

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire

8/80  
1Ex

وزارة التعليم والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

# PROJET DE FIN D'ETUDES

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

## SUJET

**Rénovation et Extension  
des Réseaux d'A.E.P. et  
d'Assainissement de Birtouta**

Proposé par :

SETHYAL

Etudié par :

GHAZI R.  
MATIB K.

dirigé par :

Dr. Ing. KETTAB  
Mr. BOUDENE

PROMOTION JANVIER 1986



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire

«O»

وزارة التعليم والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

«O»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«O»

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

# PROJET DE FIN D'ETUDES

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

**SUJET**

**Rénovation et Extension  
des Réseaux d'A.E.P. et  
d'Assainissement de Birtouta**

Proposé par :

SETHYAL

Etudié par :

GHAZI R.  
MATIB K.

dirigé par :

Dr. Ing. KETTAB  
Mr. BOUDENE

PROMOTION JANVIER 1986



D E D I C A C E S

Je dedie ce travail en signe de respect et de reconnaissance

-A ma mère et à mon père pour leur sacrifice à mon égard.

-A mes frères et soeurs.

A tous ceux qui m'ont aidé pour faire ce projet.

-Rachid GHAZI

- Je dedie ce travail en signe de respect et de reconnaissance

-A ma mère et à mon père pour leur sacrifice à mon égard et leur soutien moral .

-A mes frères et soeurs.

-Khaled MATIB.

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

Nous tenons à remercier vivement:

-Nos promoteurs : Le docteur ingénieur M. KETTEB et  
M. BOUDENE pour leurs conseils durant  
l'élaboration de la présente thèse.

Notre respect aux membres du jury qui nous ferons  
l'honneur d'apprécier notre travail.

# S O M M A I R E

1<sup>ère</sup> partie: Etude du réseau d'alimentation en eau potable

I-INTRODUCTION-----	01
I-Situation du problème et objet de l'étude-----	01
2-Présentation de la ville-----	01
2-ISituation géographique-----	01
2-2-Situation topographique-----	01
2-3-Situation climatique-----	02
2-4-Ressources en eau-----	02
2-5-Situation hydraulique-----	02
2-6-Situation démographique-----	02
2-6-I-Evaluation de la population-----	02
II-ESTIMATION DES BESOINS EN EAU-----	04
III-ETUDE DES VARIATIONS DU DEBIT-----	09
I-Variation du débit-----	09
I-1-Coefficient de variation horraire-----	09
I-2-Coefficient de variation journalière-----	10
I-3-Coefficient de pointe-----	10
I-4-Débit de pointe et débit d'apport-----	10
IV ETUDE DU RESERVOIR-----	11
A/ ETUDE HYBRAULIQUE-----	11
I-Utilité du réservoir-----	11
2-Détermination de la capacité du réservoir-----	11
3-Forme et dimmensionnement du réservoir-----	13
3-1-Forme du reservoir-----	13
3-2-Dimentionnement du réservoir-----	13
3-2-1-Hauteur d'eau-----	13
3-2-2-Diamètre du réservoir-----	13
3-3-Type du réservoir-----	13
4-Détérmination de la côte du radier-----	13
5-Equipement du réservoir-----	15
5-1-Conduited'alimentation-----	15
5-2-Conduite de distribution-----	15
5-3-Conduite du trop plein-----	15

5-4-Conduite du vidange=====	16
5-5- Matérialisation de la réserve d'incendie=====	16
5-6-By-pass entre adduction et distribution=====	16
6-Entretien du réservoir=====	16
B/Etude du génie civil=====	20
I-Exigences techniques à satisfaire dans la construction	20
d'un réservoir=====	20
I-1-Résistance=====	20
I-2-Etanchéité=====	20
I-3-Durabilité=====	20
2-Matériau de construction=====	20
3-Les effets à prendre en compte=====	20
3-1-Influence du poids propre=====	20
3-1-1-Poids de la coupole=====	20
3-1-2-Parois circulaire=====	20
3-1-3-Ceinture (anneau)=====	20
3-2-Charge due au liquide contenu=====	21
3-3-1-Surcharges d'exploitation=====	21
3-3-2-Les surcharges sur la coupole=====	21
3-4-Variations de température et de retrait=====	21
4- Calcul des contraintes admissibles=====	21
4-1-Contrainte d'acier=====	21
4-2-Calcul des contraintes du béton=====	22
4-2-1-Compression simple=====	22
4-2-2-Traction simple=====	22
5- Ferrailage des parois=====	22
5-1-Calcul classique de la paroi circulaire en pression	22
5-2-Calcul dans la paroi=====	23
6- Ferrailage de la couverture=====	26
7- Ferrailage de l'anneau=====	28
8- Ferrailage du radier=====	29
9-Précautions à prendre dans l'exécution=====	29

V -RESEAU DE DISTRIBUTION	
I -Conception du réseau-----	30
2-Détermination des débits aux noeuds-----	30
3-Calcul du réseau de distribution-----	30
3-I- Principe de la méthode de Hardy-Cross-----	33
3-2-Calcul des préssions au sol-----	38
4-Principaux organes accessoires-----	38
4-I-Nature des canalisations-----	38
4-3-Ventouses-----	38
4-4-Robinets de decharges -----	38
4-5-Bouches de lavage-----	38
4-6-Bouches d'incendie-----	38
4-7-Pièces spéciales du réseau-----	38
<b>IV-ADDUCTION</b>	
I-Choix du tracé-----	42
2-Choix du type de tuyau-----	42
3-Choix du diametre economique-----	43
<b>VII-CHOIX DES POMPES</b>	
1-Choix du type de pompe-----	50
2-Point de fonctionnement de la pompe-----	50
3-Choix de la pompe-----	50
4-Montage du groupe electro-pompe-----	54
<b>VIII-AUTOMATISATION</b>	
1- Généralité	55
2- Commande d'un niveau dans le reservoir.	55
3- Commande du niveau dans le forage	55
<b>IX-PROTECTION DE LA CONDUITE DE REFFOULEMENT CONTRE</b>	
LE COUP DE BELIER-----	58
I-Phénomène du coup de belier-----	58
2-Causes les plus frequentes-----	58
3-Interpretation physique du phénomène-----	58
4-Moyens de protection-----	59
5-Arret brusque du groupe electro-pompe-----	60
6-Etude du coup de belier au reffoulement-----	60
7-Protection au demarrage-----	66

X-PROTECTION CONTRE LA CORROSION	
I- Généralité-----	69
2-Protection contre la Corrosion externe-----	69
3-Protection interne-----	70
XI POSE DES CONDUITES	
I-Realisation des tranchées-----	72
2-Pose des conduites-----	73
3-Traversée des routes-----	73
XIIMESURES SANITAIRES	75
1- Desinfection de l'eau	75
2 Zone de protection	75
2 <sup>ème</sup> partie ETUDE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT	
I-Introduction-----	76
2-Types d'eaux à évacuer-----	76
3-Description du reseau existant-----	76
4-Conception du reseau-----	77
5-Condition de fonctionnement du reseau-----	77
6-Type de canalisation-----	77
7-Etude du debit à evacuer-----	79
8-Calcul des diametres des tronçons-----	81a
9-Element constitutifs du reseau d'egout-----	82
s t a t i o n d' e p u r a t i o n	
I-Rôle-----	87
2-Carracteristique de la ville de BIRTOUTA-----	87
3-Equipement de la station d'epuration-----	87
-oOo- CONCLUSION -oOo- -----	92

1eme partie



ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION  
EN EAU POTABLE

I - INTRODUCTION

1 - Situation du Problème et objet de l'étude:

la demande pressante en eau de la Ville de BIRTOUTA, la vétusté des conduites et installations hydrauliques ainsi que la croissance démographique de la Ville ont incité à la rénovation et l'extension des réseaux d'AEP et d'Assainissement.

Notre étude se limite exclusivement à l'alimentation en eau de la Ville de BIRTOUTA avec la perspective de pouvoir en eau la localité de CHAÏBIA et l'usine des P.T.T. voisine à partir d'un réservoir commun approvisionné en eau d'un garage situé au sud-Est de BIRTOUTA à 600 mètres environ de celle ci.

2 - Présentation de la Ville

2-1- Situation géographique: La ville de BIRTOUTA se trouve à la plaine de la Mitidja le long de la R.N.1 à l'ouest de la capitale, elle est limitée:

- A l'Est par la Commune de BIRKHADEM
- A l'ouest par la Daïra de BOUFARIK
- Au nord par la Communes de DOUERA et SAOULA
- Au sud par la Commune de CHEBLI

2-2- Situation topographique: En se referent sur la carte topographique on remarque que les points les plus hauts sont situés au nord de la ville, le terrain descend graduellement du nord au sud.

2-3- Situation climatique: l'étude climatique est très nécessaire pour toute étude hydraulique afin de connaître les possibilités de présence d'eau et aussi pour les calculs d'assainissement.

La ville de BIRTOUTA est caractérisé par un climat humide et temperé.

2-4- Ressources en eau: La ville de BIRTOUTA dispose d'un forage situé au sud-Est de la ville ayant un debit de 581/s

2-5- Situation hydraulique de la ville: la ville de BIRTOUTA est alimentée actuellement à partir d'un forage debitant 53 l/s.

Le reseau de distribution existant est du type maillé, il est très ancien, vetuste et sous dimensionné.

Il existe un reservoir ayant une capacité de 350 m<sup>3</sup> mais il est très ancien et devenu insuffisant.

Conclusion: les reseaux d'adduction et de distribution seront remplacés par des reseaux entièrement renovés.

l'etat actuel du reservoir nous oblige à projeter un nouveau reservoir qui aura une capacité suffisante pour l'horizon futur.

2-6 - Situation demographique:

Le nombre d'habitant en 1985 est de 3800 habitants pour la localité de CHAIBIA la population est estimée à 750 habitants.

2-6-1- Evaluation de la population: En Algerie il a été constaté que l'évolution de la population est croissance geometrique, la population future sera estimée moyennant la formule de interêts composés.

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

$P_n$  : Population pour l'horizon considéré (2015)

$P_o$  : Population de l'année de base (1985)

$T$  : Taux d'accroissement de la population ( $T = 4\%$ )

$n$  : Nombre d'années séparant l'année de base à l'horizon considéré.

$n = 30$  ans

	$P_o$	$T$	$P_n$
BIRTOUTA	3800	4 %	12325
CHAIBIA	750	4 %	2432

### II Besoins en eau (voir tableaux)

Il est à noter que des pertes inévitables d'eau sont dues aux robinets non ou mals fermés et principalement aux fuites des canalisations intérieures des immeubles.

Les pertes dépendent de l'état d'entretien du réseau, dans un réseau bien entretenu les pertes atteignent couramment 20% de la consommation, et 25 à 35 % pour un entretien moyen, elles peuvent atteindre ou dépasser 50% pour les réseaux mals entretenus.

Pour notre étude nous prévoyons 20% des pertes.

	Debit moy. journ. en m <sup>3</sup> /J	Debit majoré de 20% en m <sup>3</sup> /J
BIRTOUTA	2139,61	2567,53
CHAIBIA	364,8	437,76
TOTAL	2504,4	3005,29

## II ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

### 1. Besoins en eau actuels

#### 1.1. Besoins domestiques

$$3800 \times 150 = 570 \text{ m}^3/\text{J}$$

#### 1.2 Besoins scolaires

Designation	nbre	nombre d'occupant	dotation	Cons. Journ. <sup>(m<sup>3</sup>/j)</sup>
écoles primaires	2	2 x 185	100 l/j/el	37
Crèche	1	17	120 l/j/el	2,04
CEM	1	321	100 l/J/el	32,1

Σ 71,14

#### 1.3 Besoins sanitaires

Designation	Nbre	nombre d'occup.	Dotation	cons. Journ. <sup>(m<sup>3</sup>/j)</sup>
Dispensaire	1	20 mal/j	120	2,4

Σ 2,4

#### 1.4 Besoins Commerciaux

Designation	Nbre	nombre d'occup.	Dotation	Cons. Journ. <sup>m<sup>3</sup>/j</sup>
Cafés	2	2 x 100	5 l/pers	1
Boulangeries	1	—	2000 l/b	2
Commerces	5	—	20 l/c	0,1
Abattoir	1	6 t/J	500 l/t	3

Σ 6,1

#### 1.5 Besoins municipaux

Designation	Nbre	nombre d'occ.	dotation	Cons. Journ. <sup>m<sup>3</sup>/j</sup>
A. P. C	1	15 employés	100 l/emp/j	1,5
D. E. W	1	12 pers.	150 l/pers/j	1,8
Hotel de Pt	1	11 pers	100 l/pers/j	1,1

Σ 4,4

1.5 Besoins socio-culturels

Designation	nbre	nombre d'occ.	dotation	cons. journ.
Mosquée	1	180 pratiq.	50 l/j/p	9
Stade	1	5 douches	-	6,5

$\Sigma$  15,5

1.6. Besoins en eau de la localité de CHAÏBIA :

$$750 \times 150 = 112,5 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau récapitulatif des besoins actuels

Nature des besoins	Consom. m <sup>3</sup> /j	Total
Domestiques	570	782,04
Scolaires	71,14	
Sanitaires	2,4	
Commerciaux	6,1	
Socio-Culturel	15,5	
Municipaux	4,4	
Chaïbia	112,5	

## 2. Besoins en eau pour l'horizon Futur (2015)

### 2.1. Besoins domestiques

D'après (DUPONT II) pour une ville de 5000 à 20000 hab on peut prendre une dotation de 150 à 200 l/j/hab.

$$12325 \times 150 = 1848750 \text{ l/j} = 1848,75 \text{ m}^3/\text{j}$$

### 2.2 Besoins scolaires

Designation	Nbre	nbre d'occ.	Dotation	Cons. Journ.
écoles primaires	2	2 x 295 él	100 l/j/él	59,0
écoles fondament.	2	2 x 261 él	100 l/j/él	52,2
crèche	1	72 enf.	120 l/j/enf	8,64
C.E.M	1	480 él	100 l/j/él	48
C.F.P.A	1	138 él	100 l/j/él	13,8

$$\Sigma 181,64$$

### 2.3 Besoins sanitaires

Designation	Nbre	nbre d'occ.	Dotation	Cons. Journ.
polyclinique	1	130 malad	120 l/j/mal	15,6
Bain	1	150 pers	200 l/j/pers	30

### 2.4. Besoins commerciaux

Designation	Nbre	nbre d'occ.	Dotation	Cons. Journ.
restaurants	2	2 . 40	30 l/pers	2,4
cafés	4	4 . 100	5 l/pers	2
Boulangeries	3	-	2000 l/Boul	6
Commerces	10	-	20 l/C	0,2
Abattoir	1	20 t/j	500 l/t	10

$$\Sigma 20,6$$

## 2.5 Besoins municipaux

Designation	nbre	nbre d'occ.	Dotation	Cons. Journ. <sup>m<sup>3</sup>/j</sup>
A.P.C	1	30 empl.	100 l/empl/j	3
D.E.W	1	35 pers	150 l/pers/j	5,52
Hôtel de police	1	20 pers	100 l/pers/j	2
Hôtel des ptt	1	20 pers	100 l/pers/j	2

$$\Sigma 12,52$$

## 2.6 Besoins socio-culturel

Designation	Nbre	nbre d'occ.	Dotation	Cons. Journ.
Mosquée	1	350 pratiq.	50 l/j/p	17,5
Stade	1	40 douches	-	13

$$\Sigma 30,5$$

## 2.7 Besoins en eau de l'usine des ptt.

D'après les données à la DHW de BLIDA, les besoins en eau de l'usine des ptt sont de 4,5 l/s soit  $388,8 \frac{m^3}{j}$

## 2.8 Besoins en eau pour la localité de CHAÏBIA

$$2432 \times 150 = 364,8 \frac{m^3}{j}$$

# Tableau récapitulatif des différents types de besoin.

Type de besoins	Consommation - journ.	Total [m <sup>3</sup> /j]
Domestique	1848,75	2504,41
Scolaire	181,64	
Sanitaire	45,6	
Commercial	20,6	
Municipal	12,52	
Socio-Culturel	30,5	
Chaïbia	364,8	

III - ~~///~~ TUDE DES ~~(((~~ VARIATIONS DU DEBIT

1- Variation du debit: les problèmes causés par les changements du debit sont dues à l'irregularité des consommations horaires, journalières et mensuelles.

En raison de ces variations nous appliquons au debit moyen un coefficient de majoration Kp.

Qp = Kp Q moy. jour

Qp : Debit de pointe

Kp : Coefficient de pointe

Q moy. jour: Debit moyen journalier.

1-1 Coefficient de variation horaire:

Ko =  $\frac{\text{Consommation horaire}}{\text{Consommation moyen horaire}}$

Ko = β où 1,2 < α < 1,4

β est un coefficient qui varie en fonction de la population

Habitants	2000	6000	10000	20000	50000
β	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

1-2 Coefficient de variation journalière :

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

Le coefficient  $K_j$  varie dans l'intervalle 1,1 à 1,3 nous prenons 1,3

1-3-Coefficient de pointe

Le coefficient de pointe est le produit du coefficient journalier  $K_j$  par le coefficient horaire  $K_o$ .

$$K_p = K_j \cdot K_o$$

1-4-Debit de pointe et debit d'apport:

- Debit de pointe

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

Ce debit nous permettra de dimensionner le reseau de distribution

- Debit d'apport

$$Q_{ap} = Q_{moy} \cdot K_j$$

Ce debit nous permettra de dimensionner le reservoir et la conduite de reffoulement.

Tous les resultats sont donnés au tableau suivant:

	$Q_{moy}$ m <sup>3</sup> /j	$\alpha$	$\beta$	$K_o$	$K_j$	$K_p$	$Q_{ap}(m^3/j)$	$Q_p(m^3/j)$
BIRTOUTA	2567,53	1,4	1,277	1,78	1,3	2,32	3337,78	5956,6
CHAIBIA	437,76	1,4	1,47	2,058	1,3	2,67	569,08	117,18

Usine des P.T.T. : 388,8 m<sup>3</sup>/j.

Nous aurons finalement :

débit d'apport  $Q_{ap} = 4295,66 \text{ m}^3/\text{J}$

débit de pointe  $Q_p = 7516,58 \text{ M}^3/\text{J}$

Nous disposons d'un forage débitant 531/s, le debit d'apport est de 4295,66 m<sup>3</sup>/j, soit 49,72 l/s.

le forage sera donc suffisant jusqu'à l'horizon 2015.

IV - E T U D E D U R E S E R V O I R .

A/ Etude hydraulique.

1 - Utilité du réservoir : Notre réservoir aura pour rôle de :

- Régulariser le fonctionnement de la station de pompage, la pompe refoules à une hauteur constante donc à débit constant et non sujet à des variations d'où une simplification de l'exploitation.
- Donner aux heures de pointe les débits maximaux demandés.
- Régulariser la pression dans le réseau de distribution.
- Combattre efficacement les incendies.
- Permettre un arrêt momentané plus ou moins lent du refoulement sans produire une gêne au niveau de la distribution, et cela pour les raisons suivantes:

\* Accident sur la conduite générale de refoulement un simple changement de tuyau, y compris les opérations de nettoyage et de désinfection demande plusieurs heures de travail.

\* Accident sur le forage nécessitant une dépose de pompe et une repose de la pompe de secours.

- Maintenir l'eau à l'abri de contamination et la préserver contre les fortes variations de température.

2 - Détermination de la capacité: La capacité du réservoir doit être déterminée en tenant compte des variations du débit à l'entrée comme à la sortie, le découpage en tranches horaires pendant lesquelles le débit reste constant se fait à l'aide des coefficients horaires ( ah % ), ces coefficients varient suivant l'importance de la population.

L'alimentation du réservoir et la consommation sont continues, nous envisageons un pompage 24 h / 24.

$$V_r = \Delta V_{\max}^+ / + \Delta V_{\max}^- / + V_{ri}.$$

$\Delta V_{\max}^+$  et  $\Delta V_{\max}^-$  étant respectivement les excès et les déficits lors des différentes heures de la journée.

$V_{ri}$  = Volume de la réserve d'incendie pris égal à 120 m<sup>3</sup>, c'est à dire le volume nécessaire pour une durée d'extinction de 2 heures.

$$\Delta V_{\max}^+ = 558,45 \text{ m}^3$$

$$\Delta V_{\max}^- = 264,905 \text{ m}^3. \quad (\text{ Voir tableau } )$$

$$V_r \text{ nécessaire} = 558,45 + 264,905 + 120 = 943,355 \text{ m}^3$$

On arrondi à un volume standar:  $V = 1000 \text{ m}^3.$

Calcul de la capacité du réservoir.

hrs.	Coef a <sub>h</sub>	VOLUME en m <sup>3</sup>		Volume Cumulé [m <sup>3</sup> ]		DIFFERENCE DE VOLUME	
		Q <sub>at</sub>	Q <sub>at</sub> $\frac{24}{100}$ a <sub>h</sub>	Apport	Consom.	$\Delta V +$	$\Delta V -$
0-1	1.50	178,99	64,436	178,99	64,436	114,554	
1-2	1.50	— " —	64,436	357,98	128,872	229,108	
2-3	1.50	— " —	64,436	536,97	193,308	343,662	
3-4	1.50	— " —	64,436	715,96	257,744	458,216	
4-5	2.50	— " —	107,394	894,95	365,138	529,812	
5-6	3.50	— " —	150,352	1073,94	515,490	558,45	
6-7	4.50	— " —	193,309	1252,93	708,799	544,131	
7-8	5.50	— " —	236,267	1431,92	945,066	486,854	
8-9	6.25	— " —	268,485	1610,91	1213,551	397,359	
9-10	6,25	— " —	268,485	1789,90	1482,036	307,864	
10-11	6,25	— " —	268,485	1968,89	1750,521	218,369	
11-12	6,25	— " —	268,485	2147,88	2019,006	128,874	
12-13	5,00	— " —	214,788	2326,87	2233,794	93,076	
13-14	5,00	— " —	214,788	2505,86	2448,582	57,278	
14-15	5,50	— " —	236,267	2684,85	2684,849	0.001	
15-16	6,00	— " —	257,747	2863,84	2942,595		78,7550
16-17	6,00	— " —	257,747	3042,83	3900,341		157,511
17-18	5,50	— " —	236,267	3221,82	3436,608		214,788
18-19	5,00	— " —	214,788	3400,81	3651,396		250,586
19-20	4,50	— " —	193,309	3579,80	3844,705		264,905
20-21	4,00	— " —	171,830	3758,79	4016,535		257,745
21-22	3,00	— " —	128,273	3937,78	4145,408		207,628
22-23	2,00	— " —	85,915	4116,77	4231,323		114,553
23-24	1.50	— " —	64,436	4295,76	4295,759		0.001

3 - Forme et dimensionnement du réservoir.

3.1 - Forme du réservoir : Notre réservoir aura une forme circulaire car généralement cette forme est adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10.000 m<sup>3</sup> ( DUPONT II P 351 ).

3.2 - Dimensionnement du réservoir :

3.2.1 - Hauteur d'eau : La hauteur d'eau utile est limitée , le plus souvent entre 3 et 6 m, l'optimum pour les agglomérations d'importance petite ou moyenne se situe souvent vers 4 à 6 m, nous optons pour une hauteur de 6m. H = 6m.

3.2.2 - Diamètre du réservoir:

$$V = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot H \text{ D'où } d = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}}$$

H : épaisseur de la tranche d'eau H = 6M

V : Volume du réservoir V = 1000 m<sup>3</sup>

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 1000}{\pi \cdot 6}} = 14,57 \text{ m on prend } d = 15 \text{ m.}$$

3.3 - Type de réservoir : L'état du relief de la ville de BIRFOUTA nous facilite l'établissement d'un réservoir semi-enterré qui est plus économique qu'un réservoir sur tour.

4 - Détermination de la côte du radier : L'emplacement choisi pour édifier le réservoir doit être compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c'est à dire donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.

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

La côte du radier est exprimée par la relation suivante :

$$Cr = Ct + H + H_{wi} + H_{wl} + Ps.$$

Cr = Côte du radier.

Ct = Côte du terrain au point le plus élevé Ct = 62 m.

H = Hauteur en fonction du nombre d'étage R + 4 ==> 15 m

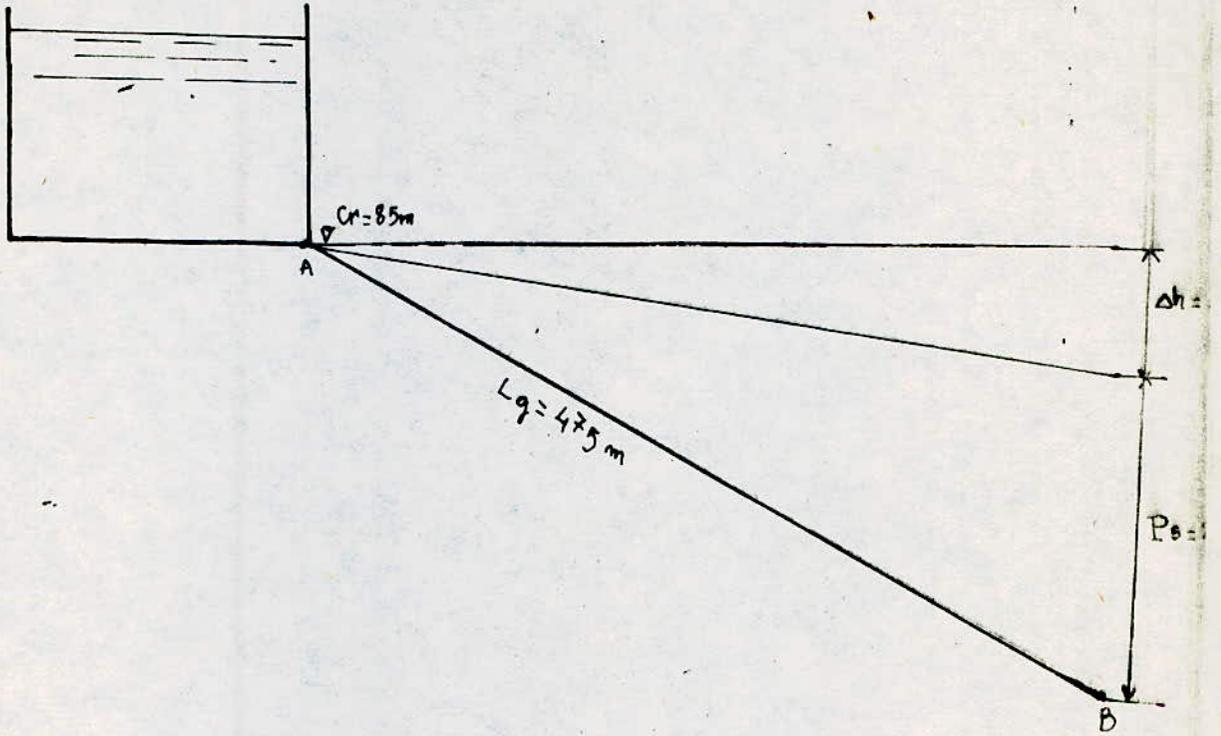
H<sub>wi</sub> = Perte de charge singulière, H<sub>wi</sub> = 3 m

H<sub>wl</sub> = Perte de charge linéaire dans la conduite de distribution.

