

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

Ministère de l'Enseignement supérieur

المكنية

»O«

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

BIBLIOTHÈQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

»O«

## THEME

**Renovation et Extension du Reseau  
de Distrilbution de la Ville  
DE BOU - SAADA**

7 PLANS

Proposé par :

S.ET.HY.AL

Etudié par :

LOUAFI S.F.

Dirigé par :

BOUACHE M.

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

Ministère de l'Enseignement supérieur  
»O«  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE  
»O«

## THEME

**Renovation et Extension du Reseau  
de Distribution de la Ville  
DE BOU - SAADA**

Proposé par :  
**S.ET.HY.AL**

Etudié par :  
**LOUAFI S.F.**

Dirigé par :  
**BOUACHE M.**

Promotion Juin 1985

ETUDE DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE  
DE LA VILLE DE BOU-SAADA

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

JE TIENS A REMERCIER MON PROMOTEUR Mr BOUACHE  
QUI M'A DIRIGÉ ET AIDE POUR L'ELABORATION DE CETTE  
THESE.

MES REMERCIEMENTS VONT EGALEMENT A:

MESSIEURS:

A. KHETTAB, CHEF DU DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE, A QUI  
J'EXPRIME MA PROFONDE GRATITUDE.

A TOUS LES PROFESSEURS ET ASSISTANTS

A MONSIEUR KACIMI POUR SON AIDE PRECIEUSE.

\*\*\*\*\*\_ \_ \_\*\*\*\*\*

DEDICACES

A mes parents

A LA MEMOIRE DE MA SOEUR

A ma famille

A mes amies

## S O M M A I R E

CHAPITRE : I	- Présentation de la Ville	1
	1 - Introduction	1
	2 - Situation réographique	1
	3 - Climatologie	1
	4 - Ressources	2
	5 - Démographique	2
	6 - Evolution de la population	2
CHAPITRE : II	- Ressources existants	4
	1 - Système d'alimentation	4
	2 - Conduites d'adduction	5
	3 - Réservoir	5
	4 - Réseau de distribution	5
CHAPITRE III	- Besoins en eau	7
	1 - Evaluation des besoins en eau	7
	1-1 Besoins en eau pour le moyen terme	7
	1-2 Besoins en eau pour le long terme	7
	2 - Pertes	7
CHAPITRE : IV	- Adduction	10
	1 - Caractéristique du forage MEHAKOUB	10
	2 - Type d'adduction	10
	3 - Etude technico-économique du diamètre de la conduite	10
	4 - Choix des pompes	10
CHAPITRE V	- Les réservoirs	10
	1 - Utilité	10
	2 - Emplacement	10
	3 - Capacité	10
	4 - Equipement	10
	5 - Entretien	10

CHAPITRE VI - Distribution	43
1 - Problèmes posés pour la variation du débit	43
2 - Calcul du diamètre de la conduite de distribution	44
2.1 - Méthode du calcul	
2.2 - Détermination du diamètre de la conduite de distribution	45
2.2.1 - Zone haute	45
2.2.2 - Zone moyenne	48
2.2.3 - Zone basse	49
2.2.4 - Calcul de la perte de charge totale	49
3 - Calcul des réseaux de distribution	50
3.1 - Détermination des débits aux noeuds	51
3.1.1 - Débits aux noeuds pour la zone haute	51
3.1.2 - Débits aux noeuds pour la zone moyenne	53
3.1.3 - Débits aux noeuds pour la zone basse	55
3.2 - Réseau maillé	57
3.2.1 - Méthode de calcul	57
3.2.2 - Principe de la méthode	57
3.3 - Calcul des pressions	62
4.- Equipement du réseau de distribution	62
4.1 - Type de conduite	62
4.2 - Robinets vanne	69
4.3 - Décharges	69
4.4 - Réducteurs de pression	69
4.5 - Ventouses	69
4.6 - Bouches d'incendie	69

CHAPITRE : VII - Protection des conduites	71
1 - Protection contre le coup de belier	71
1.1 - Méthodes de protection	71
1.2 - Etude du réservoir d'air	71
1.3 - Principe de calcul	73
1.4 - Calcul du réservoir d'air	73
2 - Protection contre la corrosion	82
2.1 - Corrosion interne	82
2.2 - Corrosion externe	82
CHAPITRE : VIII - Pose des conduites	85
1 - Pose en terre	85
2 - Traversée de route	85
3 - Epreuve sur canalisation en place	85
4 - Remblai de la tranchée	87
5 - Désubfection des canalisations	87

## T A B L E A U   D E S   P L A N C H E S

- Planche n° 1 - Plan de situation
- Planche n° 2 - Plan du réseau zone haute
- Planche n° 3 - Plan du réseau zone moyenne
- Planche n° 4 - Planche du réseau zone basse
- Planche n° 5 - Profil d'adduction
- Planche n° 6 - Plan d'équipement zone haute et moyenne
- Planche n° 7 - Plan d'équipement zone basse.

## CHAPITRE 1

### PRESENTATION DE LA VILLE

#### 1. INTRODUCTION

La présente étude consiste en l'alimentation en eau potable de la Ville de Bou-Sadda, dans la Wilaya de M'Sila.

L'étude repose sur les étapes suivantes:

-Renforcement de l'adduction

-Rénovation du réseau de distribution existant et dimensionnement d'un réseau pour la zone d'extension.

#### 2. Situation géographique

Bou-Saada est une oasis, aux aspects sahariens située à 250 km d'Alger, dans la grande cuvette du Hodna. Elle se trouve sur l'axe routier Alger-Biskra.

Située entre 550 et 680 mètres d'altitude, la Ville occupe un plateau allongé et étroit entre le Djebel Aouidja à l'Ouest et le Djebel El-Nasbag à l'Est.

#### 3. Climatologie

C'est un climat désertique. Les observations relatives à la pluviométrie sont peu nombreuses et incomplètes.

Des orages très violents provoquant des inondations graves, sont à signaler.

La ville située entre deux chaînes de collines rocheuses à parois lisses, orientées au Sud-Ouest et au Nord-Est reçoit durant l'hiver les vents du Nord-Est froids et secs. En été les vents du Sud-Ouest chauds et étouffants soufflent durant des semaines entières.

Le Sirocco est très fréquent durant la saison chaude.

Le régime des pluies ne favorise pas la constitution de nappes aquifères importantes.

#### 4. Ressources

La région est pauvre en eau.

Les oueds sont pratiquement secs une grande partie de l'année.

L'oued Bou-Saada a un débit moyen de 100 à 200 litres/seconde, très irrégulier.

La ville de Bou-Saada est alimentée par le puits Maïttar (à l'Ouest de la ville), Les sources Aouinet et Sidi-Slimane (au Sud-Ouest) et la source Ain-Kaid (environ du Moulin Ferrero).

On remarque que le puits Mader au Nord-Est de la ville est actuellement sec.

#### 5. Démographie

D'après les renseignements recueillis auprès de la SETHYAL, en 1974, la ville occupait une superficie de 240 hectares et comptait 36.000 habitants.

En 1985, elle compte 57.380 habitants.

#### 6. Evolution de la population

Le nombre total de la population du chef-lieu et celle de la commune est donné dans le tableau suivant:

	CHEF-LIEU	HORS CHEF-LIEU	COMMUNE
1966	24320	1700	26020
1973	35200		
1978	43790	2480	46270
1985	54300	3080	57380

L'exode rural vers la ville de Bou-Saada ne sera pas élevé, dès lors que la cité n'offre que très peu d'éléments d'ordre attractif.

L'estimation de la population future est calculée d'après la formule:

$$P = P_0 (1 + \alpha)^t$$

Où

P: population future (2010)

P<sub>0</sub>: Population actuelle (1985)

$\alpha$ : Taux d'accroissement national ( $\alpha = 3,5 \%$ )

t : Nombre d'années séparant les deux horizons.

Le calcul de l'évolution de la population des années 1985-2010 est donné dans le tableau suivant:

ANNEE	1985	1990	1995	2000	2005	2010
Populat.	57380	68149	80940	96131	114.173	135.602
Au PROCHAIN		10769	12791	15191	18042	21429

## CHAPITRE II

### RESSOURCES EXISTANTES

#### 1. Système d'alimentation

Actuellement, la Ville de Bou-Sadda est alimentée par le puits Maïttar, d'un débit de 30 l/s, situé à 8 km à l'Ouest de la Ville et par deux sources Aouinette et Sidi-Slimane, au Sud-Ouest de la ville, débitant 12 l/s et enfin par la source Ain-Kaid d'un débit de 4 l/s, dans les environs du Moulin-Ferrero.

Le puits Mader, au Nord-Est de la ville est sec actuellement.

Du puits Maïttar, l'eau est refoulée par une conduite en acier de diamètre 250 mm, de longueur: 1171 m., jusqu'à une bache de prise en charge de 500 m<sup>3</sup>, dont les côtes de radier et de trop-plein sont 677,41 m (NGA) et 680,41 m. respectivement à partir de laquelle, une conduite d'adduction en fonte de 250 mm de diamètre et de longueur de 9956 m. alimente gravitairement le réservoir Maïttar de capacité 2x1000 m<sup>3</sup>.

Le puits Maïttar est équipé d'une électro-pompe à axe vertical.

Les sources Sidi-Slimane et Aouinette proviennent par captage en galerie sur une longueur de 10 m. Elles alimentent respectivement les réservoirs Sidi-Slimane et Maïttar, au moyen de deux (2) conduites en parallèle, partant d'un regard collecteur jusqu'au réservoir Maïttar.

La conduite de trop-plein du réservoir Maïttar alimente le réservoir de Sidi-Slimane.

La source Ain-Kaid alimente gravitairement le village-Sud de la Ville.

Un réservoir de 200 m<sup>3</sup> et une station de pompage sont construits pour alimenter la zone haute du village Sud.

Le regard collecteur qui mélange les eaux des deux sources présente une mauvaise étanchéité et donne lieu à des fuites.

L'état des conduites d'adduction est satisfaisant.

Nous récapitulons, dans le tableau ci-dessous les puits et sources existants, avec leur débit et le quartier ou réservoir à alimenter.

TABLEAU RECAPITULATIF N° 1

DENOMINATION	CARACTERISTIQUES	DEBIT	OBSERVATIONS
Maittar	Puits ø33,7 cm	30 l/s	Réservoir Maittar
Aouinette	Source	10 l/s	" "
Sidi-Slimane	Source	2 l/s	Réservoir Sidi-Slimane
Ain-Kaid	Source	4 l/s	Village Sud
Mader	Puits sec	-	Sidi-Slimane

2. Conduites d'adduction

Nous reportons les conduites d'adduction existantes avec l'indication de la longueur, du matériau, du débit et des points de départ et d'arrivée. Voir planche N° 1

3. Réservoirs

Le tableau ci-dessous montre les caractéristiques principales des réservoirs.

TABLEAU 2

REPERE	DENOMINATION	VOL. m <sup>3</sup>	COTES T.P. (NGA)	RADIER (NGA)	FORME EXTERIEURE
R1	S. Slimane	2x1000	624,82	621,64	2 baches rectangul.
R2	Maittar	2x1000	649,20	644,20	2 baches circulai.
R3	Dehra Dehraouia	200	676,00	671,90	Circulaire
R4	Bache de charge	500	680,41	677,41	Rectangul.

#### 4. Réseau de distribution

Le réseau de distribution de la ville est en partie de nouvelle construction et en partie de vieille pose.

Il est entartré par les dépôts de calcaire et les fuites sont importantes.

Le système du réseau de distribution est ramifié.

Les pertes de charge sont élevées et les pressions faibles, surtout pendant les heures de pointe.

CHAPITRE III

BESOINS EN EAU

1. Evaluation des besoins en eau potable

Les besoins en eau potable seront calculés pour deux horizons, 1995 et 2010.

L'importante amplitude d'altitude de la Ville de Bou-Saaada, nous a amené à considérer trois (3) zones:

- Zone haute (en allant vers Djelfa) qui représente l'extension.
- Zone moyenne caractérisant l'ancien centre ville
- Zone basse (en allant vers Biskra), qui est en partie l'extension.

La zone haute sera alimentée par le réservoir projeté.

Les zones étant alimentées indépendamment, nous évaluons, ci-après, les besoins pour chacune d'elles, aux deux horizons choisis.

1.1. Besoins en eau pour le moyen terme 1995

ZONE HAUTE

Population 27707  
Dotation 150 l/j/hab. Consomm. journalière: 4156,05m<sup>3</sup>/j.

Besoins publics-scolaires

ETABLISSEMENTS	NOMBRE ELEVES	DOTATION/JOUR l/j/élève	CONSOMM. JOURN. m <sup>3</sup> /j
5 écoles	2600	100	260
1 Lycée	800	100	80

340

Besoins sanitaires

ETABLISSEMENT	SUPERFICIE m <sup>2</sup>	DOT. JOUR. l/j/m <sup>2</sup>	CONSOMM. JOURN m <sup>3</sup> /j
4 Centres de santé	4000	5	20

Besoins divers

DESIGNATION	SUPERFICIE m <sup>2</sup>	DOTATION l/j/m <sup>2</sup>	CONS. JOUR/m <sup>2</sup> /j
2 antennes administrat.	3000	5	15
Terrain de sport	13000	1	13

Σ 28

Consommation totale

BESOINS	CONSOUMATIONS
Domestiques	4156,05
Scolaires	340
Sanitaires	20
Divers	28

Σ 4544,05 m<sup>3</sup>/j.

ZONE CENTRALE

Population 25377

Consomm.jou. 3806,55 m<sup>3</sup>/j.

Dotation 150 l/j/hab

Besoins publics-scolaires

ETABLISS.	NRE ELEVES	DOTATION JOURNAL. l/j/élève	CONS. JOURN. m <sup>3</sup> /J.
4 ecoles	2144	100	214,4
1 lycée	850	100	85
4 CEM	4300	100	480
2 CEP	400	80	32
Cantine	1000	150	150

= 961,4

Besoins sanitaires

ETABLISSEMENTS	SUPERFICIE m <sup>2</sup>	DOTATION JOURN. l/j/m <sup>2</sup>	CONS. JOURN. m <sup>3</sup> /j
1 Polyclinique	4000	5	20
2 centres de santé	2000	5	10

1 hopital

280 lits : 700 l/j/lit-Consommation : 196 m<sup>3</sup>/j.

Consommation des besoins sanitaires : 226 m<sup>3</sup>/J.

Besoins divers

DESIGNATION	SUPERFICIE m <sup>2</sup>	DOTATION JOUR L/j/m <sup>2</sup>	CONSOMM. JOUR m <sup>3</sup> /j.
2 mosquées	5000		20
SNNGA			5
2 marchés	200	5	1
Stade	16000	1	16
Gendarmerie	30000	5	150
PTT	5000	5	25
Protection civile	8000	10	80
Daira	2500	5	12,5
Subd. de L'Hydrauli.	9000	5	45
Siège Sûreté	2500	5	12,5
Palais de Justice	4500	5	22,5

Besoins divers (suite)

APC	4500	5	22,5
Caserne	45000	10	450
Sûreté	3000	5	15
2 parcs	70000	4	280
Maison de jeunes	1500	2	3
Sempac	2000	5	10
Antenne administ.	1500	5	7,5

$\Sigma$  1177,5

Consommation totale

BESOINS	CONSOUMATIONS m <sup>3</sup> /j
Domestiques	3806,55
Scolaires	961,4
Sanitaires	226
Divers	1177,5

$\Sigma$  6171,45 m<sup>3</sup>/j.

ZONE BASSE

Population : 27856

Dotation : 150 l/j/hab.

} Cons.  
} Journ. 4178,4 m<sup>3</sup>/j.

Besoins publics-Scolaires

ETABLISSEMENTS	NRE ELEVES	DOTAT.JOUR. l/j/élève	CONS.JOURN. m <sup>3</sup> /J
4 écoles	2080	100	208
1 CEM	1200	100	120
1 lycée	850	100	85
1 école hotelière	250	150	37,5

Σ 450,5

Besoins sanitaires

2 centres de santé	5000	5	25
-----------------------	------	---	----

Besoins divers

DESIGNATION	SUPERFICIE m <sup>2</sup>	DOTATION JOURN. l/j/m <sup>2</sup>	CONS.JOURN. m <sup>3</sup> /j
1 marché	100	5	0,5
PTT	5000	5	25
SAP	3500	10	35
Terrains de sport	18500	1	18,5
Gare routière	5000	1	5
Abattoir	10000	100	1000
Unité Onaco	10000	5	50
Casorec	6000	5	30
Administr.	1500	5	7,5

Et 2 hôtels de 400 lits à raison de 200 l/j/lit, d'où une consommation journalière de 80 m<sup>3</sup>/jour/

La consommation des besoins divers est de : 1251,5 m<sup>3</sup>/j.

ZONE BASSE

CONSOMMATION TOTALE

BESOINS	CONSOMMATION
Domestiques	4173,4
Scolaires	450,5
Sanitaires	25
Divers	125,5

$\Sigma$  5905,4 m<sup>3</sup>/j.

1.2. Besoins en eau pour le long terme 2010

ZONE HAUTE

133 ha  
Population: 41230 hab.

POPULATION/HAB	CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE 1/j/hab	CONSOMMATION JOURNAL m <sup>3</sup> /j.
41230	150	6184,5

Besoins publics-Scolaires

ETABLISSEMENT	NRE ELEVES	DOTATION JOURN. 1/j/élève	CONSOMM. JOURNAL m <sup>3</sup> /j
6 ecoles	3120	100	312
2 CEM	2400	100	240
2 lycées	1670	100	167
1 cantine	1000	150	150

$\Sigma$  869

Besoins sanitaires

ETABLISSEMENT	SUPERFICIE/m <sup>2</sup>	DOTATION JOURN. l/j/m <sup>2</sup>	CONSOMM. JOURNA. m <sup>3</sup> /j.
6 Centres de santé	6000	5	30

Et 1 hôpital de 240 lits à raison de 700 l/j/lit, d'où une consommation journalière de 168 m<sup>3</sup>/jour.

La consommation des besoins sanitaires est de : 198 m<sup>3</sup>/jour.

Besoins divers

DESIGNATION	SUPERFICIE/m <sup>2</sup>	DOTATION JOURN. l/j/m <sup>2</sup>	CONSOMM. JOURN. m <sup>3</sup> /j
SNNGA			5
PTT	5000	5	25
SALLE Polyvalente	3000	4	12
2 antennes administrat.	3000	5	15
Centre cultur.	6500	4	26
Terrain de sport	19000	1	19

Σ 102

Consommation totale

BESOINS	CONSOMMATION m <sup>3</sup> /j
Domestiques	6184,5
Éclairés	369
Sanitaires	198
Divers	102

7403,5

ZONE MOYENNE

143,80 ha

Population: 41151 hab.

POPULATION Hab	CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE l/j:hab	CONSOMMATION JOURNALIERE m <sup>3</sup> /j
41151	150	6172,65

Besoins publics-Scolaires

ETABLISSEMENT	NRE ELEVES	DOTATION JOURNAL. l/j/élève	CONSOMM. JOURNAL. m <sup>3</sup> /j
5 écoles	2680	100	268
4 CEM	4800	100	480
2 lycées	1670	100	167
1 institut islmaïque	500	100	50
2 CEP	400	80	32
Cantine	1000	150	150

Σ 1147 m<sup>3</sup>/j.

Besoins sanitaires

ETABLISSEMENT	SUPERFICIE m <sup>2</sup>	DOTATION JOURN. l/j/m <sup>2</sup>	CONSOMMA. JOURNAL. m <sup>3</sup> /j
1 polyclinique	4000	5	20
4 centres de santé	4000	5	20

Et un hôpital de 280 lits, à raison de 700 l/j/lit, d'où une consommation journalière de 196 m<sup>3</sup>/j.

La consommation des besoins sanitaires est de : 236 m<sup>3</sup>/j.

Besoins divers

DESIGNATION	SUPERFICIE m <sup>2</sup>	DOTATION JOURNA. l/j/m <sup>2</sup>	CONSUMMATION JOURN m <sup>3</sup> /j
2 mosquées	5000	-	20
Unité SNNGA	-	-	5
2 marchés	200	5	1
Stade	16000	1	16
Terrain de sport	12500	1	12,5
Gendarmerie	30000	5	150
PTT	5000	5	25
Protection civile	8000	10	80
Daira	2500	5	12,5
Subdivision Hydraulique	9000	5	45
Siège Sûreté	2500	5	12,5
Palais de justice	4500	5	22,5
2 APC	9000	5	45
Caserne	45000	10	450
SAP	3500	10	35
Sûreté	3000	5	15
2 parcs	70000	4	280
Maison de jeunes	1500	2	3
Sempac	2000	5	10
Antennes administratives	1500	5	7,5

Σ 1247,5

Zone moyenne (suite)

Consommation totale

BESOINS	CONSOMMATION m <sup>3</sup> /j
Domestiques	6172,65
Scolaires	1147
Sanitaires	236
Divers	1247,5

$\Sigma$  8803,15

Zone basse

171,68 ha

Population: 53221 hab.

POPULATION/HAB	CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE 1/j/hab	CONSOMMATION JOURNALIERE
53221	150	7983,15

Besoins publics-Scolaires

ETABLISSEMENT	NRE ELEVES	DOTATION JOURNAL. 1/j/élève	CONS. JOURNAL. m <sup>3</sup> /j
10 écoles	5200	100	520
2CEM	2400	100	240
2 lycées	1660	100	166
1 école hote lière	250	150	37,5

$\Sigma$  963,5 m<sup>3</sup>/j.

Zone basse (suite)

Besoins sanitaires

ETABLISSEMENT	SUPERFICIE m <sup>2</sup>	DOTATION JOURNAL. l/j/m <sup>2</sup>	CONSOMM. JOURNAL. m <sup>3</sup> /j
5 centres de santé	5000	5	25

25 m<sup>3</sup>/j.

Besoins divers

DESIGNATION	SUPERFICIE m <sup>2</sup>	DOTATION JOURNAL l/j/m <sup>2</sup>	CONSOMM. JOURNAL m <sup>3</sup> /j
1 marché	100	5	0,5
2 PTT	10000	5	50
SAP	3500	10	35
Terrain de Sport	18500	1	18,5
Gare routière	5000	1	5
Abattoir	10000	100	1000
Unité Onaco	10000	5	50
Casorec	6000	5	30
1 antenne administrative	1500	5	7,5

Et deux (2) hôtels de 400 lits à raison de 200 l/j/lit, d'où une consommation journalière de 80 m<sup>3</sup>/j.

La consommation des besoins divers est de : 1276,5 m<sup>3</sup>/j.

Consommation totale

BESOINS	CONSOMMATION m <sup>3</sup> /j
Domestiques	7983,15
Scolaires	963,5
Sanitaires	25
Divers	1276,5

Σ 10248,15 m<sup>3</sup>/j.

2. Pertes

Des fuites peuvent apparaître dans le réseau de distribution et avec le temps donnent lieu à d'énormes pertes d'eau, entraînant une diminution du débit véhiculé.

Pour cela, on prendra une majoration de 20 %, pour le débit journalier.

