

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Alimentation en Eau potable de la
Z.H.U.N. et de la zone industrielle de
la ville de Didouche Mourad
Wilaya de Constantine

Proposé par :
URBACO (Ex CNERU)
de CONSTANTINE

Etudié par : A. BOUCHAHM
D. KHELIFI
Promotion janvier 84 Dr BEDNARCZYK

Dirigé par :



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

—»O«—

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

—»O«—

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

—»O«—

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

—»O«—

PROJET DE FIN D'ETUDES

—»O«—

en vue de l'obtention de diplôme d'ingénieur d'état

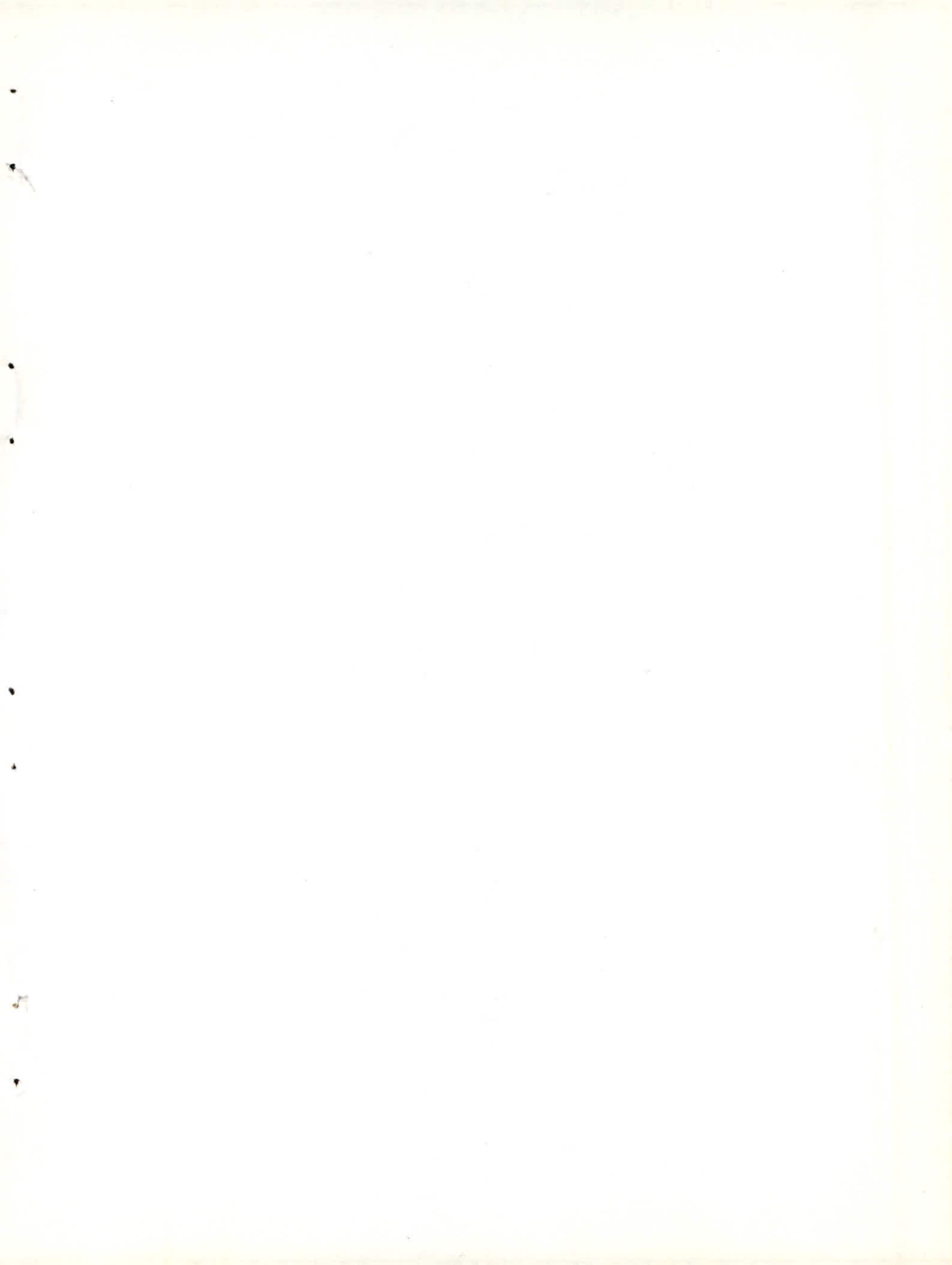
THEME

Alimentation en Eau potable de la
Z.H.U.N. et de la zone industrielle de
la ville de Didouche Mourad
Wilaya de Constantine

propose par :
URBACO (Ex. CNERU)
de CONSTANTINE

Etudié par :
A . BOUCHAHM
D . KHELIFI

Dirigé par :
Dr BEDNARCZYK



D E D I C A C E S
=O=O=O=O=O=O=O=O=O=

Je dédie ce travail:

- A mon pere
- A la MEMOIRE de mon grand-pere " RABAH "
- A ma mère
- A ma soeur
- A tous ceux qui me sont chers

BOUCHAHM AÏSSA ben AHMED

- A la memoire de mon pere
- A MA MERE
- A MES freres et ma soeur
- A mes neveux "LARBI" et "MOU NIA", et à leur mère

KHELIFI DJEBARI ben LARBI

REMERCIEMENTS
=O=O=O=O=O=O=O=

Nos remerciements s'adressent aux membres du jury qui ont bien voulu juger notre travail.

Nous tenons à remercier notre promoteur S. BEDNARCZYK, nos professeurs pour l'attention qu'ils nous ont accordée.

Nous remercions aussi M^R CHIKHI directeur general de l'URBACO Ex: C.N?E.R.U de Constantine, M^R F. KELBEL ingénieur en chef à l'URBACO, ainsi que tout le personnel pour toute l'aide dont on a bénéficié.