Ps = Colonne d'eau qui tient compte des chaffes-eau Ps = 3 m.

En premier lieu on détermine Cr sans tenir compte des pertes de charge H<sub>wl</sub> afin de fixer la longueur de la conduite de distribution.

$$Cr = 62 + 15 + 3 + 3 = 83 \text{ m on prendra } Cr = 85 \text{ m.}$$



- (Fig 1) -

Determination du gradient de la perte de charge dans la conduite de distribution.

- Détermination du gradient de la perte de charge dans la conduite de distribution.

La pression au sol au point de jonction ( point le plus favorable ) est imposée à 21 m d'eau, la côte du radier étant égale à 85 m, la rugosité absolue ( $\epsilon = 10 - 4 \text{ m}$ ).

Pour déterminer le gradient de la perte de charge dans la conduite AB ( voir fig 1 ) nous vérifions la condition de pression au point B pour  $2 \phi$  permettant de véhiculer notre débit ( $Q = 87 \text{ l/s}$ ) avec une vitesse voisine de  $1 \text{ m/s}$ .

D'après les tables de Colebrook ( voir Dupont II P 466 - 467 ) nous trouvons :

- 1) Pour  $\phi 300$   $J = 0,004808$   $V = 1,25 \text{ m/s}$ .
- 2) "  $\phi 350$   $J = 0,002153$   $V = 0,9 \text{ m/s}$

- Dans le premier cas  $\Delta h_1 = J \cdot L_g = J \cdot 1,15 L_g$

$$L_g = 475 \text{ m} \quad \Delta h_1 = 475 \cdot 1,15 \cdot 0,004808 = 2,62 \text{ m.}$$

La pression en B est de  $P = 85 - 62 - 2,62 = 20,38 \text{ m}$ .

- Dans le second cas  $\Delta h_2 = 0,002153 \cdot 475 \cdot 1,15 = 1,17$

La pression en B est de :  $P = 85 - 62 - 1,17 = 21,83 \text{ m}$ .

Conclusion : Nous prendrons donc  $\phi 350$  afin de satisfaire la pression en B.

La côte définitive du radier sera  $C_r = 85 \text{ m}$ .

5 - Equipements hydraulique du réservoir : Le réservoir doit être muni d'une conduite de distribution, d'une conduite d'alimentation, d'une conduite de vidange, d'une conduite de trop plein, des dispositions spéciales peuvent être prise pour constituer la réserve d'incendie.

5.1 - Conduite d'alimentation : L'arrivée de la conduite d'adduction s'effectue par surverse en chute libre afin de provoquer une oxy-génération des eaux souterraines ordinairement pauvre en oxygène ( fig 2 a ).

5.2 - Conduite de distribution : Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de la conduite de distribution devra être situé autant que possible à l'opposé de l'arrivée, il sera du fond mais à 0,15 ou 0,20 m de celui-ci pour éviter d'entraîner dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir.

En cas de rupture de la conduite maitresse de distribution, il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet situé au départ de la conduite, en utilisant une vanne papillon à commande hydraulique qui se mettra en marche dès qu'une surverse se manifestera dans la conduite.

5.3 - Conduite du trop plein : Le trop plein a pour but d'assurer sans déversement du réservoir l'évacuation du débit d'adduction dans le cas où la ne serait pas arrêté. Cette conduite ne comportera pas de robinet vanne sur son parcours, elle débouchera à une exutoire voisin, mais peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, aussi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon AB du trop plein ( voir fig 2c ).

Le débit évacué est donné par la formule  $Q=27,828.M.R.h^{\frac{3}{2}}$  ( d'après Lencastre ).

M : Coéficient du débit ( 0,415 + 0,393 )

R : Rayaon à l'entrée du cône.

h : Hauteur de la lame déversante.

Le rapport h/R varie de 0,2 à 0,5 .

Valeur de h/R	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
Valeur de M	0,415	0,414	0,410	0,404	0,393

5.4 - Conduite de vidange : Pour permettre l'inspection et le nettoyage du reservoir ainsi que d'éventuelles réparations; il est nécessaire de pouvoir le vidanger au moyen d'une conduite, elle doit partir du point le plus bas du radier afin de pouvoir évacuer les dépôts, elle comportera un robinet vanne.

5.5 - Matérialisation de la réserve d'incendie: Le dispositif adopté est constitué par un siphon qui se désamorce grace à son évent quand le niveau de la réserve d'incendie atteint, l'ouverture de la vanne incendie se fait par flotteur ( fig 4). Le dispositif comprend :

- Une vanne incendie A, normalement fermé par un contre poids B
- Un flotteur C dans une capacité D par liaison entre celle-ci et la conduite normale de distribution G en forme de Siphon.
- Une conduite de décharge F suivant la canalisation principale obturée par une vanne située dans l'agglomération.

En période normale, le niveau de l'eau ne peut pas descendre plus bas que le niveau correspondant à celui du siphon de départ.

Si la vanne de décharge est ouverte la capacité D se vide , le débit de décharge étant supérieur à celui de la tuyauterie E, le contre poids s'abaisse provoquant l'ouverture de la vanne A courtcircuitant le Siphon.

En fermant la vanne de décharge le dispositif revient à sa position initiale.

(Voir : la distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales P 167 , par GOMELLA ).

5.6 - By-Pass entre adduction et distribution: En cas de nettoyage ou de réparation du réservoir il est bon de prévoir une communication entre ces 2 conduites.

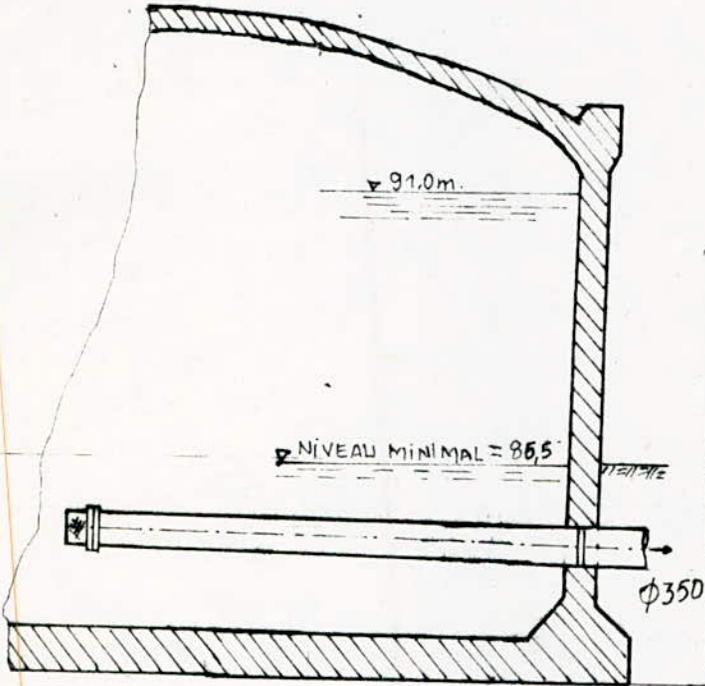
6 - Entretien du réservoir : Notre réservoir doit faire l'objet d'une surveillance régulière, en ce qui concerne tant les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosion sur les parties-métalliques, en raison de l'atmosphère humide qui règne. Un soin particulier est à apporter au nettoyage de la cuve, opération comportant plusieurs phases telles que :

- Vidange de la cuve.
- Elimination des dépôts sur les parois.
- Examens de celles-ci et réparation éventuelles.
- Désinfection à l'aide des produits chlorés.
- Remise en service.

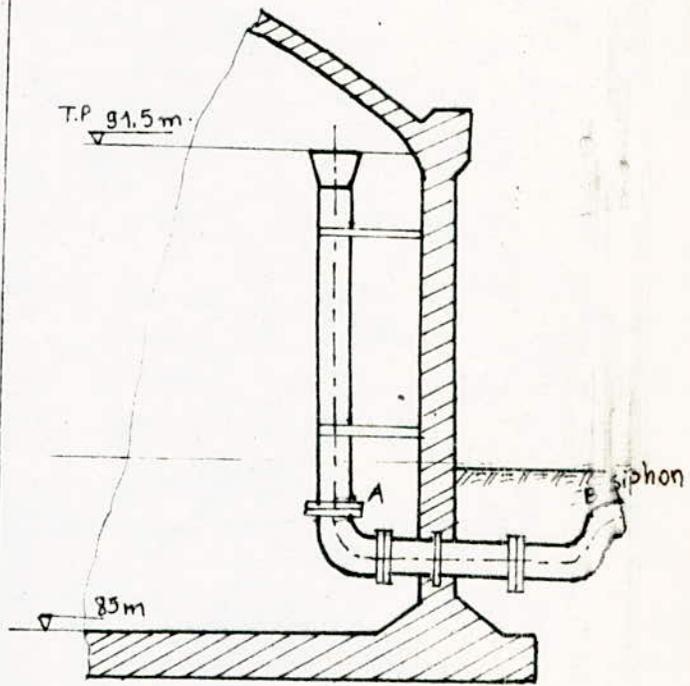
L'élimination des dépôts s'effectue, généralement par brossage manuel avec projection d'eau sous pression.

- 17 -  
**EQUIPEMENT DU RESERVOIR**

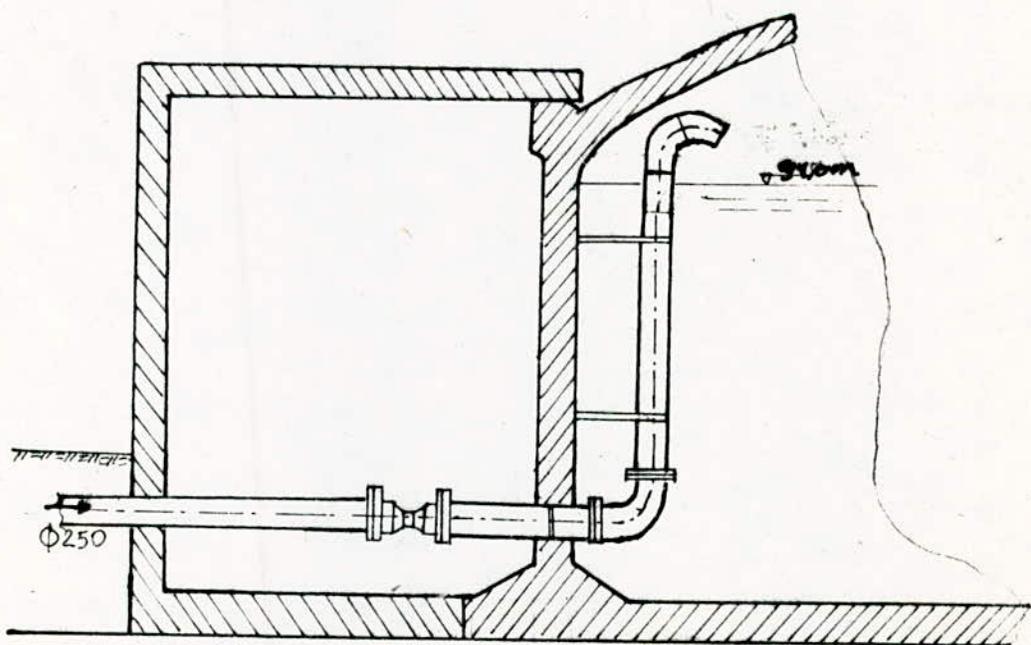
(fig 2b) Départ de la distribution



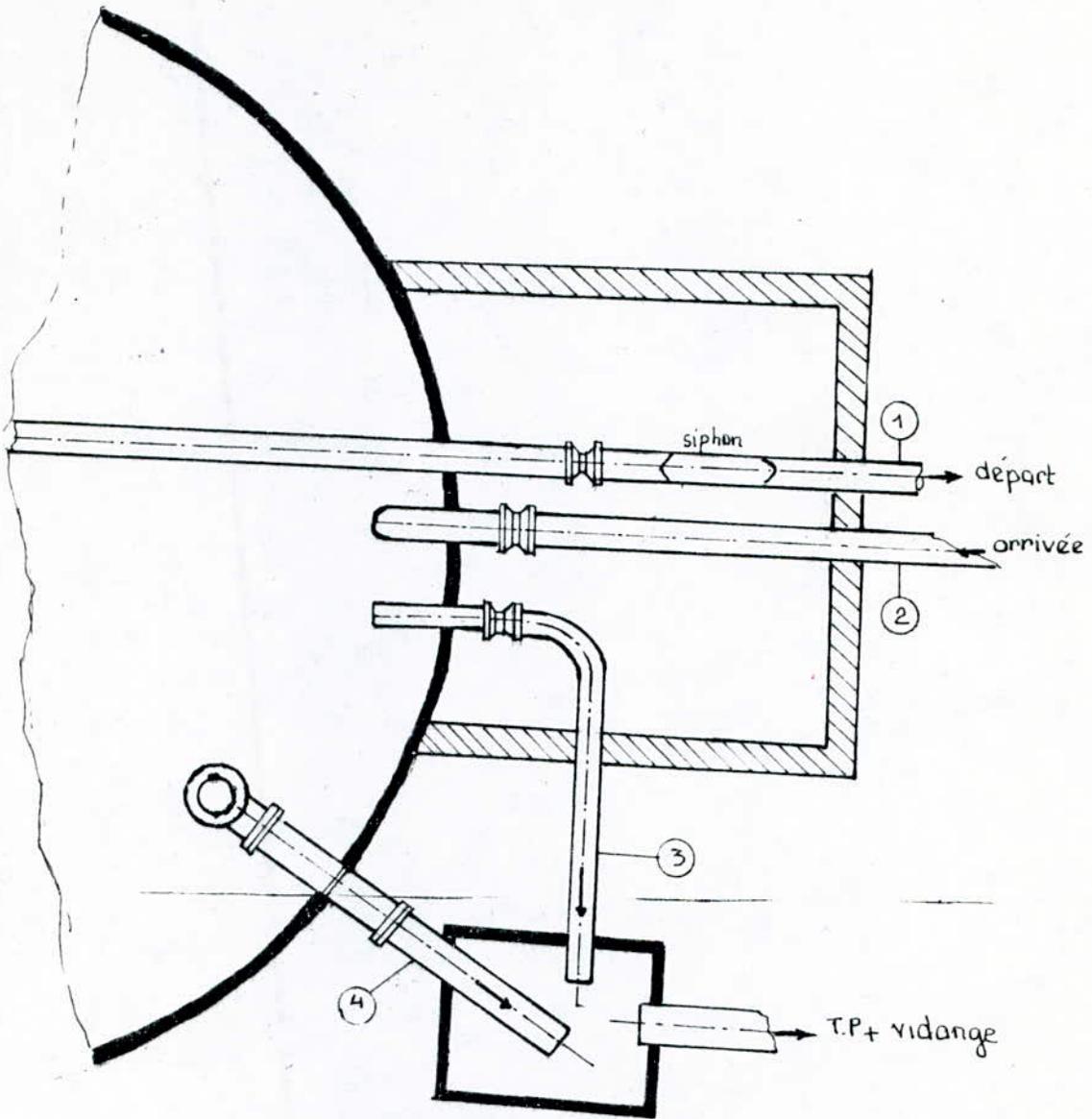
Conduite du trop plein (Fig 2c)



(fig 2a) Adduction avec chute libre

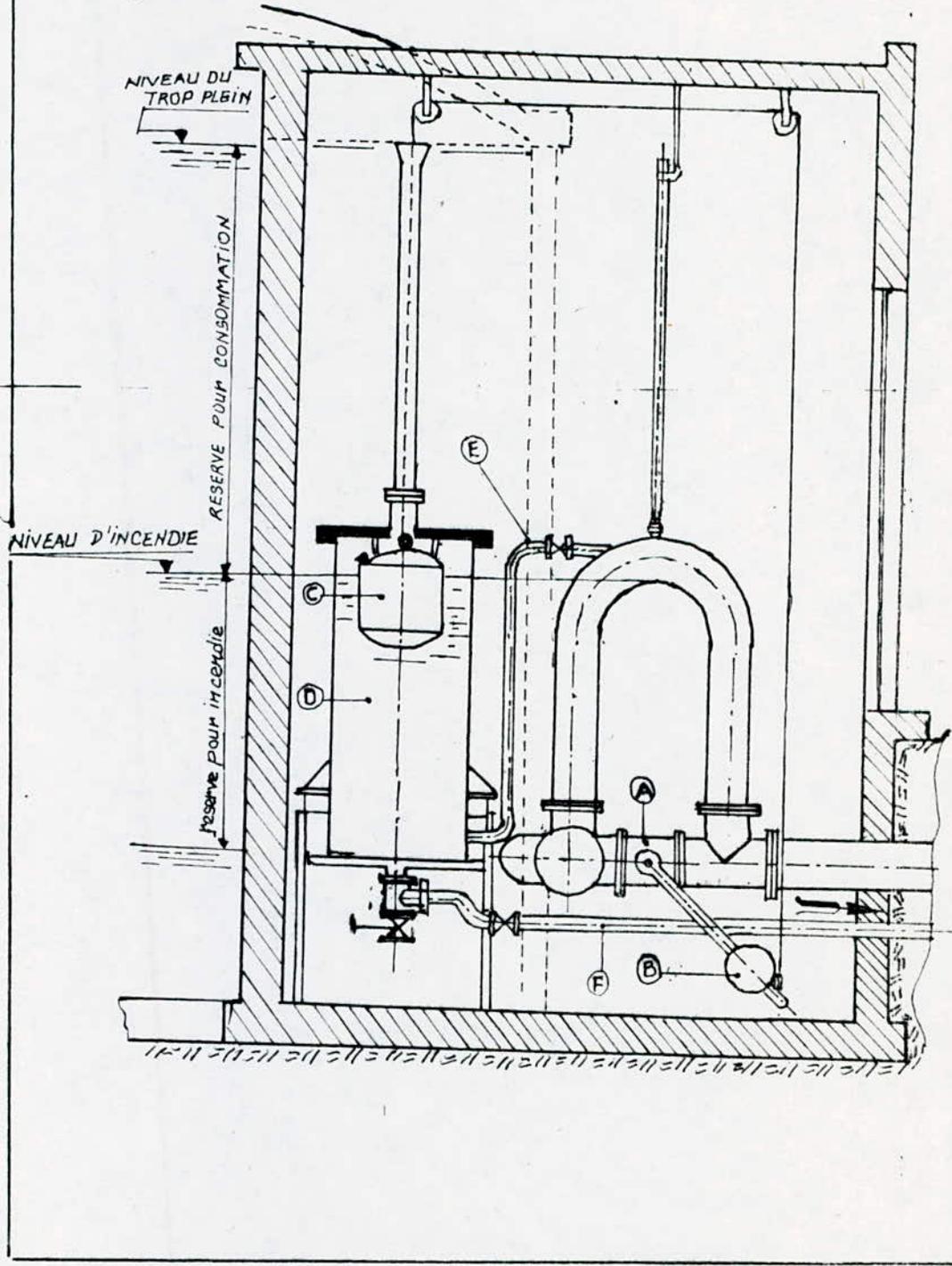


-18-  
fig<sup>3</sup> Equipement hydraulique du reservoir (Vue en plan)



- ① Conduite de distribution
- ② Conduite de refoulement
- ③ conduite de vidange
- ④ Conduite du trop plein

fig 4 COMMANDE A DISTANCE DE LA RESERVE  
INCENDIE



## 1 - Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir

Un réservoir doit satisfaire à différents impératifs :

1.1 - Résistance : Le réservoir doit, dans toutes ses parties équilibrer les efforts auxquels il est soumis.

1.2 - Étanchéité : Il doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos sans fuite, il doit donc être étanche, c'est à dire non fissuré ou fissuré dans des conditions acceptables.

1.3 - Durabilité : Le réservoir doit durer dans le temps, c'est dire que le matériau dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec le liquide qu'il est destiné à contenir .

2 - Matériau de construction : Le béton armé est le matériau type pour la construction des réservoirs, il est moins épais donc moins lourds que ceux en maçonnerie, les fonctions sont moins importantes.

3 - Les effets à prendre en compte : Ils sont de différentes nature :

- Poids propre du réservoir et de ses ouvrages annexes.
- Charge due au liquide contenu.
- Surcharges diverses d'exploitation.
- Variations de températures.
- Influence du retrait.
- Influence du fluage.
- Effet climatique ; : Neige et vent.

Nous concluons ces effets sur notre réservoir si elles existent ( Voir fig 5 ).

3.1 - Influence du poids propre :

3.1.1 - Poids de la coupole.

- Diamètre :  $d = 15 \text{ m.}$
- Epaisseur :  $e = 6 \text{ cm.}$
- Flèche :  $f = d/4 = 3,75 \text{ m.}$
- Rayon de courbure :  $a = \frac{5d}{8} = 9,375 \text{ m}$

- Surface de la coupole :  $S_c = 2 \pi a f = 220,89 \text{ m}^2.$
- Poids de la coupole :  $P_c = S_c \cdot \rho_b = 33,1335 \text{ t.}$

(  $\rho_b$  : étant le poids volumique du béton ).

3.1.2 - Parois circulaires :

- Epaisseur  $e = 20 \text{ cm}$  ( cette épaisseur sera maintenue sur la hauteur afin de réaliser le coffrage. )

- Hauteur  $h = 6 \text{ m.}$

$$\text{Poids des parois } P_p = 2 \pi \frac{d}{2} \cdot h \cdot e \cdot \rho_b = 141,37167 \text{ t.}$$

3.1.3 - Ceinture ( anneau )

Hauteur  $h_a = d/30 = 50 \text{ cm.}$

Epaisseur  $e = h/2 + 3 = 20 \text{ cm.}$

$$\text{Poids de l'anneau } = P_a = 2 \pi \frac{d}{2} \cdot e \cdot h_a \cdot \rho_b = 11,78997 \text{ t.}$$

3.2 - Charge due au liquide contenu :

$$P_{\text{eau}} = \frac{\pi (d-e)^2}{4} \cdot h \cdot \rho_{\text{eau}} = 1031,6784 \text{ t.}$$

Remarque : L'influence de l'eau est faible par rapport à la réaction du sol ( voir fig 6 ) ce qui nous emmènera à négliger le poids de l'eau sur le radier.

3.2.1 - Surcharge d'exploitation :

- Les surcharges d'escalier d'accès :  $12 \times 1 = 12 \text{ Kg} = 0,012 \text{ t}$   
( 12 est le nombre de marche ).

3.2.2 - Les surcharges sur la coupole :

$$100 \times 220,89 \text{ m}^2 = 22,089 \text{ t.}$$

100Kg/m<sup>2</sup> est la surcharge par unité de surface.  
( Sont compris les surcharges accidentelles, neige, etc..... ).

3.4 - Variations de températures et retrait : Il est évident

que la température et le retrait agissent sur un réservoir comme sur toute autre construction, on n'en tient habituellement pas compte, l'expérience montre que cela n'a pas donné lieu à des désordres. Notons par ailleurs que le retrait n'agit sur une cuve que lorsque celle-ci est vide, quand elle est pleine, il n'y a pas de retrait mais au contraire gonflement ce qui réduit les contraintes de traction dans le béton, c'est un élément favorable.

Pour éviter la fissuration due au retrait, on a pris le pourcentage d'acier de fissuration égale à 0,3 %.

4 - Calcul des contraintes admissibles : ( Règlement CCBA 68 ).4.1 - Contraintes d'acier :

L'acier choisi est le Fe E = 40 avec la contrainte limitée de l'acier  $\sigma_{\text{en}} = 2120 \text{ bars}$  soit  $4200 \text{ Kgf/cm}^2$ .

$$\sigma_a = \gamma_a \cdot \sigma_{\text{en}} = \frac{2 \cdot 4200}{3} = 2800 \text{ kgf/cm}^2.$$

Vérification de la fissuration du béton.

$$f = \max [ \sigma_1, \sigma_2 ]$$

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \gamma \cdot \omega \cdot f}{\phi_{\text{Q max}} (1 + \omega \cdot f)}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \gamma \cdot \omega \cdot b}{\phi_{\text{max}}}}$$

$$\text{avec } \omega \cdot f = \frac{A}{B \cdot f}$$

A : Section d'acier.

Bf : Section du béton fissuré.

$K = 0,5 \cdot 10^6$  ( fissuration très nuisible ).

$\gamma = 1,6$  ( acier haute adhérence ).

4.2 - Calcul des contraintes du béton :

4.2.1 - Compression simple :

$\bar{\sigma}'_{bo} = \beta'_{bo} \cdot \sigma'_{28}$      $\sigma'_{28}$  : Résistance du béton à 28 jours

$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28}$

C.P.A. = 325     $\alpha = 1$

Contrôle atténué     $\beta = 5/6$

$h > 4 \phi_g$      $\gamma = 1$

Compression simple     $\delta = 0,30$

Compression simple     $\epsilon = 1$      $\beta'_{bo} = 0,25$

$\sigma'_{28} = 270$  bars ( bétons dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> )

$\bar{\sigma}'_{bo} = \beta'_{bo} \cdot \sigma'_{28} = 67,5$  bars soit 68,85 Kg/cm<sup>2</sup>

4.2.2 - Traction simple :

$\bar{\sigma}_b = \beta_b \cdot \sigma_{28}$

Avec  $\beta_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$

$\alpha = 1$  ( C.P.A. 325 )

$\beta = 5/6$  ( contrôle atténué )

$\gamma = 1$  (  $h > 4 \phi_g$  )

$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,0257$

D'où  $\bar{\sigma}_b = 5,8$  bars soit 5,916 Kg/cm<sup>2</sup>

- 5 - Ferraillage des parois :

- 5.1 - Calcul classique de la paroi circulaire en pression (fig 7)

Ce calcul simple peut se conduire pratiquement de plusieurs façons.

- On divise la paroi en viroles horizontales de 1,00 m de hauteur à partir du bas, chaque virole est soumise à une charge trapézoïdale que l'on admet rectangulaire pour le calcul. Si P est la pression ( grande base du trapèze ), l'effort de traction dans la paroi est  $T = P D/2$ , section d'acier :  $A = \frac{T}{\bar{\sigma}_t} a$ .  
Épaisseur de la paroi e telle que :  $\bar{\sigma}_t > \frac{T}{100 e + n A}$

Pour les contraintes, on prend comme limites :

{ acier doux lisse = 1200 à 1570 bars

{ acier à adhérence améliorée = 1660 à 2750 bars     $\bar{\sigma}_t = 16$  à 20 bars.

On calcule de même chaque tranche de hauteur 1 m et on y dispose une section d'acier légèrement supérieure à celle donnée par le calcul. On voit tout de suite que cette méthode conduit à consommer trop d'acier car :

- On équilibre une succession de diagramme rectangulaire par excès.

- La section d'acier utilisée est supérieure à chaque tranche à la section d'acier nécessaire.

Il est préférable d'opérer comme indiqué ci-après .

- Poussée totale sur la hauteur H :

$$Q = 1000 H \cdot \frac{H}{2} = 500 H^2 .$$

- Tension totale dans la paroi :

$$Tt = Q \cdot \frac{H}{2} = 250 \cdot H^2 \cdot d .$$

- Section totale d'acier :

$$At = Tt / \bar{\epsilon} a .$$

On répartit ensuite la section totale des aciers  $At$  en traçant la parabole

$$At = \frac{250 H^2 d}{\bar{\epsilon} a} \quad (\text{fig 8})$$

Et on détermine la position des différentes cerces en se donnant leur section  $A$  et en prenant pour origine la base de la paroi.