TABLEAU N°3

HORIZON	ZONES	CON.MOY. JOUR.m <sup>3</sup> /j	MAJ.20%	CONS.JOUR. TOTALE m <sup>3</sup> /j	CONS. l/s
1995	Haute	4544,05	908,81	5452,86	63,11
	Moyenne	6171,45	1234,29	7405,74	85,71
	Basse	5905,4	1181,08	7086,48	82,02
2010	Haute	7403,5	1480,9	8884,4	102,83
	Moyenne	8803,15	1760,63	10563,78	122,26
	Basse	10248,15	2049,63	12297,78	142,33

CHAPITRE IV

ADDUCTION

1. Caractéristiques du forage Mehakoub

Pour pallier au manque d'eau, l'essai de pompage effectué sur le nouveau forage Mehakoub a donné un débit de 51 l/s.

NIVEAUX		CORRDNONEES		COTE DE TERRAIN
Dynamique	Statique	X	Y	
-81,0	-67,0	649,55	216,55	517,30

2. Type d'adduction

L'adduction se fera par refoulement du forage vers le réservoir d'accumulation en essayant d'avoir un profil en long aussi régulier que possible et d'éviter les contre-pentes, qui, aux points hauts donnent lieu à des cantonnements d'air.

Dans un but d'économie, il faut avoir un tracé en plan le plus court pour le profil en long.

3. Etude technico-économique du diamètre de la conduite de refoulement

Pour élever un débit  $Q$  à une hauteur géométrique  $H_g$  nous pouvons choisir différents diamètres.

Si nous adoptons un grand diamètre, les frais d'investissement seront élevés; par contre les dépenses d'exploitation seront plus faibles.

Si nous prenons un diamètre plus faible, le contraire sera observé; il est donc nécessaire de choisir le diamètre qui permet d'obtenir les dépenses totales minimales.

METHODE DE CALCUL

Nous déterminons le diamètre d'après la formule de  $D = \sqrt[3]{Q}$ , moyennant une vitesse de 1,25 m/s. Le débit à véhiculer par la conduite est de 51 l/s.

$$D = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{0,051} = 0,225 \text{ m.}$$

Diamètre normalisé : 0,25 m.

### Determination des pertes de charge

Les pertes de charge linéaires sont exprimées par la formule de Darcy-Weisbach

$$\Delta H_L = \frac{f(L_g \cdot V^2)}{2gD}$$

Les pertes de charge singulières sont exprimées par une longueur équivalente occasionnant une perte de charge lors du passage d'un débit de sorte que:

$$\Delta H_S = \frac{f \text{ Lev} \cdot V^2}{2gD}$$

La somme des deux pertes de charge est égale à la perte de charge totale :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S = \frac{f V^2 L_t}{2 g D}$$

Où:

f: coefficient de frottement

$L_g$ : longueur géométrique

V : vitesse moyenne d'écoulement

D : Diamètre de la conduite

Lev: Longueur équivalente aux pertes de charge singulières

On a estimé la longueur équivalente aux pertes de charge singulières à 15 % de la longueur géométrique

$$L_t = L_g + 0,15 L_g = 1,15 L_g$$

Nous examinerons deux cheminements différents:

VARIANTE I

Lg = 18945 m.

Coéfficient de frottement calculé par la formule de Colebrook:

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

Le f sous racine est calculé en première approximation par la formule de Nikouradzé:

$$\text{Re} = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

$V = 1,04 \text{ m/s}$        $\epsilon = 10^{-4}$  pour conduite neuve.

$D = 0,25 \text{ m.}$

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

$$\text{Re} = \frac{1,04 \cdot 0,25}{10^{-6}} = 0,26 \cdot 10^6 = 2,6 \cdot 10^5$$

$$\frac{\epsilon}{D} = \frac{10^{-4}}{0,25} = 0,0004$$

) Diagramme de  
) Moody  
) Régime en  
) transition

$$f_N = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D} \right)^{-2} = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{10^{-4}}{0,25} \right)^{-2}$$

$f_N = 0,0161509 = 0,01615$

$f_c = 0,01828$

$$\Delta H_T = \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g} L_e = \frac{0,01828}{0,25} \frac{(1,04)^2}{2,98} 1,15 \cdot 18945 =$$

87,91 m.

Application de la longueur fluïdo-dynamique

$$\Lambda = \frac{D}{D_0}$$

D: diamètre de la conduite

D<sub>0</sub> = 1,539 pour un profil circulaire

$$\Lambda = \frac{0,125}{1,539} = 0,162 \text{ m.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \Lambda = 0,162 \text{ m} \\ \epsilon = 0,1 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow \theta_0 \frac{Q}{\sqrt{J}} = 8,610^{-1} \text{ m}^3/\text{s.}$$

Vérification du régime

$$R = \frac{4}{P_0} \frac{Q}{\Lambda} \frac{1}{D} \equiv 0,827 \frac{0,051}{0,162} 10^{+6} =$$

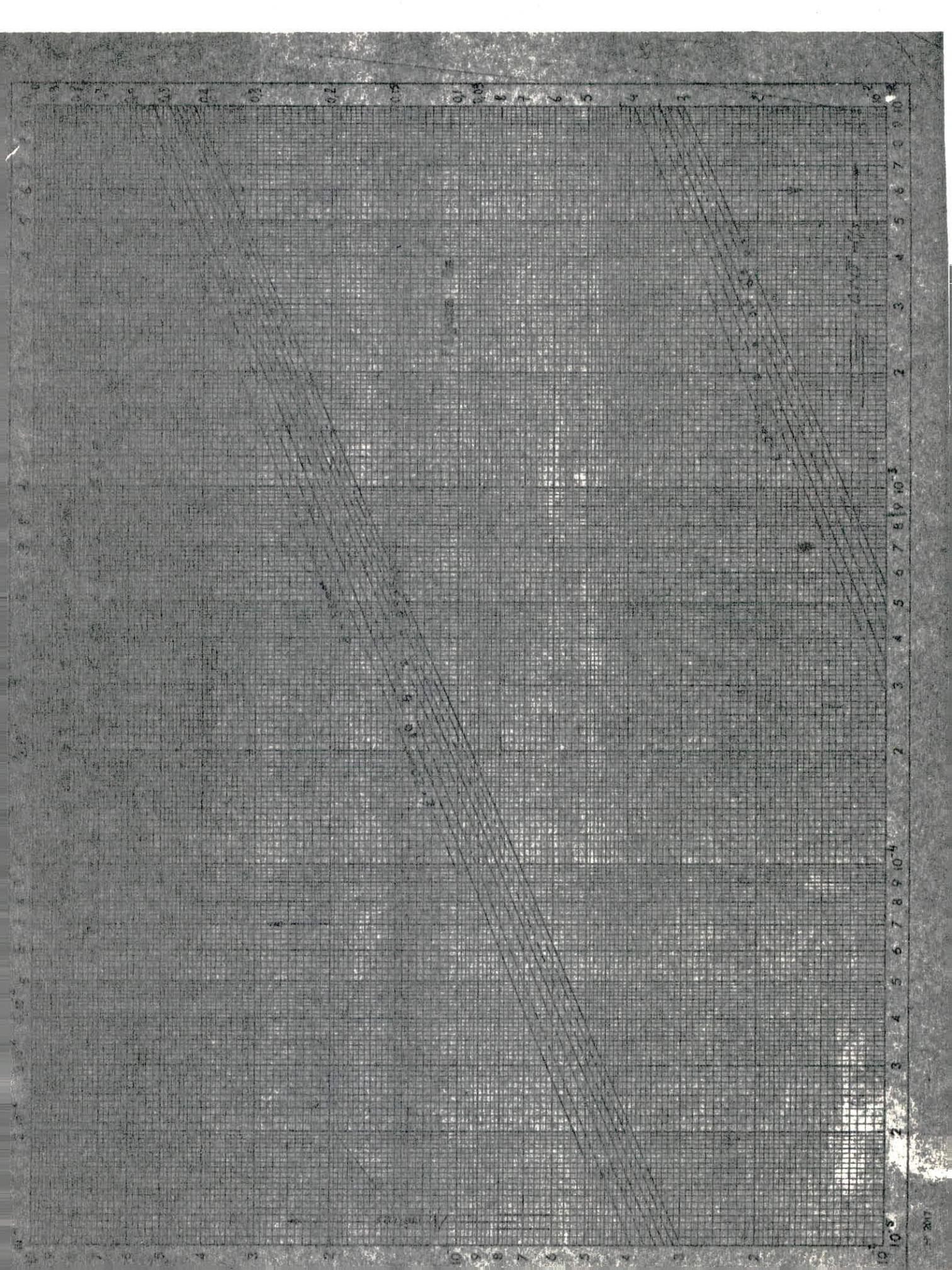
0,26 10<sup>6</sup> diagramme de Moody  
Régime de transition

$$\frac{\epsilon}{D} = \frac{10^{-4}}{0,25} = 0,0004$$

$$\lambda_J^{5,3} = 1,13 \quad \text{abaque 17C, 17d}$$

$$J = J_T \lambda_J^{5,3} = \left( \frac{0,051}{8,610^{-1}} \right)^{+2} \cdot 1,13 = 0,00397 = 0,004$$

$$\Delta H_T = J \cdot L_e = 0,004 \cdot 1,15 \cdot 18945 = 86,15 \text{ m.}$$

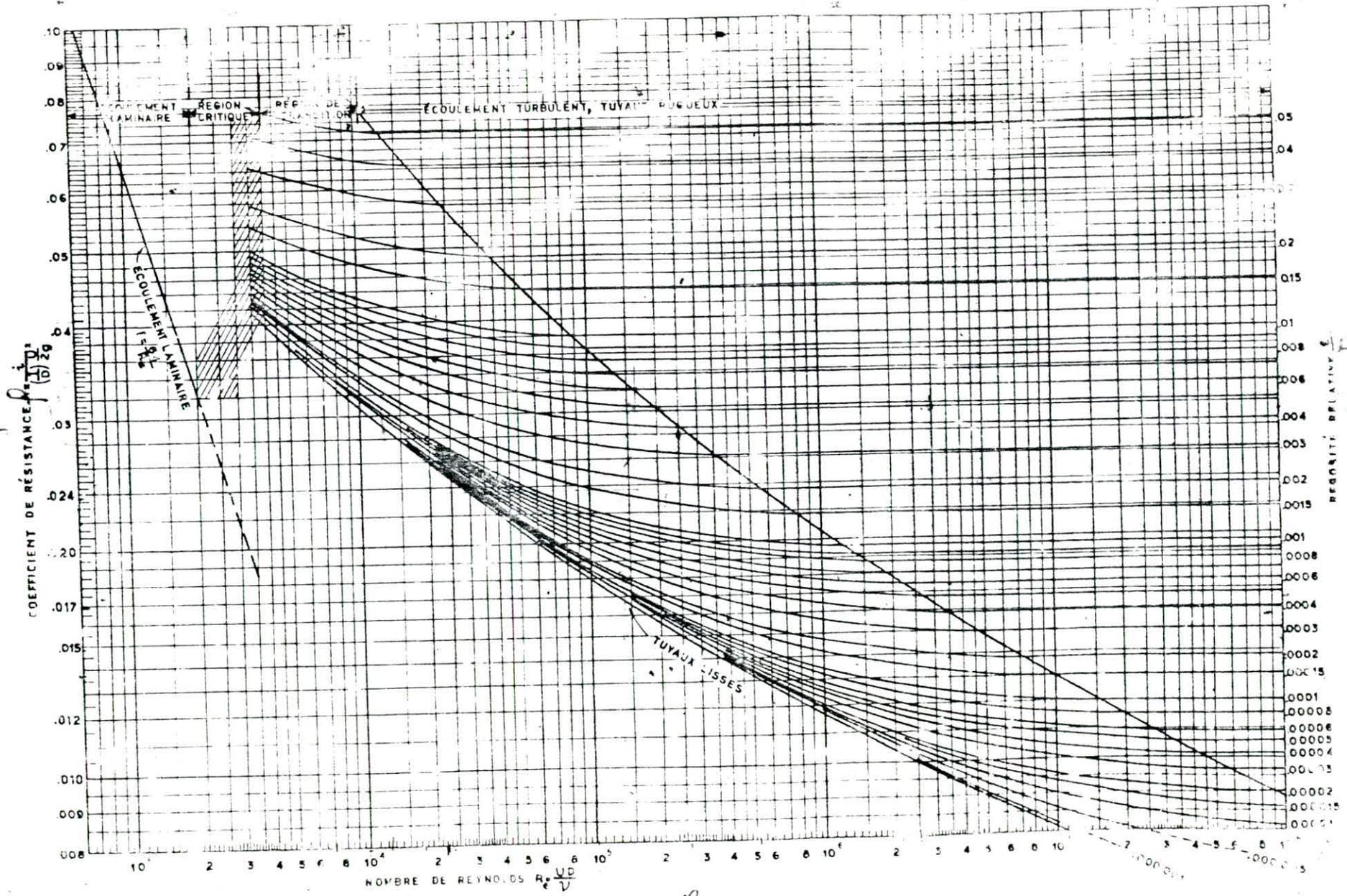


10  
9  
8  
7  
6  
5  
4  
3  
2  
1

10  
9  
8  
7  
6  
5  
4  
3  
2  
1

46 - Diagramme de Moody

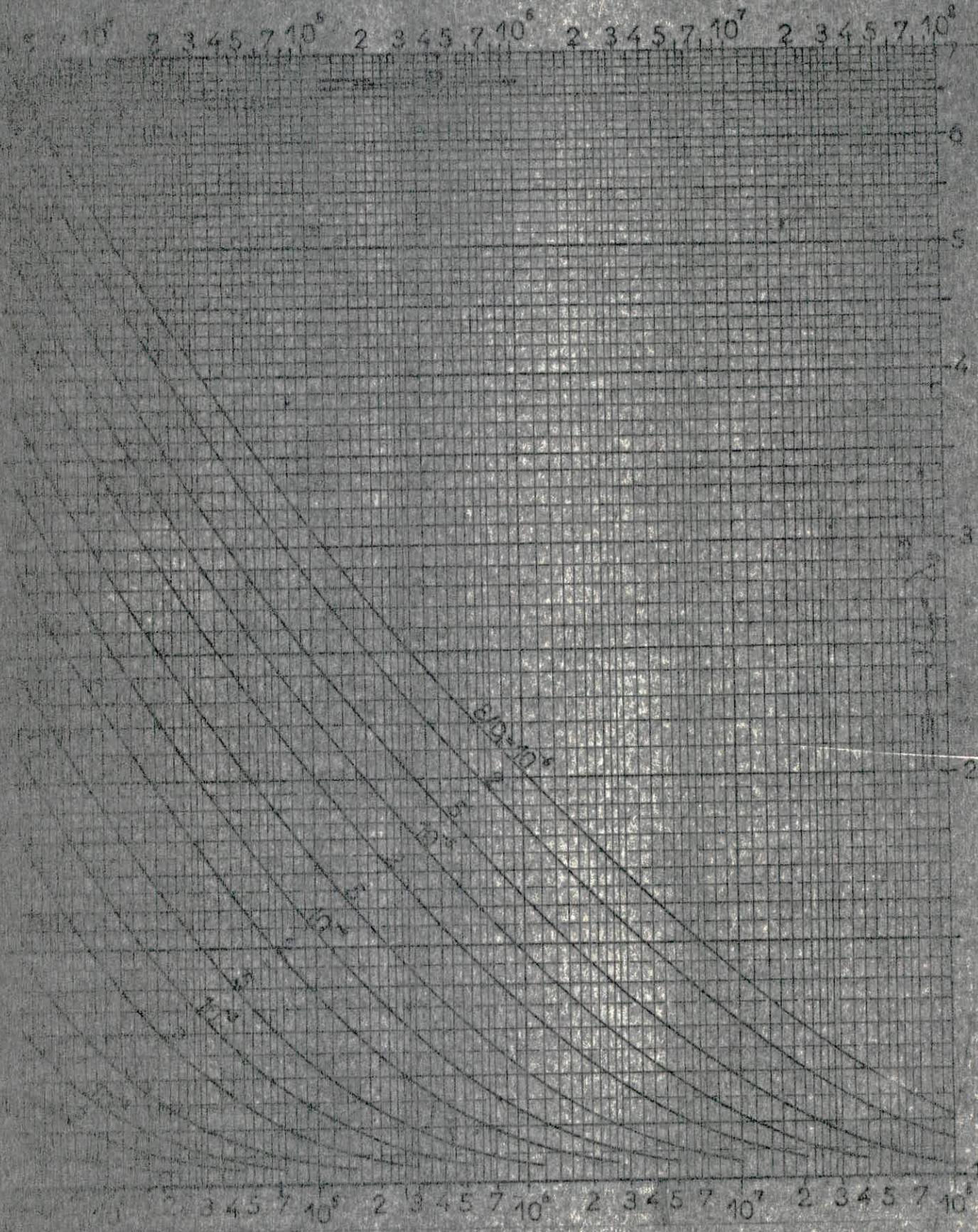
Pour déterminer  $h_f$ , voir l'abaque 43 et 45; pour déterminer  $\frac{P}{D}$ , voir le table 41 et l'abaque 42



Exemple :  $Re = 3 \times 10^5$ ;  $\frac{e}{D} = 0,0002$ ;  $\lambda = 0,0164$

$Re$

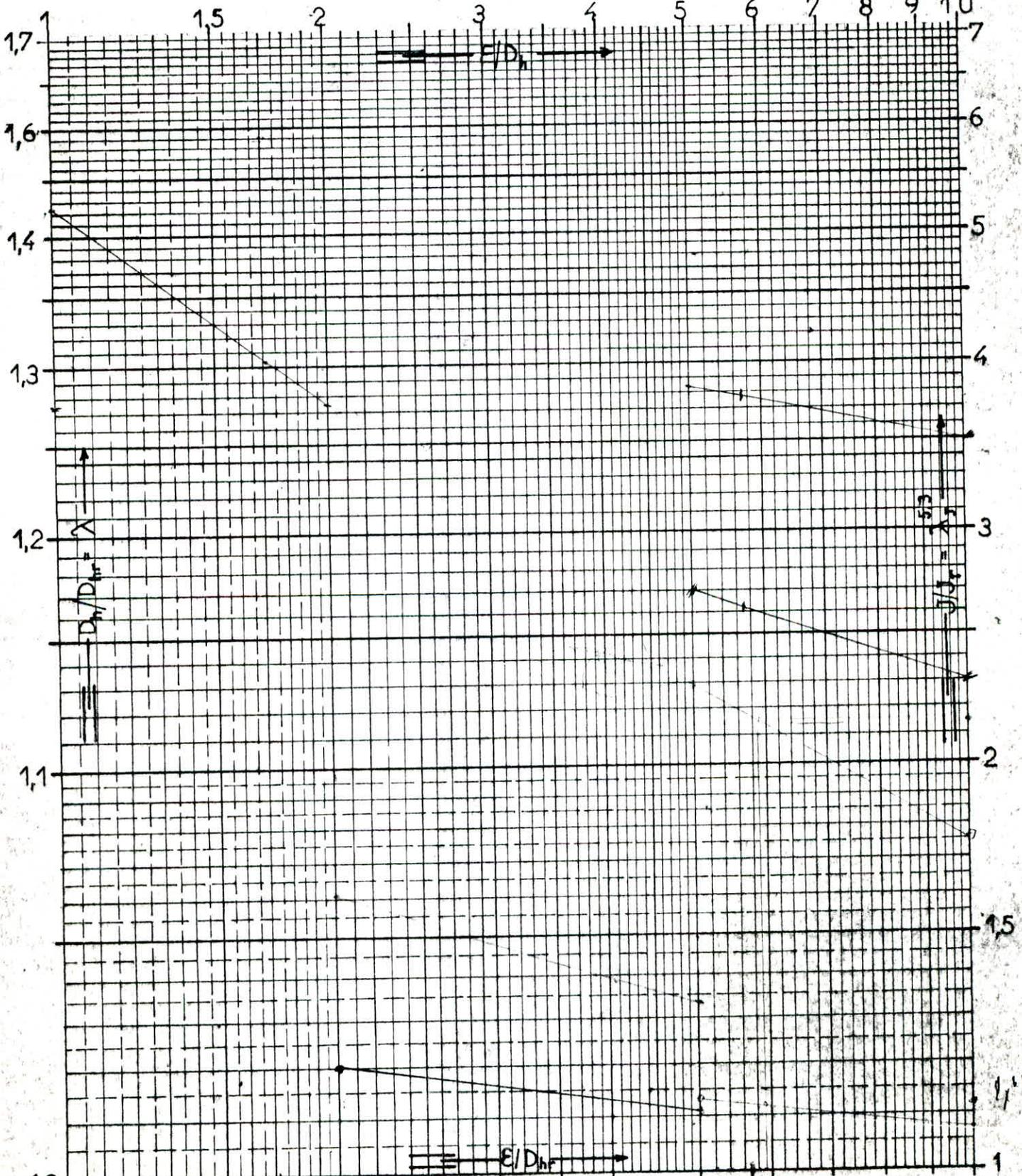
476  
Détermination du gradient  $J$  de la partie de charge  
en régime de transition



Facteurs de transition  $\lambda$  et  $\lambda_J^{5,3}$

Réseau pour tracer les courbes, représentant:

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



La longueur géométrique de la conduite  $L_g = 18945 \text{ m.}$

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

Où

$H_{mt}$ : hauteur manométrique totale

$$\Delta H_t = \Delta H_L + \Delta H_s$$

$$\Delta H_t = 1,15 \Delta H_L = 1,15 J_L$$

$H_g$ : hauteur géométrique

$$H_g = (C_{TP} + 0,5) - CND = 268,2 \text{ m.}$$

Le gradient de perte de charge est égal:

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

$\lambda_J^{5,3}$  étant le facteur de correction

$$\lambda_J^{5,3} = \frac{f_c}{f_N}$$

Ayant un diamètre de 250 mm., on fait les calculs pour les diamètres 200, 250, 300, 350 mm.

Dans le tableau N° 4, sont reportées les valeurs de  $H_{mt}$

#### Frais d'amortissement

Le prix de la conduite sera amorti en 30 ans, aux taux de 8 %, ce qui correspond à une annuité de

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

$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 = 0,088927 \text{ DA.}$$

N° 5.

Les frais d'amortissement sont reportés dans le tableau

$\varnothing$ m	V m/s	L m	R $10^6$	fr	Jr	fc	$\lambda_j^{5,3}$	J	$\Delta H_L = J4$	$\Delta H_L = 1,15$ $\Delta H_L$	Hmt
0,20	1,62	18945	0,3241	0,01696 85	0,01136 02	0,185194	1,0914	0,012399	234,90	270,135	538,335
0,25	1,04	"	0,26	0,01615	0,00355	0,01828	1,13189	0,004035	76,44	87,916	356,116
0,30	0,72	"	0,216	0,01553	0,00136 9	0,018264	1,17605	0,0061	30,50	35,075	303,275
0,35	0,53	"	0,1855	0,015025	0,00061 52	0,018361 6	1,22207	0,00075 18	14,24	16,376	284,576

CALCUL DE Hmt

TABLEAU 6

$\varnothing$ m	Prix du ml DA	Longueur conduite m	Prix de la conduite DA	Amortissement DA
0,20	229,59	18945	4349582,6	386360,37
0,25	267,22	18945	5062482,9	449685,17
0,30	333,07	18945	6310011,2	560499,36
0,35	437,60	18945	8290332	736405,32

Frais d'exploitation (Tableau N°3)

Le refoulement est de 24 h/24h.

