompe se divise en deux :

-  $q_c$  : débit évacué dans la conduite de refoulement qui donne lieu à une perte de charge  $S$  .

-  $q_r$  : débit dirigé vers le réservoir d'air , qui engendre une perte de charge  $\Delta h$  au passage de l'organe d'étranglement

on a donc  $Q = q_c + q_r$  .

Pour une hauteur piézométrique  $H_3$  choisie arbitrairement , on calcule .

1°/ le volume d'eau de remplissage ( ou de vidange ) du réservoir d'air.

$$\Delta U = qn \cdot \theta .$$

où  $qn = \frac{qr}{2}$  débit moyen

$\theta = \frac{2L}{a}$  : temps d'aller et retour de l'onde

$\Delta U$ : variation du volume d'air

$U = U'_0 - \Delta U$ : remplissage

$U = U'_0 + \Delta U$ : vidange

$U'_0$ : volume d'air initial au repos .

2°/ La pression en résultant dans le réservoir d'air compte tenu d'une évolution adiabatique de l'air .

$$Z = \frac{Z'_0 \cdot U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

Détermination du volume d'air initial  $U'_0$  au repos :

En régime normal de marche  $Z = Z_2 = 54m$  et  $U = U_0 = 0,20 \frac{3}{n}$

$$\text{d'où } U'_0 = \left( \frac{Z_0 \cdot U_0^{1,4}}{Z'_0} \right)^{1,4} = \frac{(54 \cdot 0,20^{1,4})^{1,4}}{49}$$

$U'_0 = 0,2144 \frac{3}{n}$

3°/ Vitesse de l'eau dans la tuyère

- remplissage :  $V_2 = \frac{qr}{S_2} = \frac{qr}{0,5 \frac{\pi d^2}{4}} = 1018,59 \text{ qr}$

- vidange :  $V_1 = \frac{qr}{S_1} = \frac{qr}{\frac{\pi (0,92 d)^2}{4}} = 601,72 \text{ qr}$

.../...

4°/ P.d.c au passage de la tuyère

$$\text{- remplissage : } \Delta h_2 = C_2 \frac{V_2^2}{2g} = 0,0392 V_2^2$$

$$\text{- Vidange : } \Delta h_1 = C_1 \frac{V_1^2}{2g} = 0,0316 V_1^2$$

5°/ Pression absolue dans la conduite y compris les P.d.c  
dans cette dernière

$$\text{- remplissage : } Z + \Delta h_2 + H_0$$

$$\text{- Vidange : } Z - \Delta h_1 + h_0$$

6°/ Détermination de la pente de la droite  $\frac{a}{g_s}$

$$a = 1195 \text{ m / s}$$

$$S = 0,0314 \text{ m}^2$$

$$\frac{a}{g_s} = \frac{1195}{9,81 \cdot 0,0314} = 3877,48$$

Echelle des pressions :

$$1 \text{ cm} \longrightarrow 1,25 \text{ m}$$

$$\text{d'où } x = 3101,98 \text{ cm}$$

$$x \text{ cm} \longrightarrow 3877,48 \text{ m}$$

Echelle des débits :

$$1 \text{ cm} \longrightarrow 0,0014 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$x = 720 \text{ cm.}$$

$$x \text{ cm} \longrightarrow 1 \text{ m}^3/\text{s}$$

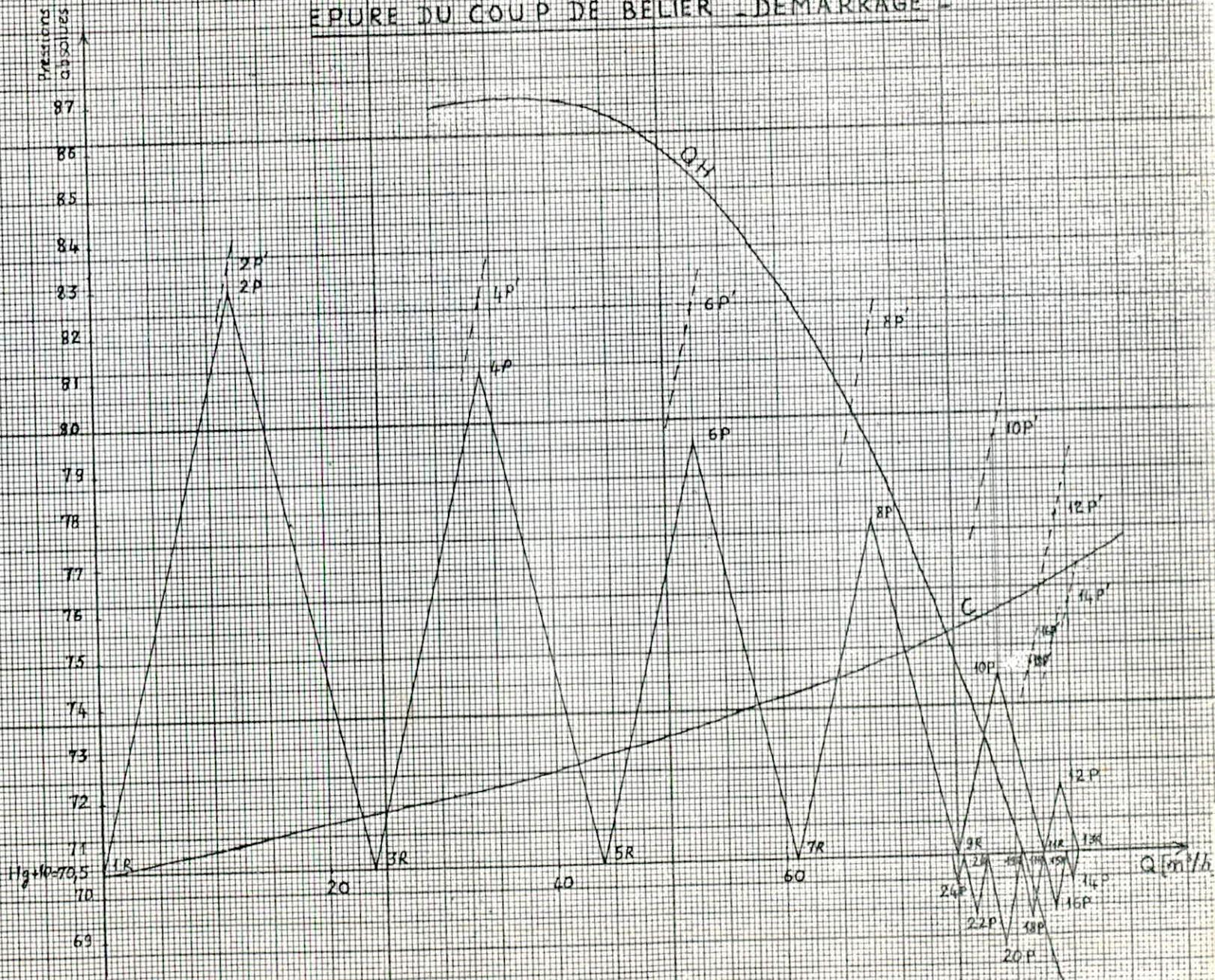
$$\frac{a}{g_s} = \frac{3101,98}{720} = 4,3083 \rightarrow 76,93^\circ$$

.../...

# Résultats Du Coup De Béliet Forage - Réservoir (Démontage)

Intervalles de temps $\theta$ (s)	Débit de la pompe $Q$ (m <sup>3</sup> /s)	Débit de la conduite $Q_c$ (m <sup>3</sup> /s)	Débit qui entre ou qui sort du Réservoir $Q_r$ (m <sup>3</sup> /s)	débit moyen entrant ou sortant du Rés. $Q_m$ (m <sup>3</sup> /s)	Variation du volume d'air $\Delta U = 2,68 q_m$	Volume d'air $U$ (m <sup>3</sup> )	Pression dans Le réservoir d'air $Z = 5,67/U^{14}$	Vit. au Passage de la tuyère rempi: $V_2 = 1018,55 q_r$ Vidange: $V_1 = 60172 q_r$	Pdc ds La tuyère rempi: $\Delta h_2 = 0,0392 V_2^2$ Vidange: $\Delta h_1 = 0,0516 V_1^2$	Haut. Piéz. $H_b$ choisi arbitrairement (valeur absolue)	Pression dans la Conduite correspondante à $H_b$ $H_b - 20$	Pression dans la conduite rempi: $E + \Delta h_2 + 15$ Vidange: $Z - \Delta h_1 + 15$	Pdc ds la Conduite	Points Correspondants	Observations
0	0	0	0	0	0	$U_0 = 0,2144$	$Z_0 = 49$	0	0	$H_b = 70,5$	50,5	50,5	0		
0	0,0164	0,0034	0,0130	0,0065	0,0174	0,1970	55,14	13,24	6,87	83,50	63,50	63,51	0,50	2P' 2P	Le réservoir d'air se remplit
20	0,0169	0,0095	0,0074	0,0037	0,0099	0,1871	59,23	7,54	2,23	82,75	62,75	62,96	1,62	4P' 4P	
30	0,0172	0,0147	0,0025	0,0013	0,0034	0,1837	60,79	2,75	0,30	82,25	62,25	62,59	2,88	6P' 6P	
40	0,0176	0,0190	-0,0014	-0,0007	0,0019	0,1856	59,93	0,90	0,02	81,87	61,87	61,41	4,12	8P' 8P	Le réservoir d'air se vide
50	0,0191	0,0221	-0,0030	-0,0015	0,0040	0,1896	58,14	1,80	0,10	79,50	59,50	59,54	5,12	10P' 10P	
60	0,0200	0,0235	-0,0035	-0,0018	0,0047	0,1943	56,20	2,17	0,15	77,50	57,50	57,55	5,88	12P' 12P	
70	0,0209	0,0238	-0,0029	-0,0015	0,0039	0,1982	54,64	1,74	0,10	75,87	55,87	56,04	6,00	14P' 14P	
80	0,0212	0,0234	-0,0022	-0,0011	0,0029	0,2011	53,55	1,32	0,06	75,00	55,00	54,99	5,75	16P' 16P	
90	0,0213	0,0228	-0,0015	-0,0007	0,0020	0,2031	52,83	0,90	0,02	74,62	54,62	54,31	5,50	18P' 18P	
100	0,0217	0,0221	-0,0004	-0,0002	0,0006	0,2037	52,61	0,24	0,00	73,75	53,75	54,11	5,25	20P' 20P	
110	0,0215	0,0214	0,0001	0,0001	0,0002	0,2035	52,67	0,10	0,00	74,12	54,12	54,17	4,88	22P' 22P	
120	0,0214	0,0210	0,0004	0,0002	0,0005	0,2030	52,84	0,41	0,01	74,62	54,62	54,35	4,62	24P' 24P	Le réservoir d'air se remplit

# EPURE DU COUP DE BELIER - DEMARRAGE



-67-

## 7 . DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR D'AIR .

Lors de l'arrêt brusque , le volume d'air passe de 0,20 à 0,2957 m<sup>3</sup> à la fin de la dépression .