- On peut aussi appliquer une deuxième méthode sous la formule par R . GAUTRON ( fig 9 ) .

- On peut admettre à très peu près que l'acier de la section  $A$  équilibre le rectangle  $a a' b b'$ , soit  $R Z d Z$  (  $P = Z$  ) .

$$\text{donc} = A \bar{\epsilon} a = \bar{\omega} \cdot R \cdot Z \cdot d \cdot Z \quad \text{et} \quad d \cdot Z = \frac{A}{R} \cdot \frac{a}{Z} .$$

On choisit habituellement  $dz$  compris entre 10 et 20 cm environ et on peut déterminer ainsi  $dz$  de proche en proche à partir du haut en choisissant  $A$  .

#### 5.2 - Calcul dans les parois :

- Hauteur  $H = 6$  m .
- Diamètre  $d = 15$  m .
- Epaisseur  $e = 20$  cm .

$$\frac{H^2}{e d} = 12 .$$

- La poussée totale sur la hauteur  $H$  .

$$Q' = \rho \cdot H \cdot H / 2 .$$

$\rho$  : poids volumique de l'eau = 1000 Kgf/m<sup>3</sup> .

$$Q' = 500 H^2 .$$

Suivant les prescriptions des règles CC BA 68 (article 2 et 7). La poussée du liquide sera majorée de 20 % .

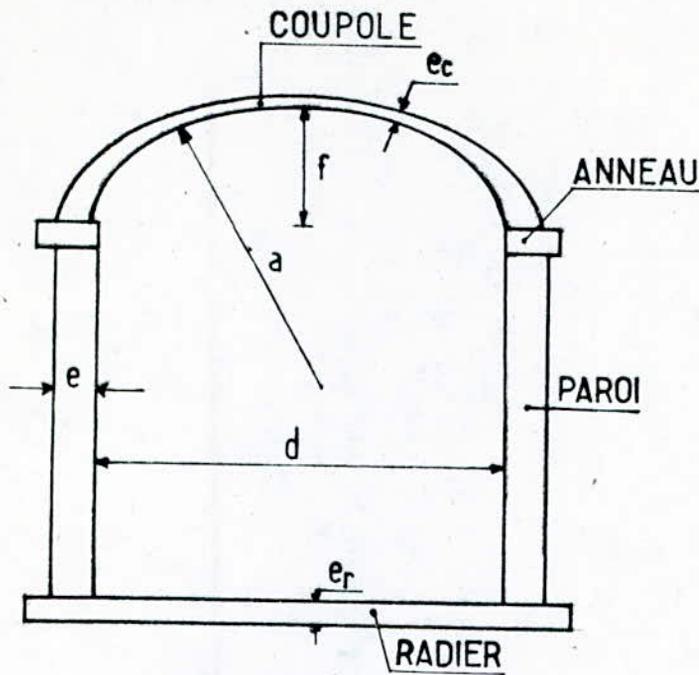
$$Q = 1,20 \cdot Q' = 600 H^2 .$$

- La tension totale dans la paroi :

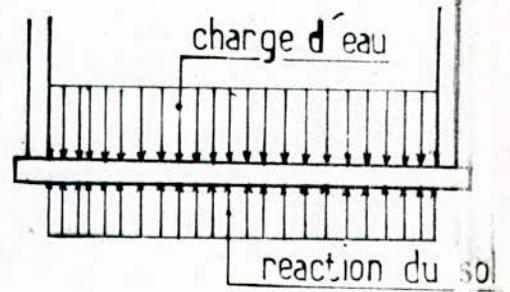
$$Tt = Q \cdot \frac{d}{2} = 600 \cdot h^2 \cdot \frac{d}{2} = 300 \cdot d \cdot h^2 = 4500 h^2 .$$

- La section totale d'acier :

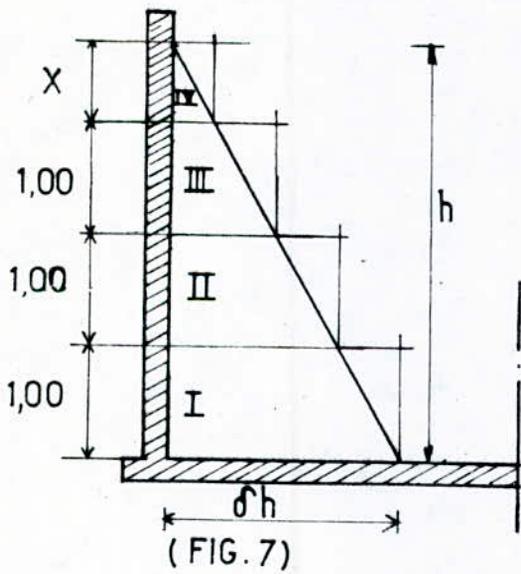
$$At = Tt / \bar{\epsilon} a = 4500 H^2 / \bar{\epsilon} a = 1,607 H^2 .$$



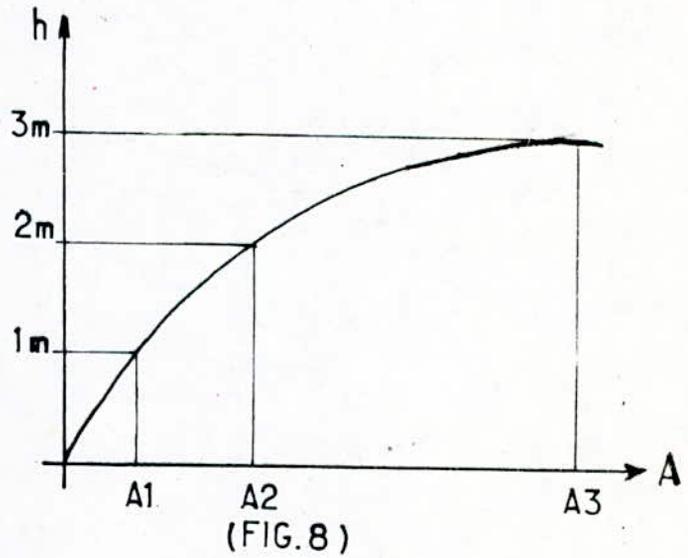
(FIG. 5)



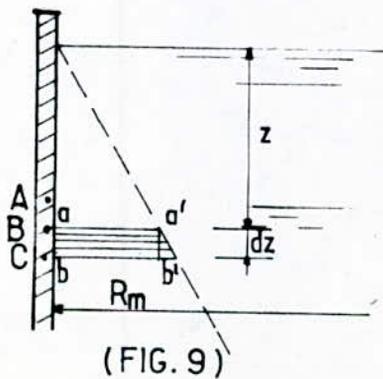
(FIG. 6)



(FIG. 7)



(FIG. 8)



(FIG. 9)

Les sections d'acier dans chaque tronçon :

N° de la tranche	Section (cm <sup>2</sup> ) d'acier	Section réelle des armatures (cm <sup>2</sup> )
1 : 0 - 1	17,677	8HA 12 sur chaque phase = 18,08
2 : 1 - 2	14,463	7HA 12 " " " = 15,92
3 : 2 - 3	11,249	5HA 12 " " " = 11,30
4 : 3 - 4	8,035	4HA 12 " " " = 9,04
5 : 4 - 5	4,821	3HA 12 " " " = 6,78
6 : 5 - 6	1,607	3HA 12 " " " = 6,78

$\Sigma$  57,852

$\Sigma$  67,90

- Calcul de la contrainte du béton :

$$\sigma_b = \frac{T}{100e + nA}$$

à la base  $T = T_{\max} = \bar{\sigma} a \cdot S_1 = 49495,6 \text{ kgf}$  .

D'où  $\sigma_b = 19,95 \text{ kgf/cm}^2$  . La contrainte est admissible.

Le ferrailage minimum :  $\omega_{\min} = \frac{A_{\min}}{100 \cdot e} \gg 0,3 \%$  .

D'où  $A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$  .

- Vérification de la fissuration dans la paroi :

À l'encastrement : Nous vérifions la fissuration dans la tranche la plus défavorable ( tranche du bas ) .

$A = 18,08 \text{ cm}^2$   $B_f = 2000 \text{ cm}^2$  donc  $\omega_f = 0,00904$

$\bar{\sigma}_b = 5,916 \text{ kgf/cm}^2$  ,  $\sigma_1 = 352,70 \text{ Kg/cm}^2$  ,  $\sigma_2 = 1507,23 \text{ Kg/cm}^2$  .

$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 1507,23 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma} a$  .

- Calcul du moment de flexion dans les parois :

Le moment de flexion  $M = \text{Coéfficient} \times \rho \cdot H^3$  .

Le coefficient est tiré du tableau III ( traité du B.A(6) pag222)

$\rho$  : Poids volumique de l'eau [ 1000 Kg/m<sup>3</sup> ]

H : Hauteur de la lame d'eau ( 6 m )

Connaissant  $\frac{H^2}{e \cdot d} = 12$  . on détermine la profondeur relative  $\frac{Z}{H}$  .

- Tous les résultats sont donnés au tableau suivant :

Z ( m )	0,6	1,2	1,8	2,4	3,0	3,6	4,2	4,8	5,4	6,0
Z / H	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Coeff	0,00	+0,0001	+0,0001	0,0002	0,0003	0,0013	0,0023	+0,0026	-0,0005	-0,0104
M (Kgf.m)	0,00	- 21,6	+ 21,6	43,2	64,8	280,8	496,8	561,6	- 108	-2246,4

- A l'aide de ces valeurs nous traçons le diagramme des moments ( voir fig 10 ) .

- L'acier équilibrant Mo .

Le moment de flexion à l'encastrement Mo = 2,25 t.m .

( CCBA 68 ) Z = 7/8 H1 = 17,5 cm ( H1 : épaisseur de la paroi = 20 cm )

D'où la section d'acier  $A = \frac{M_o}{Z \sigma_a} = 4,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit :

4 H A en 1 face = 6,16 cm<sup>2</sup> .

- Vérification de la fissuration :

A = 6,16 cm<sup>2</sup>      Bf = 740 cm<sup>2</sup>      ωf = 8,324 . 10<sup>-3</sup>

donc σ<sub>1</sub> = 439,105 Kgf/cm<sup>2</sup>

σ<sub>2</sub> = 1303,217 Kgf/cm<sup>2</sup> .

D'où σ<sub>f</sub> = max ( σ<sub>1</sub>, σ<sub>2</sub> ) = 1303,217 Kgf/cm<sup>2</sup> a .

- Calcul des aciers verticaux :

Le moment max vertical .

M = 0,6 tm

d'où  $A = \frac{M}{Z \sigma_a} = 1,22 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\text{min}}$

donc on opte pour Amin = 3HA 12 = 6,78 cm<sup>2</sup>/ml en 2 nappes .

- 6 - Ferraillage de la couverture : Bf = 740 cm<sup>2</sup>      σ<sub>f</sub> = 1507,23 < σ<sub>a</sub>

Nous choisissons une couverture en forme de coupole qui est la plus utilisée. Elle aura pour rôle de protéger l'eau contre les variations de température et contre l'introduction des corps étrangers.

- La flèche est prise égale à  $\frac{d}{4}$  pour que la coupole ne travaille comme une dalle, elle transmet les charges sur la surface de contact avec couronne, qui, celle-ci à son tour les transmettra aux parois. Le poids des surcharges de la coupole de 100 Kg/m<sup>2</sup> ( voir fig 11 a , 11 b ) .

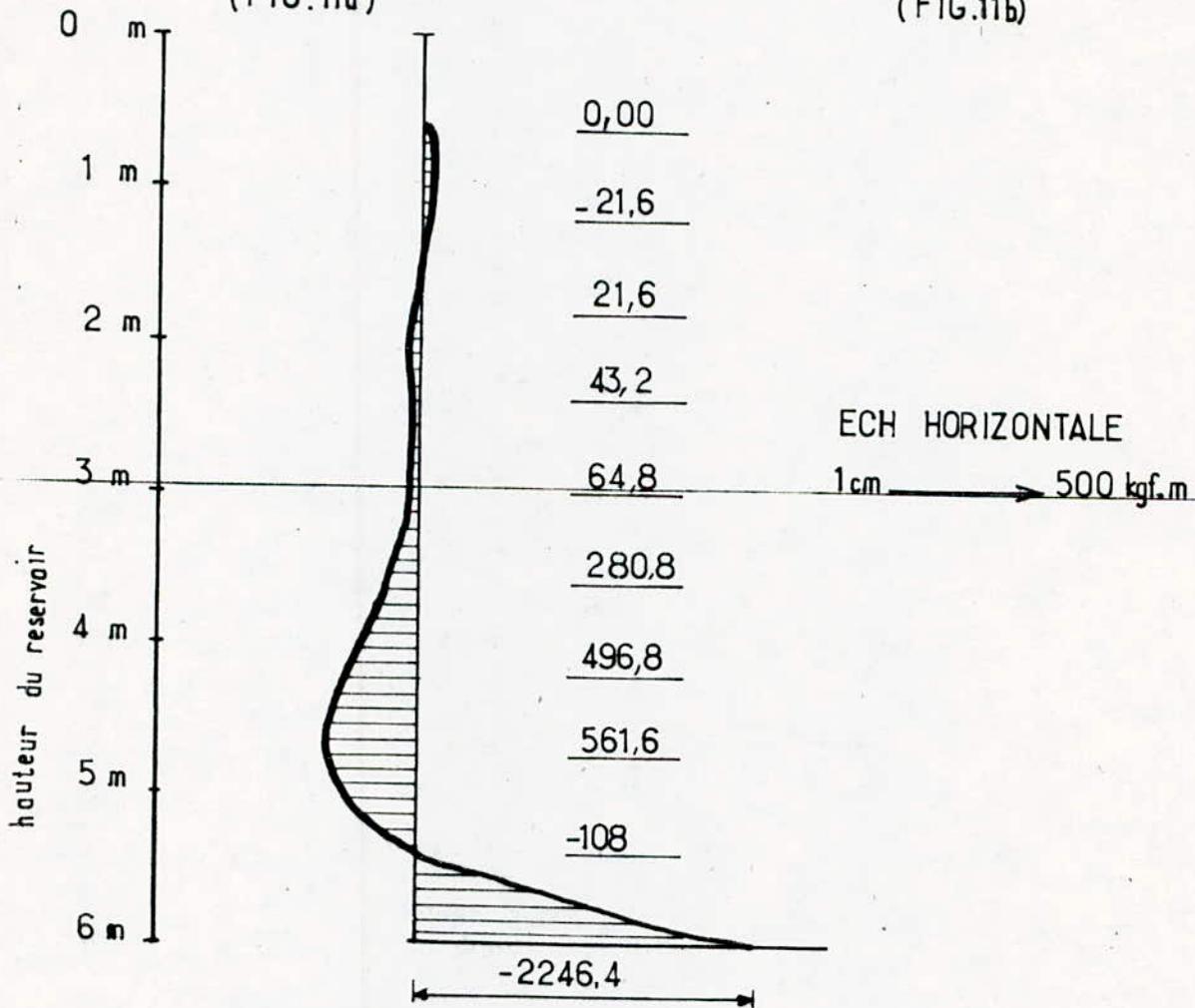
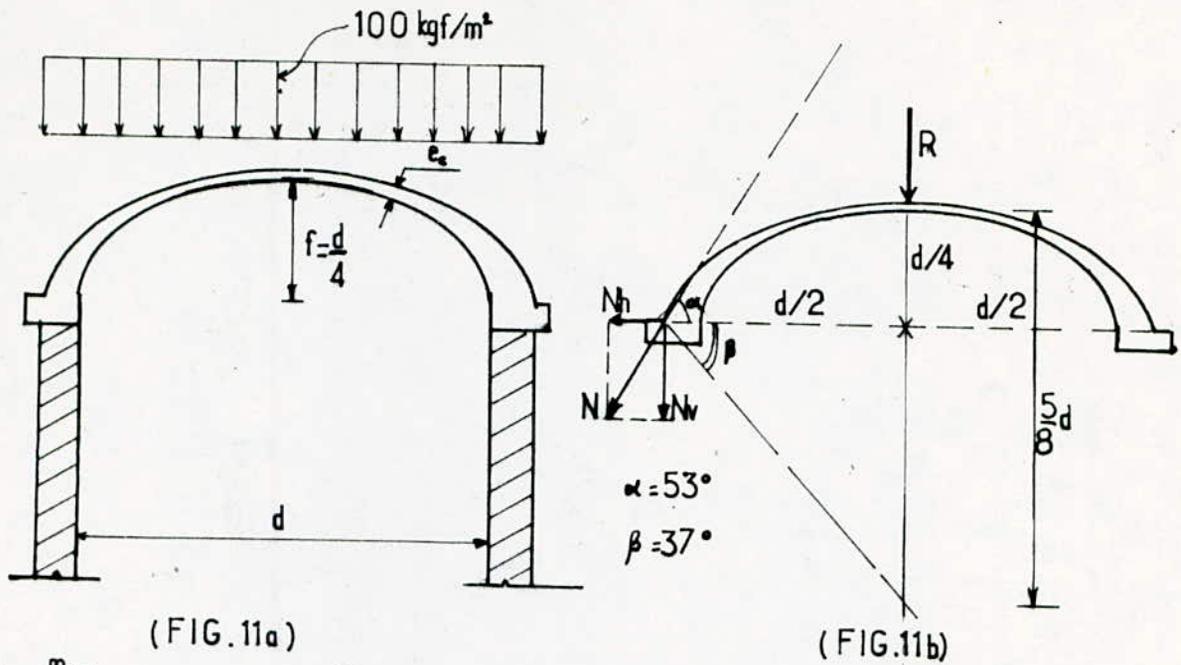


DIAGRAMME DES MOMENTS DANS LA PAROI  
(FIG 10)

On calcule d'abord l'effort normal dans la coupole à partir des formules suivantes :

$$\left. \begin{aligned} N_v &= R / \pi \cdot d \\ N_h &= N_v \cdot \operatorname{tg} \alpha \end{aligned} \right\} N = \sqrt{N_h^2 + N_v^2}$$

$N_v$  : La composante verticale de l'effort normal [ Kgf/ml ]

$N_h$  : La composante horizontale de l'effort normal [ Kgf/ml ]

$N$  : L'effort normal résultant [ Kgf/ml ]

$d$  : Diamètre du réservoir ( m ).

A l'aide de l'effort normal  $N$  on détermine la section d'acier

L'espacement minimum entre les armatures =  $4 \cdot e_c$  ( CCBA 68 )

$e_c = 6$  cm ( épaisseur de la coupole ).

$$4 e_c = 24 \text{ cm} .$$

Le ferrailage minimum est :

$$\omega_{\min} = \frac{A_{\min}}{100 e_c} \geq 0,2 \% \quad \longrightarrow \quad A_{\min} \geq 1,2 \text{ cm}^2 .$$

- Calcul dans la couverture :

Diamètre  $d = 15$  m - flèche  $f = \frac{d}{4} = 3,75$  m.

Épaisseur  $e_c = 6$  cm - rayon de couverture  $a = \frac{5}{8} d = 9,38$  m.

Surface de la coupole :  $S_c = 2 \pi a f = 220,899$  m<sup>2</sup>.

Poids propre de la coupole  $P_c = S_c \cdot \gamma_b \cdot e_c = 33,13485$  t .

Poids de surcharge de la coupole  $P_{sc} = S_c \cdot 100 = 22,0899$  t .

Poids total de la coupole :  $R = P_{sc} + P_c = 55,225$  t .

$$N_v = \frac{R}{\pi \cdot d} = 1,172 \text{ T/ml} .$$

$$N_h = N_v \cdot \operatorname{tg} \alpha = 1,555 \text{ t/ml} .$$

L'effort normal de compression suivant un méridien :

$$N = \sqrt{N_v^2 + N_h^2} = 1,947 \text{ t/ml} .$$

La section d'acier :  $A = \frac{N}{\sigma_a} = 0,695 \text{ cm}^2 < A_{\min}$  .

Nous choisissons la section minimale  $A = 1,2 \text{ cm}^2$  .

Soit 5 HA 6 par mètre =  $1,41 \text{ cm}^2$  .

#### 7 - FERRAILLAGE DE L'ANNEAU :

L'anneau est choisi, pour la liaison entre la coupole et les parois

La section de l'anneau a pour dimension:

Longueur maximale =  $d / 20 = 50$  cm

Largeur =  $\min ( 20 + 25 ) = 20$  cm.

L'effort de traction  $T_a = \frac{N_h}{2} d = 11,663$  t .

La section d'acier  $A = \frac{T_a}{\sigma_a} = 4,71 \text{ cm}^2$  Soit 6HA10 par ml .

Vérification de la fissuration de l'anneau :

$$A = 4,71 \text{ cm}^2 \quad Bf = 20 \times 50 = 1000 \text{ cm}^2 \quad Wf = 4,71 \cdot 10^{-3}.$$

$$\sigma_1 = 359,851 \text{ Kgf/cm}^2 \quad \sigma_2 = 1651,088 \text{ Kgf/cm}^2 \quad \sigma_f = \text{Max} (\sigma_1, \sigma_2) = 1651,088 < \bar{\sigma}_a,$$

8 - Ferraillage du radier :

Pour une paroi parfaitement encastrée sur la radier, avec un sol cohérent le moment de rupture  $M = P/31,4$ .

Coupoie : 33,1335 t.

Parois : 141,37167 t.

Anneau : 11,78097 t.

Surcharge d'exploitation : 22,101 t.

Enduit de la coupoie: S.C.e'c.  $\xi_{\text{enduit}} = 220,899 \cdot 0,015 \cdot 2,3 = 7,621 \text{ t}$

Enduit de la paroi: S.p.e'p.  $\xi_{\text{enduit}} = 15 \cdot 3,14 \cdot 6 \cdot 0,15 \cdot 2,3 = 9,7546 \text{ t}$

Charge totale = 225,76284 t.

- Calcul du moment de flexion au radier :

$$M = \frac{225,76284}{31,4} = 7,1898 \text{ tm.}$$

$$\frac{A}{Z \bar{\sigma}_a} = \frac{M}{Z \bar{\sigma}_a} = 9,78 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA}16 = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Vérification de la fissuration :

$$A = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$Bf = 760 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_f = 0,01322 \text{ cm d'où } \sigma_1 = 583,819 \text{ Kgf/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 1305,299 \text{ Kgf/cm}^2.$$

$$\sigma_f = \text{Max} (\sigma_1, \sigma_2) = 1305,299 < \bar{\sigma}_a.$$

Le ferraillage du réservoir est représenté sur la planche 7

- 9 - Precaution à prendre dans l'exécution :

- La mise en oeuvre du béton de la cuve doit être effectuée dans les meilleurs conditions, en évitant, ou en soignant particulièrement les reprises de bétonnage (coulage continu) et en utilisant un béton de qualité pas trop liquide ce qui augmenterait le retrait. Il est recommandé d'éviter l'emploi de ciments de la classe 400 et des ciments de fabrication trop récente (ciments chauds) dans le retrait serait préjudiciable à l'étanchéité. L'emploi de ciment à prise lente de la classe 325 est conseillé.

V - RESEAU DE DISTRIBUTION .

1 - Conception du réseau : Le réseau de distribution de notre ville sera du type maillé suivant le plan de la voirie. Il est décomposé en mailles dans lesquelles la densité est prise uniforme, et par lesquelles transite un débit vers la localité de CHAIBIA et l'usine des P.T.T.

2 - Détermination des débits aux noeuds :

En premier lieu on commence à calculer la superficie desservie par chaque noeud en utilisant la méthode des médiatrices. Cette méthode consiste à tracer les médiatrices des tronçons des conduites constituant le réseau.

Ainsi on obtient un contour fermé autour de chaque noeud. Ce contour présente la surface desservie par le noeud et la dotation spécifique, ainsi on peut déduire le débit soutiré dans chaque noeud et on multiplie ce dernier par le coefficient de pointe  $K_p$ .

Détermination de la densité : On prend une densité uniforme.

$$d = N/St \quad [ \text{hab} / \text{ha} ]$$

$N$  = Population totale de la ville .

$St$  = Surface totale des mailles

- Détermination du débit spécifique.

$$q = \frac{Q_{\text{moy}} \cdot \text{Journ}}{N} \quad [ \text{m}^3/\text{J} / \text{hab} ]$$

$N$  = Population de la ville de BIRTOUFA.

- Population dans chaque zone du noeud.

$$N_i = S_i \cdot d$$

$S_i$  = Surface de la zone du noeud.

- Débit soutiré par le noeud.

$$Q_i = q \cdot N_i \cdot K_p$$

$K_p$  = Coefficient de pointe.

Tous les résultats sont portés dans le tableau de calcul des débits soutirés.

3 - Calcul du réseau de distribution.

Le calcul du réseau maillé a été effectuée par approximations successives selon la méthode de HRDY - CROSS qui repose sur 2 lois.

1ère loi : loi de KIRCHOFF . La somme des débits arrivant à un noeud doit être égale à la somme des débits qui en sortent.

2ème loi: Loi DES MAILLES : Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

## CALCUL DES DEBITS SOUTIRES

N° DES NOEU-DS	N° DES MAILLES	SURFACE DESSERVIE (ha)	CONSOMMATION SPECIFIQUE l/j/hab	DENSITE hab/ha	POPULATION DANS LA ZONE (hab)	CONSOMMATION PAR NOEUD (m <sup>3</sup> /j)	DEBITS SOUTIRES AUX NOEUDS (l/s)
1	I	0,880	208,31	226,36	199	41,49	1,11
2	I	1,464	--//--	--//--	331	69,03	1,85
3	I - II	2,908	--//--	--//--	658	137,12	3,68
4	I - II	3,052	--//--	--//--	691	143,91	3,86
5	I - II - III	2,860	--//--	--//--	647	134,86	3,62
6	I - III	2,841	--//--	--//--	643	133,96	3,60
7	I	2,120	--//--	--//--	480	99,96	2,68
8	I	1,932	--//--	--//--	437	91,10	2,44
9	II	1,160	--//--	--//--	263	54,70	1,47
10	II - IV	3,622	--//--	--//--	820	170,79	4,59
11	II - III - IV	1,420	--//--	--//--	321	66,96	1,80
12	II - III	3,180	--//--	--//--	720	150,00	4,03
13	III - IV - V	4,960	--//--	--//--	1123	233,88	6,28
14	III - V	3,800	--//--	--//--	860	179,18	4,81
15	III - V	1,470	--//--	--//--	333	69,31	1,86
16	III	0,240	--//--	--//--	54	11,32	0,30
17	III	2,116	--//--	--//--	479	99,78	2,68
18	IV	1,000	--//--	--//--	226	47,15	1,27
19	IV	1,196	--//--	--//--	271	56,40	1,51
20	IV	1,112	--//--	--//--	252	52,43	1,41

## CALCUL DES DEBITS SOUTIRES (SUITE)

N° DES NOEUDS	N° DES MAILLES	SURFACE DESSERVIE (ha)	CONSOMMATION SPECIFIQUE l/j/hab	DENSITE hab/ha	POPULATION DANS LA ZONE (hab)	CONSOMMATION PAR NOEUD (m <sup>3</sup> /j)	DEBITS SOUTIRES AUX NOEUDS (l/s)
21	IV	0,180	208,31	226,36	41	8,49	0,23
22	II - VI	0,510	-- // --	-- // --	115	24,05	0,65
23	IV - VI	0,870	-- // --	-- // --	197	41,02	1,10
24	IV - VI	0,938	-- // --	-- // --	212	44,23	1,19
25	V - VI	3,080	-- // --	-- // --	697	145,23	3,90
26	V - VI	1,680	-- // --	-- // --	380	79,22	2,13
27	VI	0,150	-- // --	-- // --	34	7,07	0,19
28	VI	1,104	-- // --	-- // --	250	52,06	1,40
29	VI	0,402	-- // --	-- // --	91	18,96	0,51
30	VI	0,734	-- // --	-- // --	166	34,61	0,93
31	VI	1,468	-- // --	-- // --	332	69,22	1,86

3.1.- Principe de la méthode d'HRDY - CROSS :

Consiste à se fixer dans chaque maille une répartition supposée d'un sens supposé d'écoulement de manière à satisfaire la 1ère loi. des débits

On calcule les pertes de charges dans chaque tronçon de maille par la formule de BARCY - WEILSBACK.

$$\Delta H_t = \Delta h_l + \Delta h_s$$

$$\Delta H_l = J \cdot l_g = \frac{f \cdot V^2}{2 g D} \cdot L_g.$$

Les pertes de charge singulière ( $\Delta h_s$ ) sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires ( $\Delta h_l$ ).