Sans oublier tous ceux qui nous ont été utiles pendant l'élaboration de cette thèse.

Veuillez trouver ici toute la signification de notre gratitude.

// AISSA ET DJEBARI //

-----oOo-----

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE N° .I	PAGE
Généralités	01
1- Introduction	01
2- Présentation	01
3- Climat	01
4- Situation topographique	02
5- Structure d'habitat	02
6- Structure d'équipement pour chaque secteur.	03
.	03
7- Structure d'équipement de la zone industrielle.	05
CHAPITRE II	
Population	07
1- Démographie	07
2- Evolution de la population	07
CHAPITRE III	
Etude des besoins en eau :	09
1- Dotation de la Z.H.U.N	09
2- Estimation des besoins en eau	09
1-2 : Tableau récapitulatif des besoins pour la zone Industrielle.	14
2-1 : Rapport de pression	16
2-2 Besoins pour chaque secteur(A;B;C).	16
CHAPITRE IV	
Ressources :	17
1- Etude comparative des ressources	17
2- Caractéristiques des deux forages projetés	17
CHAPITRE V	

Etude des problèmes posés par la variation des débits.....	21
1-Coefficient journalier.....	21
2-Coefficient horaire.....	21
3-Coefficient de pointe.....	22
4-Coefficient journalier et horaire (Zone-Industrielle).....	22

CHAPITRE VI

Reservoirs.....	25
1-Utilité.....	25
2-Capacité.....	25
3-Dimensionnement des réservoirs.....	28
4-Emplacement.....	33
5-Equipement.....	34
6-Automatisation.....	35

CHAPITRE VII

Adductions.....	38
1-Etude du choix des tracés des réseaux.....	38
2-Variantes suggérées.....	39
3-Calcul technico-économique.....	39
4-Calcul du diamètre économique.....	43
5-Choix des pompes.....	65

CHAPITRE VIII

Protection des conduites contre le coup de belier.....	73
1-Generalités.....	73
2-Etude du coup de belier.....	73
3-Moyens de protection des installations.....	78
4-Dimensionnement des réservoirs d'air.....	91