La pression dans la conduite est de 32,72 m soit une dépression de  $50,5 - 32,72 = 17,78$  m

Pendant la phase de surpression , le volume d'air passe à 0,1835 m<sup>3</sup>, la pression dans la conduite monte à 62,71 m , soit une surpression de  $62,71 - 50,5 = 12,21$  m .

Lors du démarrage de la pompe le réservoir d'air se remplit jusqu'au temps  $3 \theta$  , et le volume d'air diminue de :

$$0,2144 - 0,1837 = 0,0307 \text{ m}^3$$

La pression maximale dans la conduite est 63,51 m , elle se produit au temps  $1 \theta$  , soit une surpression de :

$$63,51 - 50,5 = 13,01 \text{ m}$$

Ensuite le réservoir d'air se vide jusqu'au temps  $10 \theta$  , un nouveau remplissage s'effectue jusqu'à ce que les oscillations s'amortissent sous l'effet des frottements ( compte tenu des pertes de charge ) .

.../...

Le volume maximal d'air est  $U_{\max} = 0,2957 \text{ m}^3$ , mais à cet instant, le réservoir doit contenir encore de l'eau pour éviter le passage de l'air dans la conduite ; donc nous proposons un volume total  $U = 0,5000 \text{ m}^3$ .

Nous choisissons une cuve cylindrique équipée de deux fonds elliptiques.

- le diamètre intérieur est de 0,600 m
- le diamètre extérieur est de 0,615 m
- la hauteur des fonds est de 0,200 m

Volume des 2 calottes

$$V_c = \frac{4}{3} \Pi (0,30)^2 \cdot 0,20 = 0,0754 \text{ m}^3$$

Volume de la partie cylindrique

$$V_{cy} = 0,500 - 0,0754 = 0,4246 \text{ m}^3$$

Section de la cuve

$$S = \frac{\Pi (0,60)^2}{4} = 0,2827 \text{ m}^2$$

Hauteur de la partie cylindrique

$$h = \frac{0,4246}{0,2827} = 1,50 \text{ m}$$

.../...

Hauteur totale de la cuve

$$H = 1,50 + 2 \cdot 0,20 = 1,90 \text{ m}$$

hauteur occupée par l'air en régime normal d'exploitation

Volume d'air .....	0,2000
Volume de la clotte .....	0,0377
Partie cylindrique .....	0,1623.

Ce qui correspond à une hauteur de :

$$\frac{0,1623}{0,2827} = 0,574 \text{ m}$$

d'où le niveau normal dans la cuve se trouve à :

$$0,574 + 0,20 = 0,774 \text{ m du sommet de l'appareil .}$$

#### Variations maximales du niveau d'eau

Pendant la phase de dépression , le volume d'air augmente de  $0,2957 - 0,2000 = 0,0957 \text{ m}^3$  ( arrêt brusque )

Le niveau d'eau dans la cuve s'abaisse de :

$$\frac{0,0957}{0,2827} = 0,338 \text{ m}$$

.../...

Pendant la phase de la surpression , le volume d'air diminue de  $0,2144 - 0,1837 = 0,0307 \text{ m}^3$  ( lors du démarrage )

L'élévation maximale est de :

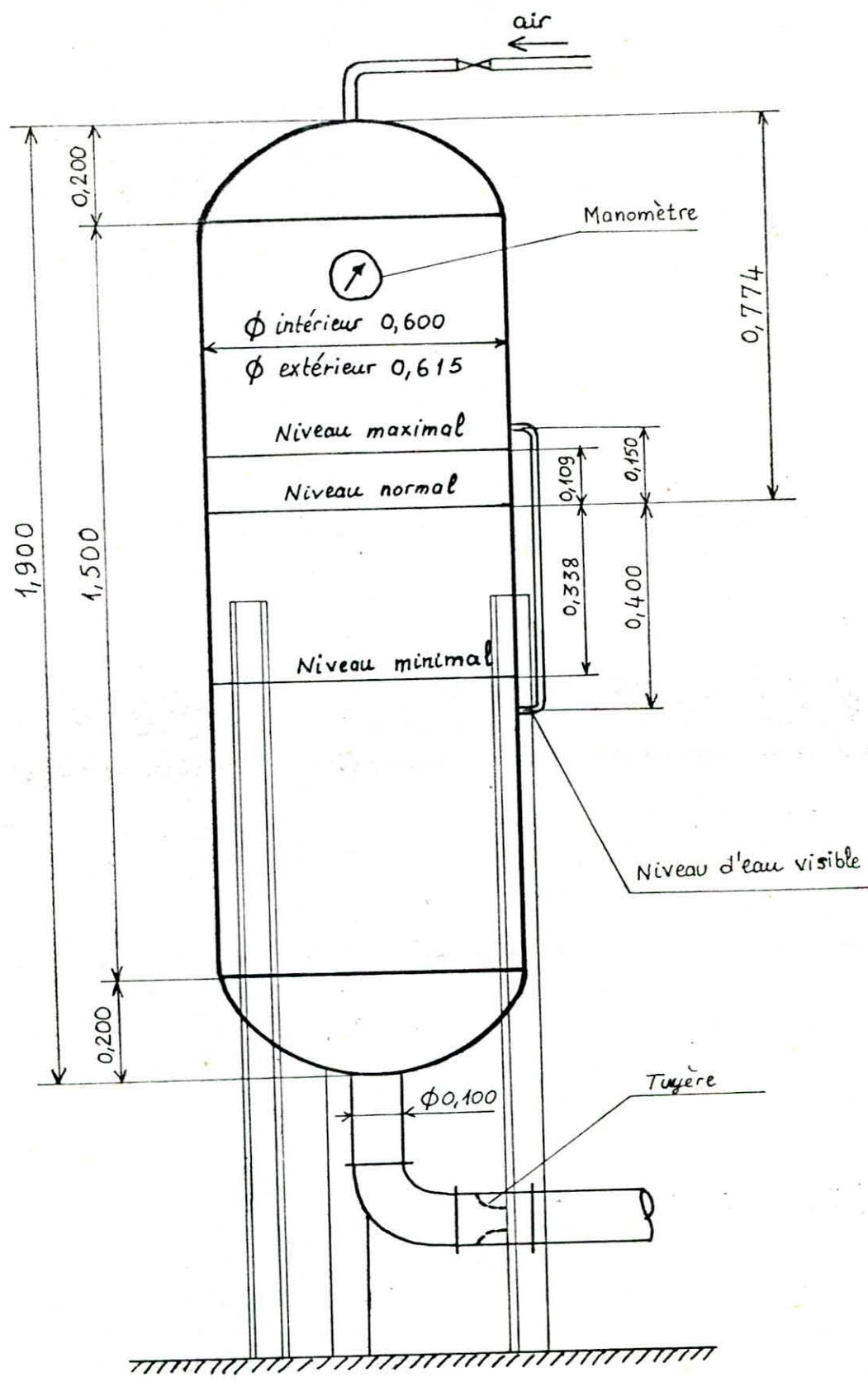
$$\frac{0,0307}{0,2827} = 0,109 \text{ m}$$

#### 7.1 Equipement de la cuve

La cuve comportera :

- Un niveau d'eau visible dont les prises sur la cuve devront permettre d'observer les niveaux minimal et maximal atteints .
- Deux électrodes permettant l'enclenchement ou l'arrêt du groupe compresseur d'air .
- Une arrivée d'air en provenance du compresseur et ménagée à la partie haute de la cloche .
- Un manomètre métallique à la partie supérieure .
- Un départ à la partie basse pour assurer le raccordement sur la tubulure piquée sur la conduite à protéger .
- Des profilets robustes (fers U par exemple ) pour assujettir l'appareil solidement sur le plancher .

DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR D'AIR



## CHAPITRE IX

### PROTECTION CONTRE LA CORROSION

Les phénomènes de corrosions sont des réactions chimiques ou électrochimiques, qui se manifestent à la surface de séparation métal-milieu ambiant. Ce sont généralement des réactions d'oxydation.

Si le processus de corrosion est très important, il peut provoquer des destructions de la canalisation, entraînant une diminution de l'épaisseur de la conduite, et même parfois une perforation de celle-ci. Le terrain où se trouve la cité OULED-HADJADJ, se compose d'un sol homogène et peu agressif.

L'eau transportée est assez fortement minéralisée et entartrante.

Nous préconisons donc les protections suivantes :

- Protection externe
- Protection interne

#### 1. PROTECTION EXTERNE

##### 1.1 Enrobage :

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

## 1.2 Protection Cathodique

Il peut y avoir des défauts d'isolation de la conduite qui rendent la protection cathodique nécessaire .