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

$$\Delta H_t = 1,15 \Delta H_l = 1,15 \frac{f V^2}{2 g D} L_g.$$

En exprimant la vitesse en fonction du débit d'après l'équation de continuité.

$$Q = V \cdot A \implies Q/A = V = 4Q/\pi^2 D^2 \implies V^2 = \frac{16 Q^2}{\pi^2 D^4}$$

$$\text{donc } \Delta H_t = \frac{1,15 \cdot f \cdot 8 \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^2} L_g$$

$$\text{Posons } k = 1,15 L_g \implies \Delta H_t = k \cdot L_g \frac{f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^2} = r Q^2.$$

où  $r$  : résistance de la conduite.

$f$  : Coefficient de frottement évalué par la formule de COLEBROOK avec  $\xi = 10^{-4} m$

La deuxième loi se traduit par l'égalité suivante:

$$\sum_{i=1}^n \Delta H_i = \sum_{i=1}^n r_i Q_i^2 = 0$$

Si elle n'est pas vérifiée du premier coup, il faut corriger la répartition des débits jusqu'à satisfaire cette loi.

- Détermination du débit correctif.

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q$$

$\Delta Q$  : Débit correctif  
 $Q_0$  : Débit supposé  
 $Q_1$  : Débit corrigé

$$\sum \Delta H = \sum r Q_1^2 = \sum r (Q_0 + \Delta Q)^2 = 0$$

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

Comme  $\Delta Q$  est petit alors  $\Delta Q^2 \approx 0$

$$\text{D'où } \Delta Q = \frac{\sum r Q_0^2}{\sum r Q_0}$$

Chaque maille est calculé séparément, les corrections apportées aux débits sont de deux types.

- Correction propre à la maille considérée avec le signe de

TABLEAU DES DONNEES DU RESEAU MAILLE

TRANCONS	Le (m)	D (mm)	Q (l/s)	N° DU TRANCON
1 - 2	204,70	150	13,15	1
2 - 3	346,84	150	15,00	2
3 - 4	154,56	100	6,85	3
4 - 5	149,50	100	2,99	4
5 - 6	323,15	100	0,20	5
6 - 7	423,20	100	6,92	6
7 - 8	127,65	150	9,60	7
8 - 1	227,70	150	12,04	8
3 - 9	113,85	200	25,53	9
9 - 10	379,04	200	27,00	10
10 - 11	123,97	150	10,13	11
11 - 12	121,90	100	4,86	12
12 - 5	159,16	100	0,83	13
11 - 13	228,85	100	3,47	14
13 - 14	184,92	100	6,21	15
14 - 15	189,75	100	1,40	16
15 - 16	60,95	150	17,52	17
16 - 17	169,74	100	0,84	18
17 - 6	236,44	100	3,52	19
10 - 18	113,62	250	41,72	20
18 - 19	469,66	250	42,99	21

TABLEAU DES DONNEES DU RESEAU MAILLE(SUITE)

TRANCONS	Le m	D mm	Q l/s	N° DU TRANCON
19 - 20	115,92	250	42,50	22
20 - 21	143,75	250	41,09	23
21 - 22	57,50	250	40,86	24
22 - 23	72,45	200	20,01	25
23 - 24	41,40	200	18,91	26
24 - 13	323,61	150	9,02	27
24 - 25	149,50	150	8,70	28
25 - 26	244,03	100	4,80	29
26 - 15	212,29	200	17,98	30
22 - 27	116,84	200	20,20	31
27 - 28	69	200	20,01	32
28 - 29	96,14	200	18,61	33
29 - 30	231,38	200	18,1	34
30 - 31	133,40	150	17,17	35
31 - 26	233,45	150	15,31	36

TABLEAU DES RESULTATS DU RESEAU MAILLE

N° DES TRANC- ONS	Q (l/s)	V (m/s)	H <sub>p</sub> (m)	N° DES TRANC- ONS	Q (l/s)	V (m/s)	H <sub>p</sub> (m)
1	10,61	0,6	1,02	19	4,25	0,54	0,74
2	12,46	0,7	2,24	20	40,48	0,82	0,38
3	7,02	0,89	1,77	21	41,75	0,85	1,69
4	3,16	0,4	0,34	22	43,73	0,89	0,4
5	3,47	0,44	0,00	23	42,32	0,86	0,47
6	4,38	0,55	4,95	24	42,09	0,85	0,18
7	7,06	0,39	0,34	25	22,87	0,72	0,18
8	9,50	0,53	0,95	26	21,77	0,69	0,09
9	23,17	0,73	0,46	27	9,97	0,56	0,77
10	24,64	0,78	1,74	28	10,61	0,60	0,33
11	11,25	0,63	0,37	29	6,71	0,85	1,39
12	7,95	1,01	0,71	30	18,26	0,58	0,44
13	3,92	0,49	0,03	31	18,57	0,59	0,30
14	1,49	0,19	0,69	32	18,38	0,58	0,17
15	5,18	0,65	1,75	33	16,98	0,54	0,21
16	0,37	0,04	0,10	34	16,47	0,52	0,48
17	16,78	0,94	0,53	35	15,54	0,87	1,12
18	1,57	0,20	0,03	36	13,68	0,77	1,57

TABLEAU DES RESULTATS DU RESEAU MAILLE (AVEC INCENDIE)

N°DES TRANC- ONS	Q (l/s)	V (m/s)	H <sub>p</sub> (m)	N°DES TRANC- ONS	Q (l/s)	V (m/s)	H <sub>p</sub> (m)
1	11,03	0,62	0,31	19	7,91	1,00	5,67
2	12,88	0,72	0,82	20	48,38	0,98	0,55
3	7,55	0,96	1,53	21	49,65	1,01	2,40
4	3,69	0,47	0,24	22	52,83	1,07	0,58
5	6,71	0,85	12,42	23	51,42	1,04	0,68
6	4,80	0,61	0,10	24	51,19	1,04	0,27
7	7,48	0,42	0,05	25	32,64	1,03	0,26
8	9,92	0,56	0,25	26	31,54	1,00	0,13
9	24,13	0,76	0,26	27	11,93	0,67	2,58
10	25,59	0,81	1,01	28	18,41	1,04	0,11
11	18,20	1,02	2,19	29	14,51	1,84	0,08
12	10,66	1,35	9,22	30	8,39	0,26	0,00
13	6,63	0,84	7,24	31	17,89	0,56	0,45
14	5,73	0,73	1,66	32	17,70	0,56	0,26
15	11,39	1,45	11,12	33	16,30	0,51	0,32
16	6,58	0,83	5,58	34	15,79	0,50	0,75
17	13,12	0,74	0,21	35	14,86	0,84	1,79
18	5,23	0,66	2,20	36	13,00	0,73	2,63

- Correction aux mailles adjacentes avec le signe contraire de

Q.  
Il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et l'ajouter au débit  $Q_i$  pour obtenir  $Q_{i+1}$ .

Ces approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de  $\Delta Q < 0,1$  l/s et somme algébrique des pertes de charge sur un contour fermé quelconque soit  $< 0,02$  m.

Les calculs sont faits sur micro-ordinateur ORIC.

### 3.2 - CALCUL DES PRESSIONS AU SOL .

La détermination de la pression de service en un noeud quelconque est obtenue à partir de la cote piézométrique du noeud précédent diminuée des pertes de charge ( en valeur absolue) occasionnée le long d'un tronçon et la cote du noeud considéré tout en respectant le sens d'écoulement.

$$P_s = C_p - C_t$$

$P_s$  : Pression au sol

$C_p$  : Cote piézométrique.

$C_t$  : Cote du terrain.

### 4 - Principaux organes accessoires du réseau.

4.1 - Nature des canalisations: Le réseau sera constitué de tuyaux en P.C.V. de diamètres compris entre 100 et 250, ils peuvent supporter une pression atteignant 16 bars .

4.2 - Robinets-vannes: Sont disposés à chaque noeud du réseau, afin d'isoler les tronçons en cas de besoin.

4.3 - Ventouses: La présence d'air dans les conduites peut provoquer des perturbations dans les canalisations.

Pour y remédier à ce type de problème nous prévoyons des ventouses aux points hauts du réseau en vue d'évacuer l'air contenu dans les conduites.

4.4 - Robinets de décharge : Ils sont disposés aux points bas du tracé en vue de la vidange de la conduite et l'évacuation des dépôts.

4.5 - Bouches de lavage : Sont utilisées pour le lavage des des caniveaux et des rues.

4.6- Bouches d'incendie: Seront installées sur des canalisations capables de fournir un débit minimal de 17 l/s, ils doivent être espacés de 200 à 300 m les uns des autres, et réparties suivant l'importance des risques à défendre.

### 4.7 - Pièces spéciales du réseau:

- Cônes de réduction pour permettre le raccordement des conduites présentant des diamètres différents.
- Les tés à 2 ou 3 emboitements qui permettent la prise des canalisations secondaires sur la canalisation principale.
- Les coules pour permettre le changement de direction.

### CALCUL DES PRESSIONS AU SOL

N° DES MAILLES	TRANCONS	ALTITUDES		P. D. C (m)	COTES PIEZOMETRIQUE		PRESSIONS AU SOL (m)	
		AMONTS	AVALS		AMONTS	AVALS		
	R - 19	85,00	56,00	1,17	85,00	83,83	27,83	
	19 - 20	56,00	57,00	0,40	83,83	84,23	27,23	
	20 - 21	57,00	56,00	0,47	84,23	84,70	28,70	
IV	21 - 22	56,00	55,50	0,18	84,70	84,88	29,38	
	22 - 23	55,50	56,80	0,18	84,88	85,06	28,26	
	23 - 24	56,80	56,00	0,09	85,06	85,15	29,15	
	24 - 13	56,00	53,20	0,77	85,15	85,92	32,72	
	13 - 11	53,20	53,20	- 0,69	85,92	85,23	32,03	
	11 - 10	53,20	56,20	- 0,37	85,23	84,86	28,66	
	10 - 18	56,20	62,00	- 0,38	84,86	84,48	22,48	
	18 - 19	62,00	56,00	- 1,69	84,48	82,79	26,79	
		13 - 24	53,20	56,00	- 0,77	85,92	85,15	29,15
		24 - 25	56,00	52,20	0,33	85,15	85,48	33,28
V	25 - 26	52,20	47,00	1,39	85,48	86,87	39,87	
	26 - 15	47,00	47,80	0,44	86,87	87,31	39,51	
	15 - 14	47,80	51,20	- 0,10	87,31	87,21	36,01	
	14 - 13	51,20	53,20	- 1,75	87,21	85,46	32,26	
		26 - 25	47,00	52,20	- 1,39	86,87	85,48	33,28
VI	25 - 24	52,20	56,00	- 0,33	85,48	85,15	29,15	
	24 - 23	56,00	56,80	- 0,09	85,15	85,06	28,26	
	23 - 22	56,80	55,50	- 0,18	85,06	84,88	29,38	
	22 - 21	55,50	55,00	0,30	84,88	85,18	30,18	

CALCUL DES PRESSIONS AU SOL (SUITE 1)

N° DES MAILLES	TRANCONS	ALTITUDES		P. D. C (m)	COTES PIEZOMETRIQUE		PRESSIONS AU SOL (m)
		AMONTS	AVALS		AMONTS	AVALS	
	27-28	55,00	55,00	0,17	85,18	85,35	30,35
	28-29	55,00	54,50	0,21	85,35	85,56	31,06
	29-30	54,50	50,90	0,48	85,56	86,04	35,14
	30-31	50,90	50,5	1,12	86,04	87,16	36,66
	31-26	50,50	47,00	1,57	87,16	88,73	41,73
III	14-15	51,20	47,80	0,10	87,21	87,31	39,51
	15-16	47,80	49,80	0,53	87,31	87,84	38,04
	16-17	49,80	46,50	- 0,03	87,84	87,81	41,31
	17-6	46,50	45,00	- 0,74	87,81	87,07	42,07
	6-5	45,00	49,80	0,00	87,07	87,07	37,27
	5-12	49,80	51,00	- 0,03	87,07	87,04	36,04
	12-11	51,00	53,20	- 0,71	87,04	86,33	33,13
	11-13	53,20	53,20	0,69	86,33	87,02	33,82
	13-14	53,20	51,20	1,75	87,02	88,77	37,57
II	11-12	53,20	51,00	0,71	86,33	87,04	36,04
	12-5	51,00	49,80	0,03	87,04	87,07	37,27
	5-4	49,80	49,00	- 0,34	87,07	86,73	37,73
	4-3	49,00	51,80	- 1,77	86,73	84,96	33,16
	3-9	51,80	54,00	- 0,46	84,96	84,50	30,50
	9-10	54,00	56,20	- 1,74	84,50	82,76	26,56
	10-11	56,20	53,20	0,37	82,76	83,13	29,93
	3-4	51,80	49,00	1,77	84,96	86,73	37,73

## CALCUL DES PRESSIONS AU SOL (SUITE 2)

N° DES MAILLES	TRANCONS	ALTITUDES		P.D.C (m)	COTES PIEZOMETRIQUE		PRESSIONS AU SOL (m)
		AMONTS	AVALS		AMONTS	AVALS	
I	4 - 5	49,00	49,80	0,34	86,73	87,07	37,27
	5 - 6	49,80	45,00	0,00	87,07	87,07	42,07
	6 - 7	45,00	46,00	-4,95	87,07	82,12	36,12
	7 - 8	46,00	47,60	-0,34	82,12	81,78	34,18
	8 - 1	47,60	47,00	-0,95	81,78	80,83	33,83
	1 - 2	47,00	52,06	-1,02	80,83	79,81	27,75
	2 - 3	52,06	51,80	-2,24	79,81	77,57	25,77

## V ADDUCTION

I-Choix du tracé: En vue de l'établissement de la conduite de reffoulement, il ya lieu de tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible à respecter.

-Tous d'abord il importe de rechercher le profil le plus court, et aussi régulier que possible établi de préférence avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.

-Le tracé doit suivre les chemins existants afin de faciliter l'acheminement du matériel.

-Eviter autant que possible la traversée des routes, voies ferrées, oueds...etc., ces opérations nécessitent des ouvrages spéciaux.

-Eviter autant que possible les forêts et les zones marécageuses.

L'étude du tracé a été faite sur une carte à l'échelle 1/5000

Remarque: il est évident que les impératifs énumérés ci dessus ne pourront toujours être observés, on s'efforcera de s'en approcher le mieux possible.

2-Choix du type de tuyau: Notre choix s'est orienté vers les tuyaux en acier à cause des avantages qui présentent.

-Ils sont disponibles sur le marché.

-Leur résistance aux contraintes (chocs, écrasement) est supérieure à celle des matières plastique et de fonte.

Ils sont plus longs que les tuyaux en fonte, ce qui diminue le nombre de raccordement et rend la pose plus rapide.

Bien qu'ils nécessitent un revêtement intérieur et une protection contre la corrosion, ils ont plus d'avantages que d'inconvénients.

3- Choix du diamètre économique: Du point de vue économique la conduite et la station de pompage sont liées.

- Plus le diamètre de la conduite est petit, pour un débit à relever, plus la perte de charge sera grande donc plus l'énergie sera importante.

Il existe <sup>un diamètre économique par la conduite</sup> de reffoulement résultant d'un compromis entre les 2 tendances suivantes.

- Les frais d'amortissement de la conduite qui croissent avec le diamètre de la canalisation.

- Les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente par la suite de la diminution des pertes de charges, il est donc nécessaire de choisir un diamètre qui permet de donner les frais minimales.

3-1 Méthode de calcul: En 1ère approximation le diamètre économique est donné par les relations de Bresse et de Bonnin

Formule de Bresse :  $D = 1,5 \sqrt{Q}$

Formule de Bonnin :  $D = \sqrt{Q}$

Q est donné en / M<sup>3</sup>/S /

D en / m /

## BORDEREAU DES PRIX DES CONDUITES EN ACIER

Diametre	TUYAU (DA) ml	SOUDURE DA (ml)	tenass- ement DA	POSE DA	transport et manuten- tion DA	Prix de niveau au ml
100	84,44	1,70	50,00	4,00	7,17	147,31
150	104,39	2,61	60,00	8,00	9,93	184,93
200	157,59	4,32	65,00	10,00	12,65	229,56
250	162,32	5,75	67,00	16,00	16,15	267,22
300	216,63	7,30	70,00	20,00	19,14	333,07
350	301,11	9,26	72,00	30,00	25,23	437,60
400	345,17	11,27	75,00	40,00	29,00	500,44
500	432,05	17,00	85,00	50,00	34,18	628,45

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,04972} = 0,222 \text{ m}$$

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 0,334 \text{ m}$$

- Pertes de charge.

Les pertes de charge linéaire sont déterminées avec la formule de Darcy-welsbach

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

Les pertes de charge singulière sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_S = 0,15 \Delta H_L$$

Les pertes de charges totales seront donc:

$$\begin{aligned} \Delta H_T &= \Delta H_L + 0,15 \Delta H_L \\ &= 1,15 \Delta H_L = 1,15 f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \end{aligned}$$

Où  $f$  : Coefficient de frottement qui dépend du régime d'écoulement.

En régime turbulent rugueux  $f$  est donné par la formule de NIKURADSE

$$f_n = (1,14 - 0,86/n \frac{\epsilon}{D})^{-2}$$

En régime de transition  $f$  est donné par la formule de COLBROOK.

$$f_c = \left[ 0,86/n \left( \frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}} \right) \right]^{-2}$$

En première approximation  $f$  est donné par la formule de NIKURADSE

$R$  : Nombre de Reynolds exprimé par la formule

$$R = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau à 20°C  $\nu = 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$

$V$  : Vitesse moyenne d'écoulement  $[\frac{\text{m}}{\text{s}}]$

$\xi$  : Rugosité absolue prise  $= 10^{-3} \text{ m}$

- Détermination de la hauteur manométrique totale

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

$$\Delta H_t = \Delta H_e + \Delta H_s + \Delta H_a = 1,15 \Delta H_e + \Delta H_a$$

$\Delta H_a$  = perte de charge à l'aspiration, évaluées à 0,5m

$H_g$  : Hauteur géométrique : c'est la hauteur séparant le niveau d'eau à l'aspiration du niveau du trop plein du réservoir.

$$H_g = C_{tp} - ND$$

$C_{tp}$  = côté du trop plein : 91,5 m

$ND$  = Niveau dynamique : 27,5m

$$H_g = 64 \text{ m}$$

Calcul de la puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée par la pompe c'est à dire la puissance nécessaire pour son entrainement, s'exprime par la relation

$$P = \frac{9,81 \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta}$$

P exprimée en KW

Q en m<sup>3</sup>/S

H<sub>mt</sub> : Hauteur manometrique totale exprimée en [ m ]

$\eta$  : Rendement de la pompe pris égal à 0,7

- Energie consommée par le pompage

$$E = P \cdot t \cdot 365$$

E : energie en Kw/h

t : nombre d'heure de pompage par jour ( 24 )

- Prix d'energie

$$PE = e \cdot E$$

e : tarif de l'energie = 0,19 DA/Kwh (d'après la SONEGAS)

- Annuité

en une periode de 30 ans l'annuité d'amortissement à 8 % sera donnée par la formule

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \qquad A = 0,0888274$$

i : taux d'annuté ( 8 % )

n : nombre d'années d'amortissement.

# Calcul de la hauteur manométrique totale HMT (m)

$$L = 1610 \text{ m}$$

$$Q = 90497 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

D(mm)	V(m/s)	$\epsilon/D$	$Q \cdot 10^5$	$f_c$	$H_g(\text{m})$	$\Delta H_e(\text{m})$	HMT (m)
200	1,582	$5 \cdot 10^{-3}$	3,164	0,03128	64	32,62	96,62
250	1,012	$4 \cdot 10^{-3}$	2,532	0,02943	64	11,88	75,88
300	0,703	$3,33 \cdot 10^{-3}$	2,109	0,02810	64	4,87	68,87
350	0,516	$2,85 \cdot 10^{-3}$	1,808	0,02710	64	2,45	66,45

48-

## FRAIS D'AMMORTISSEMENT

$\phi$	Prix au ml - DA -	L (m)	Prix de la conduite DA	ANNUITE
200	229,56	1610	369591,6	32829,71
250	267,22	1610	430224,2	38215,52
300	333,07	1610	536242,7	47632,83
350	437,60	1610	704536	62582,10

## CONSOMMATION EN KWH DU MOTEUR ET PRIX D'EXPLOITATION

$\phi$	HMT (m)	$P = \frac{9,81 \cdot Q \cdot HMT}{0,7}$	Kwh annuels $P \times 24 \times 365$	Prix de L'energie (DA)
200	96,62	67,29	589460,4	111997,47
250	75,89	52,85	462966	87963,54
300	68,87	47,96	420129,6	79824,51
350	66,45	46,27	405325,2	77011,78

## BILAN

DIAMETRES	200	250	300	350
EXPLOITATION	111997,47	87963,54	79824,51	77011,78
AMMORTISSEM- -ENT	32829,71	38215,52	47632,83	62582,10
TOTAL	144827,18	126179,06	127457,34	139593,9

Conclusion : Après le calcul économique nous constatons que le diamètre qui correspond aux frais minimum est le  $\phi 250$

Dec: 250

## XII CHOIX DES POMPES.

1 - Choix du type de pompe : Les pompes centrifuges sont actuellement les plus universellement utilisées, le développement de ces pompes a été rapide grâce aux progrès réalisés dans l'emploi de la force motrice électrique. Accouplées aux moteurs électriques, elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu coûteux et d'un très bon rendement.

Notre choix donc s'est orienté vers ce type de pompes, une sera en marche, l'autre de secours.

Le choix de la pompe s'effectue en choisissant le type normalisé dont les caractéristiques se rapprochent le plus possible des données à respecter.

( Débit, hauteur, rendement ).

2 - Point de fonctionnement de la pompe : Le point de fonctionnement est donné par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe (  $Q, H$  ) tracée le catalogue du constructeur ( PLEUGER ) et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (  $Q, HMT$  ) tracée en variant le débit pour le diamètre choisi.

La courbe caractéristique de la pompe devra donc passer par le point désiré ( P ). Il est rare que (  $Q, H$  ) passe exactement par P.

(  $Q, H$  ) cependant devra passer à droite de P, en effet si (  $Q, H$  ) passe à gauche, notre débit ne pourrait pas être fourni.

En vue d'obtenir le débit voulu, plusieurs solutions sont possibles :

2-1 - Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est, le débit relevé sera plus grand que le débit voulu et la durée de pompage sera diminuée.

2-2 - Accepter la courbe (  $Q, H$  ) et varier sur le refoulement, on obtient de ce fait une diminution très sensible du rendement car la puissance nécessaire à développer par le groupe électro-pompe est augmenté inutilement il en résulte donc un gaspillage d'énergie.

En outre sur le plan mécanique, la pompe est bruyante par la suite des chocs qui se produisent à la sortie de la roue.

2-3 - Rogner la roue afin de faire passer (  $Q, H$  ) par le point de fonctionnement désiré, le rendement de la pompe sera d'autant diminué que le rognage sera important.

3 - Choix de la pompe .

$$Q = 178,92 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$HMT = 75,88 \text{ m}.$$

A partir de catalogues pour pompes à axe vertical ( immergées ) on choisi : 2 pompes dont une marche, l'autre de secours.

Catalogue : PLEUGER.

Type de pompe : P 102 V 2423.

Fréquence : 50 HZ.

Nombre de tour : 2.900 tr/min.

Rendement : 73 % .

Nombre d'étage : 4 .