5.. CHAPITRE IX

Reseau de distribution.....	100
1-Dimensionnement.....	100

2- Détermination des débits aux noeuds	102
3- Calcul du réseau maillé	108
4- Calcul des pressions au sol	113
5- Equipement des réseaux maillés	114

CHAPITRE X

Protection contre la corrosion	117
1- Protection interne	117
2- Protection externe	118

CHAPITRE XI

Pose des conduites	120
1- Pose en tranchée	120
2- Pose dans le lit de la rivière	122
3- Traversée des routes	122
4- Désinfection des conduites	122

CHAPITRE 1

GENERALITES :

I.1 Introduction :

Comme toutes les grandes villes d'Algérie, CONSTANTINE par sa position, son relief et avant tout par ses conditions géologiques, ne suffit plus pour couvrir les exigences pressantes du programme d'urbanisation.

L'existence des terrains libres répondant aux conditions géotechniques et géologiques, l'existence de nappes artésiennes importantes au voisinage de la ville de CONSTANTINE (Didouche-Mourad) favorisent l'implantation d'une Z.H.U.N (Zone d'Habitat urbaine Nouvelle) et d'une Zone Industrielle que nous nous proposons d'alimenter en eau potable.

I-2 : Présentation :

La commune de Didouche-Mourad dont le chef lieu est à 12Km au Nord de CONSTANTINE avec une superficie totale de 24703ha avec une forme allongée vers le Nord-Ouest, elle se trouve limitée au Nord par la commune de Zighoud-Yousef à l'ouest par les communes de Grarem et Mila et au Sud par celle de Hamma-Bouziane et de CONSTANTINE.

Les terrains de la Z.H.U.N (128ha) et de la Z.I (85ha) se trouvent au Sud-est du village existant de part et d'autres du chemin de fer

CONSTANTINE ANNABA

I.3: CLIMAT

La commune de Didouche-Mourad à l'image de la ville de CONSTANTINE présente un climat CONTINENTAL. chaud en été (40°C), froid et sec en hiver (02°C)

1.4. situation Topographique :

.../...

Le terrain de la Z.H.U.N présente une pente importante d'est en ouest et un thalweg incliné dans le même sens; sur la partie sud de la Z.H.U.N .

Le point le plus haut se trouve à une altitude de 645 m N.G.A et le point le plus bas se trouve à une altitude de 545 m.N.G.A

La Z.I présente les mêmes caractéristiques topographiques que la Z.H.U.N. avec les altitudes :

Point plus haut : 550 m.

Point plus bas : 510 m.

I.5 : Structure d'habitat :

Le programme des logements de la Z.H.U.N a été calculé sur la base d'un T.O.L : 6 habitants par logements; le dossier de création a déterminé la capacité des logements de la Z.H.U.N

Le dossier d'aménagement reprend le nombre de logements de la Z.H.U.N pour l'année de base 1990 comme suit :

Logements	Nombre de logts	Nombre d'habits	%
Collectifs	4491	26946	88,6
Individuels	569	3714	11,4
Total	5060	30360	100,00

I-6 Structures d'équipements pour chaque secteur :

Nous verrons plus loin le découpage de Z.H.U.N .