La protection cathodique consistera :

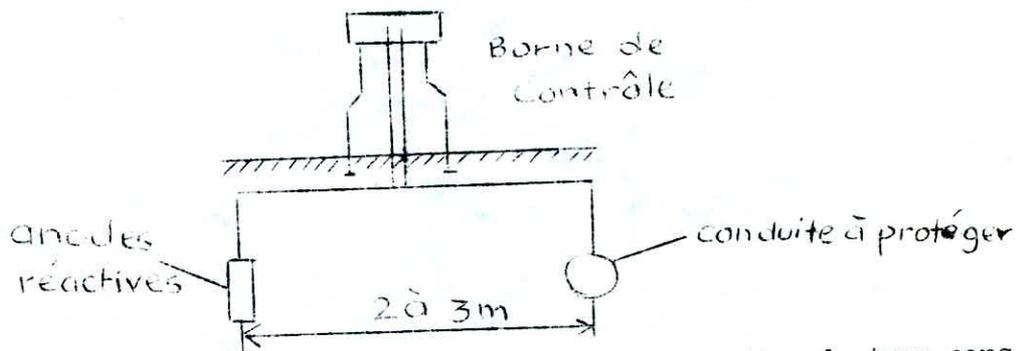
- Soit à constituer avec métal plus électronégatif que le fer une pile où le fer jouera le rôle de cathode .

Soit à relier la conduite d'une part à la source d'énergie électrique extérieure ( Borne négatif ) et d'autre part à une anode enfouie dans le sol et destinée à se corroder .

## 1.3 Protection par anode réactive

Cette méthode consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électronégatif que le fer (Zinc ou Magnésium) de façon à former des piles dont la cathode est la canalisation . La pose des anodes doit s'effectuer dans les sols de basse résistivité , pour faciliter le passage du courant , mais il est préférable de choisir les lieux susceptibles de retenir les eaux ( sols imperméables )

Les anodes doivent être posées de 2 à 3 m environ de la conduite .



Ce dispositif convient pour la protection de tronçons de petits diamètres et de faibles longueurs, car il ne nécessite pas un nombre important d'anodes. En présence de courant vagabond, ce procédé ne convient pas.

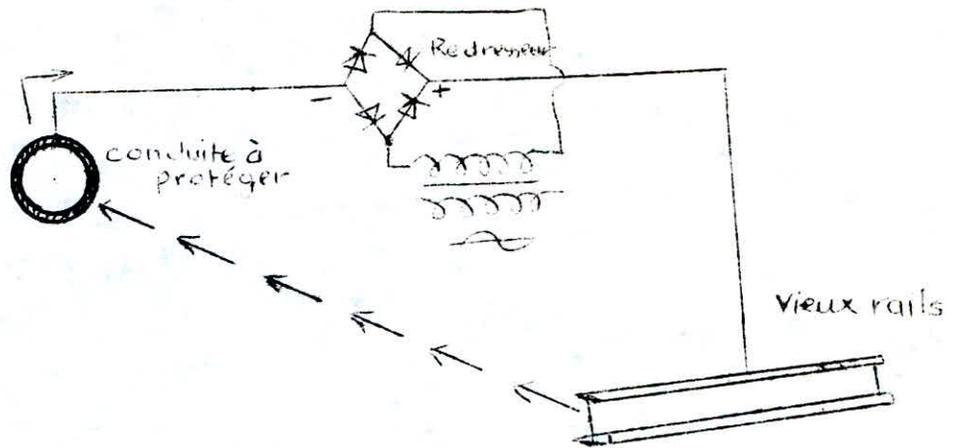
#### 1.4 Protection Cathodique par soutirage de courant

Cette méthode nécessite à provoquer la chute de potentiel de la conduite.

À partir d'une source électrique de courant continu (courant alternatif redressé), on relie la conduite à la borne négative de cette source; la borne positive étant raccordée à de vieux rails disposés à une profondeur environ de 1,20 m.

La distance minimale séparant la conduite aux rails soit de 50 m environ.

Dans ce cas les rails (anodes) se corrodent au profit de la conduite (cathode).



## 2. Protection Interne

l'analyse fait par la D.H.W.A montre que les eaux de la nappe dans le secteur de REGHAIA . sont fortement minéralisées . Ces eaux provoquent dans les canalisations des dépôts se fixant sur les parois. ~~Toute~~ fois pour éviter tout risque d'oxydation , il sera recommandé que les conduites soient revêtues intérieurement par un émail à base de bitume de pétrole , de 1 à 2 mm d'épaisseur , selon le diamètre , appliqué soit par centrifugation à chaud exécutée en usine , soit par l'intermédiaire d'une couche primaire d'adhérence .

## CHAPITRE X

### AUTOMATISATION .

L'automatisation de notre système d'alimentation est souhaitable car elle :

- Accroît la garantie de bon fonctionnement
- Assure un fonctionnement rationnel et économique à la pompe
- Réduit le personnel d'exploitation
- Assure la protection du système d'alimentation .

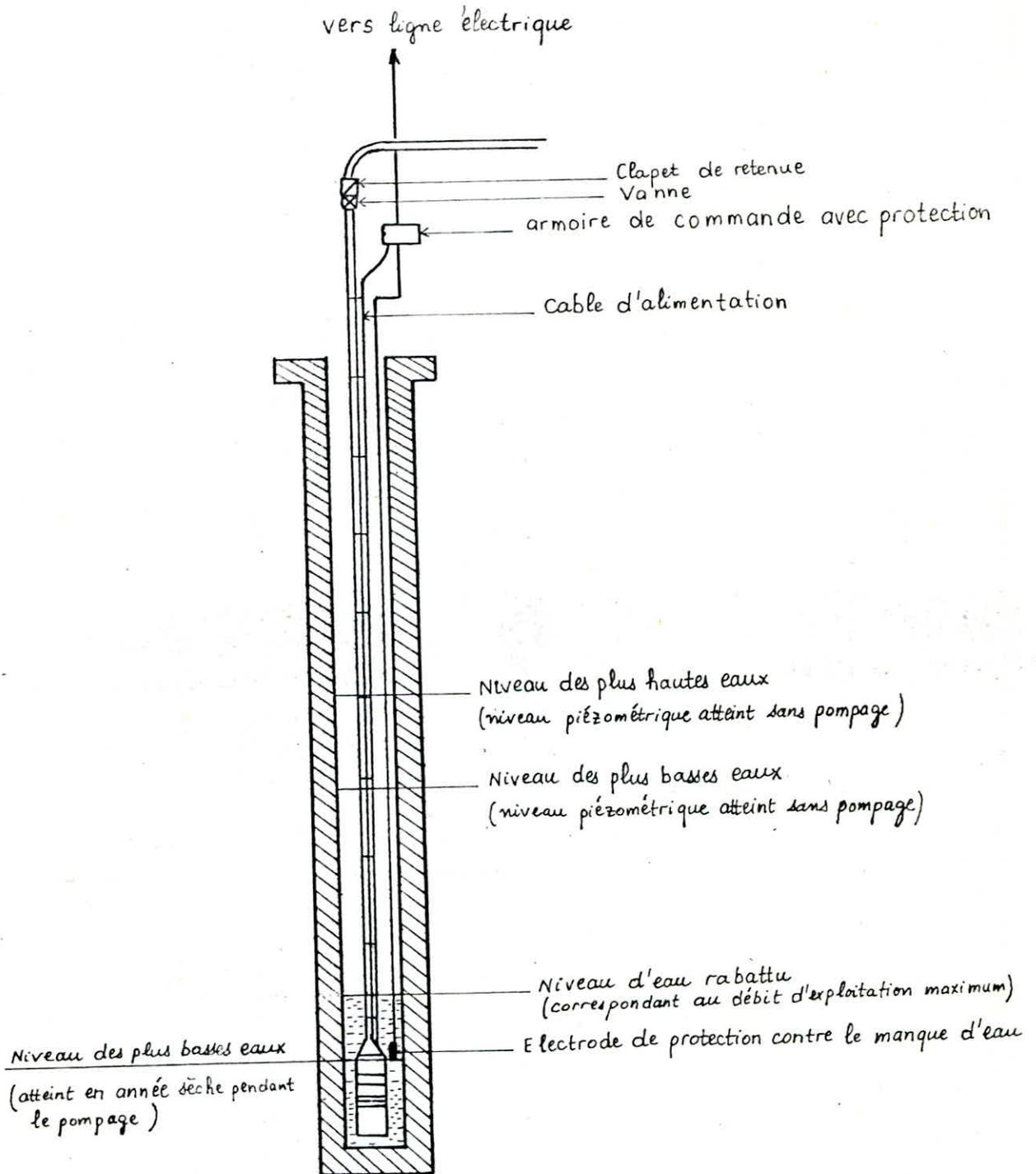
Le niveau d'eau dans le forage doit être contrôlé car il y a des variations du niveau piézométrique entre les années sèches et humides ( cette amplitude oscille couramment entre 1 ÷ 10 m et peut atteindre 50 m dans les calcaires Korstiques ).

Dans les nappes captives , elle est de l'ordre d'un mètre.

Pour éviter le pompage à vide , le forage sera équipé :

- D'un dispositif de protection contre le manque d'eau
- D'un interrupteur flotteur qui sera disposé à la partie haute du réservoir , et sera relié par un câble enterré ou sur poteaux au contacteur du moteur , pour enclencher ce dernier à un niveau d'eau inférieur et le déclenche pour un niveau d'eau supérieur .

DISPOSITIF DE PROTECTION CONTRE  
LE MANQUE D'EAU AU NIVEAU DU FORAGE



## CHAPITRE XI

### RESEAU DE DISTRIBUTION .

#### 1 CHOIX DU TYPE DE RESEAU

Plusieurs facteurs ont influé sur la conception de notre réseau .

- La zone non urbanisée
- un terrain accidenté
- les habitations sont éparses et installées seulement le long des pistes .

Vu ces conditions , nous avons opté pour un réseau ramifié.  
Les conduites de distribution seront en arriante-ciment

#### 2. METHODE DE CALCUL .

La conduite partant du réservoir , outre le débit d'extrémité , doit pouvoir distribuer , sur <sup>son</sup> parcours , l'eau aux abonnés par les nombreux branchements raccordés sur elle : c'est le débit en route .

Le débit en route est calculé en fonction du nombre d'usagers à desservir au moment de la pointe et en supposant ce débit uniformément réparti selon la longueur du tronçon .

Ainsi la formule adoptée est :  $Q_m = Q_a + 0,55Q$

$Q_m$  : débit fictif d'extrémité

$Q_a$  : débit d'extrémité

$Q$  : débit en route .