# Caractéristique de la conduite de refoulement

$$Q = 0,0497 \text{ m}^3/\text{s} = 178,92 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

$$H_{MT} = 64 + \Delta H_t$$

$$v = \frac{4Q}{\pi D^2} = 1,012 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

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

$$\lambda = 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}} \quad L = 1610 \text{ m}$$

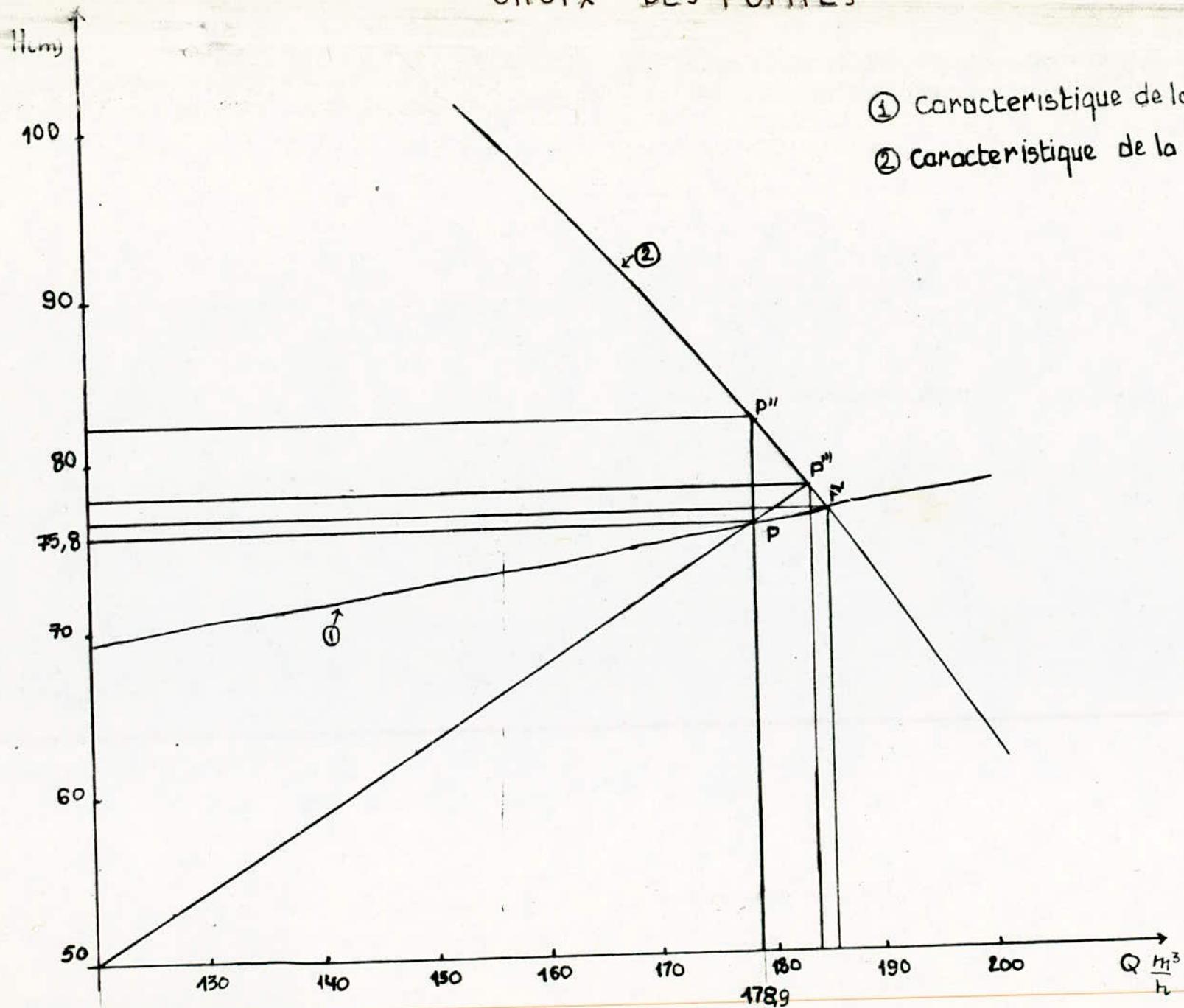
$$D = 0,250 \text{ m}$$

Debit $\text{m}^3/\text{h}$	Debit $\text{m}^3/\text{s}$	$v$ [m/s]	$Re = \frac{vD}{\nu}$	$f_c$	$J$	$H_g$ [m]	$\Delta H_t$ (m)	$H_{MT}$ [m]
120	0,0333	0,67	169595	0,0296469	0,0031987	64	5,65	69,65
140	0,0388	0,79	167606	0,0295553	0,004329	64	7,47	71,47
150	0,0416	0,85	211867	0,0295179	0,004970	64	8,50	72,50
160	0,0444	0,90	226127	0,0294852	0,005655	64	9,60	73,60
170	0,0472	0,96	240387	0,0294562	0,006385	64	10,78	74,78
178,92	0,0497	1,012	253120	0,029433	0,007074	64	11,88	75,88
180	0,0500	1,02	254647	0,029430	0,007159	64	12,03	76,03
190	0,0527	1,07	268398	0,029408	0,007947	64	13,29	77,29
200	0,0555	1,13	282659	0,029387	0,008807	64	14,68	78,68
220	0,0611	1,24	311179	0,029351	0,010661	64	17,66	81,66

-51-

# CHOIX DES POMPES

- ① caractéristique de la conduite
- ② caractéristique de la pompe



Le point de fonctionnement P' donné par l'intersection des caractéristiques de la pompe et de la conduite est décalé du point de fonctionnement désiré P.

Traisons les méthodes de rapprochement :

1ère méthode : Si nous acceptons le point de fonctionnement P', alors le débit à relever sera supérieur à celui désiré, nous diminuons le temps de pompage.

Pour le point P' on a  $Q' = 186 \text{ m}^3/\text{h}$ .

$$H'_{MT} = 76,8 \text{ m.}$$

Pour le point P on a  $Q = 178,92 \text{ m}^3/\text{h}$ .

$$H_{MT} = 75,88 \text{ m.}$$

Le volume entrant dans le réservoir pendant 24 heures est de :

$$V = 178,92 \times 24 = 4294 \text{ m}^3.$$

Le temps de pompage sera réduit à :

$$T = \frac{V}{Q} = \frac{4294}{186} = 23 \text{ heures.}$$

Le temps de pompage sera diminué d'1 heure :

- Puissance absorbée :

$$P = \frac{9,81 \times 186 \times 76,8}{3600 \times 0,73} = 53,32 \text{ KW.}$$

2ème méthode : Vannage sur le refoulement afin de créer une perte de charge  $h_0$ .

$$h = (H'' - H) = 82,3 - 75,88 = 6,42 \text{ m.}$$

$H''$  : Hauteur correspondant au point P''.

$H$  : Hauteur correspondant au point P.

- Puissance absorbée :

$$P = \frac{9,81 \times 82,3 \times 178,92}{3600 \times 0,73} = 54,96 \text{ KW.}$$

3ème méthode : Rognage de la roue.

La pompe de série débitant dans la conduite de refoulement présente le point de fonctionnement assez voisin du point désiré, un rognage de la roue peut apporter la solution qui permet une meilleure adaptation.

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

( $Q, H$ ) et ( $Q''', H'''$ ) sont respectivement les coordonnées des points P et P'''.

$D$  et  $d$  sont respectivement les diamètres de la roue avant et après le rognage.

En posant  $d = m D$  où  $m$  étant le coefficient de rognage on aura :

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

$$m = \sqrt{\frac{Q}{Q'''}} = \sqrt{\frac{178,92}{184}} = 0,98$$

Le pourcentage de rognage sera donc :

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

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{9,81 \times 78 \times 184}{3600 \times 0,73} = 53,57 \text{ KW.}$$

Conclusion : L'analyse des différentes méthodes nous conduit à prendre en considération l'une d'entre elles.

La puissance absorbée varie légèrement entre les trois solutions mais on optera quand même pour la première, qui consiste à diminuer le temps de pompage car cette dernière donne des pertes d'énergie minimales relativement aux 2 autres.

4 - Montage du groupe électro-pompe : le montage des groupes électro-pompe est plus aisé que le montage des pompes verticale avec moteur au sol puisqu'il n'y a pas de ligne d'arbre à assembler.

La pompe ne comporte pas de tuyauterie d'aspiration, seule une crepine se situe environ, à mi hauteur du groupe, le moteur étant disposé dessous.

Remarquons toute fois, que sur le groupe électro-pompe le clapet fait ordinairement partie du groupe et se trouve logé à la partie supérieure de la pompe, il n'est donc pas utile d'en disposer un deuxième.

VIII - AUTOMATISATION

1- Généralité : l'Automatisation d'un service de transport d'eau est souhaitable. Elle permet une réduction du personnel d'exploitation et limite les risques dûs aux oublis et aux erreurs.

Il importe de réaliser :

- l'arrêt du pompage lorsque d'aspiration dans notre forage s'abaisse anormalement.
- l'arrêt du pompage quand le réservoir est plein.
- La reprise du pompage dès que les conditions d'aspiration redeviennent normales, ou sitôt que le plan d'eau dans le réservoir se trouve au dessous d'un certain niveau.

Pour que ces opérations puissent s'effectuer dans le minimum de temps et avec le minimum de surveillance il est indispensable qu'elles soient rendues automatique avec si possible un contrôle visuel en vue d'alerter le personnel d'exploitation dans le cas d'une anomalie de fonctionnement.

1 - Commande du niveau dans le réservoir: la pompe devra être arrêtée si le niveau d'eau dans le réservoir atteint la cote maximale (91m), et se mettra en marche dès que le niveau d'eau dans le réservoir s'abaisse jusqu'à 25 %.

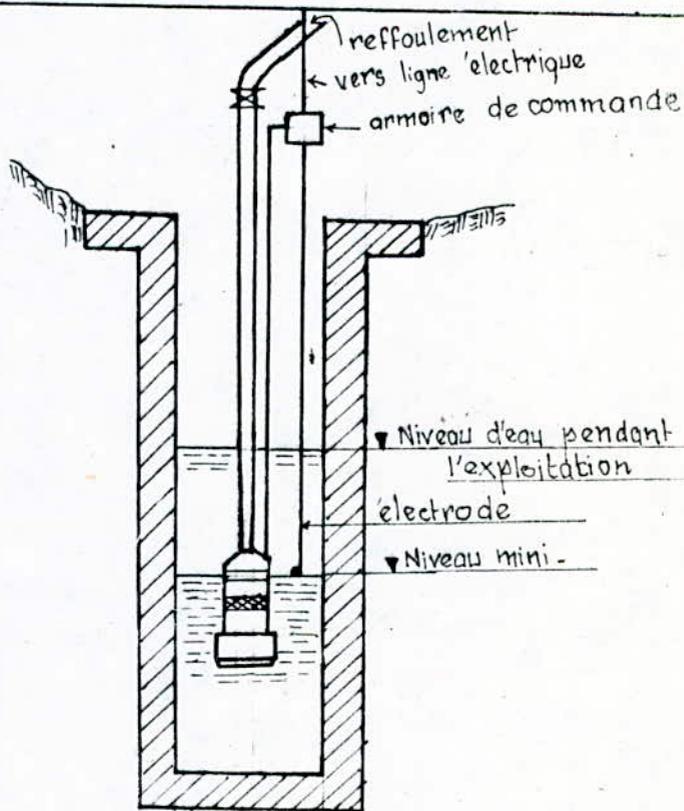
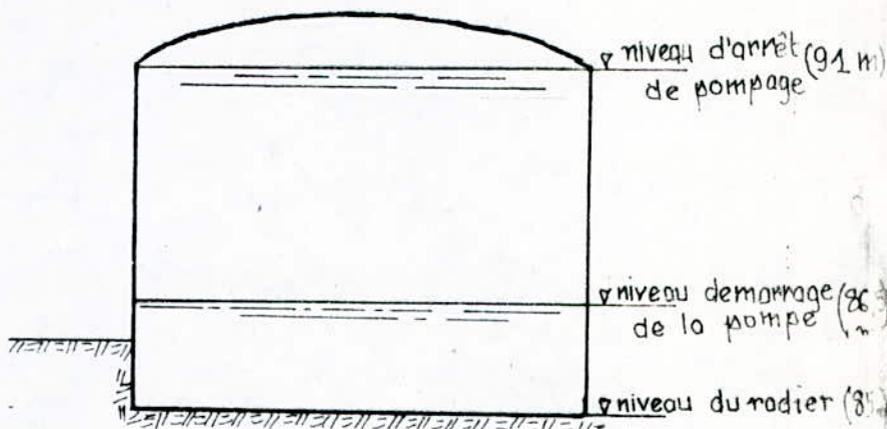
La commande sera réalisée par ligne pilote.

3 - Commande du niveau d'eau dans le forage:

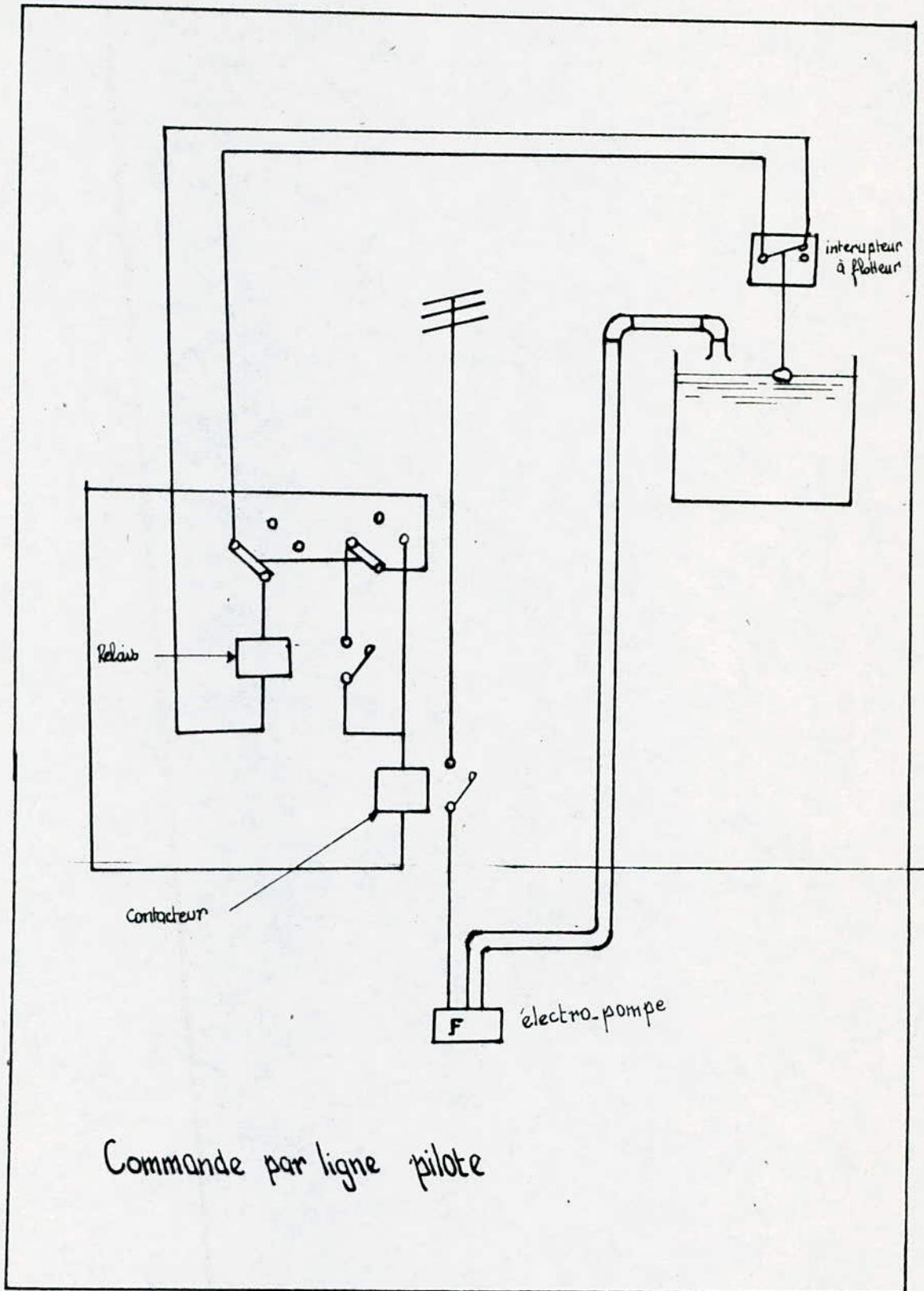
Le niveau d'eau dans le forage doit être contrôlé à cause des variations du niveau piezométrique entre les années sèches et les années humides.

Pour éviter le pompage à vide notre forage sera équipé d'une électrode en liaison avec le groupe électro-pompe. L'arrêt de la pompe aura lieu quand le niveau d'eau descend de 6 m au dessus du niveau dynamique et se mettra en marche quand le niveau d'eau atteint celui-ci.

# variation du niveau d'eau dans le reservoir



systeme de commande du niveau d'eau à l'aspiration.



## IX PROTECTION DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER.

1 - Phénomène du coups de belier : Le coup de belier est un phénomène oscillatoire caractérisé par des variations de pressions, qui se propagent dans le milieu constitué par l'eau, elles sont dues à un changement instantané du régime hydraulique et engendrant une onde de propagation ou célérité.

2 - Les causes les plus fréquentes sont:

- Arrêt brusque du groupe électro-pompe (par disjonction) alimentant la conduite.

- Fermeture ou ouverture instantanée d'une vanne .

- Démarrage des pompes alimentant la conduite.

Le coup de belier peut dans de nombreux cas provoquer une rupture de la canalisation soit par :

- Ecrasement : Suite à une forte dépression.

- Eclatement : Suite à une forte surpression.

Ces variations de pressions peuvent aussi donner lieu à :

- Un déboitement dans la conduite.

- Une rupture des joints.

- Une détérioration des accessoires.

- Un bruit désagréable dans la conduite.

3 - Interprétation physique du phénomène:

Supposons la colonne liquide constituée de tranches infiniment rapprochées, en cas d'arrêt du groupe électro-pompe ( cas du refoulement) quatre phases sont à envisager:

1ère phase : par suite de son inertie la colonne liquide va poursuivre son ascension, mais coupée suite à l'arrêt, il en résulte une dépression, chaque tranche considérée de la conduite se contracte successivement.

Une onde de dépression prend naissance et se propage de la pompe au réservoir avec une célérité  $C$  et un temps égale à  $L/C$ , au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute sa longueur et l'eau est alors immobile.

2ème phase : Du fait de son élasticité la conduite reprend son diamètre initial, et cela de proche en proche, en considérant les tranches successives à partir du réservoir.

L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps  $L/C$ , c'est à dire  $2 L/C$  depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est redescendue, mais va se trouver arrêter par le clapet.

3<sup>ème</sup> phase : En raison de cet arrêt, la 1<sup>ère</sup> tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches qui suivent vont subir le même sort avec les mêmes conséquences pour la conduite. L'onde de pression gagnant de proche en proche dans le sens pompe réservoir, toute la canalisation. Au bout d'un temps 3 L/C depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée, immobile.

4<sup>ème</sup> phase : Grâce à son élasticité la conduite reprend de proche en proche son diamètre initial. Au bout d'un nouveau temps L/C c'est à dire 4 L/C depuis l'origine, nous nous retrouverons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque. Le phénomène se reproduit infiniment s'il n'était pas freiné par les pertes de charges.

4 - Moyens de protection: Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier, mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Les appareils anti bélier devront donc avoir pour effet :

- 1- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants:

4.1 - Volant d'inertie: Il faut trouver le moyen de continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide malgré l'arrêt du moteur. Le volant d'inertie calé sur l'arbre constitue l'un de ces moyens.

Grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale, le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble. Ceci permet une réduction de la dépression.

4.2 - Soupape de décharge : C'est un organe qui s'ouvre dès que la pression dépasse une certaine valeur. Elle intervient donc dans la protection contre les surpressions. Son utilisation est souvent économique au point de vue investissements mais elle implique des pertes considérables de volume d'eau.

4.3 - Cheminée d'équilibre : Il s'agit d'un réservoir à l'air libre dont la cote maximale est supérieure à la surpression maximale. Cette cheminée va injecter de l'eau dans la conduite en cas de surpression, et recevra l'eau en cas de dépression. Elle protégera la conduite contre la dépression et la surpression. On peut l'établir économiquement que si les hauteurs géométriques sont faibles, et les conditions topographiques sont favorables.

4.4 - Reservoir d'air : Le reservoir d'air est placé en tête de la conduite de refoulement . Une certaine quantité d'air à la pression de fonctionnement normal de l'installation est emmagasinée dans ce reservoir. Il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

Parmi ces moyens nous avons opté pour le reservoir d'air qui est un dispositif simple, facilement contrôllable, de même il protégera l'installation aussi bien contre les depressions que contre les surpressions ayant comme dispositif d'étranglement une tuyère.

#### 5 - Arrêt brusque du groupe électro-pompe :

A la disjonction du groupe, le clapet se ferme, la tendance à la dépression est contrariée par la détente de l'air et de l'eau qui en sort vers la tuyauterie.

Pendant la phase de surpression, le phénomène inverse se produit et permet la réduction de celle ci.

Afin de rendre cet effet plus marqué, on interpose entre le reservoir d'air et la conduite un dispositif d'étranglement constitué par diaphragme donnant lieu à une perte de charge plus élevée à l'entrée.

5.1 - Méthode de résolution : La méthode de BERGERON est actuellement le meilleur moyen , elle nécessite quelques tâtonnements mais la précision est bonne.

#### 5.1.1 - Principe de calcul du reservoir d'air:

Le calcul permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la depression maximales dans la conduite de refoulement après s'être fixé au préalable le volume  $U_0$  d'air en regime normal et les caractéristiques du dispositif d'étranglement.

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

6 - Etude du comp de belier au refoulement (arrêt brusque)  
Nous avons les caractéristiques suivantes au refoulement.

Diamètre de la conduite $\phi$	= 250 mm
Longueur de la conduite L	= 1610 m.
Epaisseur de la conduite C	= 5 mm
Rugosité absolue $\epsilon$	= 10 $m^{-1}$
Débit refoulé Q	= 178,92 m <sup>3</sup> /h
Vitesse initiale $V_0$	= 1,012 m/S
Hauteur géométrique Hg	= 64 m
Matériaux	Acier
Module d'élasticité de l'acier E	= 2.10 P.P.
Coefficient de compressibilité de l'eau K	= 2,15.10 Pa.
Masse volumique de l'eau $\gamma$	= 10 Kg/ m <sup>3</sup> .

Célérité de l'onde :

$$C = \frac{\sqrt{K/g}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot \phi}{E \cdot e}}} = \frac{\sqrt{2,15 \cdot 10 / 10}}{\sqrt{1 + \frac{2,15 \cdot 10 \cdot 0,25}{2 \cdot 10^6 \cdot 0,005}}} = 1182,528 \text{ m/s.}$$

L'intervalle de temps d'un aller retour :

$$\theta = 2 L / C = 2 \cdot 1610 / 1182,528 = 2,72 \text{ Secondes.}$$

Le maximum du coup de belier aurait donc pour valeur :

$$C \cdot V_0 / g = 1182,528 \cdot 1,012 / 9,81 = 121,98 \text{ m.}$$

Surpression ou dépression dans la conduite :

- Cas de surpression.

$$H_g + b = 64 + 121,98 = 185,98 \text{ m.}$$

- Cas de dépression.

$$H_g - b = 64 - 121,98 = 57,98 \text{ m.}$$

- Pertes de charge dans la conduite de refoulement :

Ces pertes de charges sont représentées 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 charges 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.

- Pertes de charge à la montée et à la descente de l'eau:

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

À la montée de l'eau au réservoir la tuyère aura un coefficient de débit de 0,92.

$$V_1 / V_f = \phi^2 / d^2 = \phi^2 / (0,92 \phi)^2 = K.$$

$V_1$  = Vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la montée de l'eau au réservoir d'eau.

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

$\phi$  = Diamètre de la conduite de refoulement (250mm).

$d$  = Diamètre intérieur de la tuyère.

$d'$  = Diamètre de la veine contractée.

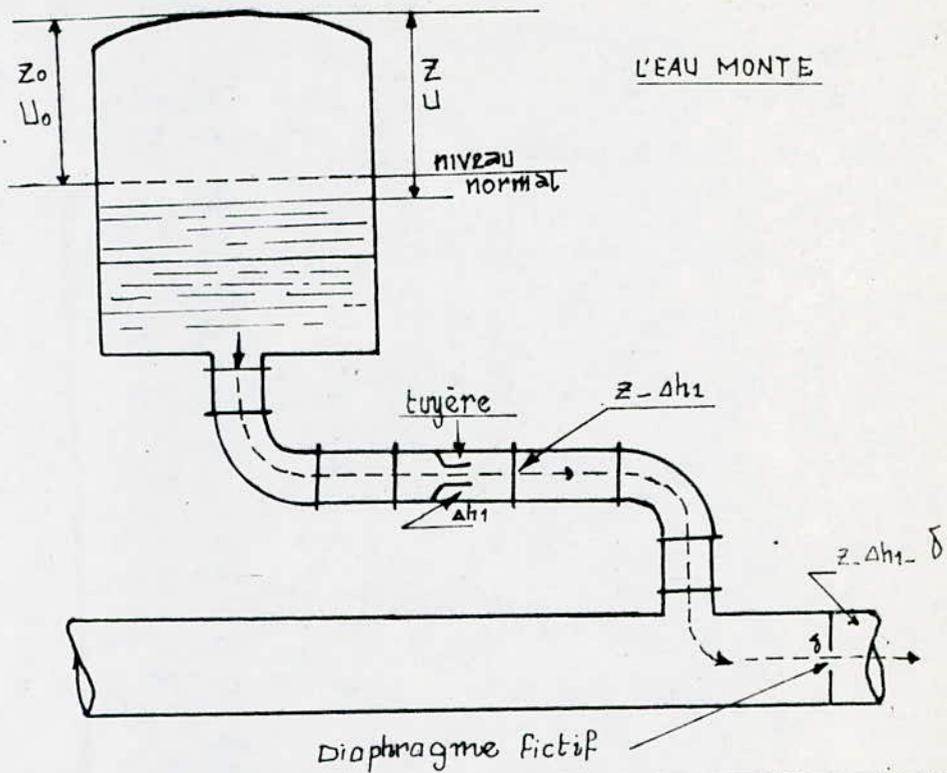
Choix de  $d$  : Le diamètre intérieur de la tuyère sera choisi telle que  $K$  reste compris entre 15 et 20.

$$K = \frac{\phi^2}{d'^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 d)^2} \quad \text{On prend } d = 65 \text{ mm.}$$

$$K = \frac{(0,25)^2}{(0,92 \cdot 0,065)^2} = 17,47 \quad 15 < 17,47 < 20.$$

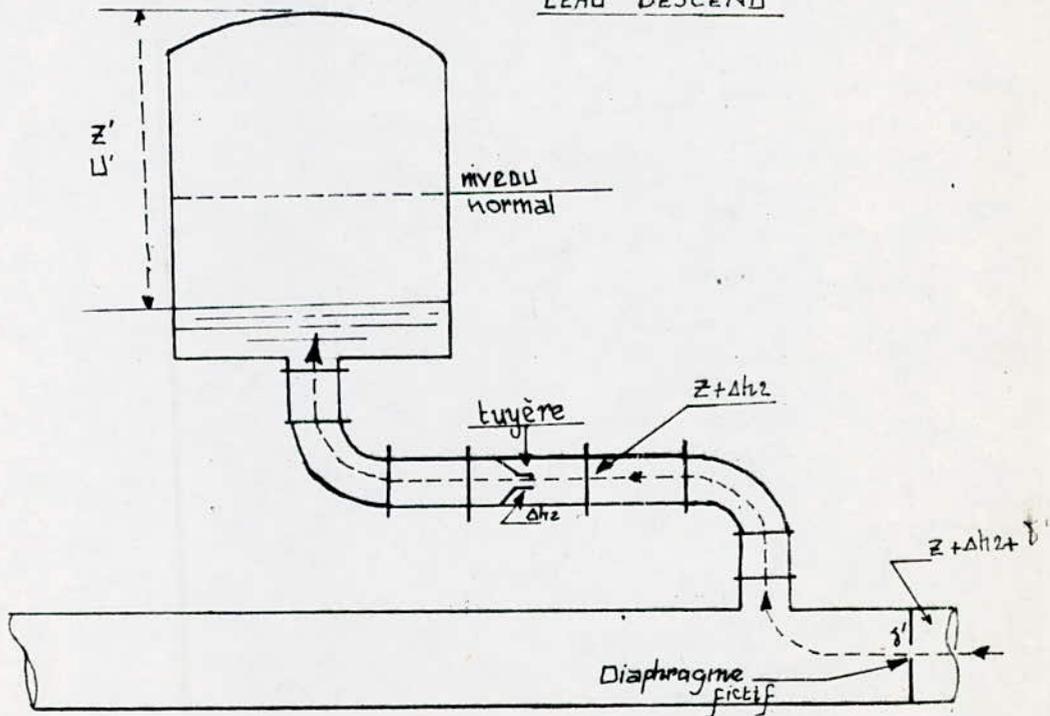
$$V_1 = 17,47 V_g.$$

perdes de charge à la montée de l'eau dans la conduite



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

L'EAU DESCEND



La perte de charge  $\Delta h_1$  à la montée de l'eau s'évalue en fonction du rapport  $m$  des sections de la veine contractée (diamètre  $d$ ) et de la tubulure (diamètre  $D$ ), qui se détermine graphiquement.

$$\text{On a ainsi } \Delta h_1 = C \frac{V^2}{2g}$$

$$d = 0,065 \text{ m} \quad D = \frac{\phi}{2} = 0,125 \text{ m.}$$

Au départ augmenté de la quantité trouvée  $\Delta U$ .