Equipements	Nombre		d'unités			
	Secteur A		Secteur B		Secteur C	
	Nb	hab	Nb	hab	Nb	hab
-Ecole fondamentale Integ	2	2160	2	2160	3	3240
-Lycée	-	-	1	1100	-	-
-Technicum	-	-	1	1000	1	1000
-Centre de Formation- Prof	-	-	-	-	1	1000
Sport et Jeux	-	-	-	-	-	-
- P- E- P- S	1	0,24ha	1	0,24ha	2	0,48 ha
- aires de Jeux	4	0,6 ha	3	0,45 ha	7	1,05 ha
-Pharmacie-et salle de consellation	2	0,1 ha	1	0,05 ha	3	0,15 ha
-Centre de santé	1	0,2 ha	1	0,2 ha	1	0.2 ha
- Polyclinique	-	-	1	0,4 ha	-	-
- maternité	-	-	1	100 lits	-	-
-Crèches-Jard.d'enfant	1	180	-	-	-	180
Jardins d'enfants	1	180	2	360	1	180
-maisons de Jeunes	-	-	1	300	-	-
-maisons de Vieillesse	-	-	1	100	-	-
- Bibliothèques	-	-	1	0,05 ha	-	-
- Cinéma	-	-	1	0,03 ha	-	-
- Centre culturel	-	-	1	0,36 ha	-	-
- Mosquée	-	-	1	0,3ha	-	-

I - 6 : Structures d'équipements (suite) : Pour la Z.H.U.N

Equipements	Nombre d'unités					
	Secteur: A		Secteur: B		Secteur: C	
	Cap		Cap		Cap	
	Nb	Surf	Nb	Surf	Nb	Surf
- Hotel	-	-	1	150 lits	-	-
- Restaurant et café	1	0,025 HA	2	0.05 HA	1	0.025HA
+ Hammam	-	-	1	0,05HA	-	-
- A-P-C	-	-	1	0.05HA	1	0.05HA
- P-T-T	-	-	1	0.05HA	1	0.05HA
- Police	-	-	1	0.05HA	1	0.05HA
- AGENCE-BANQUE	-	-	2	0.1 HA	-	-
- CASOREC	-	-	1	0.35HA	-	-
- Petits commerces	37	0.24HA	25	0.16	60	0,4 HA
- Centre commercial	1	0.5HA	-	-	1	0,5HA
- Centre de service	-	-	1	0.5HA	-	-
- S.N.N.G.A	-	-	1	0.5HA	-	-
- MARCHÉ COUVERT	-	-	1	0,5HA	-	-
- MARCHÉ PLEIN AIR	-	-	1	0,5HA	-	-
- Petites activités	42	0,84HA	-	-	-	-

I-7 : STRUCTURE DE LA ZONE-INDUSTRIELLE :

DOTATION :

Unités Industrielles	Surface	DENSITE	NOMBRE D'EMPLOI	EAU	
				$q_a = (m^3/an/Empl)$	
				Potable	non-Potable.
	ha	Empl/ha	Emplois	$m^3/an/Empl$	$m^3/an/empl$
I Fabrication des matériaux de construction.					
-Préfabr.lourde(Usine)	12	50	600	15	80
-matériaux lég.de Constr.	6,7	60	402	15	60
- Unité aggloméré	9,7	50	485	18	100
-Fabrication de la terre cuite.	3,2	50	180	18	180
-Fabrication d'éléments en ciment.	3,1	60	185	18	30
-Produits en chaux et plâtres	2,8	60	168	18	120
-Produits aggloméré en béton	2,2	60	132	20	80
-Unité de matér.de Revet ^m	3,3	65	215	20	50
II)Entreprise de matériaux de construction					
-Entreprise de construc.	2,1	125	263	30	20
-Institut de Recherche en M-C	3,9	125	488	80	-
III)Fabrication d'aménagement.					
- Installation - Interne	1,4	125	175	20	50
-Mobilier plastique(unité)	2,8	125	350	20	30
- Profilé plastique	2,7	125	338	20	30
- Peintures-Vernis(Fabrication)	3,2	125	400	20	20

I - 7 Structure de la zone - Industrielle :(Suite)