Cette formule conduit à des diamètres plus faibles qu'en prenant le débit d'amont  $Q_a + Q$  .

La différence se fait d'autant plus sentir que le débit  $Q_a$  d'extrémité est faible devant  $Q$ . La limite est celle du débit d'extrémité nul ( conduite en impasse ). Dans ce cas , l'application de la formule s'impose .

### 2.1 Calcul des débits par tronçons

Les débits par tronçons sont calculés d'après les consommations de pointe domestique et publique .

### 2.2 Répartition des débits

Pour la répartition des débits , partons de l'extrémité aval du réseau et remontons de proche en proche jusqu'au réservoir.

### 2.3 Calcul des diamètres des conduites .

Par mesure de sécurité , la rugosité des conduites de distribution sera prise  $\Sigma = 1\text{mm}$  ( conduites vieilles ).

.../...

## DEBITS PAR TRONCONS

désignation des tronçons	Nombre d'Hab.	Consommation (l/s)		
		domestique	Publique	totale
R-1	226	1,02	2,40	3,42
1-2	477	2,15	-	2,15
1-3	854	3,84	-	3,84
1-4	301	1,40	-	1,40
4-5	729	3,30	-	3,30
4-6	415	1,90	2,71	4,61
6-7	1055	4,80	-	4,80
6-8	289	1,30	-	1,30
8-9	465	2,10	-	2,10
8-10	88	0,40	-	0,40
10-18	754	3,40	-	3,40
10-11	126	0,60	0,24	0,84
11-12	528	2,40	-	2,40
11-13	226	1,02	-	1,02
13-15	376	1,70	-	1,70
13-14	289	1,32	-	1,32

## REPARTITION DES DEBITS

disignation des tronçons	DEBIT (l/s)		
	en route	aval $Q_a$	du tronçon $Q_a + 0,55Q$
13-14	1,32	—	0,73
13-15	1,70	—	0,94
11-13	1,02	3,02	3,58
11-12	2,40	—	1,32
10-11	0,84	6,44	6,90
10-18	3,40	—	1,87
8-10	0,40	10,68	10,90
8-9	2,10	—	1,16
6-8	1,30	13,18	13,90
6-7	4,80	—	2,64
4-6	4,61	19,28	21,82
4-5	3,30	—	1,82
1-4	1,40	27,19	27,96
1-3	3,84	—	2,11
1-2	2,15	—	1,18
R-1	3,42	34,58	36,46

Pour un diamètre  $D$  et le débit exigé dans chaque tronçon , on vérifie si la vitesse obtenue et la perte de charge totale donne finalement , au sol , une pression suffisante .

Si la pression au sol est insuffisante , on recommence les calculs en prenant un diamètre plus grand pour diminuer les pertes de charge .

Il est enfin précisé que l'on prend , par sécurité , pour cote piézométrique de départ (  $H$  piez - amont ) , la cote du radier du réservoir .

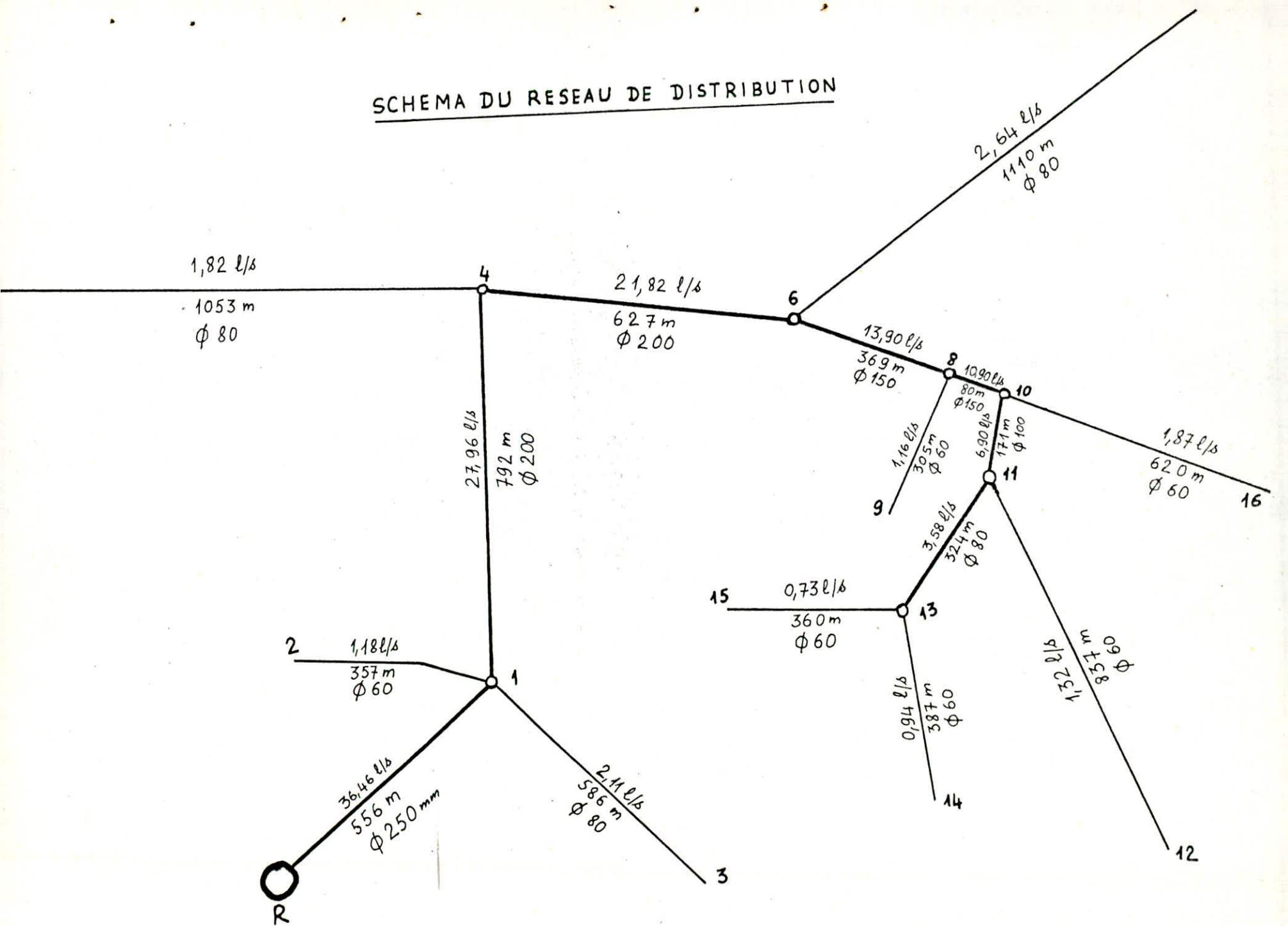
Il est procédé ensuite à la vérification de la condition d'incendie .

C'est ainsi qu'il est possible d'installer des bouches d'incendie sur la conduite maîtresse .

Dans certaines ramifications , la condition d'incendie n'est pas vérifiée , mais les risques sont très minimes d'où il n'est pas nécessaire d'augmenter le diamètre pour vaincre les pertes de charge ou de placer des réservoirs spécialement pour la réserve d'incendie. Sur les tronçons où la vitesse d'écoulement est inférieure à  $0,5$  m/s, sont prévues des bouches d'arrosage .

.../...

# SCHEMA DU RESEAU DE DISTRIBUTION



## CALCUL DES DIAMETRES DES CONDUITES DU RESEAU

tron- çons	Longueur (m)	Diamètre (m)	Débit (l/s)	J	P.d.c $\Delta h$ (m)	Vitesse V (m/s)	Hauteur piézométrique amont (m)	Hauteur piézométrique aval (m)	Cote du sol (m)	Pression au sol (m)
R-1	556	0,250	36,46	0,003376	1,88	0,74	67,00	65,12	39,39	25,73
1-2	357	0,060	1,18	0,007195	2,57	0,42	65,12	62,55	43,93	18,62
1-3	586	0,080	2,11	0,004864	2,85	0,42	65,12	62,27	45,75	16,52
1-4	792	0,200	27,96	0,006362	5,04	0,89	65,12	60,08	35,93	24,15
4-5	1053	0,080	1,82	0,003594	3,78	0,36	60,08	56,30	41,04	15,26
4-6	627	0,200	21,82	0,003843	2,41	0,69	60,08	57,67	33,22	24,45
6-7	1110	0,080	2,64	0,007548	8,38	0,52	57,67	49,29	20,39	28,90
6-8	369	0,150	13,90	0,007322	2,70	0,79	57,67	54,97	31,43	23,54
8-9	305	0,060	1,16	0,006862	2,09	0,41	54,97	52,88	30,62	22,26
8-10	80	0,150	10,90	0,004530	0,36	0,62	54,97	54,61	31,75	22,86
10-16	620	0,060	1,87	0,017540	10,88	0,66	54,61	43,73	25,81	17,92
10-11	171	0,100	6,90	0,015530	2,66	0,88	54,61	51,95	27,80	24,15
11-12	837	0,060	1,32	0,008980	7,51	0,47	51,95	44,44	30,72	13,72
11-13	324	0,080	3,52	0,013700	4,44	0,71	51,95	47,51	30,63	16,88
13-15	360	0,060	0,73	0,002814	1,01	0,26	47,51	46,50	34,75	11,75
13-14	387	0,060	0,94	0,004482	1,73	0,33	47,51	45,78	30,40	15,38

### 3 . EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION .

#### 3.1 Nature des conduites .

On a prévu des conduites en aniante-ciment avec pression d'épreuve hydraulique en usine de 25bars .

Ces canalisations sont insensibles au courants vagabonds, à la corrosion électrochimique . La structure du matériau s'oppose à la pénétration des agents agressifs et donne au tyau une grande inertie vis à vis des agents chimiques .

La capacité du débit est conservée car la paroi intérieure des tyaux est lisse et les possibilités d'entartrage sont faibles .