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

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

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

$\delta_0$  : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal .  $\delta_0 = 11,88 \text{ m.}$

$U$  = Nouveau volume d'air.

$U_0$  Sera pris égal à  $1 \text{ m}^3$ .

$Z_0 = 64 + 10 = 74 \text{ m}$  (Pression absolue).

$$Z = \frac{(74 + 11,88) \cdot 1^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{85,88}{U^{1,4}}$$

- Pression dans la conduite sans perte de charge :

Pour la vitesse  $V_p$  considérée on cherche sur la parabole des pertes de charge dans la conduite les valeurs de  $\delta$  et  $\delta'$

montée  $Z - \Delta h_1 - \delta$

descente  $Z + \Delta h_2 + \delta'$

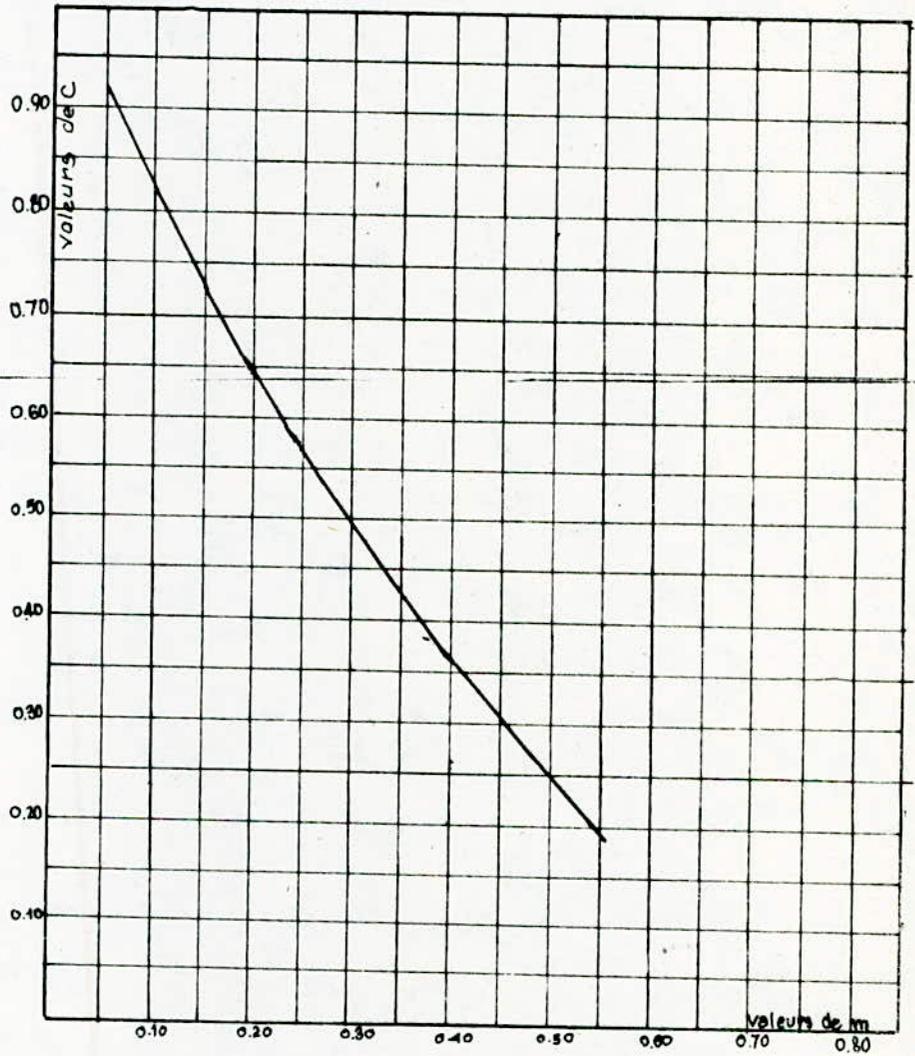
$$m = \frac{d^2}{D^2} = \frac{(0,92 \cdot 0,065)^2}{(0,125)^2} = 0,23 \text{ d'après l'abaque } C = 0,59.$$

$$\text{d'où } \Delta h_1 = 0,59 \frac{V^2}{2g} = \frac{0,59 (17,47 \text{ V\%})^2}{19,62} = 9,17 \text{ V\%}^2$$

- Pression la conduite avec pdc

montée:  $Z - \Delta h_1$

descente:  $Z + \Delta h_2$



Coefficient de perte de charge  $c$  dans une tuyère.

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

$$\frac{V_2}{V_g} = \frac{2\phi^2}{q^2} = K' \quad \text{avec } V_2 = \text{Vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la descente de l'eau.}$$

$$V_g = \text{Vitesse dans la conduite.}$$

$$K' = 2 \frac{(0,25)^2}{(0,065)^2} = 29,58.$$

$$m' = \frac{d^2}{D^2} = \frac{(0,5 d)^2}{D^2} = 0,067 \quad \text{d'après l'abaque } C' = 0,89$$

$$\Delta h_2 = C' \frac{V_2^2}{2g} = \frac{0,89}{2g} (K' V_g)^2 = 39,69 V_g^2.$$

- Variation du volume d'air :

$$\Delta U = S \cdot \theta \cdot V_m.$$

$V_m$  : Moyenne arithmétique des vitesses du début et à la fin de  $\theta$ .

$$\Delta U = \frac{\pi}{4} \cdot (0,25)^2 \cdot 2,72 V_m = 0,133 V_m.$$

Le volume  $U$  d'air du réservoir d'air sera à la fin du 1er intervalle  $\theta$  égal au volume d'air choisi arbitrairement  $U$ .

Par la valeur de la pression finale absolue sera menée l'horizontale qui recoupera la droite choisie  $C/g_s$  en un point tel que  $2P, 4P, 6P$  ect..... et qui devra correspondre à la vitesse  $V_g$  fixée au départ.

- Détermination de la pente de la droite : les abscisses sont graduées selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu des débits (comme il est pratiqué ordinairement), uniforme, ce n'est là qu'un changement d'appellation.

$$\phi = 250 \text{ mm.}$$

$$S = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{0,25^2}{4} = 0,049 \text{ m}^2.$$

$$C = 1182,528 \text{ m/s.}$$

$$C/g_s = \frac{1182,528}{9,81 \cdot 0,049} = 2460,06 \quad \text{dimension } [T L^{-2}]$$

$$\frac{b}{q} \text{ ; aussi pour dimension : } [T L^{-2}]$$

$$\text{Pour } b = 2460,06 \text{ m et } q = 1 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$\text{On aura alors } \frac{b}{q} = \frac{2460,06}{1} = 2460,06 \quad [T L^{-2}]$$

- Echelle des ordonnées :  $b$

1 cm ----- 5 m donc 2460,06 seront représentés par 492 cm.

- Echelle des abscisses : q

Il faut transformer l'échelle des vitesses en échelle des débits.

1cm ---- 0,05 m/s     $Q = 0,05 \cdot 0,049 = 0,00245 \text{ m}^3/\text{s}$   
 donc 1m<sup>3</sup>/s sera représenté par  $\frac{1}{0,00245} = 408,16 \text{ cm.}$

La pente sera de  $\frac{C}{g \cdot s} = \frac{492}{408,16} = 1,205.$

$\text{tg } \alpha = 1,205 \text{ d'où } \alpha = 50^\circ 19' 12''.$

7. Dimensionnement du réservoir d'air: d'après le resultat obtenu on remarque que l'air peut occuper un maximum  $U_{\text{max}} = 1,296 \text{ m}^3$ , mais à cet instant le réservoir doit contenir encore l'eau pour éviter le passage de l'air dans la conduite .

Nous proposons donc un volume de 1,5m<sup>3</sup> avec un réservoir à fonds bombés de diamètre 1m et dont la hauteur des fonds est prise = 0,3 M.

- Volume de la partie bombée:

$V_b = \frac{4}{3} \pi \cdot r^2 \cdot h_b = \frac{4}{3} \cdot 3,14 \cdot 0,5^2 \cdot 0,3 = 0,314 \text{ m}^3.$

-  $V_2 = 1,5 - 0,314 = 1,186 \text{ m}^3$  or le section de la cuve:

$S = \frac{\pi (1^2)}{4} = 0,785 \text{ m}^2.$

- Hauteur de la partie cylindrique:  $h = \frac{V_2}{S} = \frac{1,186}{0,785} = 1,51 \text{ m}$

- Hauteur totale de cuve :

$H = h + 2 h_b = 1,51 + 2 ( 0,3 ) = 2,11 \text{ m.}$

- Hauteur occupée par l'air en regime normal d'exploitation:

Volume de l'air :        1 m<sup>3</sup>.

Volume elliptique du sommet : 0,157 m<sup>3</sup>.

Volume de la partie cylindrique : 0,843 m<sup>3</sup>.

Qui correspond à une hauteur de :  $\frac{0,843}{0,785} = 1,074 \text{ m.}$

Donc le niveau normal dans le réservoir se situera à une distance de  $0,3 + 1,074 = 1,374 \text{ m}$  du sommet de l'appareil.

Pendant la phase de depression le volume de l'air augmente au maximum de  $1,296 - 1 = 0,296 \text{ m}^3.$

Le niveau de l'eau s'abaissera de :

$\frac{0,296}{0,785} = 0,377 \text{ m}$  par rapport au niveau normal

Pendant la phase de surpression le niveau de l'eau va se trouver à une distance de:

$\frac{1,05 - 1}{0,785} = 0,06 \text{ m}$  au dessus du niveau d'eau en marche normale.

- Protection au démarrage : la conduite de refoulement doit être protégé au démarrage du groupe. Nous proposons un démarrage à vanne fermée, le coup de belier sera atténué lorsque l'on ouvrira progressivement la vanne.

## Resultats des calculs du coup de Belier « forage -reservoir » (Arrêt brusque)

intervalle de temps $\theta$	Variation du volume d'air $Nl = 5.8. V_m = 0.133 V_m$	Volume d'air $U_{i+1} = U_i + \Delta U_{i+1}$ [m <sup>3</sup> ]	Pression dans le réservoir d'air $Z = \frac{85.88}{U^{1.14}}$ [cm]	Vitesse dans la tubulure [m/s] Montée: $V_1 = 17.474$ Descente: $V_2 = 22.53 V_1$	penie de charge dans la tuyère Montée: $\Delta h_1 = 9.174$ Descente: $\Delta h_2 = 39.69 V_1^2$	PRESSION DANS LA CONDUITE AVEC P.D.C [m] Montée: $Z - \Delta h_1$ Descente: $Z + \Delta h_2$	Pente de charge dans la Conduite [m] ( $\delta$ )	Pression dans la Conduite sans pente de charge MONTEE: $Z - \Delta h_1 - \delta$ DESCENTE: $Z + \Delta h_2 + \delta$ [cm]	VITESSE (VF) LUE SUR LE GRAPHE (m/s)	designation du point	VITESSE MOYENNE [m/s] $V_m = \frac{V_i + V_{i+1}}{2}$	VITESSE CHOISIE [m/s]	OBSERVATION
0	0.000	$U_0 = 1$	$Z_0 + \delta_0 = 85.880$			85.880	11.880	74.000	$V_0 = 1.012$	1R			Marche normale
$\theta$	0.124	1.124	72.901	14.937	6.703	66.197	8.125	58.070	0.855	2P	0.933	0.855	MONTEE
2 $\theta$	0.094	1.218	65.103	9.958	2.979	62.124	3.611	58.513	0.570	4P	0.712	0.570	"
3 $\theta$	0.057	1.275	61.106	5.066	0.771	60.330	0.934	59.400	0.290	6P	0.430	0.290	"
4 $\theta$	0.021	1.296	59.736	0.454	0.006	59.730	0.007	59.720	0.026	8P	0.158	0.026	"
5 $\theta$	-0.012	1.284	60.514	6.064	1.668	62.180	0.467	62.649	-0.205	10P	-0.089	-0.205	DESCENTE
6 $\theta$	-0.037	1.246	63.066	10.501	5.002	68.068	1.400	69.470	-0.355	12P	-0.280	-0.355	"
7 $\theta$	-0.049	1.196	66.830	11.684	6.192	73.027	1.734	74.762	-0.395	14P	-0.375	-0.395	"
8 $\theta$	-0.050	1.146	70.980	10.649	5.144	76.125	1.440	77.565	-0.360	16P	-0.377	-0.360	"
9 $\theta$	-0.043	1.103	74.856	8.430	3.224	78.080	0.902	78.980	-0.285	18P	-0.322	-0.285	"
10 $\theta$	-0.032	1.071	77.970	5.620	1.433	79.407	0.401	79.808	-0.190	20P	-0.237	-0.190	"
11 $\theta$	-0.018	1.053	79.985	2.566	0.254	80.139	0.071	80.210	-0.080	22P	-0.135	-0.080	"
12 $\theta$	-0.003	1.050	80.250	0.611	0.008	80.240	0.010	80.230	0.035	24P	-0.025	0.035	Montée
13 $\theta$	0.0012	1.062	78.981	2.358	0.167	78.814	0.202	78.611	0.135	26P	0.087	0.135	"

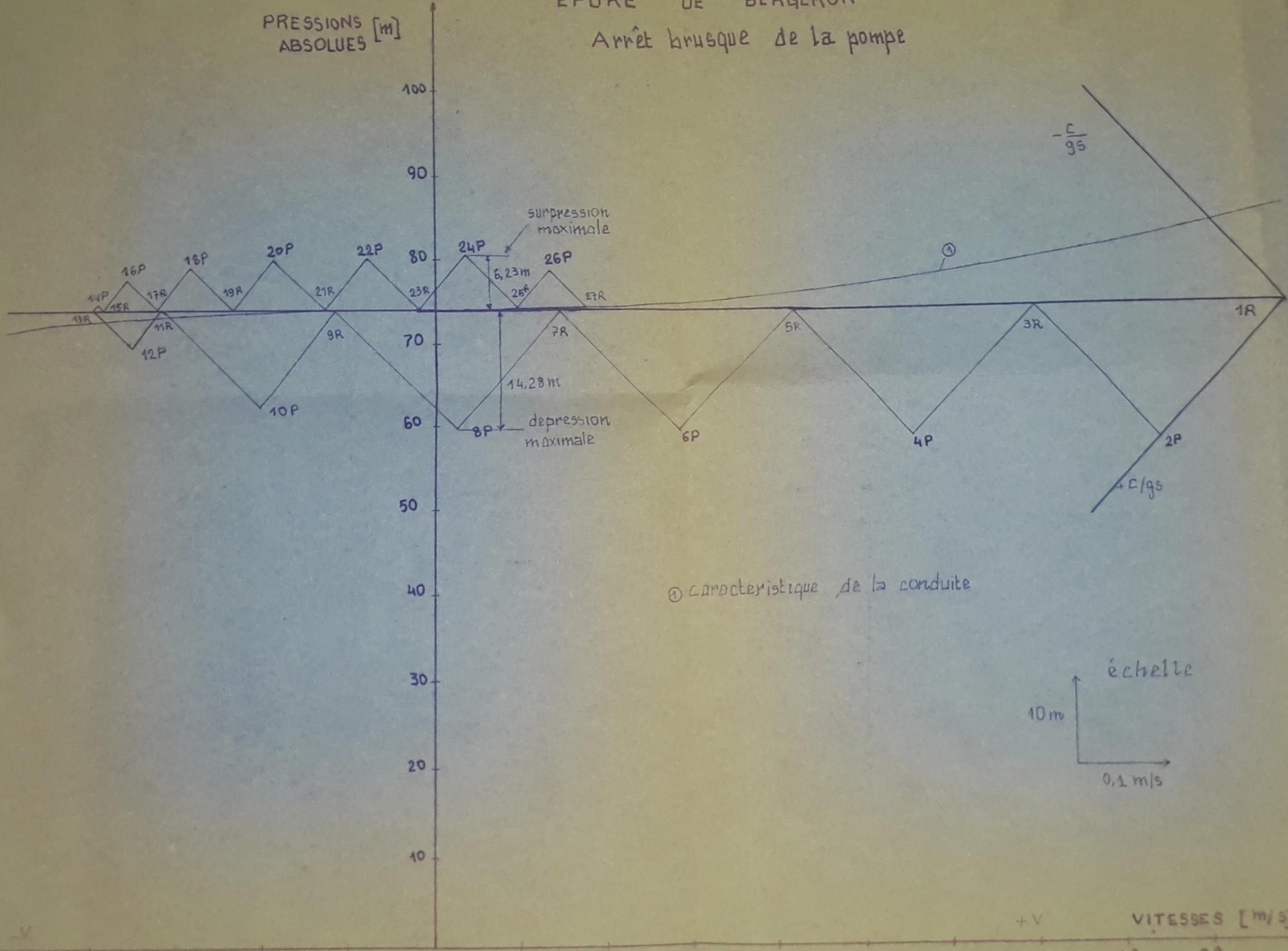
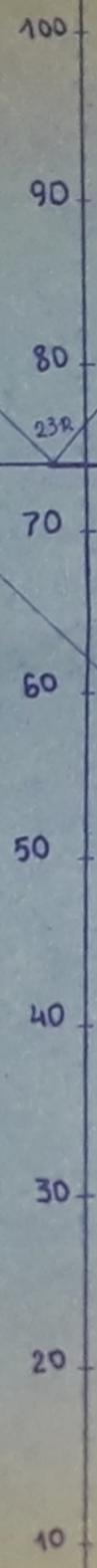
# DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS PRINCIPAUX

TRONÇONS	N° DES BASSINS D'APPORT	SURFACES DES BASSINS D'APPORT A (ha)	COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT	INTENSITE DE PLUIE i [L/s/ha]	EAUX PLUVIALES		EAUX USEES (l/s)		DEBIT TOTAL Q (l/s)		DISTANCES (m)		côtes du sol (m)		côtes du ruisseau (m)		Pentes (m/m)	Diamètres D (m)	PLEINE SECTION		I/O	V/Vps	H=D.VH (m)	V=Vps.V m/s	vitesse de l'eau correspondant au 1/10 de Qps = 0,6 Vps	OBSERVATIONS
					Qp = CiA l/s	Domestiques	industrielles	Partiel	cumulé	partielles	cumulées	Amont	Aval	Amont	Aval	Qps (m³/s)			Vps (m/s)							
																				Qp						
0-1	I	3,90	0,5	94,4	184,17	3,65	"	187,82	187,82	310	310	54,5	54,1	52,5	51,1	0,0045	600	0,274	0,97	0,685	0,58	1,08	0,348	1,05	0,58	
1-2	II	6,00	0,7	94,4	396,48	5,62	"	402,09	589,91	190	500	54,1	53,2	51,1	50,2	0,0050	800	0,640	1,27	0,920	0,73	1,12	0,584	1,42	0,73	
2-3	III	12,15	0,5	94,4	573,66	11,37	"	585,04	1174,95	230	730	53,2	49,8	50,2	47,8	0,0100	1000	1,665	2,12	0,705	0,62	1,09	0,620	2,31	1,27	
3-4	IV	3,19	0,5	94,4	150,57	2,98	"	153,55	1328,50	140	870	49,8	47,0	47,0	45,0	0,0140	1000	1,970	2,51	0,670	0,58	1,07	0,580	2,68	1,50	
4-5	V	1,72	0,4	94,4	64,94	1,61	"	66,55	1395,05	150	1020	47,0	46,5	45,0	43,5	0,0100	1000	1,665	2,12	0,838	0,68	1,11	0,680	2,35	1,27	
5-6	VI	1,18	0,5	94,4	55,69	1,04	"	66,73	1451,78	200	1220	46,5	45,0	43,5	42,0	0,0075	1200	2,382	2,11	0,609	0,56	1,05	0,672	2,11	1,26	
0-1	I	1,90	0,6	94,4	107,62	1,78	"	109,40	109,40	100	100	60,2	56,2	58,0	54,2	0,0380	300	0,118	1,67	0,923	0,74	1,14	0,222	1,91	1,01	
1-2	II	1,83	0,7	94,4	120,93	1,73	"	122,65	232,05	100	200	56,2	53,2	53,5	51,5	0,0200	500	0,350	1,78	0,662	0,57	1,07	0,282	1,90	1,07	
2-3	III	3,49	0,6	94,4	197,67	3,27	"	200,94	432,99	154	354	53,2	52,9	51,5	50,9	0,0130	600	0,466	1,65	0,930	0,74	1,13	0,444	1,86	0,99	
3-4	IV	6,63	0,5	94,4	312,94	6,21	"	319,15	752,14	110	464	52,9	49,8	50,0	48,0	0,0180	800	1,216	2,42	0,620	0,57	1,07	0,456	2,58	1,45	
4-5	V	7,81	0,6	94,4	442,35	7,31	"	449,66	1201,80	112	576	49,8	47,5	48,0	45,5	0,0220	800	1,330	2,66	0,900	0,72	1,12	0,576	2,98	1,59	
5-6	VI	5,08	0,6	94,4	287,73	4,75	"	292,48	1494,28	160	736	47,5	45,0	45,5	43,0	0,0150	1000	2,040	2,59	0,732	0,64	1,10	0,640	2,86	1,58	

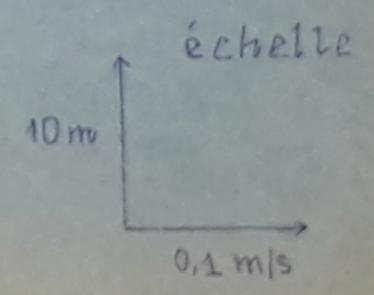
### EPURE DE BERGERON

Arrêt brusque de la pompe

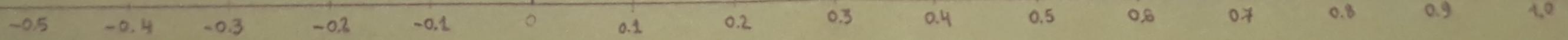
PRESSIONS ABSOLUES [m]



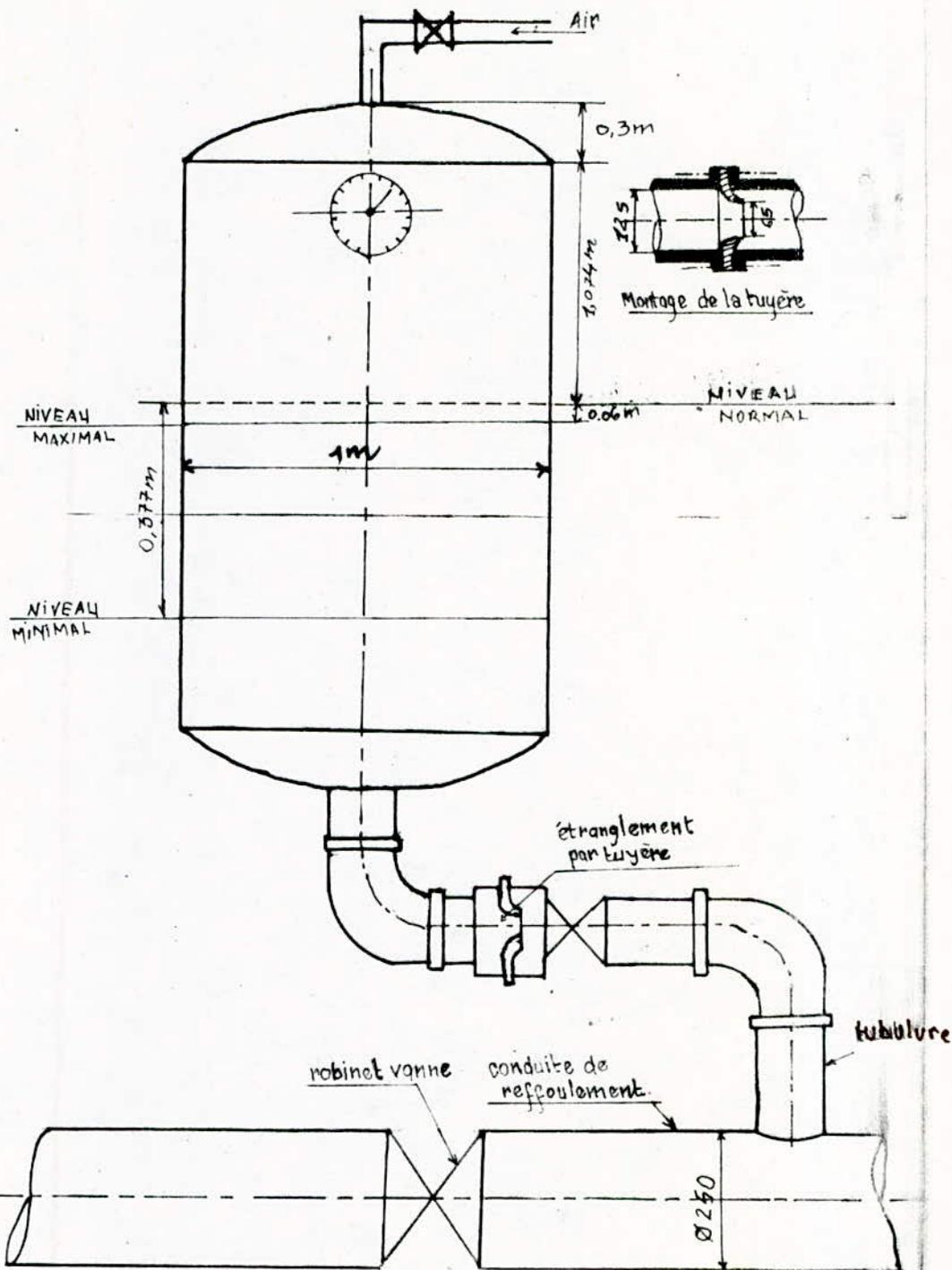
① caractéristique de la conduite



+V VITESSES [m/s]



RESERVOIR D'AIR



## X - PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION.

1- Généralité : La corrosion est une attaque du métal dues à des phénomènes extérieurs en liaison soit avec la nature du sol (formation de pile géologique), soit des installations électriques à courant continu situées au voisinage de notre de refoulement, soit avec la nature de l'eau transportée.

Conduite

1.1- Corrosion chimique : c'est le cas de combinaison directe du métal et du milieu ambiant.

1.2- Corrosion électro-chimique:Caractérisée par la circulation d'un courant électrique.

- Corrosion due à des métaux différents.
- Corrosion due à des variations de terrain.
- Corrosion due à des états de sols différents.
- Corrosion due à des états de surface différents.

2 - Protection contre la corrosion externe: Afin d'assurer une bonne protection de notre conduite d'adduction contre la corrosion, il faut:

a- Eviter de relier des conduites neuves à des vieilles conduites.

b- Refuser les conduites ayant des surfaces irrégulières.

c- Eviter de relier des métaux différents.

d- Ne mettre que des conduites convenablement revêtues d'une couche isolante qui doit :

- Avoir une résistivité élevée.
- Avoir une adhérence avec le métal.
- Etre étanche, continu au niveau des joints.
- Avoir une bonne résistance aux contraintes mécaniques et thermiques.