Unités Industrielles :	Surface	-DENSITE	Nombre d'Em- ploi.	EAU	
				Consommation Potable	Non Potable
	ha	Empl/ha	Emploi	$q_a = (m^3/an/empl)$	
IV Dépôts					
-Centre de distribution de matériaux de construction	2,0	60	120	15	
- Dépôts (O2)	8, 1	60	486	15	
-Réparation de machines de construction	1,5	60	90	20	
V) Autres équipements et Equipements de la Z.I :				150	L/j/employé
-Parc -SN-SEMPAC	1,95	60	115	150L/empl	
-STATION-SONATRACH	1,0	30	30	150L/j/Emp	
-Garages A-P-C :	1,5	20	30	150L/j/Emp	
- E.R.E.S.C.O	2,0	125	250	150L/j/employé	
- Gare routière	2,5	60	150	150L/j/employé	
Briqueterie II	3	60	200	150L/j/employé	
SN-EMA(Unité de Production	4,8	60	280	450L/j/employé	

CHAPITRE II

II - 1 : Population :

DEMOGRAPHIE/ :

La croissance démographique, l'essor économique, l'élévation du niveau de vie, liés à une industrialisation rapide avec le projet de la zone industrielle qui va fournir 6072 Emplois, constituent les causes principales de l'accroissement des besoins en eau .

D'après les renseignements recueillis auprès du CNERU (centre national d'études et de réalisations urbaines)

(Ex: CADAT de constantine), la fin des travaux projetés de la Z.H.U.N de Didouche-Mourad ; est prévue pour l'horizon 1990 ; qui sera l'année de base pour nos calculs .

La Z.H.U.N de Didouche-Mourad qui comptera alors 5060 logements ; avec un taux d'occupation par logement de 6 habitants (T.O.L = 6 habitants par logements); comptera une population de 30360 habitants pour l'année 1990 .

II . 2 : Evolution de la population :

La politique nationale pour la stabilisation et la fixation de la population rurale et la lutte contre l'exode rurale, nous amènent à considérer que le taux de migration est nul

Le taux d'accroissement; faute de données suffisantes pour le calculer a été estimé égal à la moyenne nationale qui le fixe à 3,5 % .

(L'Horizon fixé pour l'évolution de la population est l'année 2010 qui servira pour nos calculs)

L'évolution de la population est évalué selon la formule des intérêts composés suivantes :

$$P_m = P_o (1 + \alpha)^n$$

L'Horizon fixé pour nos calculs sera l'année 2010

On a :

- P_n : Population future pour l'horizon considéré .
- P_o : Population pour l'année de base 1990
- n : nombre d'années séparant l'année de base de l'horizon de projection .

- α : Taux d'accroissement ,

3,5%

$$P_{2010} = P_{1990} (1 + 0,035)^{20}$$

- $P_{1990} = 30360$ habitants

- $\alpha = 3,5 \% = 0,035$

- $n = 20$ ans

- $P_{2010} = 60410$ habitants

Les calculs de l'évolution de la population pour l'année de base et l'horizon 2010 ; sont représentés dans le tableau suivant :

Années	Evolution de la Population en Habitant	augmentation en Habitant .	Besoin en eau m^3/j
1990	30360	30050	6072 m^3/j
2010	60410		12082 m^3/j

III : Etude des besoins en eau :

III.1.1 Dotations : Z.R.U.N. pour l'année 2010

Equipements	Consommation
Habitants	<u>200</u> l/j/hab
Enseignement	<u>100</u> l/j/élève
Sports et jeux	<u>1</u> l/j/ <u>m²</u>
Sanitaires	<u>5</u> l/j/ <u>m²</u>
Maternité	<u>400</u> l/j/lit (<u>100</u> lits)
Socio-culturel et Culturel	
- Crèches	<u>100</u> l/j/élève
- jardins d'enfants	<u>100</u> l/j/enfant
- maison de jeunes	<u>100</u> l/j/jeune
- " de vieillesse	<u>100</u> l/j/vieillard
- Bibliothèque	<u>4</u> l/j/ <u>m²</u>
- Cinéma	<u>4</u> l/j/ <u>m²</u>
- Centre - culturel	<u>4</u> l/j/ <u>m²</u>
Hotel	<u>200</u> l/j/lit
Restaurant et café	<u>10</u> l/j/ <u>m²</u>
Hamman	<u>30</u> m ³ /j
Mosquée	<u>10</u> m ³ /j
Administration	<u>10</u> l/j/m ²
Commerce et activités	<u>5</u> l/j/m ²

III : 2 Estimation des besoins en eau Potable :

Compte tenu de l'élévation du niveau de vie, ainsi que l'accroissement de la population, les dotations journalières sont prises égales à 200 L/J/hab .