Le débit à refouler est de  $Q = 0,051 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La puissance absorbée par la pompe est donnée par l'expression:

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

Où

P: KW

Hmt : m

Q :  $\text{m}^3/\text{s}$

$\eta$  : rendement de la pompe 75 %

Energie consommée:

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

E = Kwh/an

Prix de l'énergie

$$P_e = Ee$$

e :tarif de l'énergie

$$e = 0,23 \text{ DA/kwh.}$$

\* Après avoir fait le bilan (Tableau N°4), on remarque que le diamètre économique est le  $\varnothing 250$ .

$\varnothing$ m	Hmt m	$P = \frac{\rho g Hmt}{\eta}$	$E = P \cdot 24 \cdot 365$ kwh/an	Prix de l'énergie - $P_e = E \cdot e$ DA/an
0,20	538,335	350,75	3142650	722809,5
0,25	356,116	237,32	2078923,2	478152,34
0,30	303,275	202,10	1770396	407191,08
0,35	254,576	189,64	1661246,4	382086,67

= 75 %

TABLEAU 6 - FRAIS D'EXPLOITATION

$\varnothing$ m	Frais d'exploitation	Frais d'amortissen.	TOTAL	Diamètre économique
0,20	722809,5	386360,37	1109169,9	Ø 250
0,25	478152,34	449685,17	927837,51	
0,30	407191,08	560499,36	967690,44	
0,35	382086,67	736405,32	1118492	

TABLEAU 7 - BILAN

V A R I A N T E I I

Puisque le débit à refouler est le même, on aura les mêmes valeurs en ce qui concerne  $\phi, V, \frac{Q}{D}, f_N, f_c$ , c'est à dire:

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

$$V = 1,04 \text{ m/s}$$

$$R = 2,610^5$$

$$\epsilon/D = 0,0004$$

$$f_N = 0,01615$$

$$f_c = 0,01828$$

Pertes de charge

$$\Delta H_T = \frac{f}{D} \frac{v^2}{2g} L_e$$

$$L_e = 19375 \text{ m.}$$

$$\Delta H_T = \frac{0,01828}{0,25} \frac{(1,04)^2}{2 \cdot 9,8} \cdot 1,15 \cdot 19375 = 89,91 \text{ m.}$$

Application de la longueur fluidodynamique

$$J = 0,004$$

$$\Delta H_T = J \cdot L_e = 0,004035 \cdot 1,15 \cdot 19375 = 89,12 \text{ m.}$$

Determination du diamètre économique

Le procédé de calcul est le même que celui de la première variante.

Les valeurs de Hmt, des frais d'amortissement et des frais d'exploitation sont reportés dans les tableaux 5, 6 et 7.

$\varnothing$ m	V m/s	L	$R \cdot 10^6$	$f_2$	Jr	$\epsilon_c$	$\sqrt[5]{J}$	J	$\Delta H_L = J \cdot L$	$\Delta H_L = 1,15 \Delta H_L$	Hmt
0,20	1,62	19375	0,3241	0,01693 85	0,01136 02	0,0185 194	1,0914	0,01239 9	240,23	276,26	544,46
0,25	1,04	"	0,28	0,1615	0,003565	0,01828	1,13189	0,00403 5	78,18	89,91	358,11
0,30	0,72	"	0,216	0,01553	0,001369	0,0182 64	1,17605	0,00161	31,19	35,87	304,07
0,35	0,53	"	0,1855	0,015025	0,00061 52	0,01836 16	1,22207	0,00075 18	14,57	16,75	284,95

CALCUL DE Hmt

TABLEAU 8

$\varnothing$ m	Prix du ml DA	Longueur de la conduite	Prix de la cond. DA	Amortissement DA
0,20	229,59	19375	4448306,3	395129,7
0,25	257,22	"	5177387,5	453891,6
0,30	333,07	"	6453231,3	573221,17
0,35	437,50	"	8478500	753119,72

FRAIS D'AMORTISSEMENT-TABLEAU 9

$\varnothing$ m	Hmt m	$P=QgHmt/\eta$	$E=P.24 \times 365$ kwh/an	Prix de l'énergie	$Pe = E.e$ DA/An
0,20	544,46	362,83	3230950,6	743118,68	
0,25	358,11	238,64	2090486,4	480811,87	
0,30	304,07	202,63	1775038,8	408258,92	
0,35	284,95	189,89	1563436,4	382590,37	

TABLEAU 10-FRAIS D'EXPLOITATION

$\varnothing$ m	Frais d'exploit.	Frais d'amortiss	TOTAL	$\varnothing$ économi.
0,20	743118,68	395129,7	1138248,4	
0,25	480811,87	459891,8	940703,67	$\varnothing$ 250
0,30	408258,92	573221,17	981480,09	
0,35	382590,37	753119,72	1135710,1	

TABLEAU 11-BILAN

Après avoir fait le bilan, on trouve que le diamètre économique est le  $\varnothing 250$  .

COMPARAISON DES DEUX VARIANTES ETUDIEES

<u>CARACTERISTIQUES DE LA CONDUITE</u>	<u>VARIANTE 1</u>	<u>VARIANTE 2</u>
Diamètre économique (m)	0,25	0,25
Longueur (m)	18945	19375
Coût (DA)	942323,92	955230,38

TABLEAU 12

D'après le tableau, nous remarquons:

- 1. Le même diamètre dans les deux cas
- 2. La différence de longueur très petite (430 m).
- 3. La différence de coût négligeable

A la lumière des points cités ci-dessus, nous opt pour la variante N° II.

Dans ce cas, la conduite passe à l'intérieur de la ville, par la route, ce qui facilite la pose et aussi l'exploitation.

Par contre, la variante N°1 voit la conduite passer en dehors de la ville, où le terrain est trop accidenté et peut causer des dégâts à la conduite (points trop hauts ou trop bas).

CHOIX DES POMPES

Notre forage sera équipé d'une pompe multicellulaire à axe vertical répondant aux caractéristiques de refoulement suivantes:

$$Q = 51 \text{ l/s} = 183,6 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$\text{Hmt} = 358,02 \text{ m}.$$

Type : 100 NM à 7 étages

Vitesse de rotation : 2950 tr/mn

$$\text{Rendement} : \eta = 74 \text{ \%}.$$

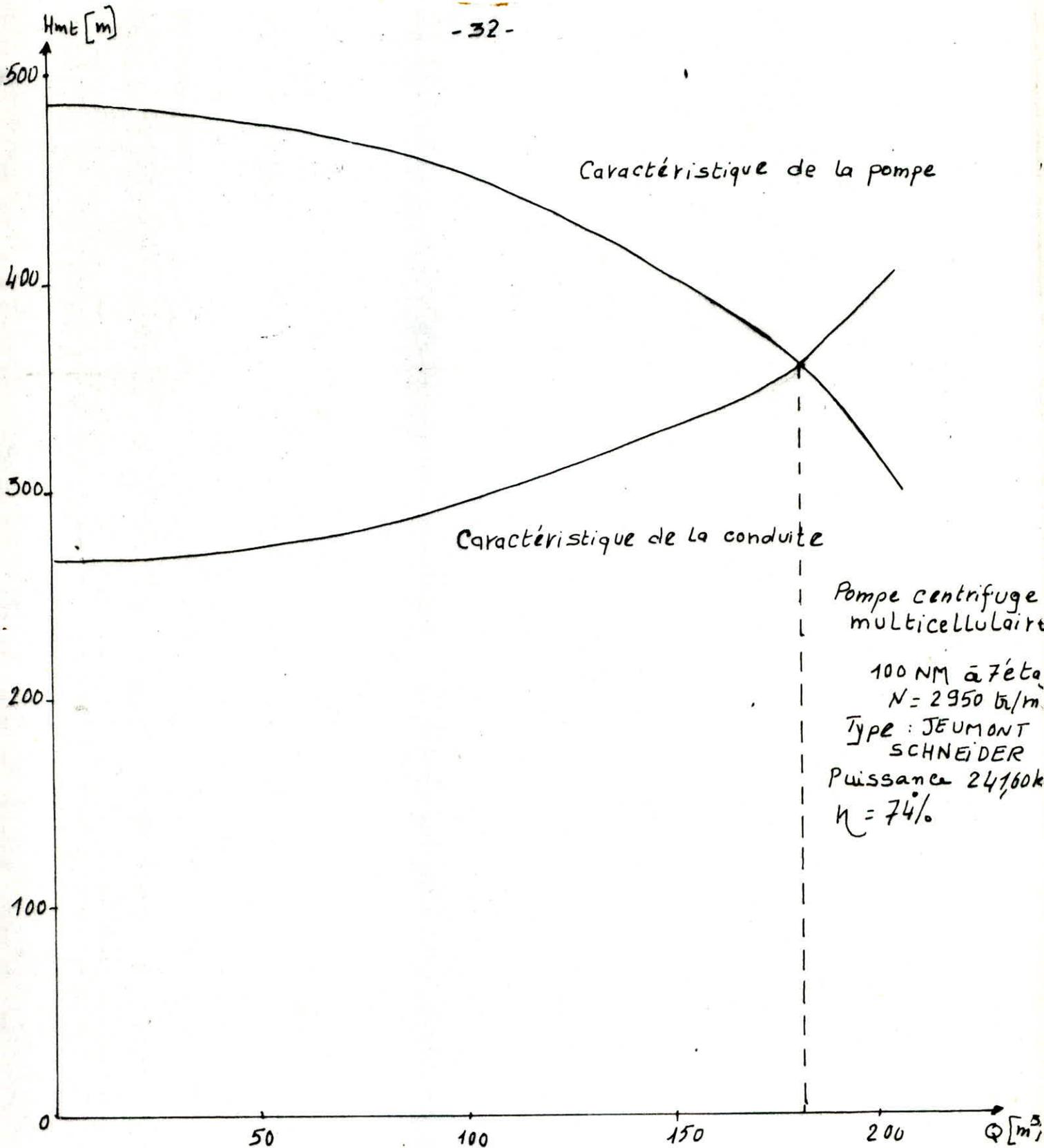
L'intersection des courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite nous donne le point de fonctionnement P désiré avec:

$$Q = 183,45 \text{ m}^3/\text{h} \text{ et } \text{Hmt} = 358 \text{ m}.$$

Puissance absorbée:

$$P_{ab} = \frac{\rho \cdot Q \cdot \text{Hmt}}{\eta} = \frac{9,8 \cdot 183,45 \cdot 358}{0,74 \cdot 3600} = 241,60 \text{ kw}$$

(Voir figure 6)



Echelles : vert : 1cm  $\rightarrow$  25m  
horiz : 2cm  $\rightarrow$  25m<sup>3</sup>/h

figure: 6

CHAPITRE V

LES RESERVOIRS

1. Utilité

Le réservoir permet de restituer l'eau au moment des heures de pointe et aussi de parer à un accident survenant dans l'adduction.

Il permet d'autre part une marche plus uniforme des pompes.

2. Emplacement du réservoir

Le réservoir sera implanté à une altitude suffisamment élevée, pour desservir la zone haute de la ville.

La cote du réservoir sera déterminée par la formule:

$$C_R = C_T + H + 10$$

$C_T$  : cote de terre du point le plus haut

H : hauteur prise en fonction du nombre d'étages - pour R+3  
R+3 on a H = 15

10 m : 1 bar : on ajoute 1 bar au dessus du bâtiment le plus haut du réseau.

d'où

$$C_R = 675 + 15 + 10 = 700 \text{ m.}$$

On peut aussi déterminer la cote du réservoir par la formule:

$$C_R = C_T + H + h_{wi} + P_S + h_{wi}$$

$C_T$  : cote de terre du point le plus haut

H: hauteur prise en fonction du nombre d'étages  
Pour R+3, on a H = 15,0 m.

$h_{wi}$  : pertes de charge dans chaque bâtiment  
Pour R+3 ;  $h_{wi} = 3,0$  m.

$P_S$  : pression nécessaire pour le quartier  $P_S = 3,0$  m.

$h_w$  : pertes de charge linéaires égale à  $h_w = J.L$

L : longueur de la conduite L = 1000 m

$$\Lambda = \frac{D}{D_0}$$

$D_0 = 1,539$  pour un profil circulaire plein

D = 0,5 m-diamètre de la conduite (voir dimensionnement de la conduite-chapitre II ).

$$\Lambda = \frac{0,5}{1,539} = 0,325$$

$$\left. \begin{array}{l} \varepsilon = 10^{-4} \text{ m} \\ \Lambda = 0,325 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{Q}{\sqrt{J}} = 5,18$$

Vérification de la formule:

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = \Lambda^{2,5} ( 15,96 - 8,681 \ln \frac{\varepsilon}{\Lambda} ) = 5,188$$

$$J = \left( \frac{Q}{\Lambda} \right)^2 = \left( \frac{0,3085}{5,188} \right)^2 = 0,00354$$

$$hw_i = J.L = 0,00354.1000 = 3,54 \text{ m.}$$

D'où

$$C_R = C_T + H + P_S + hwi + hwl$$

$$675 + 15 + 3 + 3 + 3,54 = 699,54 \approx 700,0 \text{ m.}$$

La hauteur d'eau dans le réservoir étant de 4 mètres la cote de trop-plein sera égale à  $C_{TP} = 704,0 \text{ m.}$

Le réservoir a pour côtés :

Côte de terrain naturel : 700,0

Côte de trop-plein : 704,0

### 3. Capacité du réservoir

En première approximation, nous admettons la répartition de la consommation, les coefficients horaires (an) en pourcentage dans dans le tableau suivant:

Nous traçons les courbes d'apport et de consommation sur le graphique et nous obtenons l'excès  $V^+$  max et l'insuffisance  $V^-$  max; nous additionnons les deux et nous aurons le volume du réservoir:

Le volume du réservoir sera égal à :

$$V = V^+_{\text{max}} + |V^-_{\text{max}}| = 1732,62 + 821,89 = 2554,51 \text{ m}^3$$

En ajoutant la réserve d'incendie qui est de 120 m<sup>3</sup>, le volume total d'eau que doit contenir le réservoir sera de :

$$2554,51 + 120 = 2674,51 = 2700 \text{ m}^3$$

On prendra deux réservoirs jumelés de 1350 m<sup>3</sup>, chacun, circulaires.

TABLEAU DES COEFFICIENTS HORAIRES

TABLEAU 13

HEURE t	a h
0-1	1,5
1-2	1,5
2-3	1,5
3-4	1,5
4-5	2,5
5-6	3,5
6-7	4,5
7-8	5,5
8-9	6,25
9-10	6,25
10-11	6,25
11-12	6,25
12-13	5,0
13-14	5,0
14-15	5,5
15-16	6,0
16-17	6,0
17-18	5,5
18-19	5,0
19-20	4,5
20-21	4,0
21-22	3,0
22-23	2,0
23-24	1,5

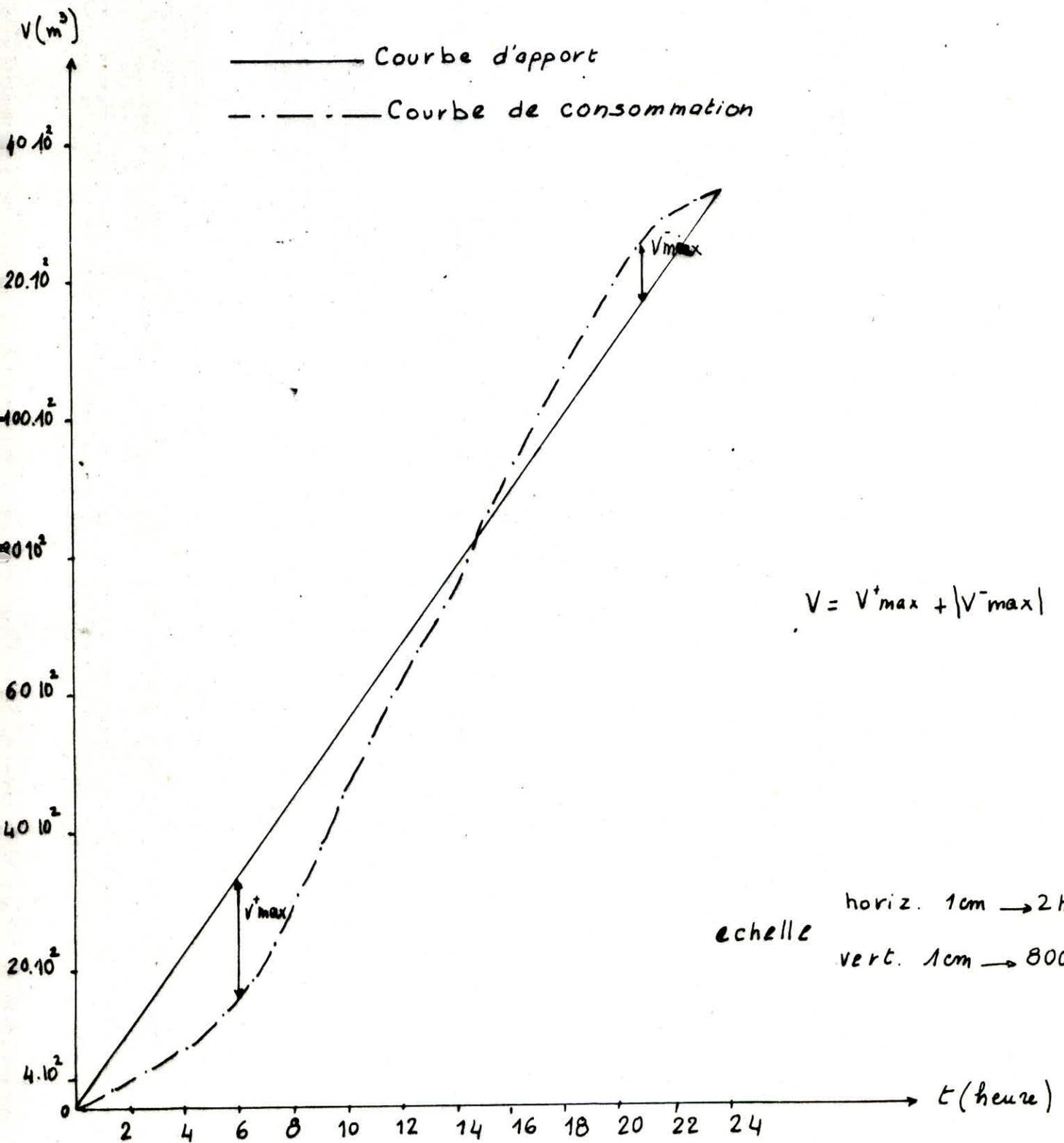


figure 7

La hauteur d'eau dans le réservoir est de h=4m.

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

$$D = 2 \sqrt{\frac{1350}{\pi \cdot 4}} = 20,73 \text{ m.}$$

La hauteur de stockage sera égale à :

$$h_{st} = \frac{V_{st}}{A} = \frac{120 \cdot 4}{\pi (20,73)^2} = 0,36 \text{ m}$$

2 réservoirs de  $V_T = 1350 \text{ m}^3$  chacun:

$V_{st} = 120 \text{ m}^3$

$D = 20,73 \text{ m}$

$h = 4,0 \text{ m}$

$h_{st} = 0,36 \text{ m}$

revanche S = 0,5 m

La hauteur de réservoir H = 4,5 m.

#### 4. Équipement du réservoir

L'équipement des réservoirs doit leur permettre de remplir les fonctions qui leur sont destinées et qui sont:

- Reception de l'adduction
- Départ de l'eau vers la distribution
- Trop-plein
- Vidange
- By-pass
- Matérialisation de réserve d'incendie

##### a- Arrivée de l'adduction (fig)

L'adduction s'effectue par surverse, en prolongeant la conduite de façon que son extrémité soit toujours noyée.

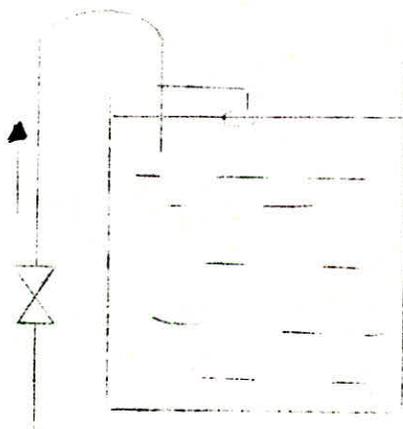


Figure 1

Mais cette forme d'arrivée peut engendrer un retour de l'eau; pour y remédier, la mise en place d'un clapet sur l'arrivée est indiquée.

##### b- Départ de la distribution

En vue d'éviter l'introduction dans la conduite de distribution des boues et sables, le départ s'effectue à 0,15 ou 0,20 m. au dessus du radier. Cependant, il y a lieu de réserver un minimum de 0,50 m, au dessus de la conduite en cas d'abaissement du niveau d'eau.

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

Sur la conduite de distribution, sera ménagé un robinet-vanne permettant d'isoler le réservoir en cas de rupture sur le réseau.

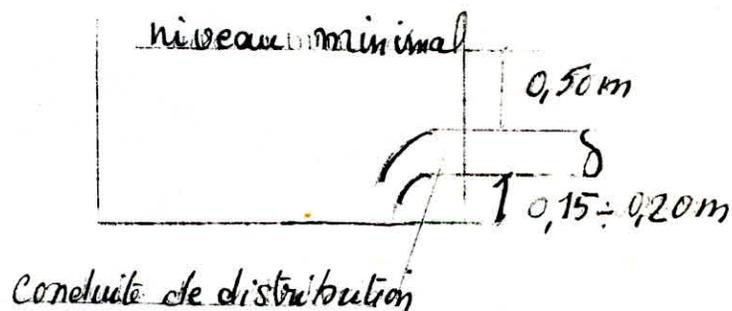


FIGURE 2

c-Trop-plein (fig)

Cette conduite est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau déterminé; elle est de forme conique à son départ.

d-Vidange (fig)

Cette conduite part du point bas du réservoir et se raccorde avec la conduite de trop-plein.

Elle comporte un robinet-vanne et un siphon servant de garde d'eau pour éviter la pénétration d'insectes dans la conduite.

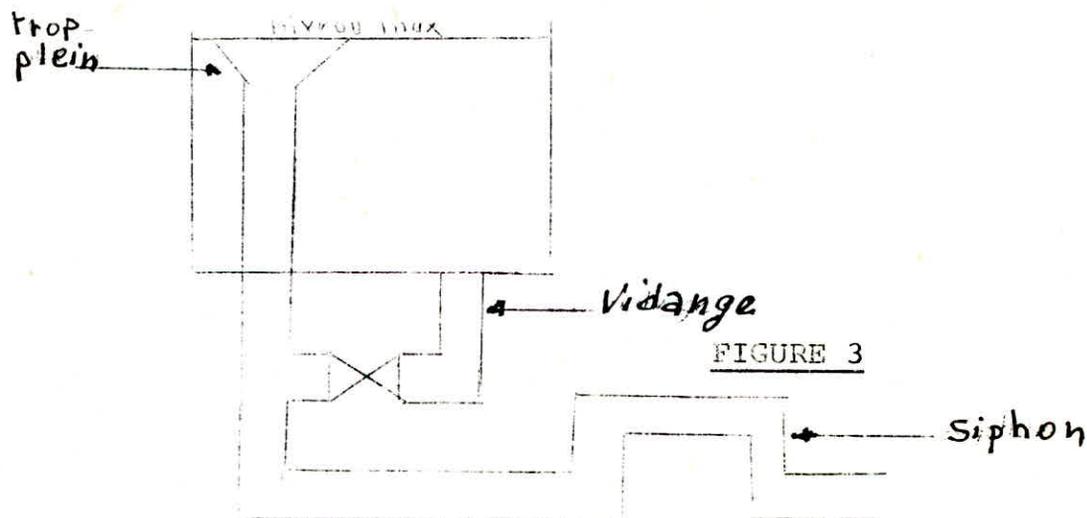
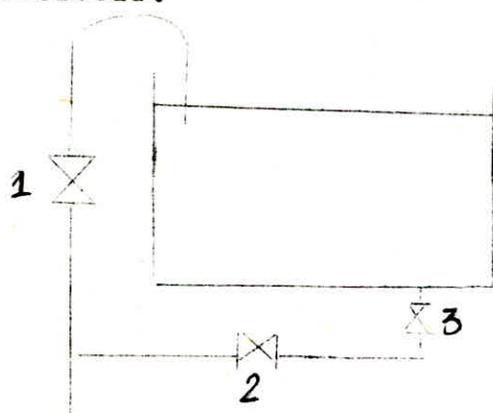


FIGURE 3

e-By-pass

Une communication entre conduite d'adduction et de distribution est à prévoir en cas de réparation ou de nettoyage du réservoir.