#### 3.1 Principaux organes accessoires du réseau

- Robinets-vannes ( Tête de bouche à clé )

sont disposés à chaque noeud du réseau , afin d'isoler les tronçons en cas de besoin .

- Ventouses :

Sont disposées aux points hauts pour l'évacuation de l'air contenue dans la conduite .

- Décharges :

Robinets disposés aux points bas du tracé en vue de la vidange de la conduite . Cette évacuation s'effectue vers l'égout voisin .

- Bouches d'arrosage

Sont disposés pour entretenir les plantations en bordure des voies .

- Bouches d'incendie

Les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables de fournir un débit minimal de 15 l/s sous une pression de 10 m.

Ces poteaux doivent être espacés de 200 à 300 m les uns des autres et répartis suivant l'importance des risques à défendre .

- Pièces spéciales du réseau .

Sont des pièces de raccordement normalisées . Parmi ces pièces on distingue :

.../...

- \* les cônes de réduction pour le raccordement des conduites de diamètres différents .
- \* les tés à 2 ou 3 emboitements qui permettent la prise des canalisations secondaires sur la canalisation principale.
- \* les croix à 4 emboitements qui jouent le même rôle que les tés.
- \* les bouts d'extrémité pour la mise en place des appareils hydrauliques à brides .

## CHAPITRE VII

### POSE DES CANNALISATIONS .

#### 1. STOCKAGE ET APPROVISIONNEMENT .

Les conduites doivent être de préférence stockées à l'ombre sur des aires planes . Lors de la décharge des canions , il faut interdire de jeter les tubes à terre .

#### 2. REALISATION DES TRANCHEES .

Les fouilles destinées à accueillir les conduites doivent être telle qu'un ouvrier puisse y travailler (0,70 m au minimum pour les petits diamètres ) .

Pour des diamètres supérieurs à 150 mm , cette largeur doit être augmentée .

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

##### 2.1 Largeur de la tranchée ( pour les niches )

$$B \geq D + 2.0,30$$

B : largeur de la tranchée

D : diamètre de la conduite .

### 2.3 Profondeur de la tranchée

L'enfouissement des canalisations a pour but :

- de les protéger contre les dégradations extérieures
- de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri de la gelée .

$$H \geq D + 0,80$$

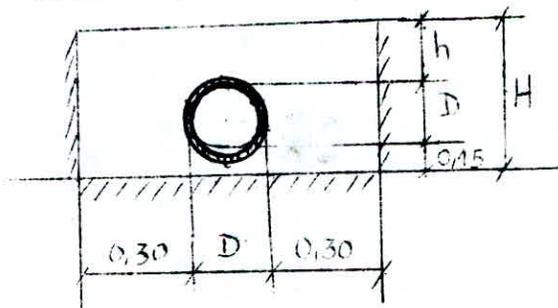
$$h = 0,60 \div 1,20 \text{ m}$$

### 2.4 Fond de la tranchée

Il est recouvert d'un lit de pose de  $0,15 \div 0,20$  m

Dans notre cas le lit de pose aura une épaisseur de  $0,15$  m, qui doit être dans, parfaitement réglé et nivelé ( en sable ou gravier )

- gravier : dans les terres ordinaires
- pierres cassées : serviront de drains dans les terres imperméables ou rocheuses
- béton maigre : terrains vaseux .



### 3. POSE DES CONDUITS .

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

La pose doit s'effectuer par tronçons successifs en commençant par les points hauts de façon à assurer , s'il y a lieu , l'écoulement naturel des eaux d'infiltration .

### 4. REMBLAYAGE DES FOUILLES .

- 1ère couche : Sera d'un matériau fin d'épaisseur 0,10 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite .
- le remblayage se fera <sup>avec</sup> le produit d'extraction des fouilles purgé de pierres .
  - le compactage se fera par tranches de 0,20 m soigneusement tassées et arrosées .
  - laisser un vide de 0,30 m environ pour la refexion finale de la chaussée ( aux endroits où la chaussée a été détériorée ) .
  - ne pas remployer lorsque la conduite est sous pression .

.../...

## 5. TRAVERSEE DE ROUTES .

Les traversées de routes doivent être limitées dans la mesure du possible , en raison des charges supportées par les conduites qui peuvent anener des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite et à la route .

Dans ce cas , la pose des conduites doit se faire dans une gaine en matériau suffisamment résistant pour les préserver des contraintes extérieures et d'évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée .

La profondeur d'enfouissement doit être au minimum de 1 m sous la chausée (0,70 sous accotement ) .

A la sortie de la gaine , il faut protéger les tuyaux de tout contact avec les arrêtes vives .

## CHAPITRE XIII

### HYGIENE ET ENTRETIEN .

#### 1. DESINFECTIION DE L'EAU .

Pour détruire les micro-organismes contenus dans l'eau de notre système d'alimentation , il est indispensable de procéder à la désinfection de l'eau à l'aide du chlore .

L'introduction du chlore est effectuée avant l'entrée de l'eau dans le réservoir au niveau du forage à l'aide d'un hydro-injecteur disposé sur la conduite .

#### 2. ZONE DE PROTECTION .

La zone où se trouve le forage sera cloturée d'une grille métallique . Dans cette Zone , il sera interdit :

- de déverser des eaux vannes
- de faire paître ou abreuver le bétail
- de laver le linge
- de construire
- d'utiliser pour les plantes des agents toxiques et des engrais

Le forage sera muni d'un abrit .

.../...

### 3. ENTRETIEN DU RESEAU .

Pour le bon fonctionnement du réseau il est souhaitable de procéder :

- au repérage des canalisations
- à la détection des fuites
- à la désincrustation des canalisations
- aux réparations proprement dites .

Enfin l'entretien courant - concerne tous les appareils de fontainerie qui doivent être visités périodiquement .

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

La seconde partie de notre étude consiste en l'assainissement de la cité d'Ouled - Hadjadj ~~commune~~ de REGHAIA , dont ce dernier a pour but d'assurer l'évacuation des eaux usées ainsi que celle des eaux pluviales dans des conditions satisfaisantes .

## CHAPITRE I

Après utilisation , des eaux dites ( usées ) sont rejetées à un réseau qui doit pouvoir évacuer à chaque instant un débit sensiblement égal au débit consommé sans aucun risque de reflux vers l'un quelconque des utilisateurs .

### 1. DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS ENTERRES .

La conception d'un réseau nécessite des choix qui varient selon le système d'assainissement retenu , on distingue :

- le système unitaire
- le système séparatif .

#### 1.2 SYSTEME UNITAIRE .

L'ensemble des eaux pluviales et des eaux usées est collecté par un réseau unique .

Les grands mérites de ce système sont la simplicité , le faible encombrement , l'économie à la conception et à l'entretien .

.../...

### 1.3 SYSTEME SEPARATIF .

Deux réseaux différents conduisent :

- Les eaux usées
- Les eaux pluviales

### 1.4 CHOIX DU SYSTEME.

Notre choix s'est orienté vers le système unitaire car ce dernier présente une simplicité, un faible encombrement et aussi il est plus économique que le système séparatif.

### 2. TYPES D'EAU A EVACUER .

Les eaux à évacuer sont de ( 02 ) deux types qui sont :

- Eaux usées d'origine domestique
- Eaux de ruissellement

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

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

Les eaux de ruissellement comprennent <sup>ent</sup> les eaux pluviales .

.../...

### 3. EVALUATION DES DEBITS D'EAUX USEES .

L'évolution de l'habitat et du mode de vie des usagers entraîne une quantité croissante des rejets , et surtout une variation des débits différents de celle que l'on connaissait .

En effet l'augmentation du niveau de confort , avec la généralisation des salles de bains , des machines à laver , lave vaisselle etc ...

contribue à une plus grande consommation d'eau et par conséquent à des rejets plus importants . Certes la consommation d'eau et les rejets sont différents , selon qu'il s'agit d'une ville , d'une commune rurale .

Mais par contre , l'écart n'est pas très important

#### 3.1 CALCUL DES DEBITS D'EAUX USEES .

Les calculs des débits d'eaux usées portent essentiellement sur l'estimation des quantités et de la qualité des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activité .

L'évaluation quantitative des rejets peut donc se caractériser en fonction du type d'agglomération et des diverses catégories d'occupation du sol .

D'une manière générale , les débits d'eaux usées sont évalués sur la base des consommations d'eau potable recensées .

REMARQUE .

Pour notre étude , nous avons considéré seulement 80 % de ce volume aboutit dans le réseau d'égoût .

3.1.1. Débit moyen de rejet .

Le débit moyen de rejet est estimé à 80 % de la consommation en respectant la dotation octroyée et en prenant comme horizon 2000 .

Le débit moyen de rejet aura pour valeur .

Exemple de Calcul .

Zone haute Sous-Zone I

dotation 140 l/j/hab

nombre d'habitants ( an 2000 ) = 729.

Estimation 80 %.

$$Q_m = 140 \cdot 729 \cdot 0,8 = 81,648 \text{ m}^3/\text{j} .$$

$$Q_m = \frac{81,648 \times 1000}{86.400} = 0,95 \text{ l/s} .$$

86.400

.../...

### 3.1.2 COEFFICIENT DE POINTE Cp.

Le coefficient de pointe Cp est évalué d'après la formule suivante :

$$C_p = 2,6 - 0,4 \log ( H/1000 ).$$

où H : représente la population de la ville desservie

dans notre cas H : représente la population de la sous-zone desservie .

#### Exemple de Calcul .

En prenant comme sous-zone I de la zone haute dont H est égale à 729 , le coefficient de pointe Cp aura pour valeur .

$$C_p = 2,6 - 0,4 \log ( 729/1000 ) = 2,65 .$$

### 3.1.1 Débit de pointe Qp

Le débit de pointe Qp aux différents points de calcul du réseau est égal au débit moyen de rejet (Qm) multiplié par le coefficient de pointe Cp .