A- besoins domestiques :

Population	Dotation (L/J/H)	consommation journalière (m ³ /J)
60410	200	12082

$$\Sigma = 12082 \text{ m}^3/\text{J}$$

B- besoins scolaires :

Equipements	Effectif	Dotation (L/J/h)	Consommation Journalière (m ³ /J)
7 E.F.I.	7560	100	756
1 Lycée..	1100	"	110
2 Technicum.	2000	"	200
1 C.F.P..	1000	"	100

$$\Sigma = 1166 \text{ m}^3/\text{J}$$

C - besoins sanitaires

Equipements	Surface	Dotation	consommation Journalière
6-P.C.A et salle de consultation	0,3 HA	5L/J/m ²	15 m ³ /J
3-Centre de santé	0,6 HA	"	30 m ³ /J
1- Polyclinique	0,4 HA	"	20 m ³ /J
1- Maternité	100 lit	400L/J/lit	40m ³ /J

$$\Sigma = 105 \text{ m}^3/\text{J}$$

D - SPORT et JEUX .

Equipements	Surface	Dotation	consommation
4- D.E.P.S	0,96	1 l/J/m ²	9,6 m ³ /J
14- Aire de jeux	2,1	1 l/J/m ²	21 m ³ /J

$$\Sigma = 30,6 \text{ m}^3/\text{J}$$

E - Socio-culturel :

Equipements	effectif ou surface	Dotation	consommation Journalière
- 2 crèches	360 élèves	100L/J/	36 m ³ /J
- 4 Jardins d'enfants	720 élèves	"	72 m ³ /J
- 1 maison de jeune	300 jeux	"	30 m ³ /J
- 1 maison de vieillesse	100 vieux	"	10 m ³ /J
- 1 Bibliotheque	0,05HA	4L/J/m ²	2 m ³ /J
- 1 cinema .	0,03HA	"	1,2 m ³ /J
- 1Centre culturel	0,36 HA	"	14,2 m ³ /J
- Mosquée	-	-	10 m ³ /J

$$\Sigma = 175,4 \text{ m}^3/\text{J}$$

F - Detente et loisirs

Equipements	EFFECTIF OU SURFACE	DOTATION	CONSUMMATION JOURNALIERE
1 - Hotel	150 lit	200L/J/lit	30 m ³ /J
4 - Restaurant +café	0,1 HA	10l/J/m ²	10 m ³ /J
1 - Hammam	-	-	30 m ³ /J

$$\Sigma = 70 \text{ m}^3/\text{J}$$

G - ADMINISTRATION

EQUIPEMENTS	SURFACE	DOTATION	CONSUMMATION JOURNALIERE
2 - A P C	0,1 HA	10 L/J/m ²	10 m ³ /J
2 - P.T.T	0,1 HA	"	10 m ³ /J
2 - Police	0,1 HA	"	10 m ³ /J
2 - Banque	0,1 HA	"	10 m ³ /J
1 - CASOREC	0,35 HA	"	35 m ³ /J

H : COMMERCE et ACTIVITES

$$\Sigma = 75 \text{ m}^3/\text{J}$$

EQUIPEMENTS	SURFACE	DOTATION	CONSUMMATION JOURNALIERE
122 - petit commerce	0,8 HA	5 l/J/m ²	40 m ³ /J
2 - Centre commercial	1,0 HA	"	50 m ³ /J
1 - Centre de service	0,5 HA	"	25 m ³ /J
1 - S.N.N.G.A	0,5 HA	"	25 m ³ /J
1 - Marché couvert	0,5 HA	"	25 m ³ /J
1 - Marché P.A	0,5 HA	"	25 m ³ /J
42 - petites activités	0,84 HA	"	42 m ³ /J

$$\Sigma = 232 \text{ m}^3/\text{J}$$

TABLEAU RECAPITULATIF

Types de besoins	cons. Journ. (m ³ /J)	Total
- Domestiques	12082 ✓	Q _J moy . 13956,00 m ³ /J
- Scolaires	1166	
- Sanitaires	105	
- Sport et Jeux	30,6	
- Socio-culturel	175,4	
- Detente et loisirs	70	
- Administration	75	
- Commerce et activités	232	

.../...