- En temps normal 1-3 ouverts  
2 fermé
- En by-pass 1-3 fermés  
2 ouvert

FIGURE 1

d-Matérialisation de la réserve d'incendie

Le volume d'eau réservé et stocké dans le réservoir pour l'extinction de l'incendie ne doit pas être pris, sauf nécessité; ce qui conduit à la matérialisation comme suit:

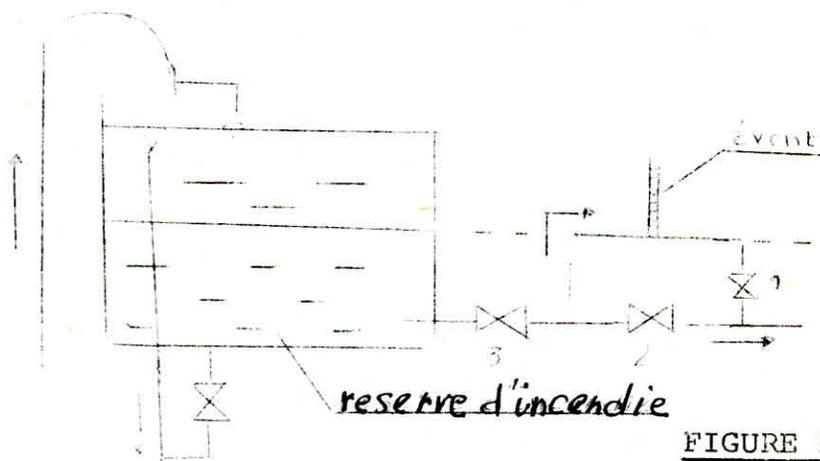


FIGURE 5

En marche normale, les vannes 1 et 3 sont ouvertes. En cas de sinistre, la vanne 2 sera ouverte et assurera la mise en service de la réserve d'incendie.

Entretien des réservoirs

Quelle que soit la nature des réservoirs, leurs structures doivent être l'objet d'une surveillance régulière.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves, opération comportant plusieurs phases:

- Isolement et vidange de la cuve
- Elimination des dépôts sur les parois
- Désinfection à l'aide de produits chlorés
- Remise en service

## CHAPITRE VI

### DISTRIBUTION

#### 1. Problèmes posés par la variation de débit

1.1. Vu le manque d'eau et l'état du réseau de distribution, la ville de Bou-Saada est alimentée d'une façon intermittente.

Pour parer à ce manque d'eau et surtout en zone haute, qui ne peut être alimentée par les réservoirs existants, nous avons projeté un réservoir alimenté par le nouveau forage Mehakoub (Voir chapitre V).

Compte tenu de la topographie de la région, la ville est divisée en 3 zones:

- Zone haute de 8 mailles alimentée par le nouveau réservoir de 2700 m<sup>3</sup>.
- Zone moyenne de 7 mailles alimentée par le réservoir existant Maïttar de 2000 m<sup>3</sup>.
- Zone basse de 9 mailles alimentée par le réservoir existant Sidi-Slimane de 2000 m<sup>3</sup>.

1.2. Le débit demandé par les consommateurs est soumis à plusieurs variations en raison de l'irrégularité dans la consommation.

Ces variations sont horaires, journalières, mensuelles et annuelles.

En raison de ces variations, le débit moyen est affecté d'un coefficient pour aviser le débit de pointe du jour le plus chargé de l'année.

Coefficient de variation horaire  $k_0$

$$k_0 = \frac{\text{consommation maximum horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}}$$

$$k_0 = 2$$

Coefficient de variation journalière  $K_j$

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

$$K_j = 1,5$$

Coefficient de pointe horaire  $K_p = K_o \cdot K_j = 3$

Calcul du débit de pointe (avec lequel sera dimensionnée la conduite de distribution)

$$Q_p = Q_j \text{ moy} \cdot K_p$$

Calcul du débit d'apport (avec lequel sera dimensionné le réservoir).

$$Q_{\text{app}} = Q_{j\text{moy}} \cdot K_j$$

## 2. Calcul du diamètre de la conduite de distribution

La conduite maitresse, c'est à dire la conduite partant du réservoir vers l'agglomération sera dimensionnée d'après le débit de pointe qu'elle doit véhiculer.

### 2.1. Méthode de calcul

Avec  $D$  inconnu, on aura dans la formule de Darcy-Weisbach, 3 inconnues :  $f, D, V$

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

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$\Delta H = \frac{f}{D} \frac{Q^2}{2g \left( \frac{\pi D^2}{4} \right)^2} \cdot L = 0,0828 fL \cdot \frac{Q^2}{D^5}$$

$$\Delta H_T = J.L + 0,15 J.L = 1,15 J.L = 0,09522 fL \frac{Q^2}{D^5}$$

Dans cette dernière formule, on a 3 inconnues qui sont  $\Delta H_T$ ,  $f$  et  $D$  d'où l'on procède comme suit:

On se fixe une pression au sol et l'on calcule  $\Delta H_T$  ensuite on donne à  $f$  une valeur et on calcule  $D$ .

On calcule  $D$  d'après la formule:

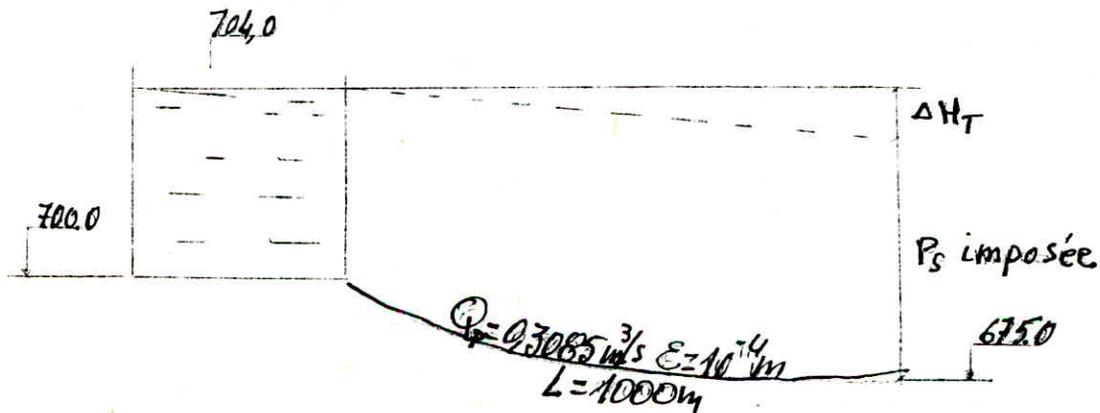
$$R_s = \frac{4 Q}{\pi D} \cdot \frac{1}{D_1}$$

et  $\frac{\epsilon}{D_1}$  et l'on trouve un nouveau  $f$ .

On répète le procédé jusqu'à obtention de  $f_i = f_{i-1}$

## 2.2. Détermination du diamètre de la conduite de distribution

### 2.2.1 Zone haute



$$P_s = 24,0 \text{ m.}$$

On se fixe une pression au sol; dans ce cas pour R+3

$$\Delta H_T = 704 - (675 + 24) = 5,0 \text{ m.}$$

$$f = 0,025$$

$$D_1 = \sqrt[5]{\frac{0,09522 \text{ FLQ}^2}{\Delta H_T}} = \sqrt[5]{\frac{0,09522 \cdot 0,025 \cdot 1000 \cdot (0,3085)^2}{5}}$$

$$D_1 = 0,54 \approx 0,55 \text{ m.}$$

On le normalise au  $\varnothing 600$

$$V_1 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D_1^2} = \frac{4 \cdot 0,3085}{\pi (0,5)^2} = 1,09 \text{ m/s}$$

$$R_1 = \frac{4Q}{\pi D_1} \cdot \frac{1}{D_1} = \frac{4 \cdot 0,3085}{\pi \cdot 10^{-6}} = 0,655 \cdot 10^6$$

$$\frac{\varepsilon}{D_1} = \frac{10^{-4}}{0,6} = 0,0001667$$

$$f_N = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D_1})^{-2} = (1,14 - 0,86 \cdot 0,0001667)^{-2}$$

$$f_N = 0,0134537$$

$$f_c = \left[ -0,86 \ln \left( \frac{\varepsilon}{3,7 D_1} + \frac{2,51}{R_e \sqrt{f}} \right) \right]^{-2}$$

$$f_e = \left[ 0,86 \ln \left( \frac{10^{-4}}{3,7 \cdot 0,6} + \frac{2,51}{0,655 \cdot 10^6 \cdot 0,0134537} \right) \right]^{-2}$$

$$f_e = 0,0151161$$

$$D_2 = \sqrt[5]{\frac{0,09522 \text{ FL } Q^2}{\Delta H_T}} \sqrt[5]{\frac{0,09522 \cdot 0,0151161 \cdot 1000 \cdot (0,3085)^2}{5}}$$

$$D_2 = 0,50 \text{ m.}$$

$$V_2 = 1,57 \text{ m/s}$$

$$R_2 = \frac{4Q}{\pi D} \cdot \frac{1}{D_2} = 0,786 \cdot 10^6$$

$$\frac{\varepsilon}{D_2} = 0,0002$$

$$f_2 = 0,0151946$$

$$D_3 = \sqrt[5]{\frac{0,09522 \cdot 0,0151946 \cdot 1000 \cdot (0,3085)^2}{5}} = 0,487 \text{ } 0,50 \text{ m}$$

$$R_3 = \frac{4Q}{\pi D} \cdot \frac{1}{D_3} = 0,786 \cdot 10^6$$

$$\frac{\varepsilon}{D_3} = 0,0002$$

$$f_3 = 0,0151919$$

$$D_4 = \sqrt[5]{\frac{0,09522 \cdot 0,0151919 \cdot 1000 \cdot (0,3085)^2}{5}} = 0,487 \text{ } 0,5 \text{ m.}$$

$$R_4 = 0,786 \cdot 10^6$$

$$\frac{\varepsilon}{D_4} = 0,0002$$

$$f_4 = 0,01592$$

$$D_5 = \sqrt[5]{\frac{0,09522 \cdot 0,015192 \cdot 1000 (0,3085)^2}{5}} = 0,5 \text{ m.}$$

$$R_5 = 0,786 \cdot 10^6$$

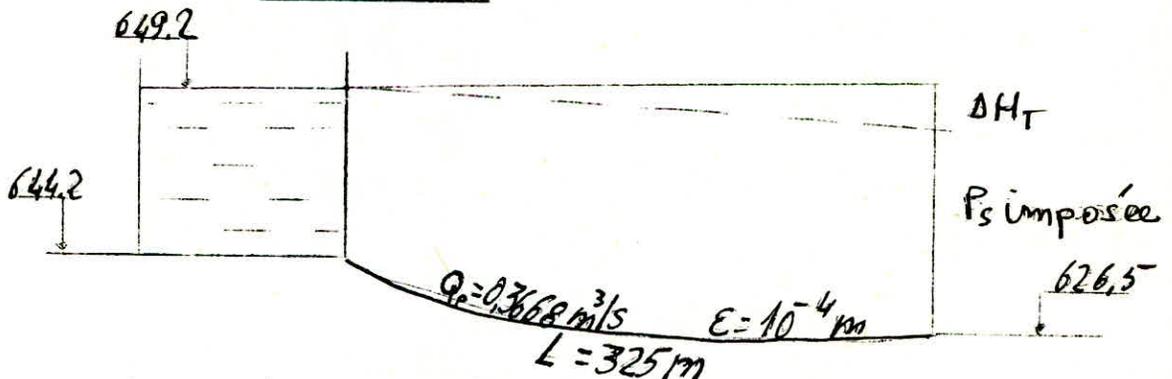
$$\frac{\varepsilon}{D_5} = 0,0002$$

$$f_5 = 0,015192$$

Ayant obtenu  $f_5 = f_4 = 0,015192$ , on arrête les calculs et le diamètre de la conduite sera égal au  $\varnothing 500$ .

$$V = \frac{4Q}{D^2} = \frac{4 \cdot 0,3085}{\pi \cdot (0,5)^2} = 1,57 \text{ m/s vitesse admissible}$$

### 2.2.2 Zone moyenne



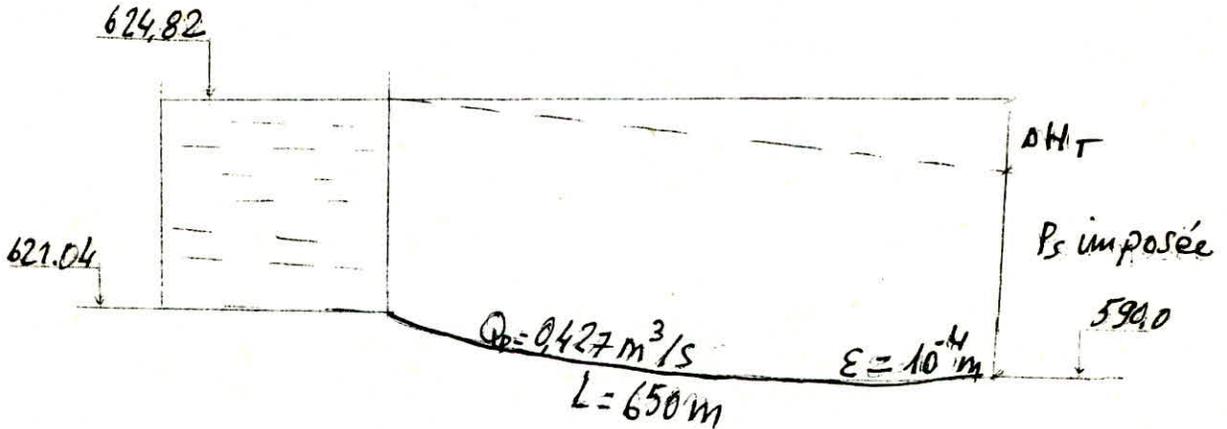
On procède de la même manière que précédemment:

$$P_s = 19 \text{ m. pour R+2.}$$

$$\Delta H_T = 649,2 - (626,5 + 19) = 3,7 \text{ m.}$$

Tout calcul fait, on trouve un diamètre égal à 500 mm et une vitesse d'écoulement égale à  $V = 1,86 \text{ m/s}$  et  $f = 0,015063$

2.2.3. Zone basse



$$P_s = 24 \text{ m. pour R+3.}$$

$$\Delta H_t = 624,82 - (590 + 24) = 10,82 \text{ m.}$$

Tout calcul fait, on trouve un diamètre égal à 500 mm et une vitesse d'écoulement égale à  $V = 2,17 \text{ m/s}$  et  $f = 0,0149016$

2.2.4 Calcul de la perte de charge totale se produisant le long de la conduite de distribution

ZONE HAUTE

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

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

$$\Delta H_T = 4,39 \text{ m.}$$

ZONE MOYENNE

$$\Delta H_T = 1,99 \text{ m.}$$

ZONE BASSE

$$\Delta H_T = 5,35 \text{ m.}$$

REMARQUE

Le débit avec lequel est calculé le diamètre de la conduite de distribution est le débit d'apport

$$Q_{app} = Q \text{ mg jour} \times K_p \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$K_p = 3$$

3. Calcul des réseaux de distribution

Ayant de faibles ressources, la ville de Bou-Saada connaît un grand problème de satisfaction des besoins en eau des consommateurs. Ces derniers ne pourront être satisfaits que d'ici quelques années et ce par l'importance accordée aux régions du Sud par la politique Nationale dans le domaine de l'hydraulique.

Cette politique insiste sur la création de retenues collinaires, le forage de puits et ce pour alimenter les populations en eau potable, pour la mise en valeur des terres et aussi pour le développement de ces régions dans le domaine de l'industrie.

Vu que dans le futur le problème ne se posera presque plus, on dimensionne les réseaux avec les débits de pointe horaire demandés en l'an 2010 et ce pour ne pas avoir recours au changement des conduites une fois que le débit demandé est satisfait.

### 3.1. Determination des débits aux noeuds

#### Méthode de calcul

Pour déterminer le débit en chaque noeud, on délimite la surface desservie par ce dernier par la méthode dite des médiatrices.

Avec la densité correspondante, on calcule le nombre d'habitants pour chaque noeud et avec la consommation spécifique, on calcule le débit au noeud.

#### 3.1.1. Calcul des débits aux noeuds pour la zone haute

$$a) \text{ Densité} = \frac{P}{S} = \frac{41230}{133} = 310 \text{ hab/ha.}$$

$$\text{Consommation moyenne journalière} = 8884,5 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$b) \text{ Consommation spécifique } q_s = \frac{\text{Consomm. moy. jour}}{P}$$

$$q_s = \frac{8884,5}{41230} = 215,48 \text{ l/j/hab.}$$

c) Consommation par noeud

$$q_{\text{noeud}} = \frac{q_s \times P_i}{24 \times 3600}$$

d) Débit de pointe

$$Q_p = 8884,5 \times 3 = 26653,54 \text{ m}^3/\text{j} = 308,5 \text{ l/s.}$$

e) Débit soutiré

$$Q_s = q_n \cdot K_p \quad K_p \text{ coefficient de pointe horaire}$$

Voir tableau récapitulatif N° 14

Tableau 14

N°	No des mailles	surface ha	densité hab/ha	population hab	consommation spécifique l/hab	debits aux moeurs l/s	coefficient de pointe	debits soutirés l/s
1	I	2,996	310	929	215,486	2,317	3	6,95
2	I	3,15	"	977	"	2,437	"	7,31
3	I II	8,2563	"	2559	"	6,382	"	19,15
4	II	5,735	"	1778	"	4,434	"	13,30
5	II	4,325	"	1341	"	3,344	"	10,03
6	II	2,3875	"	740	"	1,845	"	5,53
7	II	1,789	"	554	"	1,382	"	4,15
8	II III	7,5	"	2325	"	5,80	"	17,4
9	II III	11,7187	"	3633	"	9,061	"	27,18
10	II III IV	9,4625	"	2933	"	7,315	"	21,95
11	III IV	7,295	"	22464	"	56,145	"	18,44
12	IV V	4,3505	"	29230	"	5,220	"	15,865
13	I II IV V	5,6875	"	1763	"	4,397	"	13,19
14	I V VI	7,6875	"	2383	"	5,943	"	17,83
15	V VI	5,3125	"	1647	"	4,108	"	12,32
16	VI VII	8,525	"	2643	"	6,592	"	19,78
17	VII VIII	6,83	"	2117	"	5,28	"	15,84
18	VIII	1,3475	"	418	"	1,042	"	3,13
19	VIII	1,50	"	465	"	1,160	"	3,48
20	IV VII	7,375	"	2286	"	5,701	"	17,10
21	V VI	5,3395	"	1655	"	4,128	"	12,39
22	I VI	4,125	"	1279	"	3,19	"	9,57

3.1.2. Calcul des débits aux noeuds pour la zone moyenne

$$a) \text{Densité} = \frac{P}{S} = \frac{41151}{143,88} = 286 \text{ hab/ha}$$

Consommation moyenne journalière: 10563,78 m<sup>3</sup>/j.

b) Consommation spécifique

$$q_s = \frac{10563,78}{41151} = 256,708 \text{ l/j/hab.}$$

c) Consommation par noeud

$$q_n = \frac{q_s \times P_i}{24 \times 3600}$$

d) Débit de pointe

$$Q_p = 10563,78 \times 3 = 31691,34 \text{ m}^3/\text{j} = 366,80 \text{ l/s}$$

e) Débit soutiré

$$Q_s = q_n \cdot K_p$$

Voir tableau récapitulatif N° 15

Zone centrale

Calcul des débits soutirés

Tableau 15

N° des parcelles	N° des mailles	Surface ha	densité hab/ha	population hab	Consommation spécifique d'eau l/hab	débits aux moeds l/s	Coefficient de pointe	débits soutirés l/s
1	I	10,25	286	2931	256,708	8,708	3	26,12
2	I	8,0	"	2288	"	6,80	"	20,4
3	I III	8,625	"	2467	"	7,33	"	22
4	II III	3,969	"	1135	"	3,37	"	10,12
5	II	5,7185	"	1635	"	4,86	"	14,58
6	II	2,00	"	572	"	1,70	"	5,10
7	II III	8,64	"	2472	"	7,34	"	22,03
8	III IV	7,6095	"	2176	"	6,465	"	19,39
9	I III IV	6,95	"	1988	"	5,906	"	17,72
10	I IV V	10,5125	"	3007	"	8,934	"	26,80
11	IV V	6,823	"	1951	"	5,80	"	17,40
12	V VI	16,505	"	4721	"	14,02	"	42,06
13	I V VI	12,85	"	3675	"	10,92	"	32,76
14	I VI VII	12,635	"	3614	"	10,74	"	32,22
15	VI VII	15,55	"	4447	"	13,21	"	39,63
16	VII	7,2425	"	2072	"	6,156	"	18,47

Σ 143,88

Σ 41151

Σ 366,80

3.1.3. Calcul des débits aux noeuds pour la zone basse

$$a) \text{Densité} = \frac{P}{S} = \frac{53221}{171,68} = 310 \text{ hab/ha}$$

Consommation moyenne journalière: 12297,78 m<sup>3</sup>/j.

b) Consommation spécifique

$$q_s = \frac{12297,78}{53221} = 231 \text{ l/j/hab.}$$

c) Consommation par noeud

$$q_n = \frac{q_s \times P_i}{24 \times 3600}$$

d) Débit de pointe

$$Q_p = 12297,78 \times 3 = 36893,34 \text{ m}^3/\text{j} = 427,00 \text{ l/s}$$

e) Débit soutiré

$$Q_s = q_n - Kp$$

Voir tableau récapitulatif N°16

Tableau 46

N° des moules	N° des mailles	Surface ha	Densité hab/ha	Population hab	Consommation spécifique l/l hab	debits aux moules l/s	Coefficient de pointe	debits soutirés l/s
1		4,675	310	1449	231,07	3,875	3	11,62
2		9,405	"	2916	"	7,8	"	23,4
3		3,7875	"	1174	"	3,14	"	9,42
4		4,9875	"	1546	"	4,135	"	12,41
5		6,5625	"	2034	"	5,44	"	16,32
6		8,325	"	2581	"	6,903	"	20,71
7		9,375	"	2906	"	7,772	"	23,32
8		8,50	"	2635	"	7,05	"	21,15
9		9,625	"	2984	"	7,98	"	23,94
10		9,375	"	2906	"	7,772	"	23,32
11		2,80	"	868	"	2,32	"	6,96
12		11,187	"	3468	"	9,275	"	27,82
13		2,2525	"	698	"	1,867	"	5,60
14		10,43	"	3234	"	8,65	"	25,95
15		10,75	"	3332	"	8,911	"	26,73
16		4,355	"	1350	"	3,61	"	10,83
17		10,7755	"	3340	"	8,93	"	26,79
18		17,5125	"	5429	"	14,52	"	43,56
19		14,25	"	4418	"	11,815	"	35,44
20		12,75	"	3953	"	10,572	"	31,71
		$\Sigma$ 171,68		$\Sigma$ 53221				$\Sigma$ 427

### 3.2. Réseau maillé

#### 3.2.1. Méthode de calcul

Le réseau maillé est calculé par approximations successives selon la méthode de Hardy-Cross qui repose sur deux lois/

-1ère loi: loi des noeuds

-2ème loi: loi des mailles

##### 1. Loi des noeuds

En un noeud, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants.