Nous prévoyons un revêtement constitué par de la soie de verre noyée dans un bitume de houille appliqué à chaud.

La pose de la conduite s'effectuera avec tout le soin désirable en vue d'éviter la détérioration de cet enveloppe.

Il sera procédé en plus à la protection cathodique.

2.1- Protection cathodique : Des sorties de courant peuvent avoir lieu après le vieillissement ou la détérioration accidentelle de l'enrobage, c'est alors que la conduite peut se corroder par électrolyse, on prévoit à cet effet une protection cathodique.

Elle consiste : soit à constituer avec un métal plus électro-négatif que le fer une pile où le fer jouera le rôle de cathode.

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

### 2.1.1 - Protection cathodique par anode réactive:

Il suffit de relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer (ZINC ou MAGNEZIUM) de façon à former des piles ou la conduite d'acier jouera le rôle de cathode. Ce sont des cylindres de 15 à 30 Kg que l'on enfouie dans le sol, à 3 mètres environ de la conduite.

Afin d'augmenter le rendement, on entoure l'anode d'une bouille d'argile colloïdale.

Elles sont reliées à la conduite par un câble isolé, de place en place on dispose des bornes de contrôle pour vérifier les potentiels.

Ce dispositif convient pour la protection de tronçons de petit diamètre et de faible longueur. Il ne convient plus dès que l'on se trouve en présence de courants vagabonds.

### 2.1.2 - Protection cathodique par soutirage de courant :

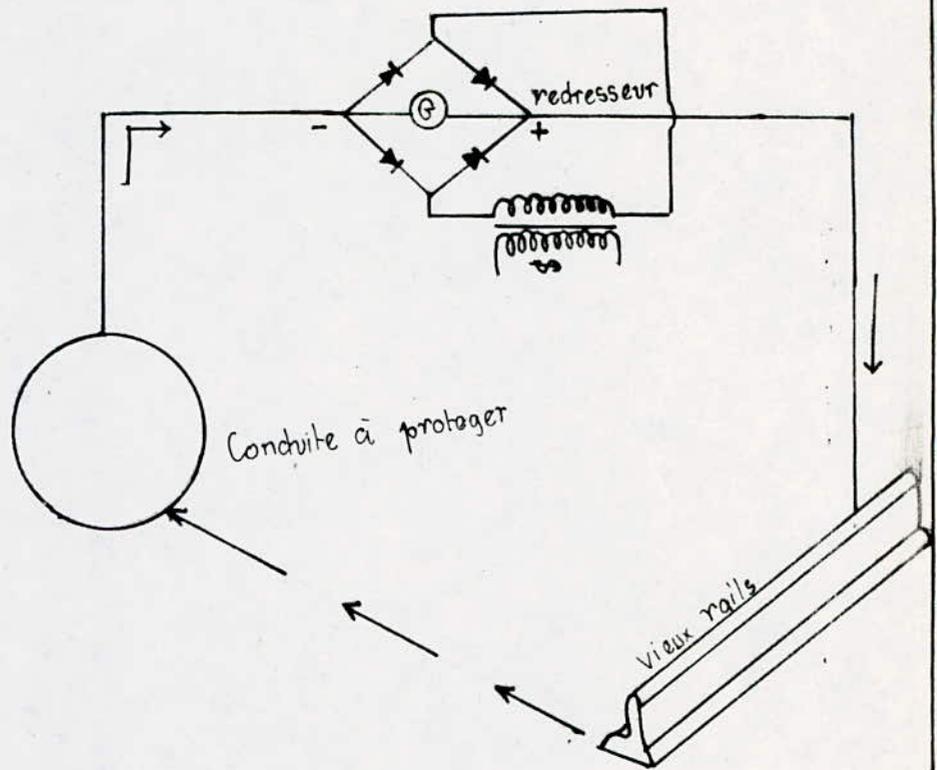
Cette méthode consiste à partir d'une source électrique de courant continu à relier à la conduite à la borne négative de cette source. La borne positive sera raccordée avec une prise de terre constituée par de vieux rails enterrés dans un milieu humide à environ 100 mètres de la conduite. La source électrique en passant par la conduite entrainera la dissolution anodique du vieux rail.

Conclusion : Sachant que notre ville ne présente pas de courant vagabond, notre conduite de refoulement a un faible diamètre. Nous optons donc pour le premier procédé qui protégera efficacement notre conduite.

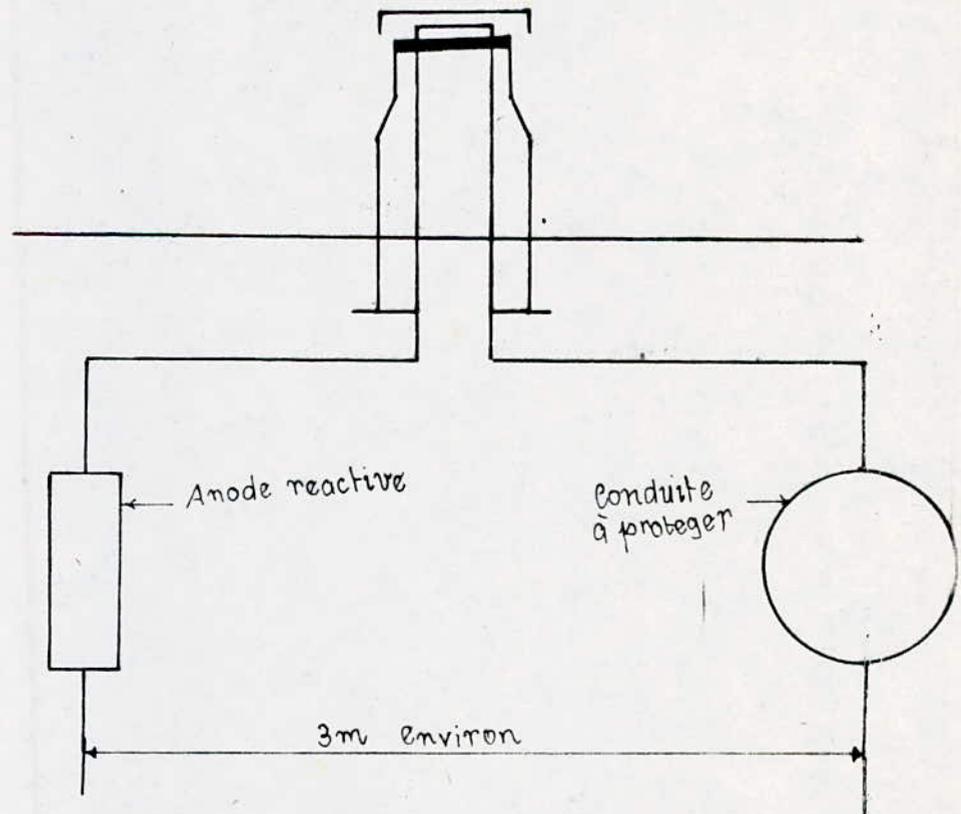
3.- Protection interne: Les eaux naturelles ne sont en fait pas pures et contiennent différents éléments chimiques qui peuvent parfois provoquer la corrosion interne des conduites.

Pour y remédier à ces dangers on recommande un revêtement intérieur soigné par enduits bitumeux ou autre enduit spécial car ces enduits sont généralement appliqués en usine.

Le réseau de distribution ne nécessite pas de protection contre la corrosion puisqu'on a prévu des conduites en P.V.C.



### SOUTIRAGE DE COURANT



### BORNE DE CONTROLE

## XI POSE DES CONDUITES.

1. Réalisation des tranchées : La pose de la conduite s'effectue dans une tranchée de longueur suffisante ( 0,8 m au minimum).

Au droit des joints, on établit des niches c'est à dire des élargissements de tranchée afin de faciliter le travail.

La largeur de la tranchée est calculée par:

$$B = D + 2 \times 0,30 \quad [M]$$

$$B / \text{Largeur de la tranchée} \quad [M]$$

$$D : \text{Diamètre extérieur de la tranchée} \quad [M]$$

La hauteur de la tranchée est fixée d'après la relation :

$$h = D + C + L .$$

C : épaisseur du lit de sable de 0,15m à 0,20 m.

L : épaisseur du remblai compté à partir de la génératrice supérieure de la conduite de 0,6 à 1,20 m.

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

Le lit de pose sera constitué par du :

- Gravier dans les terrains ordinaires.
- Pierres-cassées: serviront de drains dans les terrains imperméables ou rocheux.
- Béton maigre: Terrain rocheux.

2. Pose des conduites : Avant de poser les tuyaux en acier, les revêtements doivent être rigoureusement reconstitués là où ils étaient détériorés.

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

Les joints soudés seront exécutés au dessus de la fouille, ou les tuyaux seront maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

Quant au réseau de distribution prévu en P.C.V les joints seront exécutés par collage.

La conduite est alors remplie d'eau pour l'éprouver à la pression d'essai soumise réellement à la conduite augmentée de 50 %.

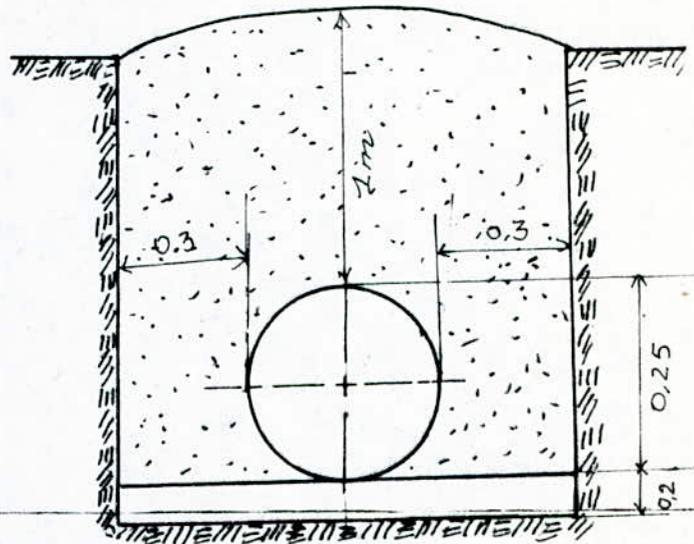
La durée d'essai est d'au moins 30 mn, la variation de la pression devra être inférieure à 0,2 bars.

Après avoir essayé les joints, on remblayera la tranchée en lamant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées. Au dessus de la conduite le remblaiement est achevé au tou-venant à l'aide d'engins mécaniques.

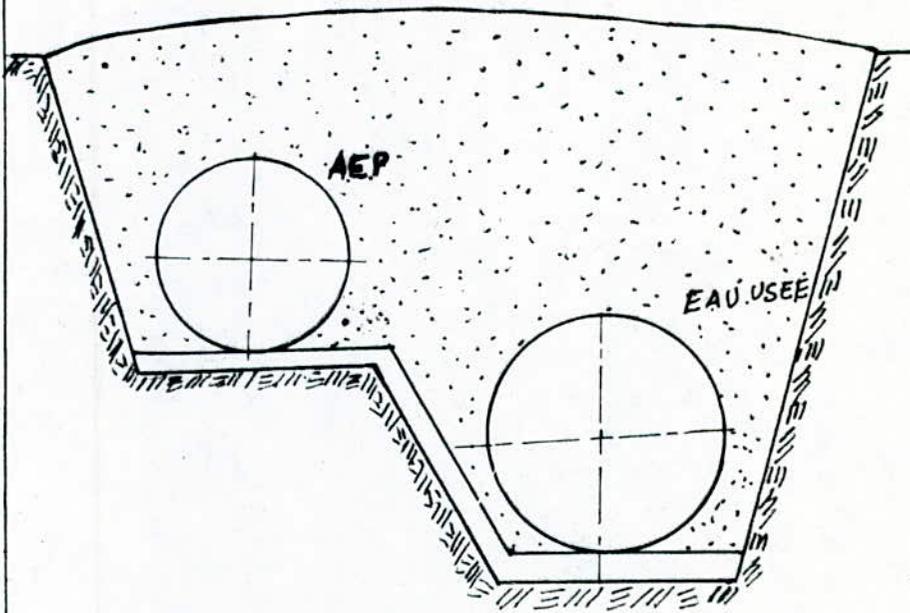
Pour le réseau de distribution, prévu en P.C.V. le remblayage doit se faire en commençant par un lit de sable fin puis remblayer la conduite par une autre couche de sable.

3. Traversée des routes : En raison des charges qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite, il sera prévu des gaines ( buses de diamètre supérieurs ) dont le double but de protéger la canalisation contre les chocs et vibration et d'évacuer les fuites hors de la chaussée et cela surtout au passage de la canalisation de refoulement de R N 1 ( ALGER - BLIDA ).

# POSE EN TRANCHEE



# POSE A PROXIMITE D'UNE CONDUITE D'EAU USEE



XII MESURES SANITAIRES

1- Desinfection de l'eau : Afin d'éviter les micro-organismes contenues dans l'eau de notre système d'alimentation il est indispensable de procéder à la desinfection de l'eau à l'aide d'une solution hypochlorite (eau + Javel) au niveau du réservoir(1000m).

La dose à injecter se détermine selon la teneur en matière organique et la turbidité de l'eau.

On donnera ici la gamme des dosages usuels:

0,10 g/m<sup>3</sup> dose minimale

0,20 g/m<sup>3</sup> dose moyenne

0,50 g/m<sup>3</sup> dose maximale

En ce qui nous concerne nous proposons 0,3 g/m<sup>3</sup> pour traiter non seulement les 68,92 l/S de BIRTOUTA mais aussi les 18,95 l/S en direction de CHAIBIA et l'Usine des P.T.T.

l'appareillage comprendra :

- \* Un bac de dilution et de stockage.
- \* Un Appareil doseur
- \* Un dispositif d'injection

2-Zône de protection: la zone où se trouve le forage doit être clôturée d'une grille métallique ou sera interdite.

- \* Deverser des eaux des vannes
- \* Faire paître ou d'abreuver le bétail
- \* de laver le linge
- \* de construire
- \* d'utiliser pour les plantes des agents toxiques et des engrais.

2<sup>o</sup> partie:  TUDE DU  RESEAU D'  ASSAINISSEMENT  
  -----oOo-----

1- Introduction : Après avoir alimenté la ville de BIRTOUTA en eau potable, notre seconde partie consiste à assainir cette dernière. L'Assainissement de notre Ville a pour objet d'assurer l'évacuation des eaux usées et pluviales dans des conditions satisfaisantes pour la santé publique et lutte contre toute forme de pollution.

2- Types d'eaux à évacuer

Les eaux à évacuer sont de 2 types:

- eaux usées d'origine domestiques
- eaux de ruissellement

3- Description du réseau existant

Actuellement une partie de la Ville est assainie par un réseau d'assainissement du type unitaire. La majeure partie du réseau a été réalisée avant l'indépendance, les regards de visite presque en totalité recouverts de goudron, par conséquent la reconnaissance des dimensions exactes ainsi que des conditions d'écoulement n'a pas été possible. Le collecteur principale est d'une section carrée de 1,2x1,2m recevant les eaux de pluie en amont par une dépression naturelle. Le collecteur principal se jette dans un fossé à ciel ouvert traversant le tissu urbain ainsi constituant une source de pollution dans l'environnement urbain.

.../...

4 - Conception du reseau: Notre agglomeration est divisée en bassins d'apport partiel, chacun des bassins est drainé par un égout en systeme unitaire qui permet l'evacuation de l'ensemble des eaux usées (domestiques et pluviales)

Nous avons projeté donc 2 collecteurs principaux A et B placés le long des rues prévues par le plan d'urbanisme, sur ces derniers se raccordera les égouts Ao à A6 et Bo à B6.

Nous proposons la projection d'un deversoir d'orage qui viendra juste après l'intersection des 2 collecteurs.

5 - Condition de fonctionnement du reseau: Le reseau d'assainissement doit dans toute la mesure du possible être autocureur de telle manière que les sables soient automatiquement entraînés par les debits pluviaux atteints assez frequemment.

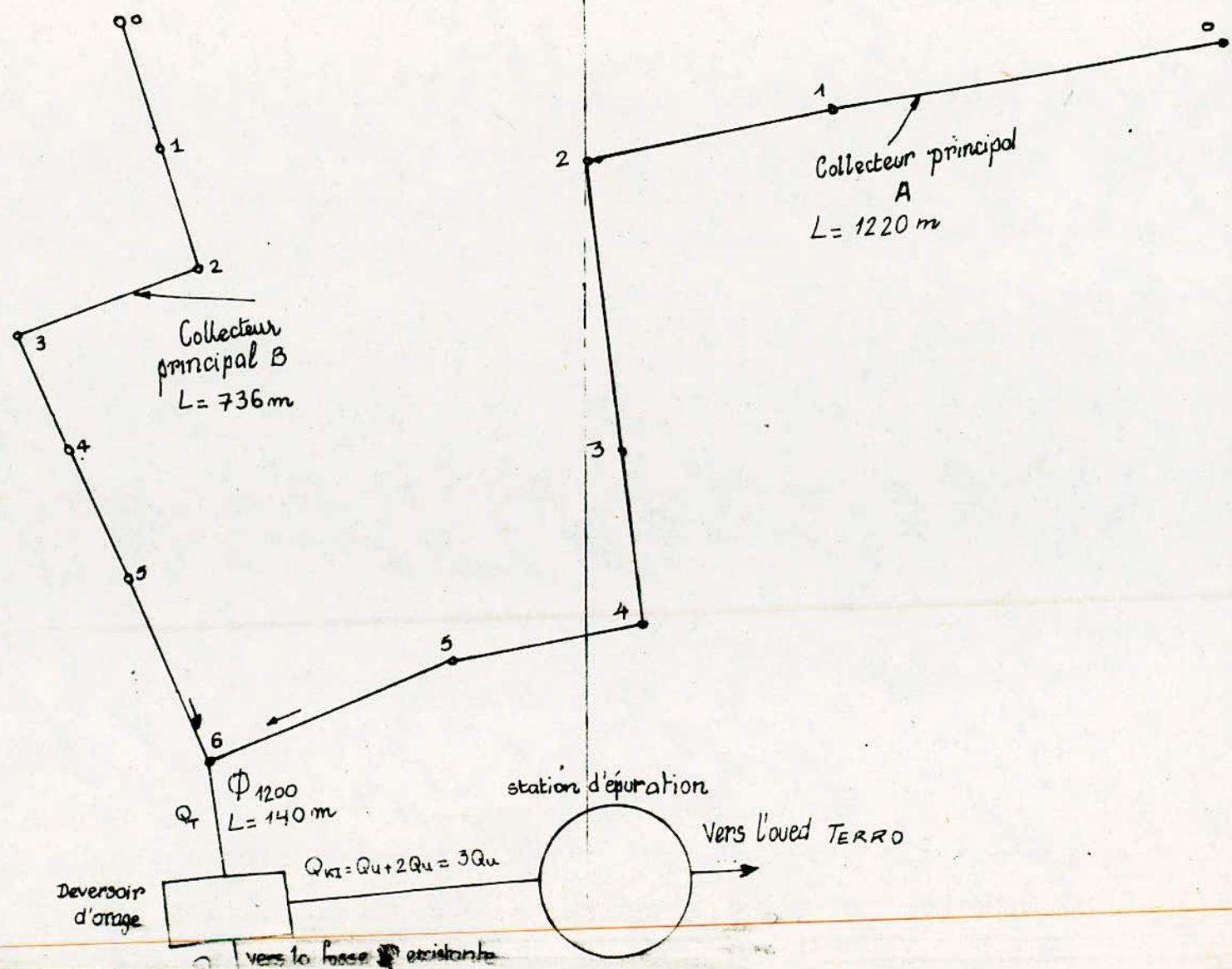
Notons que la condition d'autocurage ne serait satisfaite que pour des vitesses situant entre 0,6 et 4 m/S.

6 - Type de canalisation : Les canalisations composants nos collecteurs seront en béton armé. Ce materiau presente une bonne étancheité et resiste bien aux attaques mécaniques et chimiques du sol des eaux transportées.

Le profil sera circulaire grace aux avantages économiques qu'il presente en plus de la commodité durant la pose et sa disponibilité sur le marché.

.../...

# Schema des collecteurs principaux



78

7 - Etude du débit à évacuer

7-1-Debit des eaux usées:

Le débit des eaux usées est évalué sur la base des consommations d'eau potable.

Sachant que toute l'eau utilisée n'est pas rejetée, il sera admis alors que l'eau évacuée n'est que les 80% des eaux consommées.

Le debit d'eaux usées est :

$$Q_{mu} = \frac{Q_{moy} \times 80}{100} = \frac{2567,53 \times 80}{100} = 2054,024 \text{ M}^3/\text{J}$$

$$Q_{mu} = \frac{2054,024 \times 1000}{3600 \times 24} = 23,77 \text{ I/S}$$

7-1-1- Coeficient de pointe:

Le coeficient de pointe est calculé à partir de 2 formules:

$$C_p = \max(c_{p1}, c_{p2})$$

$$C_{p1} = 2,6 - 0,4 \times \log \frac{H}{1000}$$

$$C_{p2} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{mu}}}$$

où H est la population future ( 2015)

Qm est le debit d'eau usée

$$C_{p1} = 2,163$$

$$C_{p2} = 2,012 \quad \text{donc } C_p = 2,163$$

7-1-2 - Débit de pointe

$$Q_p = Q_{mu} \times C_p = 23,77 \times 2,163 = 51,414 \text{ I/S}$$

.../...

### 7-1-3- Débit Spécifique

Le débit spécifique est le rapport entre le débit de pointe et la superficie totale du bassin versant.

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{S} = 0,936 \text{ I/S/ha}$$

Pour trouver le débit dans chaque sous bassin il suffit de multiplier le débit spécifique par la superficie du sous bassin considéré.

7-2-Débit de ruissellement: Les débits de ruissellement sont déterminés par la méthode dite rationnelle donnée par la formule:

$$Q_p = C.i.A.$$

$Q_p$  = Débit d'apport de chaque tronçon en  $\text{I/s}$

C = Coefficient de ruissellement

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

Les coefficients de ruissellement moyens sont donnés par la collecte de GOMELLA.

Habitations très denses	0,9
Habitations denses	0,6 à 0,7
Habitations moins denses	0,4 à 0,5
Quartiers résidentiels	0,2 à 0,3
Zones industrielles	0,2 à 0,3
Square, jardins, prairie	0,05 à 0,2

i - Intensité de pluie ( I/S/ha)

Une precipitation pluviale est caracterisée par son intensité et sa durée. Les pluies les plus intenses étant les plus courtes.

Pour ce qui est de notre Ville l'intensité de pluie est de 94,4 I/S/ha selon la DHW de BLIDA et d'une frequence f=2 ans.

8 - Calcul des diametres des tronçons: En fonction du debit et de la pente tirée de la topographie du terrain, on determinera le diametre du tronçon consideré en utilisant l'annexe VII (canalisations circulaires, formule de BAZIN).

Ayant le diametre et la pente on tire les valeurs de la vitesse à pleine section ( $V_{ps}$ ) et le débit à pleine section ( $Q_{ps}$ ).

A partir du rapport  $r = \frac{Q}{Q_{ps}}$  nous determinons le rapport des hauteurs de remplissage ( $rh$ ) et le rapport  $\frac{Q_{ps}}{Q}$  des vitesses  $r_v$ .

Nous determinons ensuite la hauteur de remplissage  $H = D \cdot rh$  et la vitesse de l'eau dans chaque tronçon.

$$V = r_v \cdot V_{ps}$$

Nous determinons enfin la vitesse d'écoulement correspondant au

$\frac{1}{10}$  du debit à pleine section.

Conclusion : Ayant tous les resultats nous pouvons conclure que les conditions d'autocurages sont satisfaites, et que toute les vitesses sont comprises entre 0,6 et 4 m/S.

9- Elements constitutifs du reseau d'égout.

9-1- Regards de visite: Ils permettent d'assurer l'entretien et la ventilation des reseaux. La partie supérieure comprend un dispositif de fermeture constitué d'un cadre et d'un tompon.

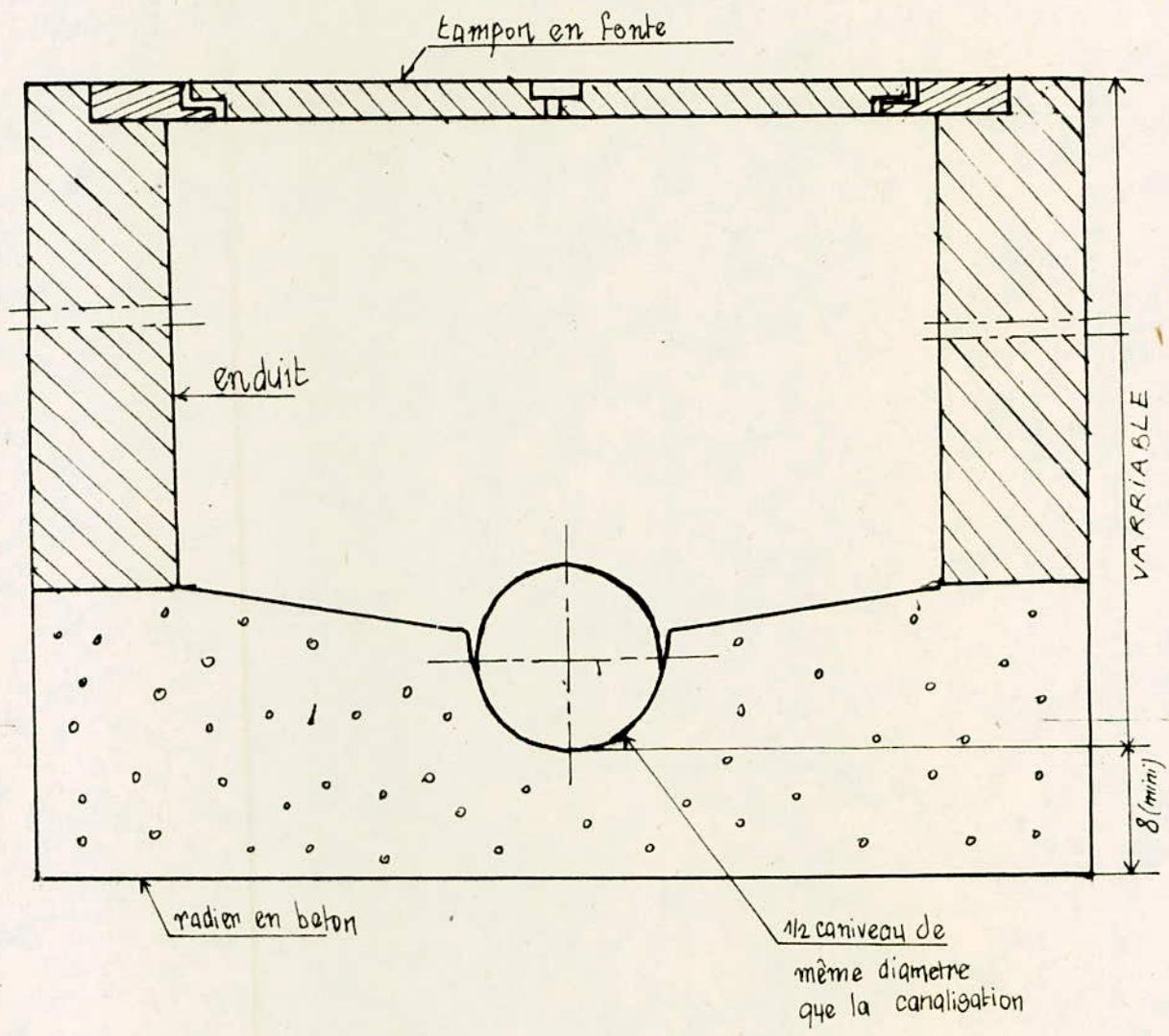
Ils sont installés :

- A chaque changement de direction
- A Chaque jonction de canalisation
- A Chaque modification de section
- A Chaque distance de 50 m

9-2 Bouches d'égout: Les bouches d'égout servent à l'introduction des eaux de pluie et de lavage des chaussées. Elles sont établies aux points bas des (Caniveaux) correspondants à une jonction des rues.