III 1.2 Tableau récapitulatif des besoins pour la Zone-Industrielle.

Unités Industrielles	Nombre	Consommation m ³ /j	
	d'emplois	Eau potable	eau Indus- trielle.
	Employés		
- Fabrication d' installation interne	175	11,6	29,16
- Unité mobilier plastique	350	25,3	35
- Parc SN?Sompac	115	17,25	-
- Unité profilé plastique	338	22,5	33,8
- STATION - SQUATRACH	30	4,5	-
- Réparation de machine de construct	90	6	-
- garages. A-P-C	30	4,5	-
- Equipement de la Z.1	240	36,00	-
- E - R - E - S - C - O	250	37,5	-
- Gare routière	150	22,5	-
- Usine de préfabrication lourde	600	30	100
- Briquetterie 11	200	30	-
- Fabrication de la terre cuite	150	9,6	96
- Fabrication d'éléments en ciment	185	11,1	18,5
- Unité aggloméré	485	29,1	161,6
- Produits en chaux et plâtres	168	10,00	67,2
- Produit aggloméré en béton	132	8,8	35,2
- Fabrication de peintures-verniss	400	26,6	26,6
- Dépôts (02)	486	24,3	-

III 1.2: Tableau récapitulatif des besoins pour la Zone- Industrielle -(suite)

Unités Industrielles	Nombre d'emplois	Consommation m ³ /j	
	Employés	Eau potable	Eau Industrielle
- Fabrication de matériaux légers de construction	402	20,1	80,4
- Unité de matériau de revêtement	215	14,3	35,8
- Institut de recherche en matériaux de construction	488	48,8	-
- Entreprise de construction	263	26,3	17,5
- Centre de distribution S.N.M.C	120	6,00	-
- S.N.EMA (Unité de Production)	220	45	-
Total	6072	480,65	796,76 m ³ /j

Pour les pertes dans la conduite on les estimera à 15 % des débits transités :

Zone	Qj moy m ³ /j	Qj moy x 1,15 (Pour 15 %)	Qj max = Qj moy x K _j	Q _p = Qj max x (K _o) (K _o)
Eau-potable	480,65	552,74	1138,66	4554,6 m ³ /j
Eau- Industrielle	796,76	916,27	1887,52	5190,69 m ³ /j
Total :	1277,4	1469,01 m ³ /j	3026,18	9745,3 m ³ /j

$k_j = 2,06$ et $K_{o_{Ep}} = 4$; pour eau potable

Coefficient journalier $K_{o_{EI}} = 2,75$; pour eau Industrielle

III.2.1 RAPPORT DE PRESSION :

Comme il a été annoncé au chapitre 1, le territoire de la Z.H.U.N se trouve entre les altitudes :

- la plus haute : 645,00 m .

- la plus basse : 545,00 m

$$h = 100 \text{ m}$$

On voit qu'il faut le partager en 3 Zones de pression selon les conditions suivantes :

- Pression minimale : 15-20m

- Pression optimale : 40 m

III.2.2: Besoins pour chaque Zone : A; B; C

Secteurs	Populations	consomma- -tion domesti- -que	SCOLAIRE	SPORT ET JEUX	Sanitaire	SOCIO- CULTUREL	DETTENTE ET LOISIRS	ADMINISTRAT- TION	COMMERCES
	habitants	m ³ /J	m ³ /J	m ³ /J	m ³ /J	m ³ /J	m ³ /J	m ³ /J	m ³ /J
A	20344	4068,8	216	8,4	15	36	2,5	-	79
B	13490	2698	426	6.9	72.5	103.6	65.00	60	108
C	26576	5315,2	524	15.3	17.5	36	2,5	15	45

CHAPITRE IV

RESSOURCES

4-1 : ETUDE COMPARATIVE DES RESSOURCES

Les ressources disponibles; sont situées à 3 Km de la ville de Didouche - Mourad ; dans un champ captant d'une nappe phréatique (d'eau souterraine) dans la région de Hamma - Bouziane et très proche de CONSTANTINE .