##### 2. Loi des mailles

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

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

( $r$  : résistance de la conduite)

#### 3.2.2. Principe de la méthode

Il consiste à se fixer une répartition des débits, un sens d'écoulement pour chaque maille afin de satisfaire la première loi et à calculer les pertes de charge le long de chaque tronçon de la maille, tout en les équilibrant dans les mailles (2ème loi) en corrogeant par approximations successives les débits supposés.

Calcul du débit correctif

Le débit correctif est donné par:

$$\Delta Q_i = - \frac{\sum_{i=1}^n r_i Q_i^2}{2 \sum_{i=1}^n (r_i Q_i)}$$

$$r = J_\phi \cdot L_e$$

Avec

$J_\phi$  : gradient de perte de charge débitaire

$L_e$  : longueur équivalente  $l_e = 1,15 l_g$

Pour un profil circulaire :

$$J_\phi = \frac{8}{5 \pi^2 g} = 0,0828 \frac{f}{D^5}$$

f: Coefficient de frottement calculé par la formule de Colebrock

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

Chaque maille est calculée séparément, les corrections à apporter à la valeur du débit de première approximation, sont:

-Celles propres à la maille prise avec le signe de  $Q_0$ , de la dite maille;

-Celles propres à la maille adjacente avec le signe contraire de  $Q_0$  de cette dernière;

Pour avoir le nouveau débit  $Q_1$  il faut ajouter au débit  $Q_0$ , la somme algébrique des corrections faites sur chaque tronçon.

On répète l'opération jusqu'à avoir

$Q < 1$  l/s débit correctif

$H < 0,5$  m perte de charge.

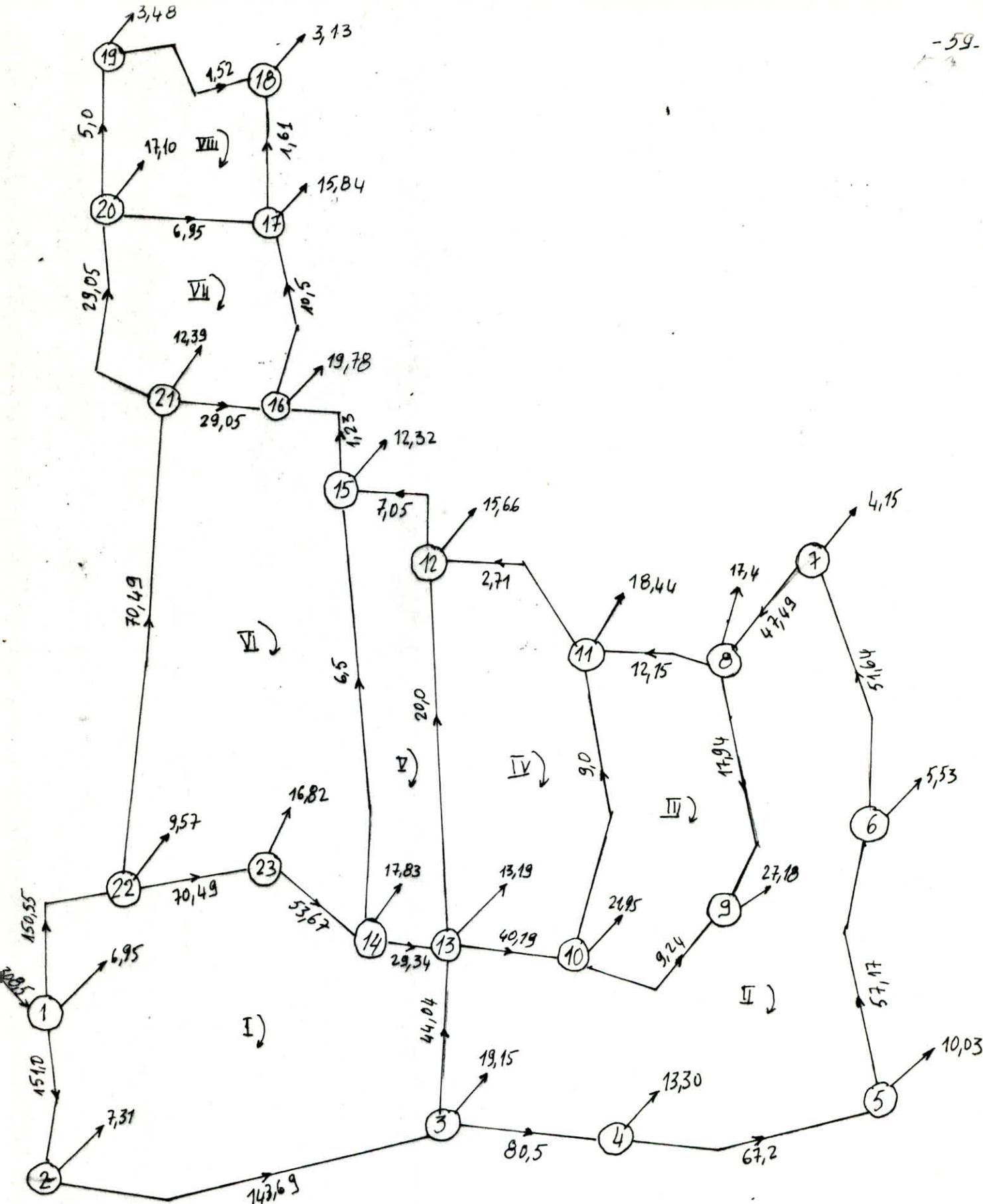


fig 28 schema de première repartition des debits

Zone haute

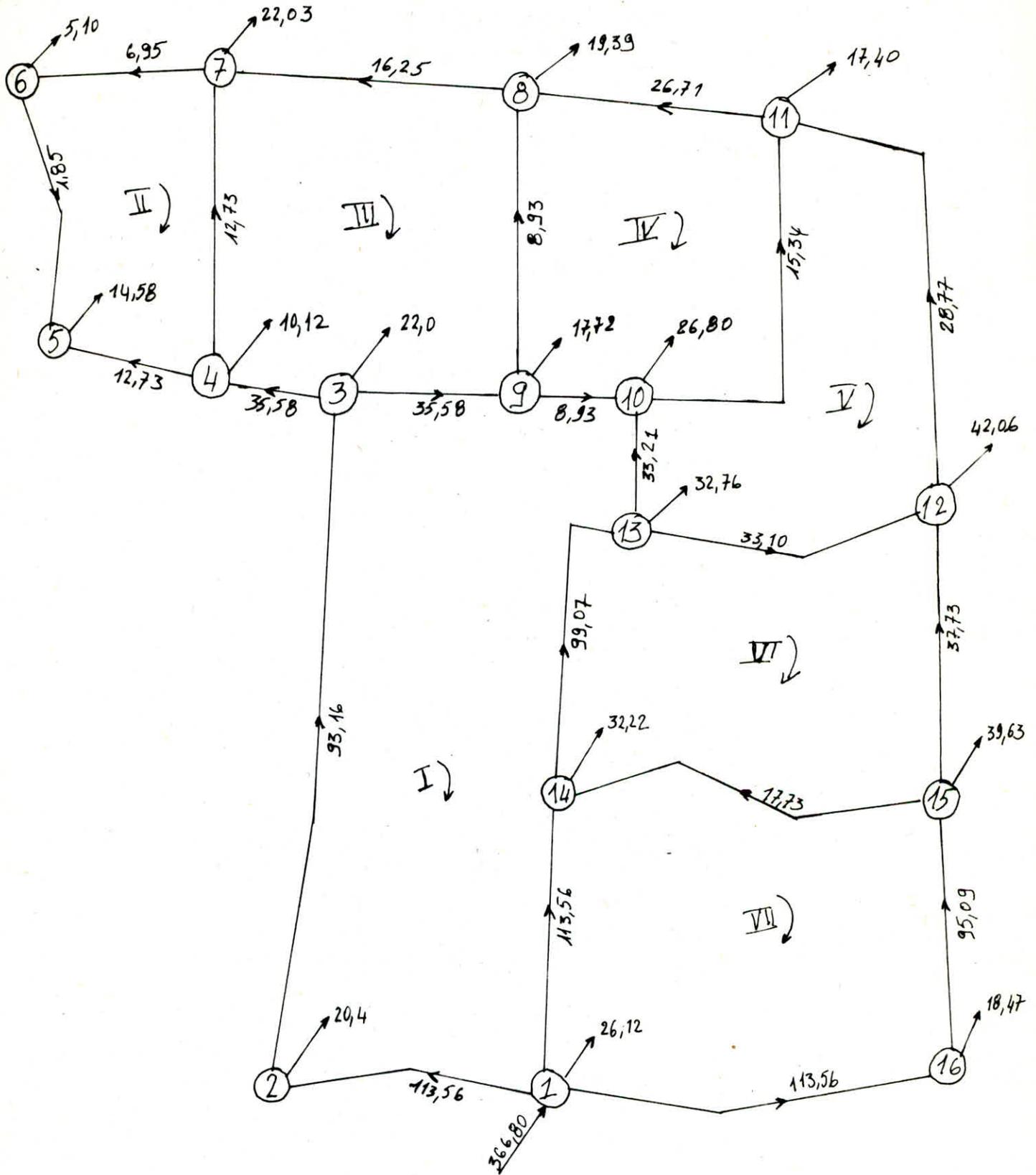


fig: 9 schéma de première répartition des debits  
zone moyenne

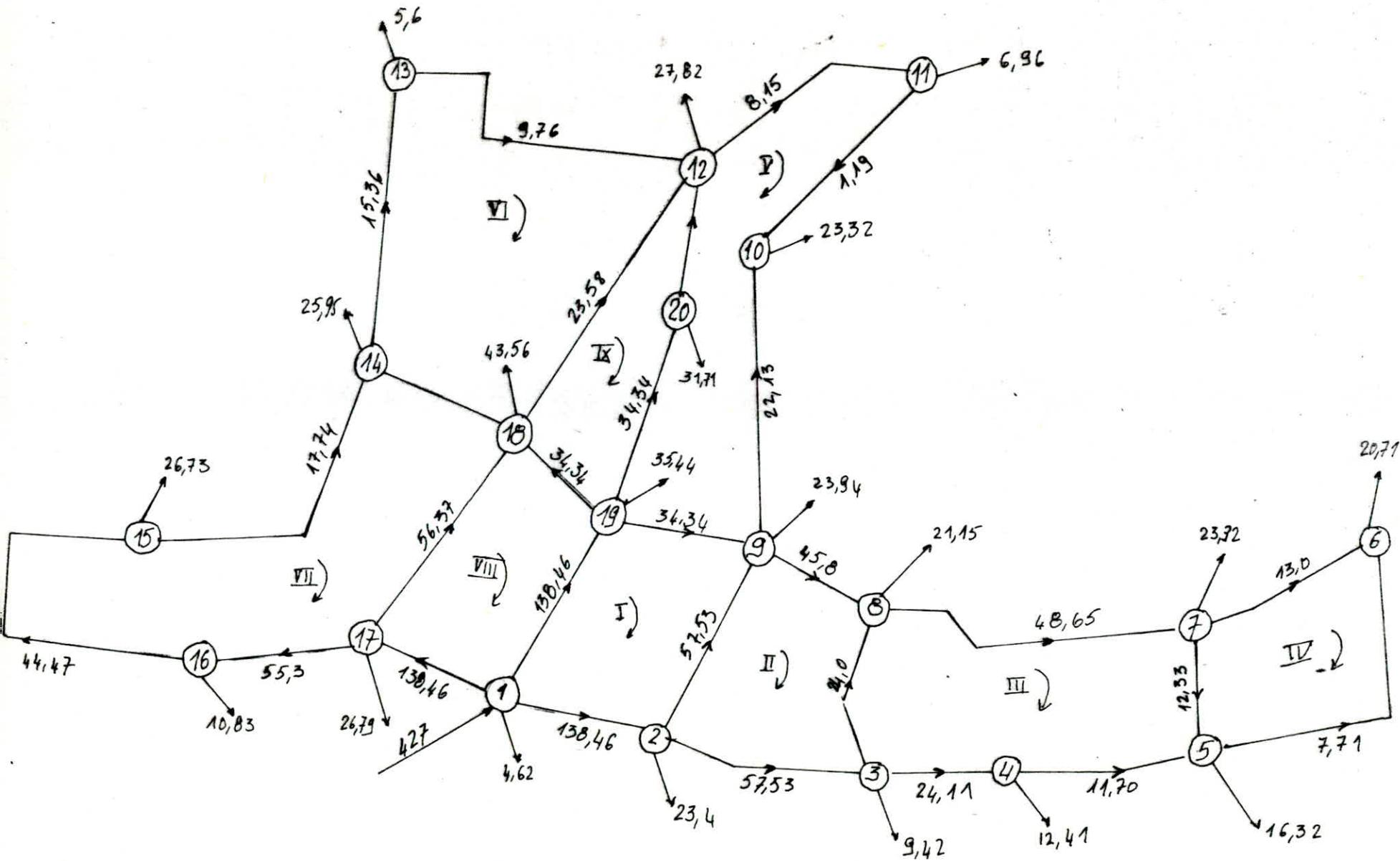


fig 10 schema de première repartition des debits

zone basse

Il nous a fallu beaucoup d'approximations pour le calcul des débits, d'où nous étions amené à faire les calculs sur l'ordinateur HP de l'Ecole.

Les résultats sont dans les tableaux N°s 17, 18, 19.

### 3.3. Calcul des pressions

La pression en chaque noeud est déduite à partir de la cote piézométrique du noeud précédent en retranchant les pertes de charge qui peuvent se produire le long de la conduite et en retranchant de nouveau la cote de terrain du noeud en question.

La pression doit être comprise entre 1 et 6 bars

La cote piézométrique du point de raccordement est

$$C_{pi} = C_R - \Delta H_R - 1$$

Pour tous les points du réseau:

$$P_i = C_{pi} - C_{Ti}$$

Voit tableaux N° 17, 18, 19

## 4. Equipement du réseau de distribution

### 4.1. Type de conduites

Le choix entre les différents types de conduites est établi sur des critères d'ordre technique, à savoir le diamètre la pression de service, les conditions de pose et sur des critères économiques qui englobent le prix de la fourniture et le transport à pied d'oeuvre.

Nous avons choisi pour les réseaux de distribution des conduites en acier, vu les avantages qu'elles présentent:

- Résistance à des pressions supérieures importantes (20 m. 2bars)
- Par leur élasticité: elles s'adaptent mieux au relief plus ou moins accidenté.
- Economique et disponible sur le marché national.

Calcul des débits et des pressions au sol

Zone haute

Tableau 17

1	2	3	4	5	6	7	8		10	11		13	14
							A mont	Aval		A mont	Aval		
		1-22	316,25	0,450	150,55	130,0	675	660	0,34	695,61	695,27	35,27	0,818
	U	22-23	178,25	0,300	70,49	69,93	660	660	0,46	695,27	694,81	34,81	0,99
	U	23-14	172,5	0,200	53,67	53,11	660	658	2,134	694,81	692,68	34,68	1,691
	U	14-13	138	0,150	29,34	15,14	658	653	0,624	692,68	692,06	39,06	0,857
	U	13-3	368	0,250	-44,04	-55,0	653	650	-1,523	692,06	693,58	43,58	1,121
		3-2	506	0,450	-143,69	-164,24	650	660	-0,872	693,58	694,45	34,45	1,033
		2-1	362,25	0,450	-151,0	-171,55	660	675	-1,22	694,45	695,67	20,67	1,079
	U	13-10	172,5	0,200	40,19	33,90	653	655	0,869	692,06	691,19	36,19	1,08
	U	10-9	511,75	0,150	9,24	6,0	655	640	0,363	691,19	690,83	50,83	0,34
	U	9-8	575	0,200	-17,94	-21,18	640	630	-1,131	690,83	691,96	61,96	0,674
		8-7	212,75	0,300	-47,49	-57,08	630	625	-0,366	691,96	692,33	67,3	0,81
		7-6	488,75	0,300	-51,64	-61,23	625	618	-0,57	692,33	692,90	74,9	0,866
		6-5	460	0,300	-57,17	-66,76	618	624,5	-0,399	692,90	693,30	68,8	0,945
		5-4	471,5	0,300	-67,2	-76,79	624,5	650	-0,123	693,30	693,42	43,42	1,09
	U	4-3	448,5	0,300	-80,5	-90,09	650	650	-0,171	693,42	693,59	43,59	1,275
	U	3-13	368	0,250	-44,04	55,0	650	653	1,523	693,59	692,07	39,07	1,121
		11-8	322	0,200	-12,15	-18,50	635	630	-1,21	690,75	691,96	61,96	0,589
	U	8-9	575	0,200	17,94	21,18	630	640	1,131	691,96	690,83	50,83	0,674
	U	9-10	511,75	0,150	-9,24	-6,0	640	655	-0,363	690,83	691,19	36,19	0,34
	U	10-11	621	0,150	9,0	5,95	655	635	0,434	691,19	690,76	55,76	0,336

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
		12-11	293,25	0,150	-2,71	-6,01	636	635	-0,21	690,55	690,76	55,76	0,34
III	II	11-10	621	0,150	-9,0	-5,95	635	655	-0,423	690,76	691,19	36,19	0,336
	II	10-13	172,5	0,200	-4,19	-33,90	655	653	-0,869	691,19	692,06	39,06	1,08
	II	13-12	684,25	0,200	20,0	23,05	653	636	1,53	692,06	690,53	54,53	0,734
		15-12	454,25	0,150	7,05	-13,40	631	636	-0,54	689,99	690,53	54,53	0,758
IV	IV	12-13	684,25	0,200	-20,0	-23,05	636	653	-1,53	690,53	692,06	39,06	0,734
	L	13-14	138	0,150	-29,34	-15,14	653	658	-0,624	692,06	692,68	34,68	0,857
	II	14-15	856,75	0,200	5,50	20,14	658	631	+2,7	692,68	689,98	58,98	0,641
		21-16	132,25	0,200	29,05	19,10	643	637	0,21	692,34	692,13	55,13	0,608
		16-15	379,50	0,200	-1,23	-21,22	637	631	-1,60	692,13	689,97	58,97	0,676
	II	15-14	856,75	0,200	-6,50	-20,14	631	658	-2,69	689,97	692,67	34,67	0,641
	L	14-23	172,5	0,200	-53,67	-53,11	658	660	-2,134	692,67	694,81	34,81	1,69
	L	23-22	178,25	0,300	-70,49	-69,93	660	660	-0,46	694,81	695,27	35,27	0,99
		22-21	897	0,250	70,49	50,5	660	643	2,93	695,27	692,34	49,34	1,03
	III	20-17	322	0,100	6,95	-2,7	632	640	-0,39	691,04	691,43	51,43	0,344
		17-16	690	0,200	-19,5	-20,54	640	637	-0,699	691,43	692,13	55,13	0,654
VI	VI	16-21	132,25	0,200	-29,05	-19,10	637	643	-0,21	692,13	692,34	49,34	0,608
		21-20	701,5	0,200	29,05	19,01	643	632	1,30	692,34	691,04	59,04	0,605
		19-18	736	0,100	1,52	1,30	625	635	0,58	690,95	690,37	55,37	0,166
		18-17	235,75	0,100	-1,61	-2,0	635	640	-1,06	690,37	691,43	51,43	0,255
VII	VII	17-20	322	0,100	-6,95	2,70	640	632	0,39	691,43	691,04	59,04	0,344
		20-19	414	0,100	5,0	4,61	632	625	0,09	691,04	690,95	65,95	0,587

# Calcul des debits et des pressions au sol

Zone moyenne

Tableau 18

Mau	maître adja - Cau	trougon	Longueur équivalente	diauita m	repartition du debit l/s	repartition de fin de l/s	Altitude des m		perte de char ge DH m	Cotes piezométriques m		pression P m	vitesse d'écoulement m/s
							Amont	Aval		Amont	Aval		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
I		1-2	345	0,400	113,56	115,973	626,5	627,5	0,764	642,21	641,45	13,95	0,923
		2-3	1012	0,350	23,16	95,573	627,5	598	3,059	641,45	638,39	40,39	0,993
	III	3-9	172,5	0,250	35,58	28,441	598	595	0,277	638,39	638,11	43,11	0,579
	IV	9-10	138	0,100	8,93	2,998	595	591	0,318	638,11	637,79	46,79	0,302
	V	10-13	172,5	0,200	33,21	36,104	591	595,20	-1,404	637,79	639,19	43,99	1,149
	VI	13-14	661,25	0,350	99,07	90,494	595,20	617	-1,796	639,19	640,99	23,99	0,940
	VII	14-1	437	0,400	-113,56	-130,694	617	626,5	-1,225	640,99	642,21	15,71	-1,040
II		6-7	391	0,100	-6,95	-1,176	599	578,8	-0,154	632,42	632,57	53,77	0,150
	III	7-4	655,5	0,150	-12,73	-16,508	578,8	601	-5,113	632,57	637,68	36,68	0,934
		4-5	345	0,150	12,73	18,504	601	625	3,368	637,68	634,31	9,31	1,047
		5-6	488,75	0,100	-1,85	3,924	625	599	1,89	634,31	632,42	33,42	0,499
III		7-8	577,3	0,150	-16,25	-6,698	578,8	585,4	-0,781	632,57	633,35	47,95	0,379
	IV	8-9	327,75	0,100	-8,93	-7,723	585,4	595	-4,759	633,35	638,11	43,11	0,983
	V	9-3	172,5	0,250	-35,58	-28,441	595	598	-0,277	638,11	638,39	40,39	0,579
		3-4	172,5	0,250	35,58	45,132	598	601	0,683	638,39	637,71	36,71	0,919
	VI	4-7	655,5	0,150	12,73	16,508	601	578,8	5,113	637,71	632,60	53,8	0,934
IV		8-11	546,25	0,200	-26,71	-18,365	585,4	580	-1,187	633,35	634,55	54,55	0,585
	V	11-10	747,5	0,150	-15,34	-12,302	580	591	-3,281	634,55	637,83	46,83	0,696
	VI	10-9	138	0,100	-8,93	-2,998	591	595	-0,318	637,83	638,15	43,15	0,302
	VII	9-8	327,75	0,100	8,93	7,723	595	585,4	4,759	638,15	633,39	47,99	0,983