#### Exemple de Calcul .

Zone haute : Sous- Zone I

$$H = 729 \text{ hab}$$

$$Q_m = 0,95 \text{ l/s}$$

$$Q_p = C_p \cdot Q_m = Q_m (2,6 - 0,4 \log (729/1000))$$

$$Q_p = 2,65 \cdot 0,95 = 2,52 \text{ l/s} .$$

Les résultats de calcul sont reportés dans les tableaux ci-après ( voir page 101. )

Zone Haute tableau de Calcul N° 1

Sous-Zones	Nbre d'hab an 1983	Nbre d'hab an 2000	Cons. tion Domestique an 2000 (m <sup>3</sup> /s)	Cons. tion Publique (m <sup>3</sup> /s)	Cons. tion totale (m <sup>3</sup> /s)	debit moyen de rejet (l/s)	Coeffici- ent de Pointe (Cp)	Débit de Pointe Qp (l/s)
I	406	729	102,06	—	102,06	0,95	2,65	2,52
II	266	477	66,78	—	66,78	0,62	2,72	1,69
III	126	226	31,64	86,40	118,04	1,09	2,85	3,11
IV	287	515	72,10	—	72,10	0,67	2,71	1,82
V	189	339	47,46	—	47,46	0,44	2,78	1,22
VI	231	415	58,10	88,10	156,10	1,44	2,75	3,96
VII	168	301	42,14	—	42,14	0,39	2,81	1,10

Zone Basse tableau de Calcul N° 2

Sous-Zones	Nbre d'hab an 1983	Nbre d'hab an 2000	Cons. tion Domestique an 2000 (m <sup>3</sup> /s)	Cons. tion sanitaire municipale (m <sup>3</sup> /s)	Cons. tion totale (m <sup>3</sup> /s)	Debit moyen de rejet (l/s)	Coefficient de Pointe Cp	Debit de Pointe Qp (l/s)
I	588	1055	147,70	—	147,70	1,37	2,59	3,55
II	182	327	45,78	—	45,78	0,42	2,79	1,17
III	161	289	40,46	—	40,46	0,37	2,81	1,04
IV	987	1771	247,94	8+1-9	256,94	2,38	2,50	5,59
V	420	754	105,56	—	105,56	0,98	2,65	2,60

## CHAPITRE II

### Evaluation des débits des eaux pluviales .

#### 1. Définition .

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite à l'étape initiale la détermination des débits pluviaux ou d'eau usées à évacuer .

Le problème de l'évacuation des débits pluviaux dans les bassins versants a fait depuis longtemps l'objet de nombreuses études .

Après avoir déterminé les surfaces des bassins , des toitures , des routes et des prairies , nous passons à l'évaluation des débits .

#### 2. Debit d'apport

Pour ce qui est de la détermination du débit d'apport , nous devons tenir compte des facteurs suivants :

- superficie du bassin versant
- coefficient de ruissellement
- intensité de pluie .

.../...

### 3. Coefficient de ruissellement :

Le coefficient C , est le rapport entre le débit d'eau qui ruisselle à la surface du sol et celui qu'a reçu cette surface . Il ne peut excéder l'unité

les coefficients de ruissellement utilisés dans notre étude , ont été tirés de l'ouvrage COLLECTE ( GOMELLA )

- Toiture  $C_t = 0,9$
- Route  $C_r = 0,6$
- Prairie  $C_{pr} = 0,05$  .

### 4. Intensité de pluie

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

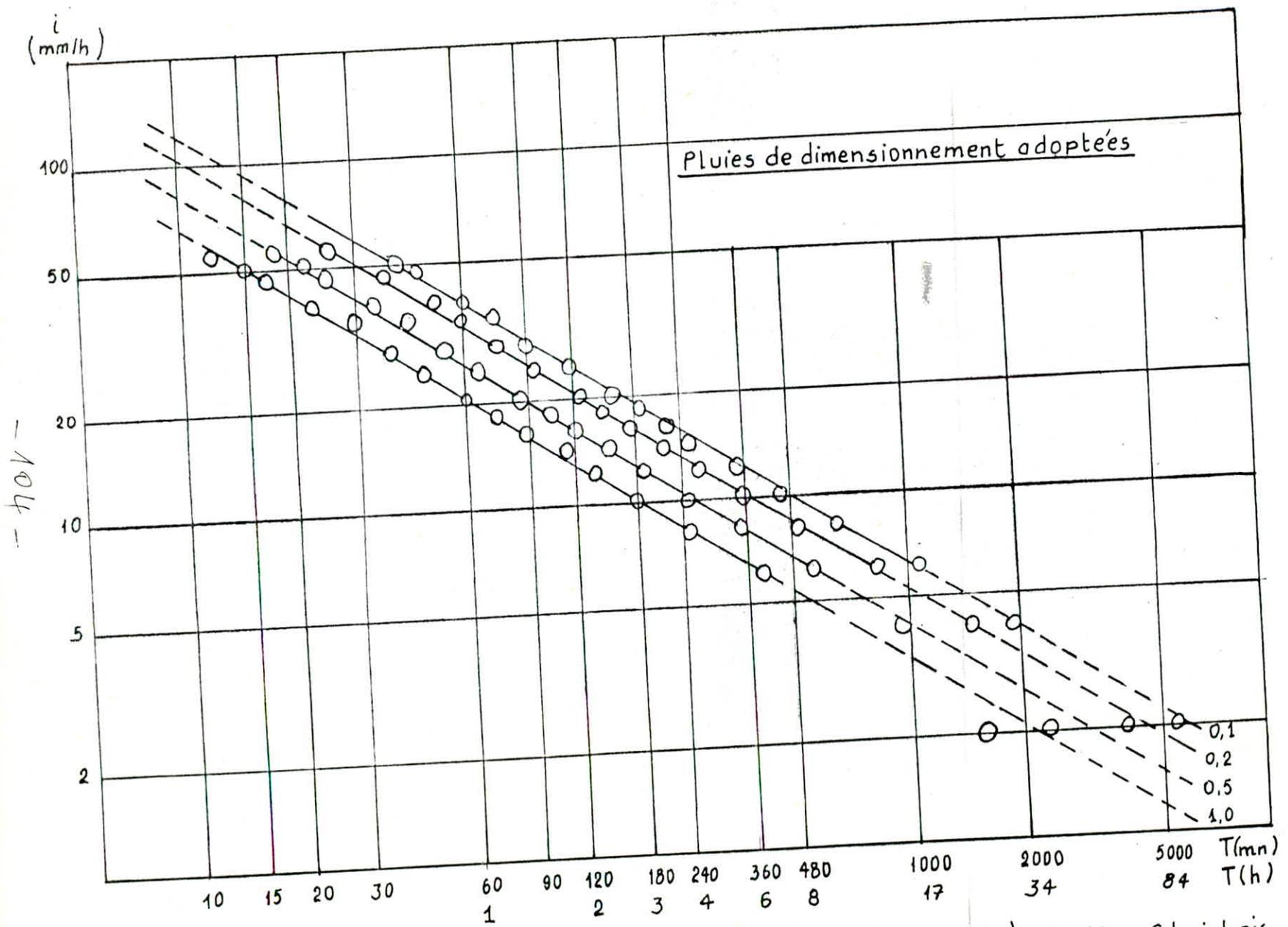
Les pluies les plus intenses étant les plus courtes .

En se basant sur des valeurs expérimentales de l'hydrologie urbaine , pour une durée de chute de 15 minutes et pour une fréquence de dépassement déterminante. n a été prise égale à 0,5 :

C'est à dire un dépassement tous les deux ans .

A partir de la courbe intensité-durée fréquence

.../...



Courbes intensité - durée - fréquence (année moyenne), Station Clairbois (1951.1960)

- 104 -

(année moyenne) établi par la station CLAIRBOIS en  
( 1951-1981 ), nous déterminons la valeur de l'intensité  
de pluie .

$$\text{Pour } T = 15 \text{ an}$$

$$n = 0,5$$

$$i = 63 \text{ mm / h}$$

est comme :

$$1 \text{ mm} \longrightarrow 2,78 \text{ l/s / ha}$$

nous déduisons que l'intensité de pluie  $i$  aura pour valeur :

$$\left. \begin{array}{l} 1 \longrightarrow 2,78 \\ 63 \longrightarrow i \end{array} \right\}$$

$$i = 2,78 \times 63 = 175 \text{ l/s/ha}$$

#### 5 . CALCUL DES SURFACES .

Vu les données fournies par la ( D.H.W.A ), ces  
dernières nous ont poussé à choisir un procédé pour le  
calcul des surfaces .

- Délimiter les bassins versants de chaque sous-zone
- Calculer leurs surface .
- Calculer les surfaces des routes
- Calculer les surfaces des toitures

Pour la surface des prairies elle est égale à la surface  
totale du bassin diminuée de la somme des surfaces  
des routes et des toitures.  
Les résultats de calcul sont rapportés dans les tableaux  
suivants :

## Zone Basse

Tableau n° 3

Sous-Zones	Nombre de logements	Surfaces (ha)			
		bassins	routes	toitures	Prairie
I	84	7,84	1,14	2,80	3,90
II	26	5,52	0,32	0,64	4,56
III	23	4,96	0,31	0,58	4,07
IV	141	27,30	0,87	3,42	25,40
V	60	9,93	0,34	2,08	7,51

## Zone Haute

Tableau n° 4

Sous-Zones	Nombre de logements	Surfaces (ha)			
		bassins	routes	toitures	Prairie
I	58	19,41	0,51	1,85	17,05
II	38	7,75	0,29	0,69	6,77
III	18	7,23	0,34	0,38	6,51
IV	41	7,00	0,55	0,72	5,73
V	27	7,86	0,21	0,52	7,13
VI	33	8,39	0,51	0,64	7,24
VII	24	10,77	0,60	0,44	9,73

## CHAPITRE III

### OUVRAGES DU RESEAU

#### 1. BOUCHE D'EGOUT

##### 1.1. ROLE .

Les bouches d'égout servent à l'introduction dans un égout des eaux de pluie et de lavage des chaussées .