Les Caniveaux sont destinés à collecter les eaux de pluie et de lavage des chaussées jusqu'aux bouches d'égouts.

9-3- Deversoir d'orage: Il est destiné à évacuer en cas d'orage le débit supplémentaire transitant dans les collecteurs, il dirige les eaux supplémentaires vers le milieu naturel, sans traitement, le reste qui correspond à la somme des débits des eaux usées et d'une partie d'eau de pluie diluée avec les eaux usées sera évacué vers la station d'épuration.



**Regard de visite**

## 9-3-1 Calcul du deversoir d'orage

Le collecteur principal en direction du deversoir d'orage aura les caractéristiques suivantes:

$$\varnothing 1200, \quad I = 0,02$$

- Debit par temps sec : pour une petite ville  $QtI6$

$$Q4 = Qt 16 = Qt 24 \cdot \frac{24}{16}$$

$$Qt 24 = 0,8 \cdot Q \text{ j moy} \text{ donc } Qu = 35,65 \text{ l/s}$$

- Debit par temps de pluie

$$Qpl = Qpl A + Qpl B$$

$$= 1,425 + 1,469 = 2,824 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$QT = Pl + Qu = 2,824 + 0,0356 = 2,859 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Debit à pleine section

$$Qps = 3,0132 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Debit allant vers la station d'épuration

$$QkI = Qu + 2 Qu \quad \text{Le coefficient de dilution est pris égale à 2}$$

$$QkI = 3 Q4 = 3 \times 35,65 = 106,95 \text{ l/s} = 0,107 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Debit allant vers l'exutoire

$$Qo = Qt - QkI = 2,859 - 0,107 = 2,752 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Niveau d'eau dans le tuyau d'arrivée ax par temps de pluie

$$rQ = \frac{Qt}{Qps} = \frac{2,859}{3,0132} = 0,95 \quad rh = 0,78 \quad Ht = 0,94$$

b/ par 3 fois le debit de temps sec

$$r_Q = \frac{Q_{ki}}{Q_{ps}} = \frac{0,106}{3,0132} = 0,035 \quad r_H = 0,05 \cdot H_{ki} = 0,06 \text{ m}$$

Avec  $H_{ki}$  hauteur du seuil du deversoir

La hauteur d'eau au dessus du deversoir

$$H = H_t - H_{ki} = 0,94 - 0,06 = 0,88 \text{ m}$$

- longueur du seuil du deversoir

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

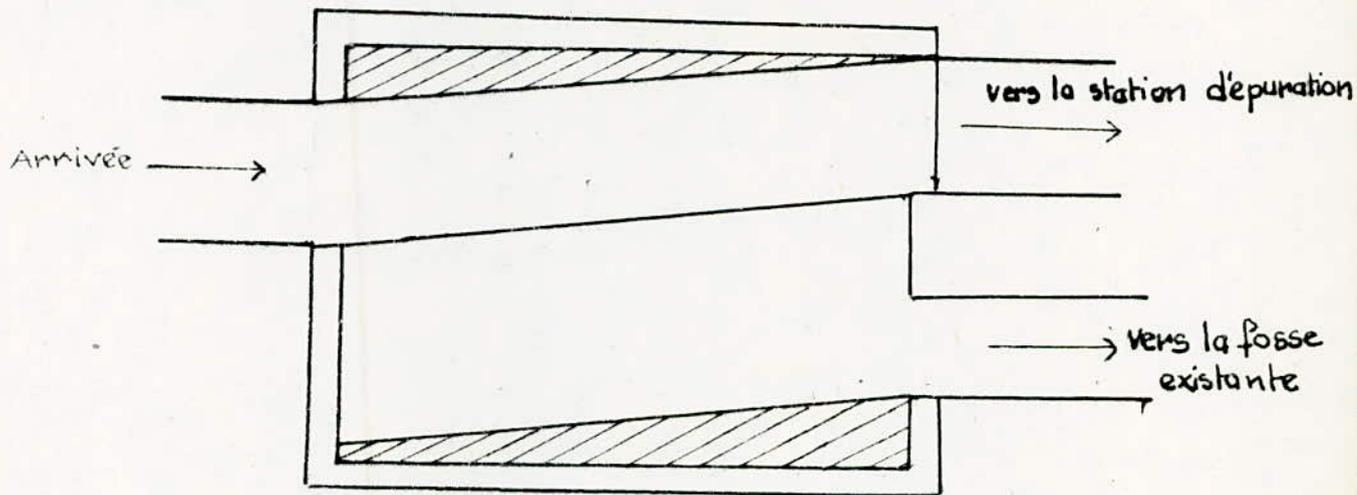
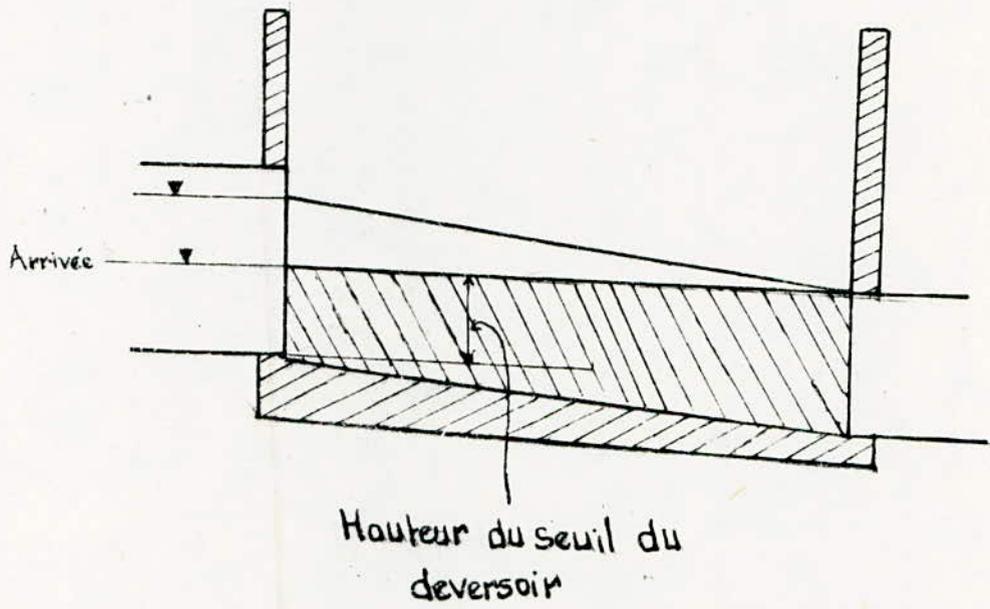
$$b = \frac{3 Q_0}{2 M \sqrt{2g} h_0^{3/2}} \quad h_0 = h/2 = 0,44 \text{ m}$$

$$b = \frac{3 \times 2,824}{2 \times 0,6 \times \sqrt{19,62} \times (0,44)^{3/2}} = 5,38 \text{ m}$$

avec une securité de 50 %

on aura  $b = 8 \text{ m}$

# DEVERSOIR D'ORAGE



S T A T I O N     D ' E P U R A T I O N

-----

1- Rôle

La station d'épuration est destinée à éliminer les impuretés des eaux usées nuisibles pour les rejeter au milieu environnant, ainsi les eaux usées une fois traitées seront évacuées sans danger vers l'ouled.

2- Caractéristique de la ville de Birtouta

La ville de BIRTOUTA est dépourvue d'industrie, donc les eaux à traiter sont :

- Les eaux usées domestiques
- Une partie des eaux de ruissellement

3- Equipement de la station d'épuration

la station d'épuration est composée d'une série d'installations placées en chaîne et chacune de ces installations aura son propre rôle.

3-1- Degrillage: le degrillage est destiné à éliminer les éléments volumineux qui peuvent provoquer le bouchage dans différentes unités d'installation et nuire par conséquent à l'efficacité des traitements suivants.

Le degrillage est assuré par une grille souvent inclinée entre 60 et 80° et dont l'écartement des barreaux doit être compris entre 10 et 50 mm.

l'épaisseur des barreaux varie entre 8 et 10 mm, la vitesse de passage entre les barreaux est comprise entre  $0,6 = 1,0 \frac{m}{s}$

3-2 Dessablage : La technique classique de dessablage consiste à faire circuler l'eau dans une chambre de tranquillisation où il est tenté d'obtenir une vitesse constante quelque soit le débit.

Une vitesse de  $0,3\text{m/S}$  permet le dépôt de la majeure partie des sables.

3-3 Deshuilage : le deshuilage est un procédé de traitement qui a pour but de séparer les particules huileuses, il se fait par flottation grâce à l'introduction de l'air comprimé qui fait diminuer la densité des particules, ainsi les graisses flottées seront rassemblées dans une zone de tranquillisation et par suite raclées manuellement, le temps de séjour est de sept minutes.

3-4 Décanteur primaire : le decanteur primaire est destiné à retenir les particules les plus petites en suspension en se déposant par sédimentation sous forme de boues au fond de cet ouvrage.

### 3-5 Traitement biologique

3-5-1 Lit bacterien: le procédé par lit bacterien resulte de l'imitation de l'auto-épuration naturelle qui a pu être observé dans les cours d'eau.

Par la création des conditions optimales pour les micro-organismes, le nombre de ces micro-organismes est si fortement augmenté par rapport à leur apparition naturelle dans les cours d'eau que l'épuration se fait en une fraction de temps qui sera normalement necessaire dans les eaux.

Le principe de fonctionnement du lit bacterien consiste à faire ruisseler les eaux prealablement decantées sur une masse de materiau qui sert comme support de micro-organismes, de plus on fait une ventilation afin d'apporter l'oxygène necessaire au maintien des bacteries.

3-5-2 Decantation finale: Elle sert à épurer les matières en suspension qui se sont développées lors du traitement biochimique, ces eaux usées forment une boue biologique aqueuse de leur traitement biochimique. La boue en excès sera évacuée vers le lit de sechage des boues.

**Traitement des boues:** La boue produite dans la station d'épuration ( boues provenant des décanteurs primaire et secondaire par conséquent des boues d'origine mécaniques et biologiques) se compose de beaucoup d'eau et d'une petite quantité de matière solide. Elle sent mauvais, a un aspect gluant elle est non hygienique du faite qu'elle contient des germes pathogènes des oeufs de vers etc..., elle doit par conséquent être ramené à l'état où elle n'est plus nuisible au monde environnant.

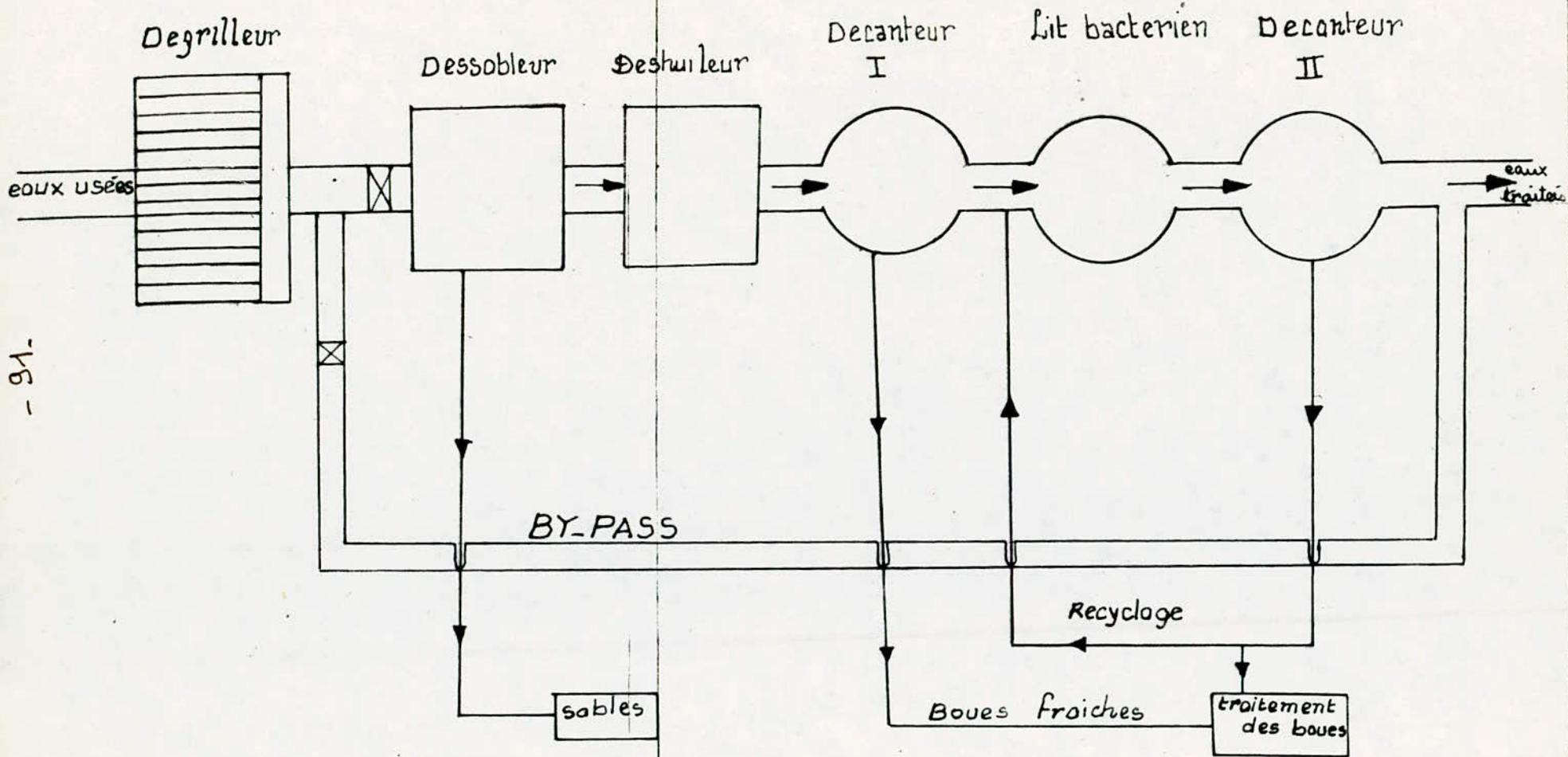
**3-6-3-Lit de séchage des boues:** C'est sur ces lits que les boues sont éjectées périodiquement en couches. Le séchage s'effectue à l'air libre, une partie de ces boues sera recycler en vue d'une absorption de matière en suspension du faite qu'elle contient des micro-organismes.

#### Execution des travaux:

**-Execution de la tranchée:** La largeur de la tranchée doit être égale au diamètre extérieur de la canalisation augmenté de 0.5m. La conduite doit reposer sur un lit de sable de 20cm d'épaisseur.

**-Nettoyage du reseau d'égout:** Des nettoyages périodiques doivent s'effectuer sur les tronçons des canalisations au moyen de l'eau sous l'effet d'une pression de 40 à 100 bars.

# STATION D'EPURATION



- 91 -

C O N C L U S I O N

Notre étude englobé tous les points qui touchent l'adduction et la distribution et l'assainissement ainsi que les différentes protections des installations hydrauliques.

Toutefois pour le ferrailage du reservoir on a exclu l'étude statique, l'influence du seisme.

Nous pensons que notre travail servira comme un avant projet de la ville de BIRTOUTA.

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

- M. CARLIER:Hydraulique générale et appliquée
- A. DUPONT :Hydraulique urbaine tomeII
- C. GOMELLA & GUERREE :La distribution d'eau dans les  
agglomérations urbaines et rurales.
- J. BONNIN :Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations  
de petites et moyennes importances
- A. GUERRIN R. C LAVAUUR : Traité du béton armé tome6
- P. CHARON:Exercices de béton armé avec solutions
- C. GOMMELLA & GUERREE:Les eaux usées dans les agglomérations  
urbaines et rurales.
- Cours d'assainissement université d'Alger.
- Catalogues des pompes (PLEUGER)

PROGRAMME POUR LE CALCUL DU RESEAU MAILLE AVEC LA  
METHODE DE HARDY CROSS SUR MICRO ORDINATEUR (ORIC).

```
10  REM PROGRAMME RESCROSS ORIC
20  DIM M(20,10),L(50),D(50),Q(50),A(50),B(50),C(50),E(50),
    H(50),X(50)
30  READ P1,P2,P3,R,V,M0,B0
40  FOR I=1 TO M0:READ M(I,0)
60  FOR J=1 TO M(I,0):READ M(I,J)
80  NEXT J:NEXT I
100 FOR T=1 TO B0:READ L(T),D(T),Q(T):NEXT T
200 FOR T=1 TO B0:IF L(T)=0 THEN 270
220 A(T)=1.971*V*D(T)
230 B(T)=.2688*R/D(T)
240 C(T)=8.266E7*L(T)/D(T)1.5
250 X(T)=6.325:GOTO 280
270 READ A(T),B(T)
280 NEXT T
290 A0=0
300 FOR I=1 TO B0:IF L(I)=0 THEN 410
320 IF Q(I)/A(I)>943.3 THEN 350
330 X0=.198*SQR(Q(I)/A(I)):GOTO 400
350 X0=-2*LOG(A(I)*X(I)/Q(I)+B(I))
360 IF ABS(X0-X(I))<PI THEN 400
370 X(I)=X0:GOTO 350
400 H(I)=C(I)*(Q(I)/X0)2:E(I)=H(I)/Q(I):GOTO 420
```

Suite du programme (Res<sup>o</sup>au maillé

```

410 H(I)=A(I)+B(I)*Q(I)↑2:E(I)=B(I)*Q(I)
420 NEXT I
430 K=0
440 S3=0:D2=0
450 FOR I=I TO MO:SI=0 :S2=0
470 FOR J=I TO M(I,0):T=ABS(M(I,J))
500 SI=SI+SGN(M(I,J))*H(T)
510 S2=S2+E(T):NEXTJ
530 IF ABS(SI) < S3 THEN 540:S3=ABS(SI)
540 IF ABS(SI) < P2 THEN 560:K=I
560 DI=-.5*SI/S2
570 IF ABS(DI) < D2 THEN 580:D2=ABS(DI)
580 IF ABS(DI) < P3 THEN 600:K=I
600 FOR J=I TO M(I,0):T=ABS(M(i,j))
620 Q(T)=Q(T)+SGN(M(I,J))*DI:NEXT J
630 NEXT I
640 FOR I=I TO BO:IF Q(T)>0 THEN 750
650 IF L(T)>0 THEN 680:IF B(T)=0 THEN 750
660 IF A(T)=0 THEN 680:PRINT"pompe" ;T:STOP
680 FOR I=I TO MO
690 FOR J=I TO M(I,0):IF ABS(M(I,J)) < T THEN 720
710 M(I,J)=-M(I,J)
720 NEXT J:NEXT I
740 Q(T)=-Q(T)
750 NEXT T
760 A0=A0+I:IF K=0 THEN 800
770 PRINT A0,S3;D2

```

Suite du programme (Réseau maillé)

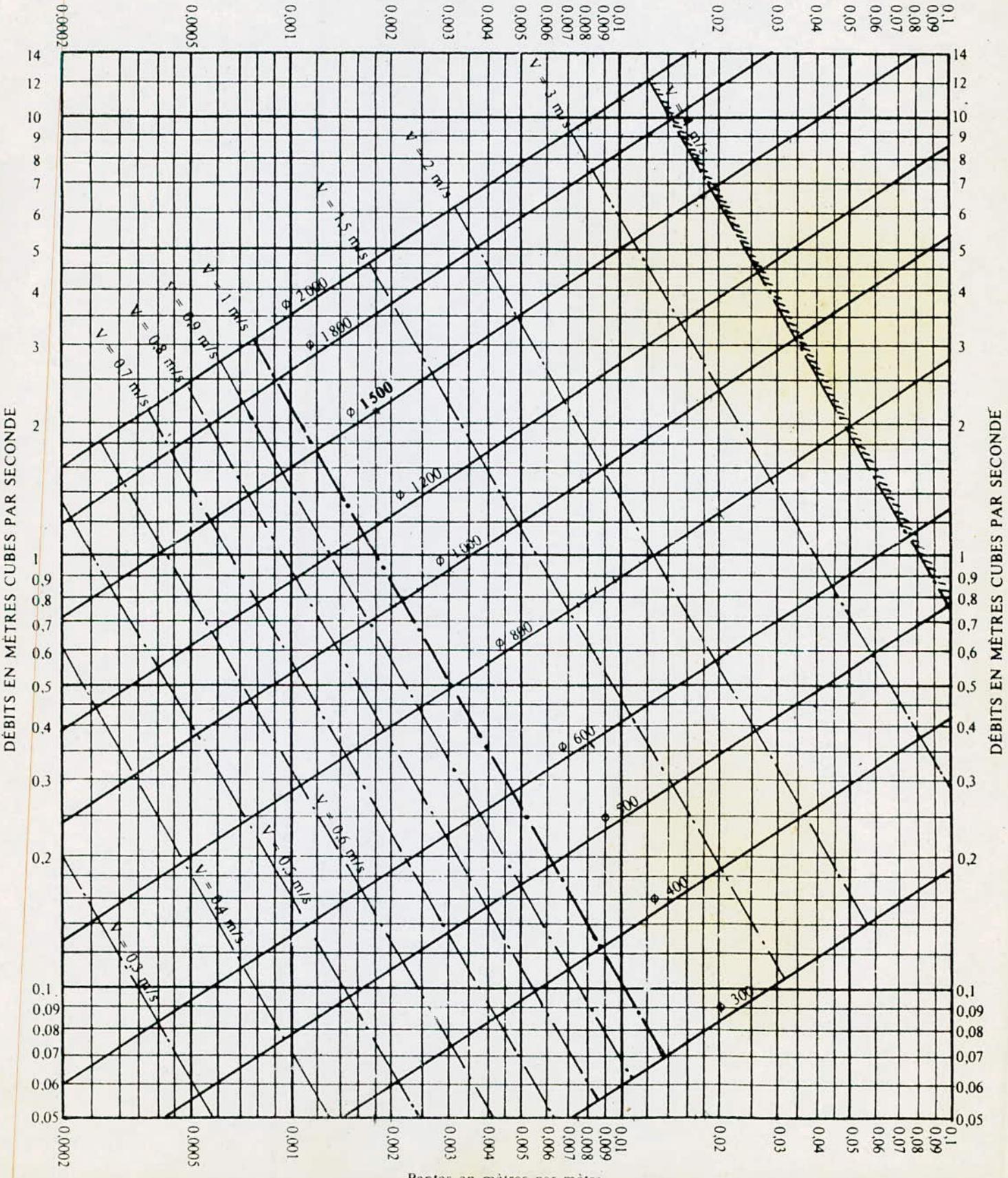
```

780  IF A0=25 THEN 800
790  GOTO 300
800  PRINT "STRUCTURE":FOR I=ITO MO
810  PRINT"MAILLE";I;"BRANCHES":FOR J=I TO M(I,0)
820  PRINT M(I,J);:NEXT J:PRINT :NEXT I
830  PRINT "RESULTATS":PRINT"NO","Q","V","HP"
840  FOR I=I TO B0:IE L(T)(<math>Y_0</math>) THEN 860
850  V=0:GOTO 870
860  V=.0I*INT(I27300*Q(T)/D(T)↑2)
870  Q0=.0I*INT(100*Q(T))
880  H0=.0I*INT(100*H(T))
890  PRINT T;Q0,V,H0
900  GET A$ :NEXT T
1000 DATA .003,.02,.1,.4,IE-6
1010 DATA {structure du reseau}
1020 DATA {tableaux L-D-Q} différence que sur HP
      donner LI DI L2 D2 Q2 et la suite
1050 DATA { a,b,a,b } pour les branches anormales
1100  END.

```

ANNEXE VII

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

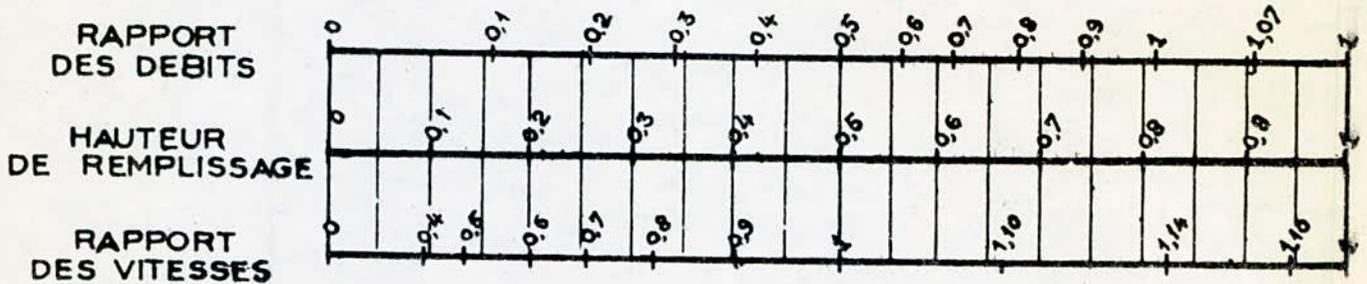


ANNEXE X

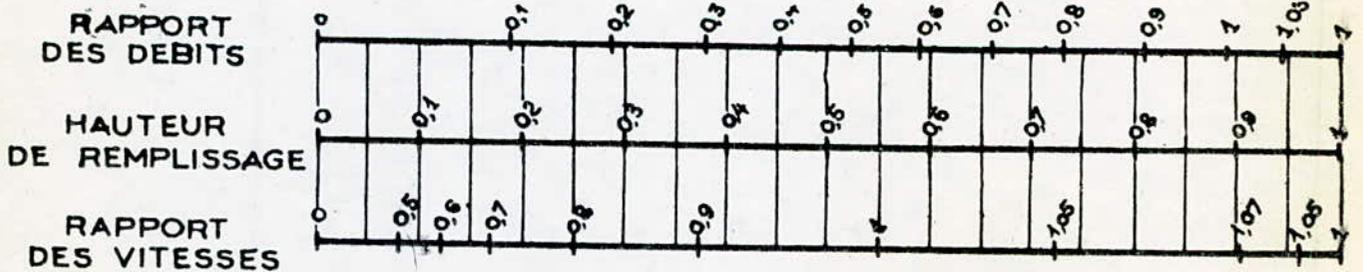
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(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