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
I	VI	10-11	747,5	0,150	15,34	12,302	591	580	3,281	637,83	634,55	54,55	0,696
		11-12	770,5	0,200	-28,77	-23,463	580	599	-2,694	634,55	637,24	38,24	0,747
	VII	12-13	672,25	0,200	-33,10	-21,63	599	595,2	-2,004	637,24	639,24	44,04	0,688
	II	13-10	172,5	0,200	33,21	36,104	595,2	591	1,404	639,24	637,84	46,84	1,149
II	VIII	13-12	672,75	0,200	33,10	21,63	595,2	599	2,003	639,24	637,24	38,24	0,688
		12-15	575	0,250	-37,73	-43,893	599	602	-2,157	637,24	639,40	37,40	0,894
	VIII	15-14	874	0,150	17,73	-7,98	602	617	-1,654	639,40	641,05	24,05	0,452
	I	14-13	661,25	0,350	99,07	90,494	617	595,2	1,796	641,05	639,25	44,05	0,94
III	VIII	14-15	874	0,150	-17,73	7,98	617	602	1,654	641,05	639,40	37,4	0,452
		15-16	920	0,350	-95,09	-75,543	602	628,2	-1,755	639,40	641,15	12,95	0,785
		16-1	770,5	0,400	-113,56	-94,013	628,2	626,5	-1,132	641,15	642,28	15,78	0,748
	I	1-14	437	0,400	113,56	130,694	626,5	617	1,225	642,28	641,05	24,05	1,04

## Zone basse

Tableau 19

marque	maître adja-cente	trougon	longueur équivalente m	diamètre m	répartition du débit l/s	répartition définitive de l/s	Altitudes m		perte de charge $\Delta H$ m	Cotes, piezométriques m		pression p m	vitesse d'écoulement m/s
							A mont	A val		A mont	A val		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
I	II	1-2	557,75	0,450	138,46	140,38	590	567	-0,785	616,29	617,08	50,08	0,882
		2-9	362,25	0,300	57,53	58,964	567	561	-0,75	617,08	617,83	56,83	0,835
		9-19	506	0,250	34,34	36,678	561	573	1,061	617,83	616,80	43,80	0,747
		VIII 19-1	316,25	0,450	138,46	145,21	573	590	0,475	616,80	616,32	26,32	0,913
II	III	9-8	448,5	0,250	45,8	45,314	561	577	1,405	616,80	615,40	38,40	0,923
		8-3	333,5	0,200	24,0	22,363	577	589	-0,838	615,40	616,24	27,24	0,712
		3-2	655,5	0,300	57,57	58,016	589	567	-1,316	616,24	617,56	50,56	0,821
		II 2-9	362,25	0,300	57,53	58,964	567	561	0,75	617,56	616,81	55,81	0,835
III	IV	8-7	1058	0,250	48,65	46,527	577	555	3,485	615,40	611,92	56,92	0,948
		II 7-5	132,25	0,150	12,33	7,134	555	565	0,164	611,92	611,76	46,76	0,404
		5-4	718,75	0,150	11,7	13,823	565	600	3,079	611,76	614,84	14,84	0,782
		4-3	414	0,200	24,11	26,233	600	589	-1,408	614,84	616,25	27,25	0,835
		II 3-8	333,5	0,200	24,0	22,363	589	577	0,838	616,25	615,41	38,41	0,712
IV	V	7-6	845,25	0,150	13,0	16,073	555	548	4,821	611,92	607,1	59,1	0,909
		6-5	1115,5	0,100	7,71	4,637	548	565	-4,656	607,1	611,76	46,76	0,59
		II 5-7	132,25	0,150	12,33	7,134	565	555	-0,164	611,76	611,92	56,92	0,404
V	VI	12-11	621	0,100	8,15	3,892	553	560	1,873	614,95	613,08	53,08	0,495
		11-10	632,5	0,100	1,19	3,068	560	555,5	-1,221	613,08	614,30	58,8	0,391
		10-9	730,25	0,200	22,13	26,388	555,5	561	-2,511	614,30	616,81	55,81	0,84
		II 9-19	506	0,250	34,34	36,678	561	573	1,061	616,81	617,87	44,87	0,747
		IX 19-20	396,75	0,250	34,34	36,817	573	561,5	0,837	617,87	617,03	55,53	0,75
		IX 20-19	419,75	0,100	2,63	5,107	561,5	553	2,098	617,03	614,93	61,93	0,65

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
		13-12	897	0,100	9,76	1,126	556	553	0,283	614,93	614,65	6165	0,143
I	IX	12-18	621	0,200	23,58	25,479	553	564,5	-2,0	614,65	616,65	52,15	0,811
	VII	18-14	339,25	0,200	23,57	28,677	564,5	567	1,362	616,65	615,29	48,29	0,911
		14-13	322	0,150	15,36	6,726	567	556	0,359	615,29	614,93	58,93	0,381
	VI	14-18	339,25	0,200	23,57	28,677	567	564,5	-1,362	615,29	616,65	52,15	0,911
	VIII	18-17	373,75	0,300	56,37	61,381	564,5	568	-0,834	616,65	617,48	49,48	0,868
		17-16	327,75	0,300	55,3	41,619	568	596	0,351	617,48	617,13	21,13	0,589
		16-15	1023,5	0,250	44,47	30,789	596	570	1,542	617,13	615,59	45,59	0,627
		15-14	690	0,150	17,74	4,059	570	567	0,304	615,59	615,28	48,28	0,23
	IX	18-19	460	0,250	34,34	36,275	564,5	573	-0,944	616,65	617,59	44,59	0,739
	D	19-1	316,25	0,450	138,46	145,21	573	590	-0,475	617,59	618,06	28,06	0,913
		1-17	483	0,450	138,46	129,79	590	568	0,586	618,06	617,47	49,47	0,816
	VII	17-18	373,75	0,300	56,37	61,381	568	564,5	0,834	617,47	616,64	52,14	0,868
	V	12-20	419,75	0,100	-2,63	-5,107	553	561,5	-2,096	614,93	617,03	55,53	0,65
	IV	20-19	396,75	0,250	34,34	36,817	561,5	573	-0,837	617,03	617,87	44,87	0,75
	VIII	19-18	460	0,250	34,34	36,275	573	564,5	0,944	617,87	616,93	52,43	0,739
	VI	18-12	621	0,200	23,58	25,479	564,5	553	2,0	616,93	614,93	61,93	0,811

La présence éventuelle d'air et de dépôts en certains points de la conduite pourraient être à l'origine d'une mauvaise exploitation du réseau.

Pour prévenir ce mefait , en équipe le réseau au moyen d'appareils parmi lesquels :

#### 4.2 Robinets-vanne (Figure 11)

Placés sur tous les tronçons, ils permettent d'isoler une partie du réseau sur certains tronçons afin de procéder à des réparations.

Aussi permettent-ils de régler les débits à partir d'une bouche sur un trottoir.

#### 4.3 Décharges (Figure 11)

Elles sont prévues sur les tronçons des réseaux où la vitesse d'écoulement est inférieure à 0,45 m/s en vue de vidanger les conduits et évacuer les dépôts.

#### 4.4 Réducteurs de pressions

Ils sont prévus aux points où la pression au sol est élevée pour la réduire à 40 m.

#### 4.5 Ventouses (Figure 11)

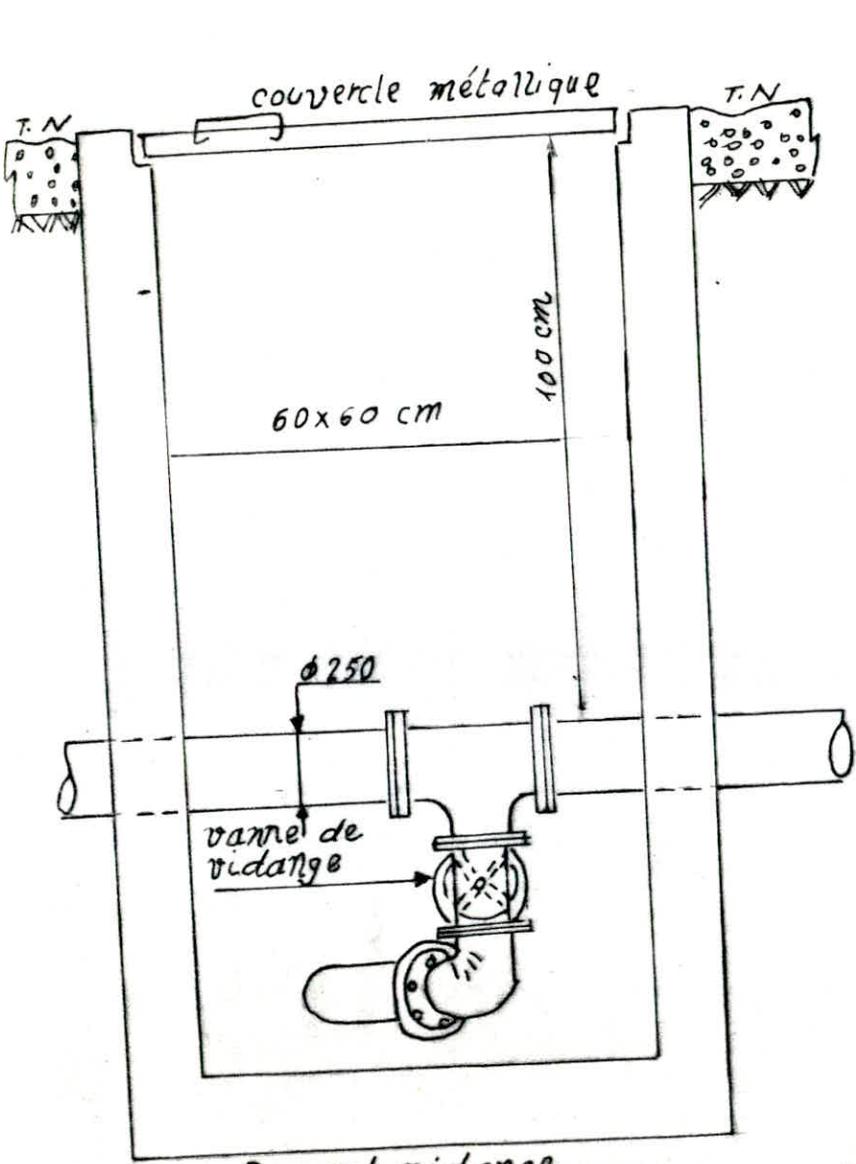
Il arrive qu'en certains points hauts, l'air se trouve contournée dans la conduite.

Pour empêcher ce contournement qui perturbe l'écoulement de l'eau, on place des ventouses.

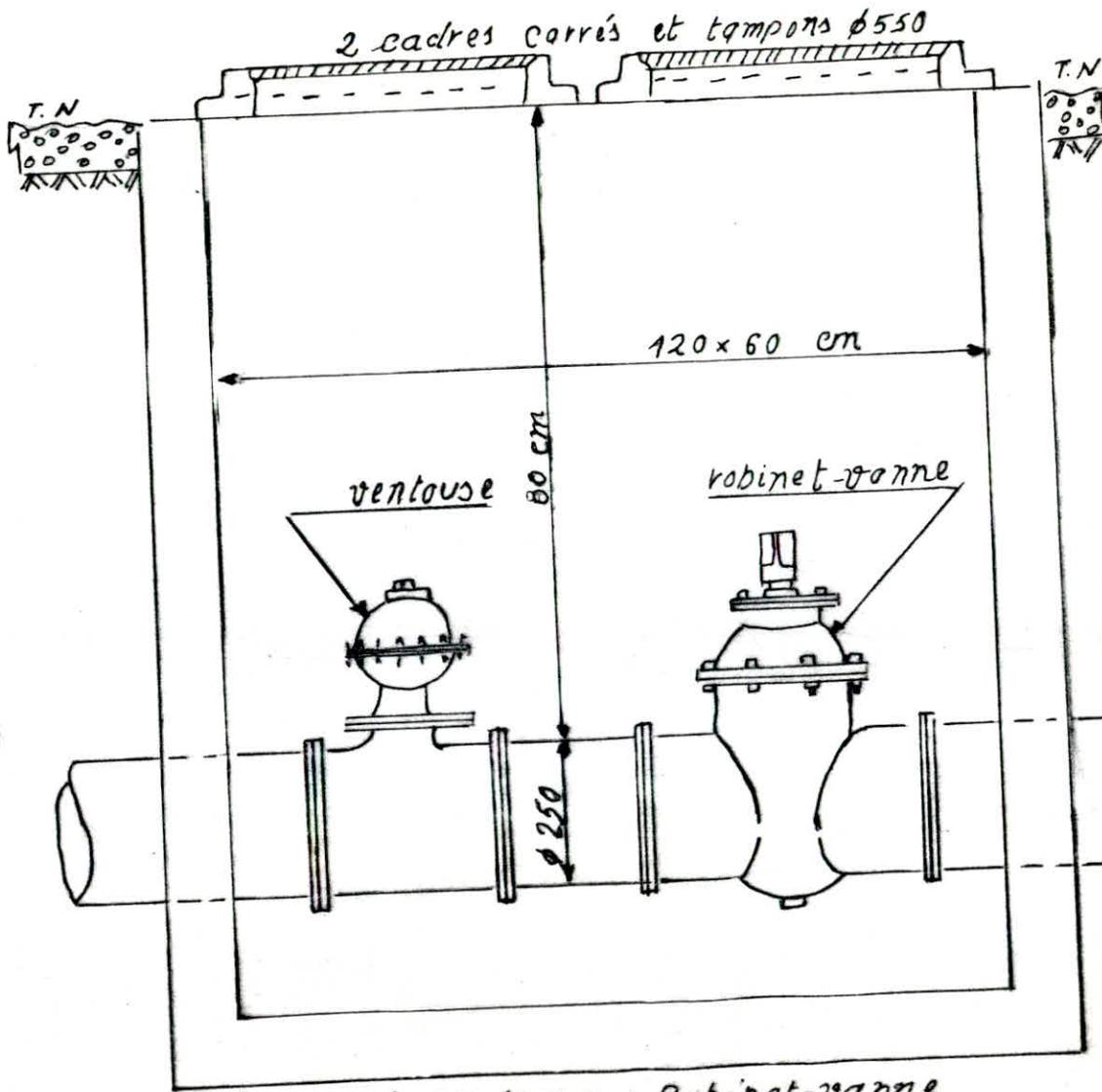
#### 4.6 Bouches d'incendie

Des bouches d'incendie sont raccordées sur les conduites capables d'assurer un débit de 17 l/s avec une pression au sol de 10 m d'eau

Ils seront espacés de 150 m leur diamètre est de 100 mm



a) Regard vidange



b) Regard ventouse + Robinet-vanne

figure 11 : équipements et accessoires du réseau

## C H A P I T R E VII.

Afin d'assurer au réseau de canalisations un bon entretien, nous sommes conduits à prendre des mesures pour remédier à d'éventuelles dégradations dues à plusieurs facteurs.

### 1 - Protection contre le coup de belier.

Le coup de belier est un phénomène oscillatoire qui se produit à la suite de succession d'ondres de surpression et de dépression alternées dues à une modification du régime d'écoulement dans la conduite.

Les causes les plus fréquentes sont :

- l'arrêt brutal des groupes alimentant la conduite
- fermeture rapide d'une vanne
- démarrage des pompes alimentaires

Les coups de belier en dehors des ruptures de conduites et de destruction d'appareils de pompage, peuvent, par leur répétition, avoir pour conséquence des destructions de joints, des déboitements de conduites, causes de pertes d'eau importantes, détériorations de robinetterie

#### 1.1 - Méthodes de protection

Pour diminuer l'intensité du coup de belier et amoindrir ces conséquences néfastes, on peut chercher à ralentir le processus perturbateur qui est à l'origine des trains d'ondres de pression.

Les appareils anti-belier ont pour effet de :

- limiter la dépression
- limiter la surpression

Le dispositif le plus courant est celui du réservoir d'air

#### 1.2 - Etude du réservoir d'air

Pour protéger l'installation contre la surpression et la dépression maximales, on calcule le réservoir d'air après avoir fixé les caractéristiques de ce dernier, c'est à dire le volume d'air en régime normal ainsi que le dispositif d'étranglement qui s'avère plus efficace en présentant une perte de charge plus importante au retour de l'eau.

Une tyère permet d'avoir une perte de charge quatre fois plus grande au retour qu'à l'aller, ce qui entraîne un rapide amortissement des oscillations ainsi qu'une réduction du volume d'air dans la cloche.

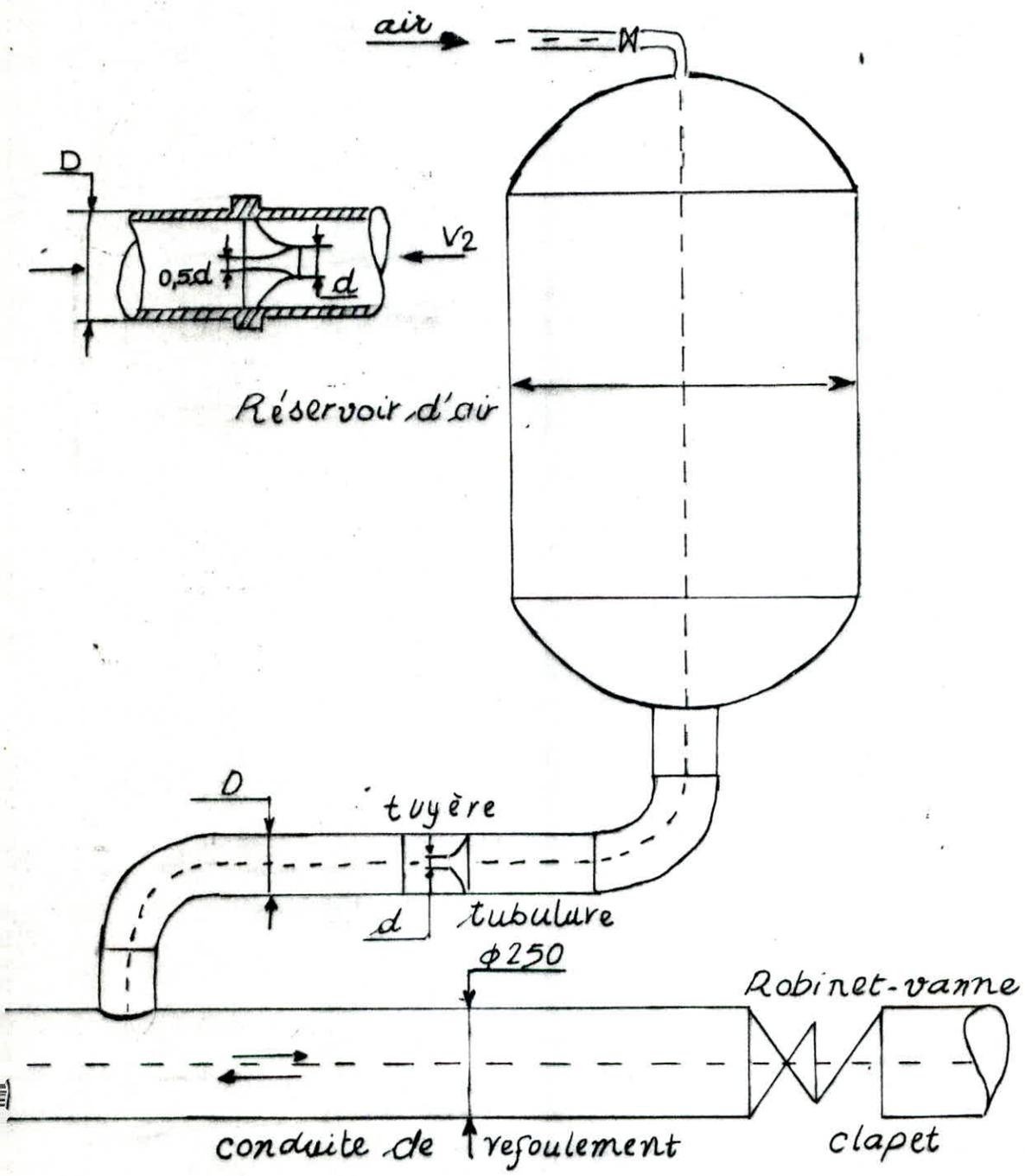


figure 14 schéma d'un réservoir d'air

### 1.3 - Principe de calculs

Le calcul de ce réservoir se fait par tâtonnements, en construisant l'épure de Bergerou afin de déterminer la surpression et la dépression maximales.

Nous nous fixons un volume d'air  $V_0$ , une vitesse finale  $V_f$  et nous calculons la pression qui doit correspondre sur le graphe à la vitesse choisie, sinon le calcul sera refait jusqu'à ce que pression et vitesse coïncident sur le graphe.