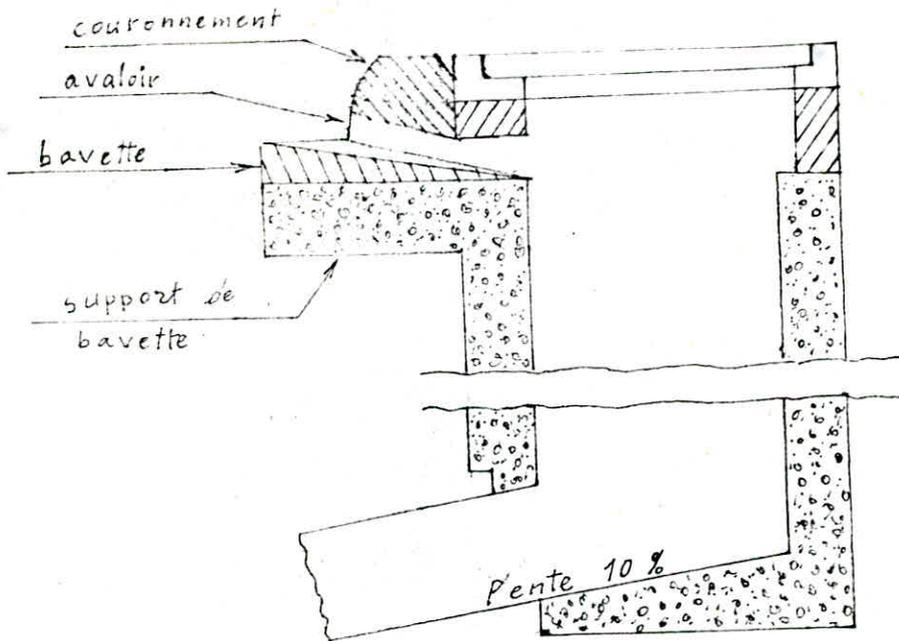
##### 2. CARACTERISTIQUES .

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

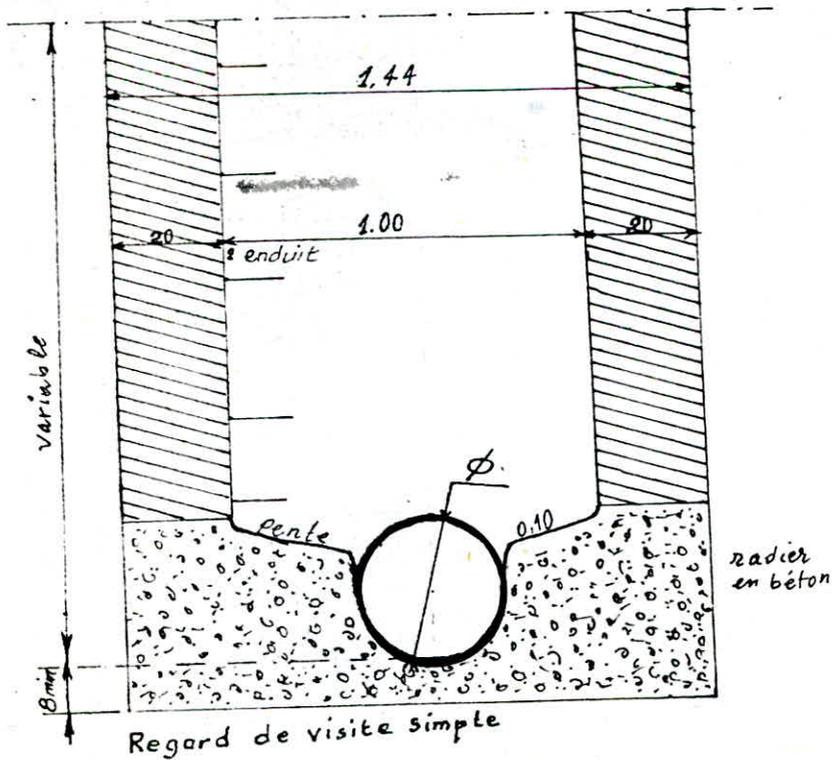
- Mode de recueil des eaux : bouches à accès latéral et bouches à accès sur le dessus
- Mode de retenue des déchets c'est à dire avec ou sans décantation .

Les bouches d'égout comprennent de bas en haut :

- Un branchement de raccordement à la canalisation d'évacuation , dont le <sup>diamètre</sup> minimal est de 0,25 m
  - Un radier lisse , étanche , avec pente dirigée vers la canalisation d'évacuation .
  - Une cheminée verticale dont l'épaisseur minimale est fixée à 8 cm.
- .../...



Bouche d'égout sans sons Décantation



- Un cadre supérieur en béton destiné à supporter le couronnement de la bouche
- Un dispositif de recouvrement variable selon le type de bouche .
- Une ouverture également variable selon le type de bouche

### 3. REGARDS DE VISITE

#### 3.1 ROLE :

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

#### 4. ESPACEMENT ET EPLACEMENT .

Pour notre étude nous avons prévu une installation d'un regard de visite :

- à chaque changement de direction
- à chaque jonction de canalisation
- à chaque modification de section
- Dans les parties droites et en pente régulière tous les 80 mètres .

.../...

## 5. CARACTERISTIQUES .

Les regards de visite comprennent :

- Un radier en béton
- Une cheminée verticale en béton armé
- Un échelon de descente muni d'une crosse de sortie
- d'une dalle supérieure munie d'un dispositif .

## 6. DISPOSITIF de FERMETURE DES REGARDS .

La fermeture des regards est réalisée par un tampon de forme circulaire ou carré reposant sur un cadre carré ou rond . La dalle supérieure en béton armé supportant l'ensemble présente une épaisseur de 0,12 mètre si elle est sous chaussée .

Le jeu entre le cadre et le tampon doit être suffisamment réduit pour empêcher toute introduction de détr<sup>itus</sup> .

Pour certaines fabrications , il est prévu un joint en matière plastique , intercalé entre ces deux éléments qui contribue à l'insonorisation de l'ensemble .

## 7. ETANCHEITE DES RESEAUX .

L'étanchéité des réseaux , tant vis à vis des effluents transportés que des infiltrations extérieures , est un point crucial .

En effet un défaut d'étanchéité peut entraîner :

- Une pollution du milieu extérieur et éventuellement des sources ou captages d'eau potable par l'effluent transporté .
- Un drainage de la nappe phréatique voisine avec comme conséquences une augmentation sensible des quantités d'eaux transportées pour qu'un réseau soit étanche .
- Il faut que les assemblages qui sont à l'origine de nombreuses fuites soient étanches .
- Il faut employer des bagues d'étanchéité dans les assemblages car leur emploi est une solution qu'il convient de recommander , en raison de leur facilité de mise en oeuvre même dans les conditions difficiles que l'on rencontre souvent sur les chantiers . Car cette disposition permet de mieux garantir l'étanchéité à la suite d'un tassement différentiel qu'un assemblage traditionnel .
- Il faut lors de la pose des tuyaux tenir compte d'un certain nombre de dispositions qui peuvent avoir une grande importance sur le fonctionnement ultérieur du réseau .

## CHAPITRE IV

### POSE DES CONDUITES D'ASSAINISSEMENT .

#### 1. EMPLACEMENT DES CANALISATIONS .

La pose des égouts se fait dans l'axe de la chaussée .

#### 2. EXECUTION DE LA TRANCHEE

La largeur de la tranchée doit être égale , au minimum , à 0,60m ou au diamètre extérieur de la canalisation augmenté de 0,50m . Au droit des joints , on doit pratiquer dans les parois latérales des élargissements de la tranchée ( niches ) pour faciliter le raccordement .

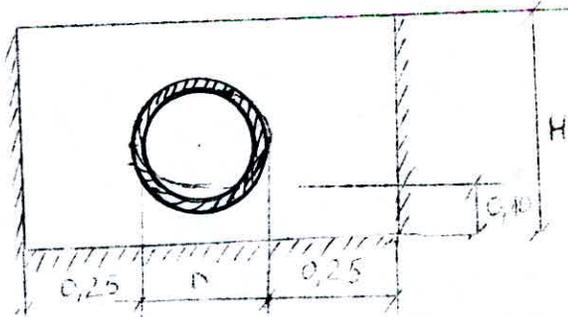
#### 3. PROFONDEUR DE LA TRANCHEE .

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

$$H \geq D + 1,00$$

#### 3.1 FOND DE LA TRANCHEE.

Il est recouvert d'un lit de pose de 10cm de sable .



### 3.2 Pose des canalisations en tranchée

Les **tuyaux** doivent être posés à partir de l'aval , l'enboitement étant dirigé vers l'amont . Le calage provisoire des tuyaux doit s'effectuer à l'aide des nottes de terre tassées ou de coins en bois , l'usage de pierres étant proscrit .

### 4. Choix du matériau des canalisations .

Le choix du matériau est conditionné en fonction des considérations suivantes .

- Résistance aux attaques mécaniques dont ces dernières résultent essentiellement du charriage par les eaux usées , de sable , graviers ..... d'où risque d'érosion du radier.
- ne pas dépasser la vitesse d'écoulement maximale
- Résistances aux attaques chimiques

Pour éviter les risques de nuisance aux matériaux de construction , nous utilisons du ciment alumineux ou ciment fondu pour la préparation du matériau .

## 5. ENTRETIEN DU RESEAU .

Le caractère insaisissable que l'on attribue en général aux interventions de maintenance dans la construction , n'a pas la même réalité dans le domaine de l'assainissement où l'entretien est une nécessité quotidienne de bon fonctionnement.

Le curage des réseaux, l'extraction des boues , l'évacuation des déchets , la révision des organes mécaniques des matériels et des installations , sont autant d'opérations indispensables au fonctionnement normal .

## 6. Interprétation du Tableau de Calcul /

Colonnes 10-11-12 .

champs

Elle, nous donnent les aires réduits de

bassin

$$10 = 7 \times 4$$

$$11 = 8 \times 5$$

$$12 = 9 \times 6$$

Colonne 13 : c'est la somme des trois colonnes ci-dessus c'est  
à dire :  $13 = 10 + 11 + 12$

Colonne 14 : elle est égale aux aires cumulées

Colonne 15 :

Intensité de pluie . Cette dernière a été tirée du graphe  
( Intensité - durée - fréquence )

Colonne 16 : c'est le débit des eaux pluviales

$Q_{ep}$  : il est égal au produit de l'intensité de pluie et de  
l'aire cumulée .

$$16 = 14 \times 15 .$$

Colonne 21 : débit moyen de rejet . Ce dernier est évalué  
comme suit :

$$Q_m = \frac{\text{dot} \times 0,8 \times H}{86 \cdot 400} \quad ( \text{l/s} )$$

.../...