### 1.4 - Calcul du réservoir d'air

Caractéristiques de la conduite de refoulement:

- longueur de la conduite  $L = 19375$  m
- diamètre de la conduite  $D = 0,25$  m
- débit à véhiculer  $= Q = 0,051$  m<sup>3</sup>/s
- hauteur géométrique  $H_g = 268,2$  m

La vitesse de propagation de l'onde de choc est donnée par la formule

$$a = \sqrt{\frac{K_e/P}{1 + \frac{K_e D}{E t}}}$$

a : vitesse (célérité) de l'onde

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

$E$  : module d'élasticité de l'acier  $E = 2 \cdot 10^{11}$  Pa

$D$  : diamètre intérieur de la conduite

$t$  : épaisseur de la conduite (pour conduite en acier  
 $t = 0,007$  m )

$$a = \sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 10^{-3}}{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,25}{2 \cdot 10^{11} \cdot 0,007}}} = 1246,41 \text{ m/s}$$

- Valeur maximale du coup de belier sans système anti-belier.

$$b = \frac{a \cdot V_0}{g} \text{ (m)}$$

$$b = \frac{1246,41 \cdot 1,04}{9,8} = 132,27 \text{ m}$$

a) Valeur de la surpression

$$H_g + b = 268,2 + 132,27 = 400,47 \text{ m}$$

b) Valeur de la dépression

$$H_g - b = 268,2 - 132,27 = 135,93 \text{ m}$$

Temps d'aller et retour de l'onde

$$O = \frac{2 \cdot L}{a} = \frac{2 \cdot 19375}{1246,41} = 31,09 \text{ s}$$

1.5 - Dimensionnement de l'organe d'étranglement

a) Diamètre de la tuyère  
diamètre de la tubulure

$$D = \frac{1}{2} \varnothing = \frac{1}{2} 250 = 125 \text{ mm}$$

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

$$K = \frac{\varnothing^2}{(0,92 d)^2}$$

où : K : coefficient compris entre 15 et 20

$\varnothing$  : diamètre de la conduite

d : diamètre de la tuyère

0,92 : coefficient de débit

$$\frac{\varnothing^2}{(0,92 d)^2} = \frac{(250)^2}{(0,92 \cdot d)^2} = 18$$

$$d = \frac{(250)^2}{(0,92)^2 \cdot 18} = 64 \text{ mm}$$

$$\text{Dans ce cas } K = \frac{\varnothing^2}{(0,92 d)^2} = \frac{(250)^2}{(0,92 \cdot 64)^2} = 18,03$$

$$V_i = K V_f = 18,03 V_f$$

b) Perte de charge à la montée de l'eau dans la conduite (figure n° 13 a)

$$h_i = \frac{c V_i^2}{2g}$$

détermination du coefficient c

$$m = \frac{d^2}{D^2} = \frac{(0,92 \cdot 64)^2}{(125)^2} = 0,22$$

m : rapport des sections de la veine contractée (d') et de la tubulure (D) qui détermine sur la figure n° 12 la valeur de C

$$m = 0,22 \quad c = 0,62$$

$$\Delta h_i = \frac{c V_i^2}{2g} = 0,0316 V_i^2$$

Perte de charge à la montée de l'eau

(figure n° 13 a)

détermination de c

$$c = \frac{2}{m^2} = \frac{2}{(0,22)^2} = 40,82$$

ALORS la perte de charge à la montée de l'eau

$$\Delta h_i = \frac{c V_i^2}{2g} = \frac{40,82 V_i^2}{2 \cdot 9,81} = 2,07 V_i^2$$

C) Perte de charge à la descente de l'eau dans le réservoir (figure N° 13 b).

détermination du coefficient e'

$$m' = \frac{\frac{d^2}{2}}{\frac{\phi^2}{2}} = \frac{0,5 (64)^2}{(125)^2} = 0,131$$

la figure N° 12 donne C' = 0,76

$$\Delta h_2 = \frac{C' V_2^2}{2g} = \frac{0,76 V_2^2}{2 \cdot 9,8} = 0,0388 V_2^2$$

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

$$\frac{V_2}{V_f} = 30,52 \quad V_2 = 30,52 V_f$$

d) Détermination de la pente

$$g = \frac{a}{b} = \frac{1246,41}{9,8} = 127,18.$$

# Coefficient de perte de charge $c$ dans une tuyere

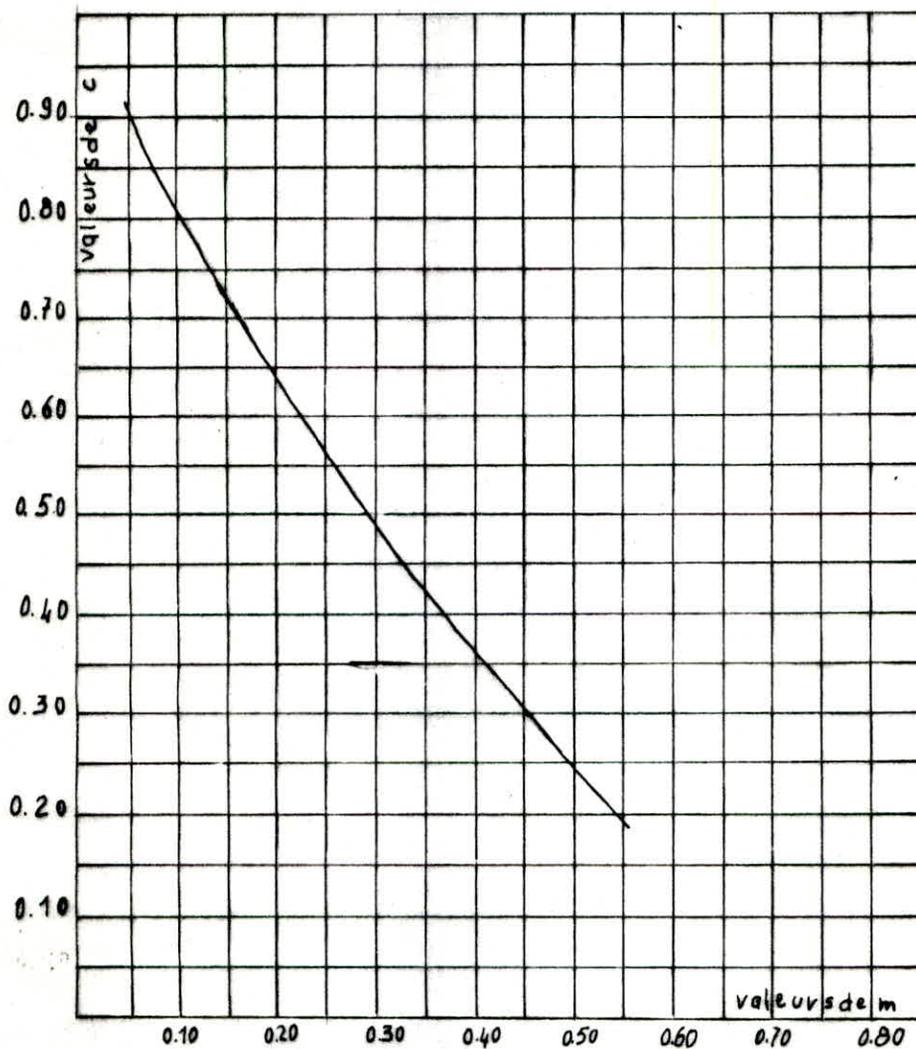


figure: 12

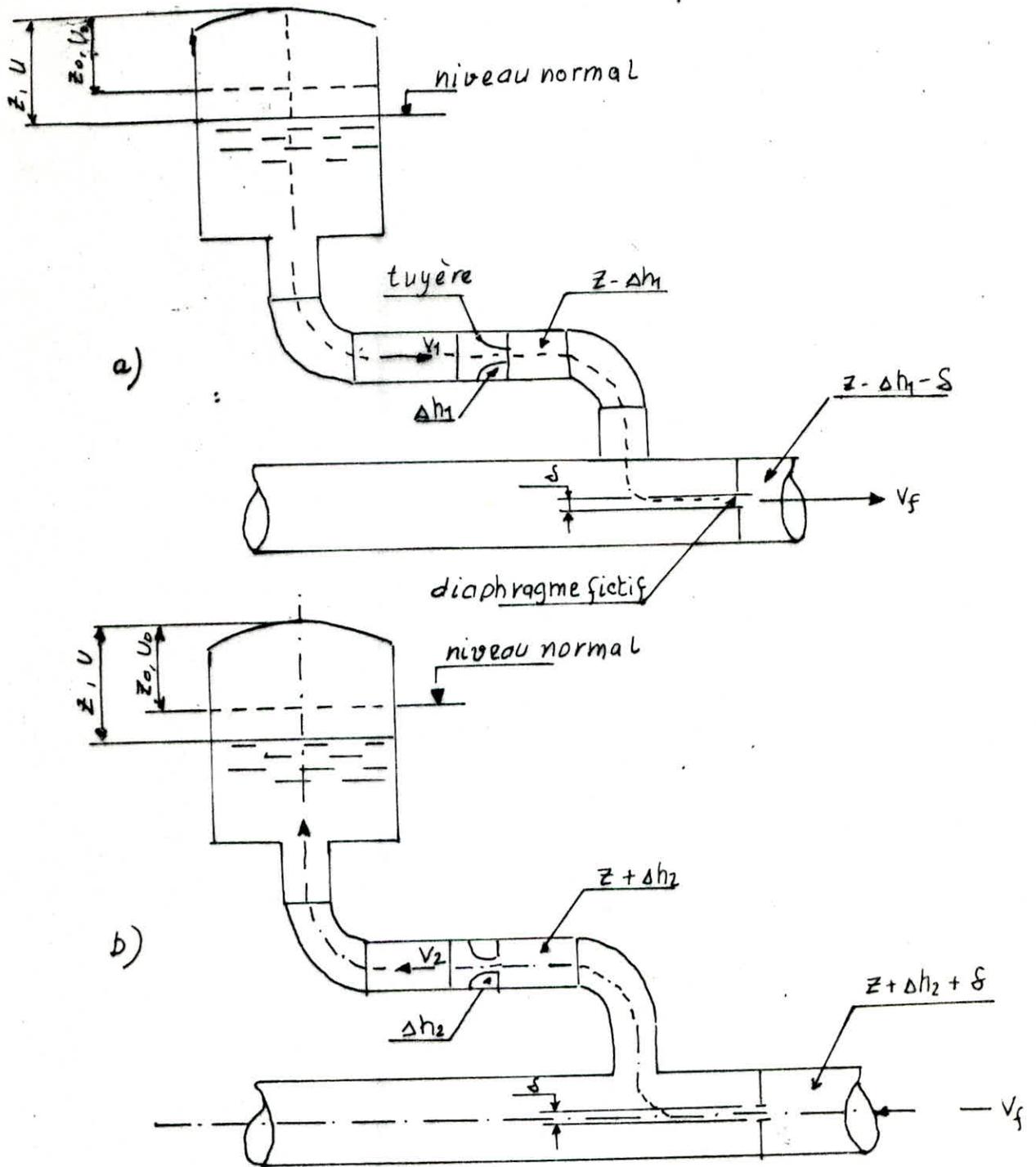


Figure 13 : pertes de charge successives  
a) à la montée de l'eau dans la conduite  
b) à la descente de l'eau dans le réservoir

e) Interpretation graphique de la méthode de Bergerou.

Cette interprétation nous a posé énormément de problèmes du fait que nous nous pouvions pas avoir les valeurs de surpression et de pression, ceci s'explique par l'importante perte de charge dans la conduite de refoulement.

Nous étions donc amenés à faire notre calcul sur l'ordinateur HP de l'école.

Ainsi nous déterminons  $R$ ,  $R_1$ ,  $R_2$ , qui sont respectivement :

$R$  : perte en conduite

$$H = R \cdot Q^2 \quad R = \frac{H}{Q^2}$$

$R_1$  : perte en tuyau à la sortie

$R_2$  : perte en tuyau à l'entrée

Calcul de  $R$ ,  $R_1$ ,  $R_2$

$$H = R Q^2 \quad R = \frac{H}{Q^2} = \frac{89,91}{(0,051)^2} = 34552$$

$$\Delta H_1 = 0,031 V_1^2$$

$$R_1 = \frac{0,0316}{s^2} = \frac{0,0316}{(17 \frac{(0,25)^2}{4})^2} = 13,16$$

$$\Delta h_2 = 0,0388 V_2^2$$

$$R_2 = \frac{0,0388}{s^2} = \frac{0,0388}{(\frac{(0,25)^2}{4})^2} = 16,16$$

$S$  : section de la conduite

Données à introduire

$$L = 19375 \text{ m}$$

$$D = 0,25 \text{ m}$$

$$C = 1246,42 \text{ m/s}$$

$$R = 34552$$

$$R_1 = 13,16$$

$$R_2 = 16,16$$

$$Z \emptyset = 268,2 \text{ m}$$

$$Q = 0,051 \text{ m}^3/\text{s}$$

$V_0$ .

D'après les résultats obtenus par ordinateur et avec différentes valeurs de  $V_0$ , nous remarquons:

- le volume  $V_0 = 1$  est trop petit

- avec  $t = 31,09 \text{ s}$ , si  $V_0 < 1,5 \text{ m}^3$  au arrive à  $U < 0$ .

Avec le tableau (b) des valeurs des charges et débits, ou tiale le graphique et on lit les valeurs suivantes:

Charge minimale absolue : 172,37 m

de pression maximale : 185,7 m

volume d'air maximal : 2,48 m<sup>3</sup>

$$V_0 = 2 \text{ m}^3$$

a)

N°	Temps s	Volume m <sup>3</sup>	Charge m	Débit m <sup>3</sup> /s
0	0.00	2.000	358.07	0.051
1	31.09	3.066	192.38	0.051
2	62.18	2.903	208.49	-0.028
3	93.27	2.189	314.28	-0.018
4	124.36	2.192	313.65	0.018
5	155.45	2.699	231.90	0.015
6	186.54	2.709	230.67	-0,014

Vo = 1,5 m<sup>3</sup>

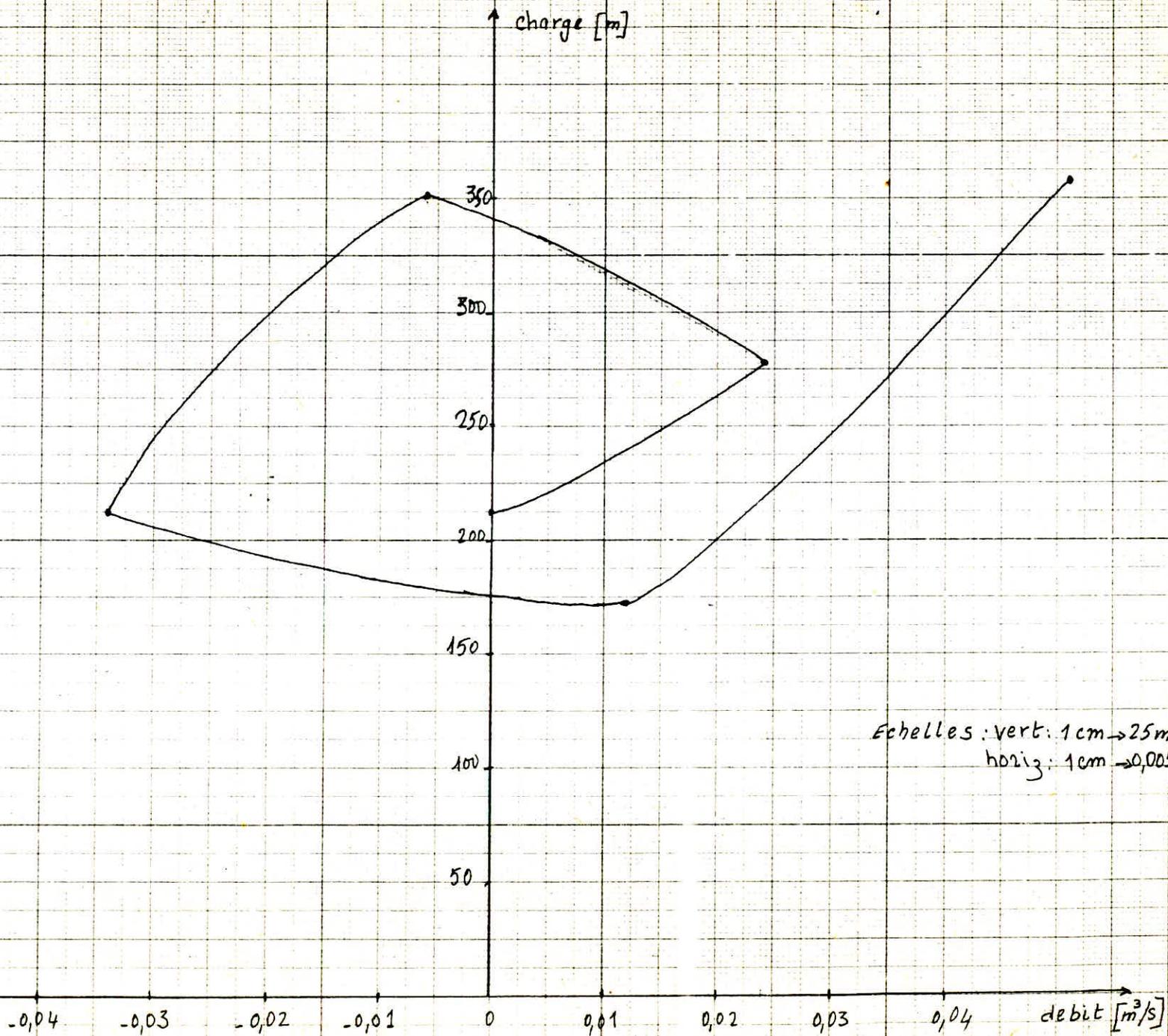
b)

N°	Temps s	Volume m <sup>3</sup>	Charge m	Débit m <sup>3</sup> /s
0	0.00	1.500	358.07	0.051
1	31.09	2.477	172.37	0.012
2	62.18	2.140	237.32	- 0.034
3	93.27	1.518	352.98	0.006
4	124.36	1.785	278.50	0.024
5	155.45	2.145	213.06	0.000

Vo = 1,4 m<sup>3</sup>

c)

N°	Temps s	Volume m <sup>3</sup>	Charge m	Débits m <sup>3</sup> /s
0	0.00	1.400	358.07	0.051
1	31.09	2.355	167.72	0.010
2	62.18	1.983	216.02	- 0.034



Graphe de calcul du coup de beller

-18-

## 2. PROTECTION CONTRE LA CORROSION

L'attaque du métal due à la nature de l'eau transportée la nature agressive du sol ou l'influence des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau, s'appelle corrosion.

Avec tous les avantages qu'elles présentent (VI.4.1.) les conduites en acier sont plus sensibles à la corrosion et doivent être de ce fait, revêtues intérieurement et extérieurement.

### 2.1. Corrosion interne

L'agressivité de certaines eaux est la conséquence de phénomènes chimiques purs, mais n'entraîne généralement pas de perforations du métal.

Ces dernières sont dues aux dépôts provoqués par les eaux fortement minéralisées.

La gravité de la corrosion des canalisations en acier dépend de :

- pH (une eau de pH 10 est corrosive envers l'acier).
- teneur en oxygène dissous
- vitesse de circulation de l'eau en contact.

Même dépourvue de sels dissous, l'eau est susceptible de provoquer une corrosion du métal à son contact et ceci par formation de composés ferreux ou magnétiques, apparaissant sur la partie oxydée du métal sans toutefois servir de protection.

Au cours de cette formation, les corps intervenant sont le fer, l'eau et l'oxygène.

Pour protéger les canalisations contre ce danger nous proposons un revêtement intérieur par une couche protectrice d'enduits bitumineux.

### 2.2. Corrosion externe

Les sols se présentent comme des ensembles capillaires remplis d'air et d'humidité, de structure hétérogène.

Ainsi la corrosion externe relèvera de processus électro-chimiques créés par les différences de potentiel engendrées par la juxtaposition de masses humides et salines des compositions chimiques différentes et dans lesquelles le potentiel des parties métalliques en contact sera différent, les attaques pouvant jouer le rôle passif ou néfaste.

Afin de mieux cerner le danger de la corrosion par un sol, il est nécessaire de procéder à :

-Une étude des caractéristiques du sol (humidité, pH, résistivité, teneur en sels).

-Une notation de l'hétérogénéité marquée entre les différents sols au contact avec l'ouvrage considéré.

-Mesurer le potentiel d'équilibre pris spontanément par les pièces métalliques au contact avec le sol en divers points du trajet.

Des études ci-dessus citées, découlera la technique de protection à adopter.

Le comportement du système conduite-sol peut se comparer au phénomène aperçu lorsque deux métaux différents plongent dans un bac d'électrolyte.

De par la nature du sol, les différences de concentration de sel peuvent aboutir par suite de l'hétérogénéité de l'électrolyte à la formation de piles.

Nous constatons que les terrains argileux, marécageux humides humides et peu aérés sont anodiques, alors que les terrains calcaires sableux secs et bien aérés sont cathodiques (Figure N°15)

Au vu des considérations exposées, une bonne protection des canalisations en acier consiste à ne mettre en terre que des tuyaux convenablement revêtus d'une enveloppe isolante et à assurer au droit des joints une parfaite continuité de cet enrobage.

Il sera procédé en plus, à la protection cathodique qui se fait soit par anode réactive soit par soutirage de courant.

Pour notre cas, nous retiendrons le deuxième mode de protection qui est recommandé dans tous les cas.

Ce mode consiste, à partir d'une source électrique de courant continu, à relier la conduite à la borne négative. de cette source, la borne positive étant raccordée à une prise de terre constituée ordinairement par de vieux rails enterrés dans un milieu humide, à une distance assez grande de la conduite (environ 100 m.).

Le courant en quittant la prise de terre, regagne le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et entraîne une dissolution anodique des vieux rails (Figure N°16)

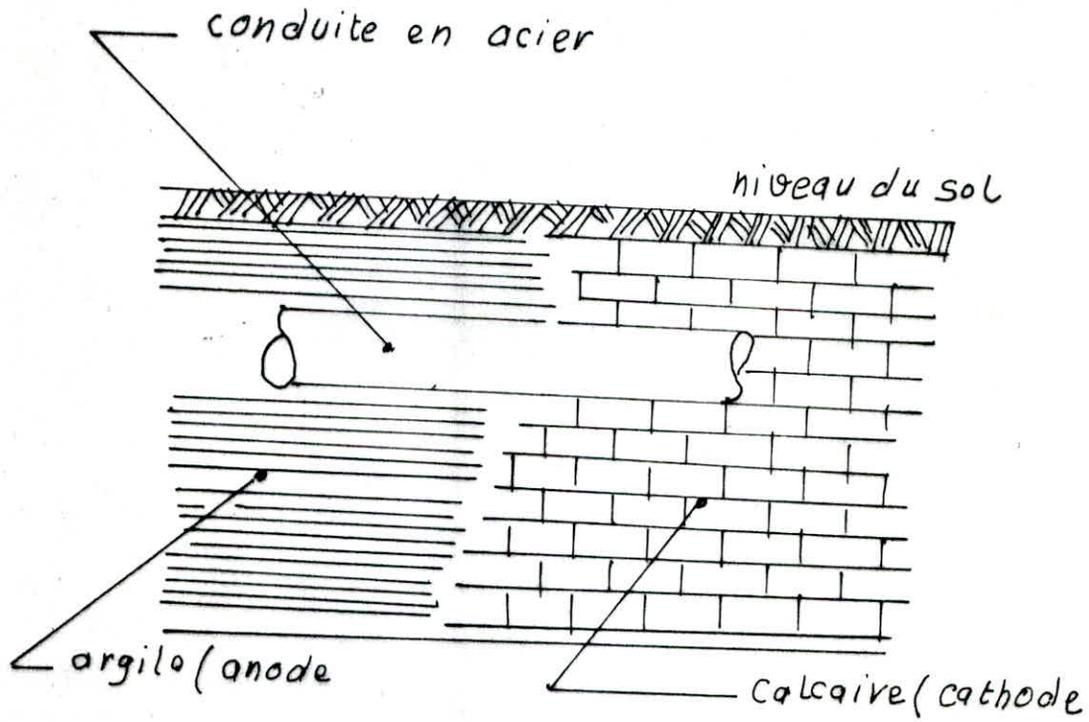


figure 15 : Corrosion par formation de pile

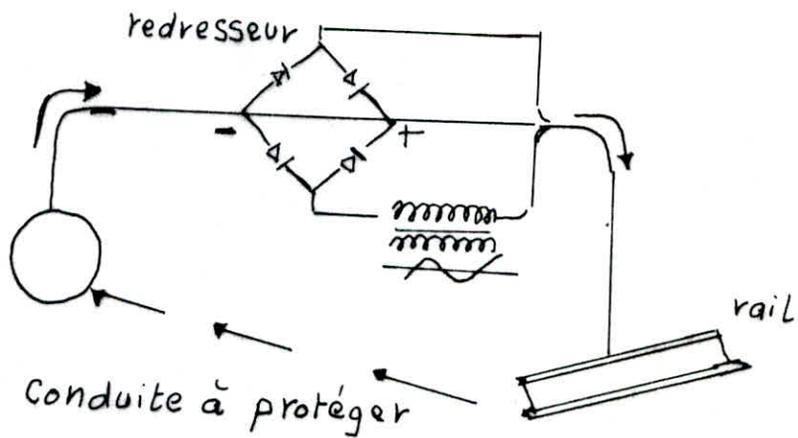


figure 16 : Protection par soutirage de courant

## CHAPITRE VIII

### POSE DES CONDUITES

#### 1. POSE EN TERRE

Les conduites seront posées dans une tranchée de largeur suffisante, pour faciliter la disposition des tuyaux.

Cette largeur est calculée en fonction du diamètre de la conduite à placer avec un espace de 0,30 m. de chaque côté

$$E = D + 2.0,30 = D + 0,60 \quad (\text{Fig 17})$$

Le lit de pose de 0,15 à 0,20 m. d'épaisseur est constitué par du gravier.

La profondeur doit être suffisante et constante afin de protéger les conduites contre les variations de températures, les risques d'écrasement sous l'effet de surcharge et des pressions extérieures.

Il est utile de procéder à une couverture épaisse de 1,20 m. de sable .

#### 2. TRAVERSEE DE ROUTE

Dans le but de protéger la canalisation des chocs de vibration et d'évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée, la pose des conduites se fera dans des gaines dont le diamètre est supérieur à celui de la conduite.

#### 3. EPREUVE SUR LA CANALISATION EN PLACE

Une fois les conduites posées, il est procédé à la mise en pression générale du réseau.

Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve dont la durée d'épreuve est d'au moins 30 minutes.

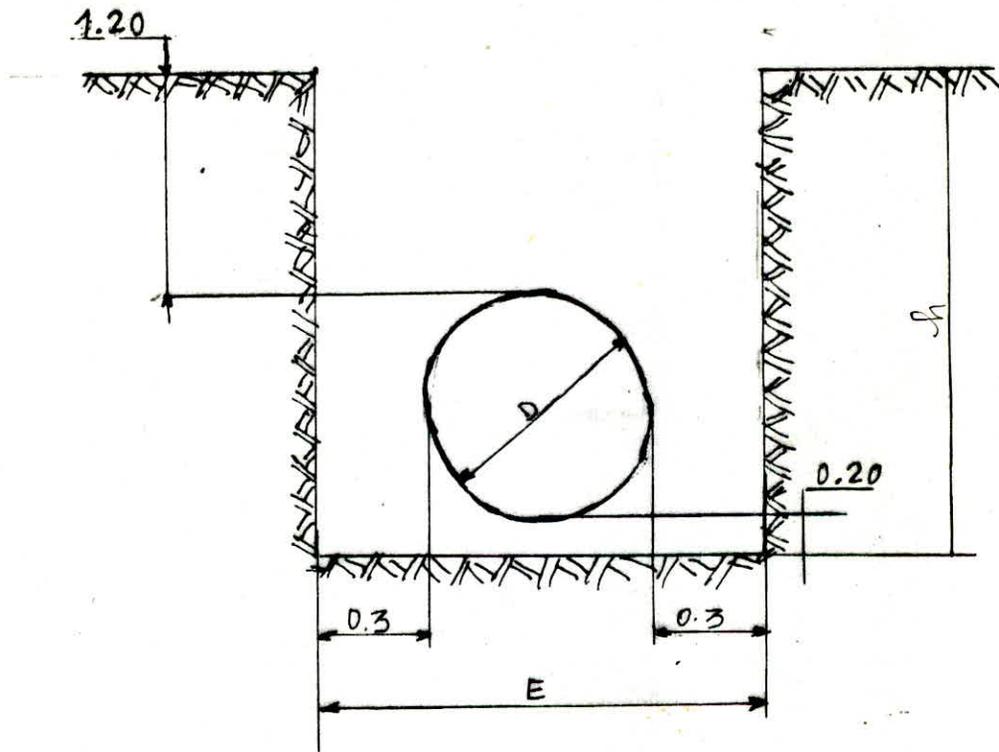


figure 17: Pose de la canalisation en tranchée

#### 4. REMLAI DE LA TRANCHEE

Pour la pose de la canalisation, nous procédons au remblayage par couches successives de 0,3 m. au dessus de la génératrice supérieure.

Il est achevé de tout-venant.

#### 5. Désinfection des canalisations

Une fois les travaux achevés et avant de livrer l'eau à la consommation, il sera procédé à la désinfection du réseau.

Cette opération s'effectue soit au chlore soit au permanganate de potasse.

C O N C L U S I O N

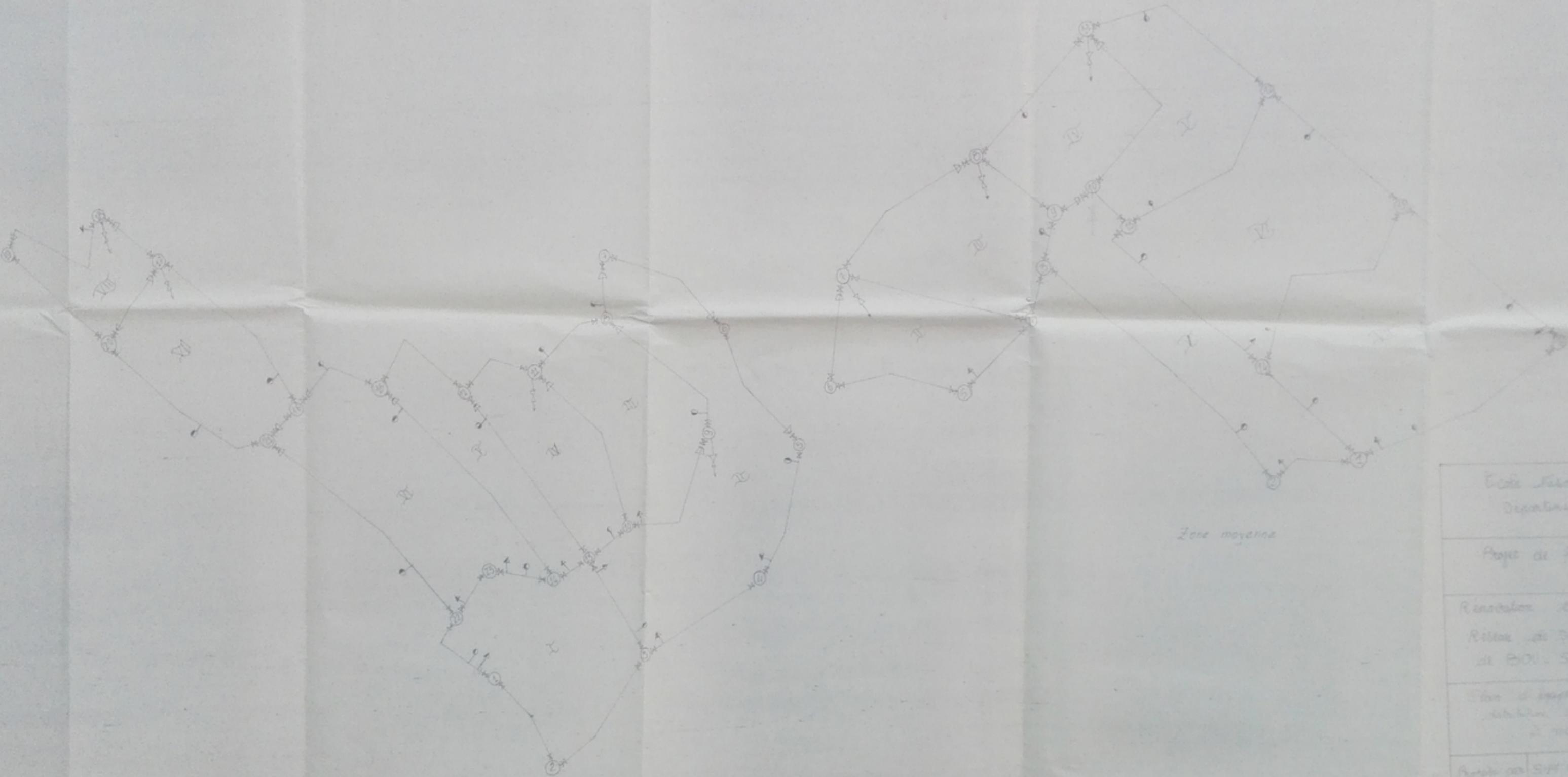
Cette étude a été exécutée sur l'adduction et la distribution. La connexion du forage MEHAKOUB au réservoir projeté vise à renforcer l'adduction existante qui est en bon état.

Pour la distribution, les réseaux existants de structure ramifiée sont renouvelés et un autre réseau pour la zone haute est dimensionné.

Les réseaux de type maillé sont dimensionnés d'après les besoins de l'An 2010, et de ce fait résoudre un problème à long terme, à savoir ne pas avoir recours au changement des conduites une fois que les débits sont satisfaits.

Pour la protection de la conduite la coupe de belier nous avons énormément de difficultés pour trouver une solution, ce qui nous a amené à résoudre le problème à l'aide d'un ordinateur.





Zone moyenne

- Legende
- 1. - - - - -
  - 2. - - - - -
  - 3. - - - - -
  - 4. - - - - -

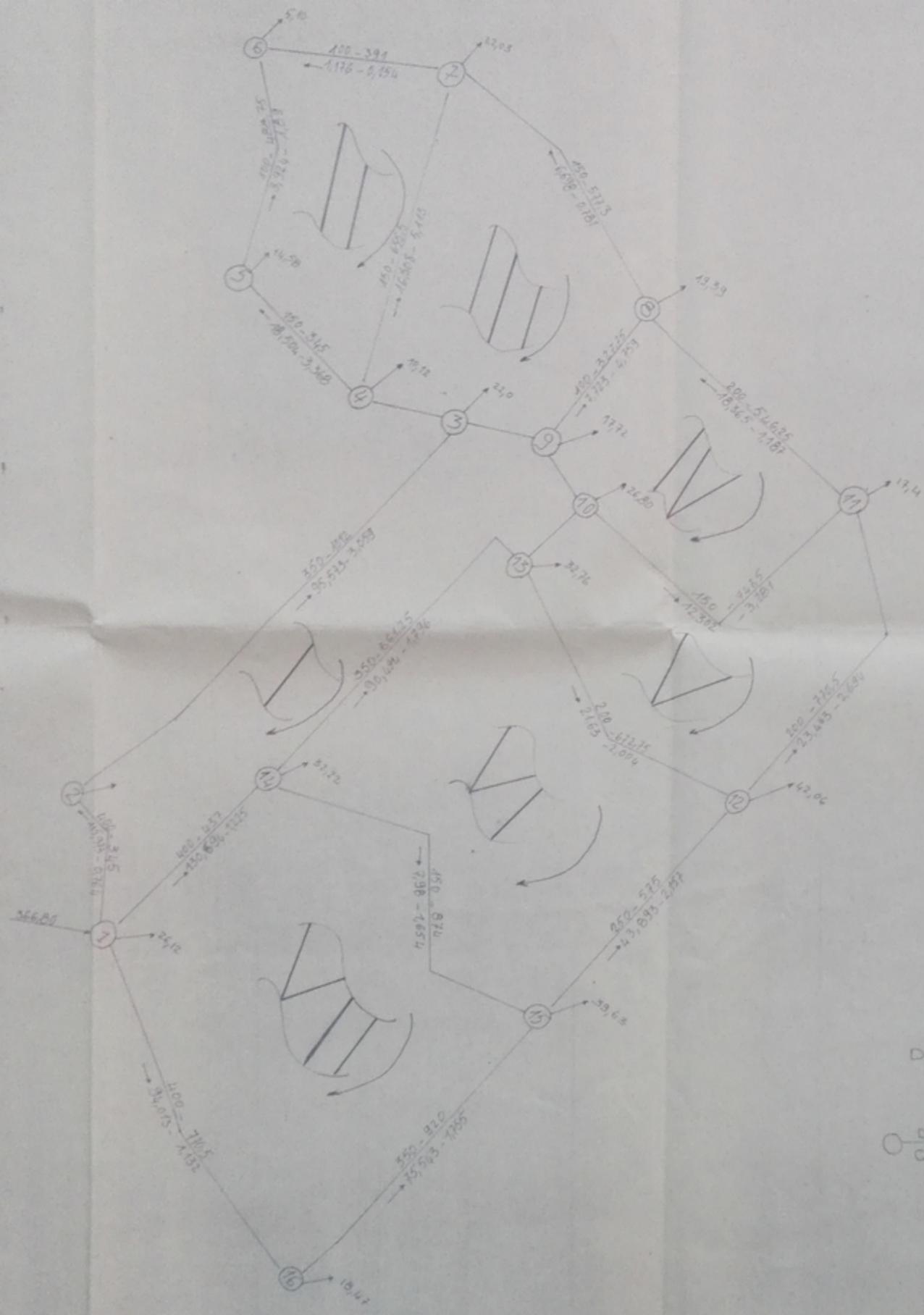
PH053/

BIBLIOTHÈQUE

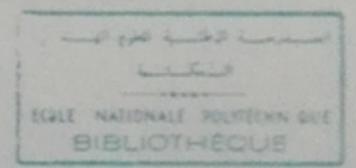
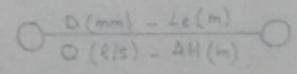
Code National Supplémentaire Département - région			
Projet de fin d'études			
Révisé et corrigé de Ritter et Schmitt de la ville de BOU-SAÏDA - ALGER			
Site d'impression en Algérie à Alger			
Projet par	SAÏD	1968	1968
Dessiné par	SAÏD	1968	1968
Imprimé par	SAÏD	1968	1968



- ① - 200 - 172,5  
→ 45,131 - 0,683
- ② - 250 - 172,5  
→ 28,441 - 0,277
- ③ - 100 - 130  
→ 1,998 - 0,310
- ④ - 200 - 172,5  
→ 36,104 - 1,084



Designation



PH033/75  
3.

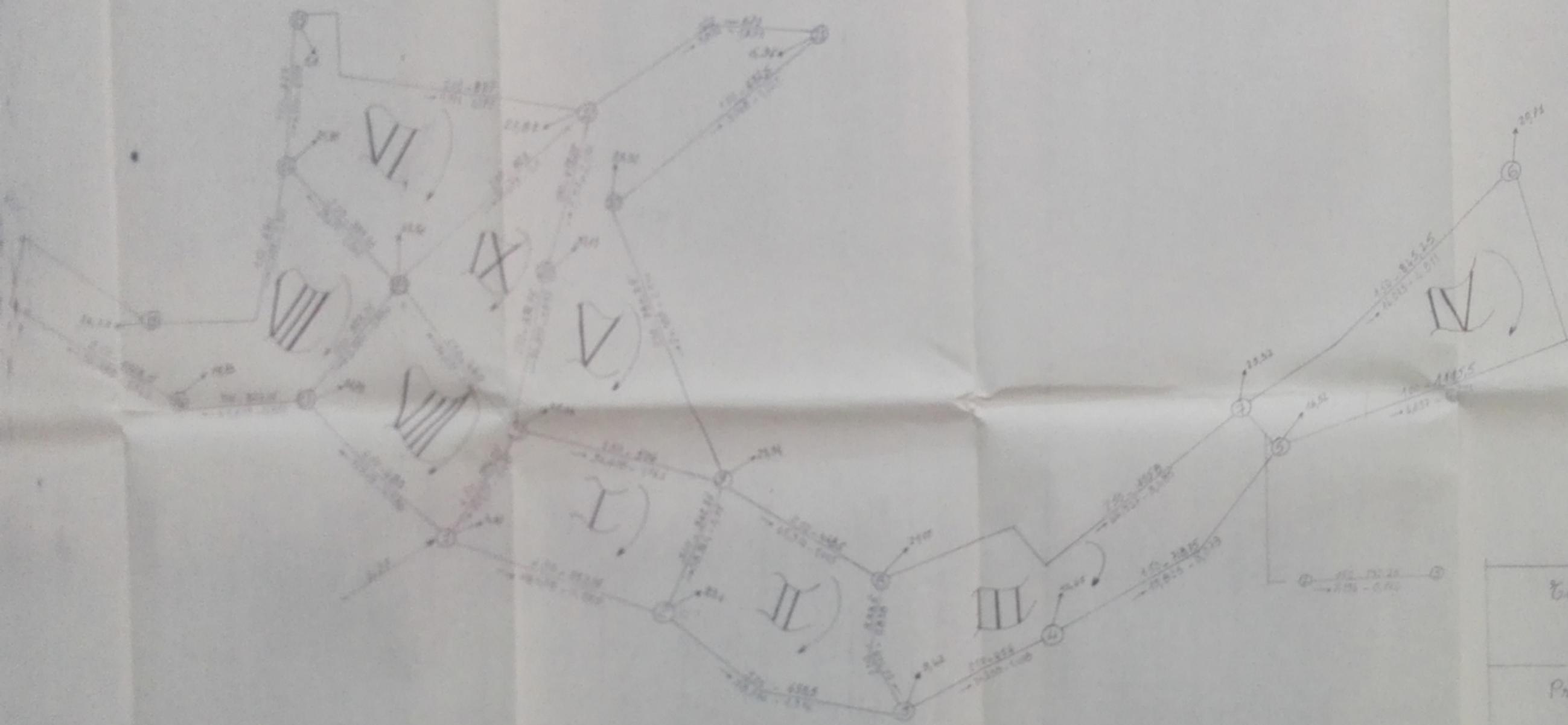
Ecole Nationale Polytechnique  
Département Hydraulique

Projet de fin d'étude

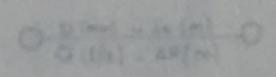
Renovation et Extension du  
Réseau de Distribution de la ville  
de BOU SAADA W MSILA

Plan du Réseau  
Zone moyenne

Proposé par S. ST. HY AL		Échelle 1/500
Dessiné par BOUAF. S.F.	Planche N°3	
Contrôlé par BOUACHE		Jan 05



Designation



PH 033/85

-4-

المدرسة الوطنية للعلوم التطبيقية  
الجزائر  
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHÈQUE

École Nationale Polytechnique  
Département Hydraulique

Projet de fin d'études

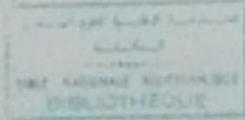
Rénovation et Extension du  
Réseau de Distribution de la ville  
de BOU-SAADA W MSILA

Plan du réseau  
Zone basse

Proposé par	S ET HY AL	Planche N°4	Echelle 1/5000
Dressé par	LOUAFI SF		juin 85
Contrôle par	BOUACHE		

PH 033/85

5.



Plan de la ville de Tunis  
Plan de la ville de Tunis

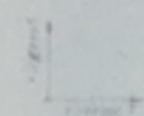
Plan de la ville de Tunis

Plan de la ville de Tunis  
Plan de la ville de Tunis

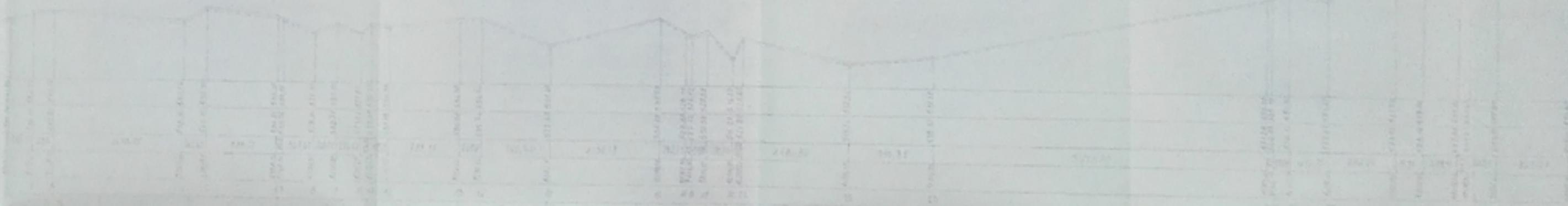
Plan de la ville de Tunis  
Plan de la ville de Tunis

Plan de la ville de Tunis  
Plan de la ville de Tunis

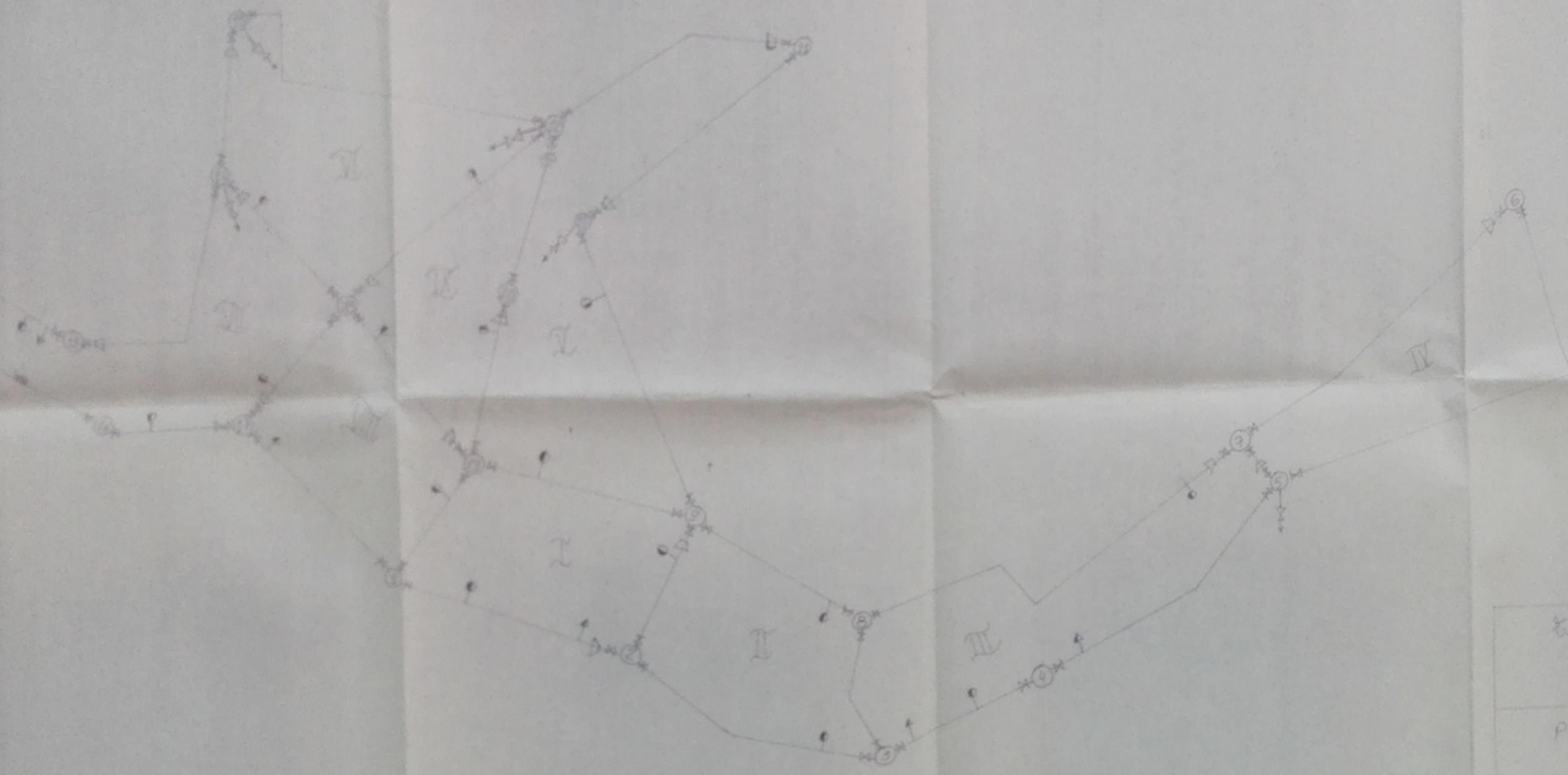
ÉCHELLE



COTES DE PROJET
COTES DE TERRAIN
DISTANCES PARALLÈLES
DISTANCES COURBES
NUMÉROS DES FOIES
KILOMÈTRES







- Legende
- ↘ décharge
  - ⊙ bouchon d'incendie
  - ▢ réducteur de pression
  - ⊗ robinet - vanne
  - ↑ ventouse

PH033/3

- 7 -

الجامعة الوطنية للتكنولوجيا  
الكتاب  
.....  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

Ecole Nationale Polytechnique  
Département Hydraulique

Projet de fin d'études

Renovation et Extension du  
Réseau de distribution de la ville  
de BOU-SAADA W.M.S.A

Plan d'équipement du réseau de  
distribution de la zone basse

Proposé par	S. ET M. AL	Planché N°7	Echelle 1:5000
Dressé par	LOUAFI SF		Jan 95
Contrôlé par	BOUACHE		