Colonne 22 . Elle nous donne le coefficient de pente  $C_p$

Il est évalué d'après la formule suivante  $C_p = \frac{2,6 - 0,4 \log(H:1000)}{(H:1000)}$

Colonnes 23 . ~~24~~

23. C'est le débit de pointe partiel : il est égal au produit du débit moyen de rejet  $Q_m$  et du coefficient de pente  $C_p$ .

$$23 = 22 \times 21$$

24 : débit de pointe cumulé

Colonne 25 :

Cette dernière nous donne le débit total  $Q_t$  à évacuer dont le dernier est égal à la somme du débit de pointe  $Q_p$  et du débit des eaux pluviales  $Q_{ep}$

$$Q_t = Q_p + Q_{e.p}$$

$$25 = 16 + 24 .$$

Colonnes 26-27 : cotes du terrain naturel

( Amont et aval )

Colonnes 28-29 : cotes du radier ( Amont<sup>t</sup> et aval )

La cote du radier  $C_r$  est déterminée d'après la formule suivante.

$$C_r = C_t - ( 1 + \phi ) \quad \phi : \text{diamètre de la conduite}$$

Colonnes 30 : Elle nous donne la pente .

.../...

Là où le terrain est trop accidenté nous avons calculé la pente moyenne ; d'après la formule suivante :

$$I_m = \left[ \frac{L}{\frac{L_1}{V I_1} + \frac{L_2}{V I_2} + \dots + \frac{L_n}{V I_n}} \right]^2$$

Colonne 31 : Diamètre des conduites .

ce dernier a été tiré de l'annexe VII

( Collecte )

Colonnes 32 - 33 .

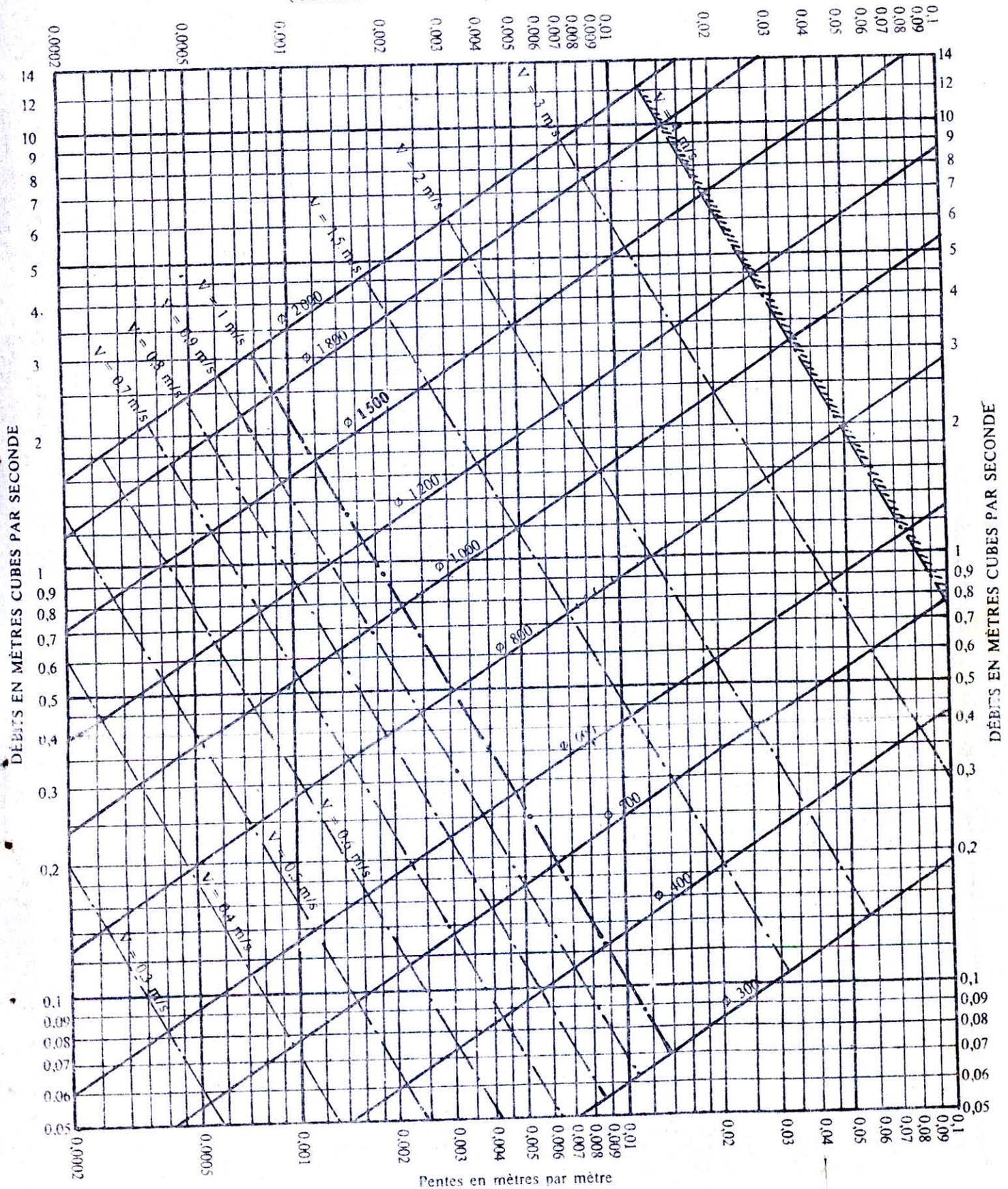
Ces deux dernières nous donnent le débit et la vitesse à pleine section . Tirés de l'annexe VII ( Collecte )

Colonnes 34 - 35 - 36 - 37 - 38 - 39

également ces colonnes ont été tirées de l'annexe X .

ANNEXE VII

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

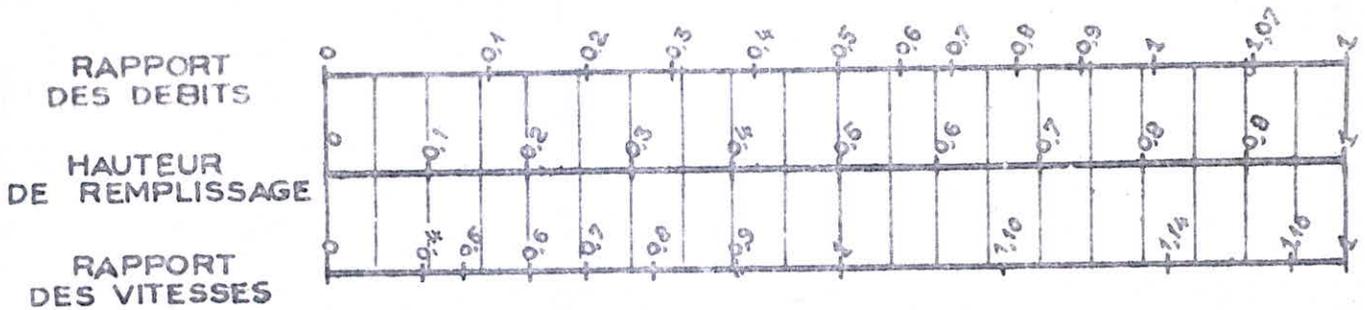


ANNEXE X

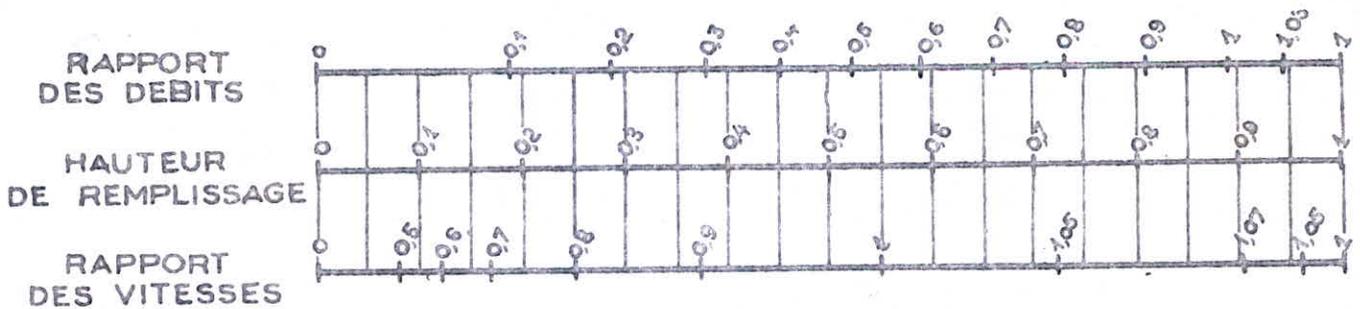
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(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

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

- |   |                              |
|---|------------------------------|
| 1. HYDRAULIQUE URBAINE ( TOME II et III   | A. DUPONT                    |
| 2. HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE  | M. CARLIER                   |
| 3. DISTRIBUTION D'EAU DANS LES AGGLOMERATIONS<br>URBAINES ET RURALES                | C. GOTTELLA et<br>H. GUERREE |
| 4. MANUEL D'HYDRAULIQUE GENERALE  | A. LENCASTRE                 |
| 5. CATALOGUES DES POMPES  | JEUMONT-SCHNEIDER            |
| 6. LES EAUX USEES DANS LES AGGLOMERATIONS<br>URBAINES ET RURALES (TOME I COLLECTE ) | C. GOTTELLA et<br>H. GUERREE |
| 7. LES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT :   | R. BOURRIER                  |
| 8. HYDRODYNAMIQUE GRAPHIQUE   | G. LAPRAY .                  |