Il s'agit des sources (forages) les plus importantes de l'est Algérien, et qui se trouvent à quelques kilomètres (4Km) de la Z.H.U.N et à 2 Km de la zone industrielle .

Les forages effectués jusqu'à présent totalisent un débit de 950 l/s - à 1000 l/s . L'eau jaillit des forages avec des jets artésiens (on ne pompe pas dans les forages eux même), avec des températures allant de 34°C à 37°C .

Autour des forages l'eau s'échappe dans un canal trapézoïdal en béton conçu pour l'irrigation qui utilise 677 l/s dont la plus grande partie se déverse dans l'oued-El-Rhumel .

D'après les études faites par la D.H.W de CONSTANTINE en collaboration avec la SONAGTHER : Etudes Hydro-géologiques et hydrotechniques le champ captant où vont être effectués les forages donnent pour deux forages un débit de 250 l/s ; avec un débit de 125 l/s pour chaque forage. L'eau sort des forages avec une pression allant de 15 à 20 m.

4-2 : Caractéristiques des deux forages projetées :

Pour l'horizon 2010 : Les besoins en eau pour les deux secteurs:
la Z.H.U.N et la zone industrielle :

- : Pour la Z.H.U.N on aura besoin de :

le débit de QZ.H.U.N = 231,6 l/s

Pour la zone - industrielle : $Q_{Z.I} = 35,02 \text{ l/s}$

Les besoins à satisfaire sont de :

$$Q_{Z.H.U.N} + Q_{Z.I} = 231,6 + 35,02 = 266,62 \text{ l/s}$$

Coordonnées des deux forages projetés pour alimenter la Z.H.U.N et la Zone - Industrielle :

Cordonnées Forages	X	Y	Z (m) N.G.A	Q : débit arrivant de chaque forage (L/S)
F ₁	850900	355020	500,00	125
F ₂	850920	355060	500,2	125

Etude comparative entre les débits des forages (F₁ et F₂) et les débits sollicités pour la consommation

2-1 : Débits des forages : F₁ ; F₂

- : F₁ : 125 L/S

- : F₂ : 125 L/S

Total 250 L/S

• • Horizon 1990 : Les débits moyens demandés pour les ≠ secteurs :

$$Q_{Z.H.U.N} = 172,4 \text{ l/s}$$

• • Horizon 2010 : les débits moyens demandés par les différents secteurs :

$$Q_{Z.H.U.N} = \dots\dots\dots 231,6 \text{ l/s}$$

$$Q_{Z.I} = \dots\dots\dots 35,02 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{Total}} = \dots\dots\dots 266,62 \text{ l/s}$$

donc on remarque que les forages à projeter sont capables de satisfaire les besoins des différents secteurs jusqu'à l'horizon 2010 car

on doit noter que les forages ne seront pas exploités à 100 % .

On expliquera plus loin dans le chapitre Adductions : le choix de l'emplacement de la bache de reprise ; et la station de pompage :

Caractéristiques des deux forages : F₁ et F₂

- Diamètre intérieur des forages : 450 mm
- Profondeur des forages: 30 m .
- Niveau statique de l'eau: 490m N.G.A .
- Niveau dynamique de l'eau : 485 m N.G.A (côte)

On note que le jet d'eau atteint une hauteur de 15 $\frac{20}{\cdot}$ m de pression .

- Diamètre de la conduite d'amenée du forage jusqu'à la bache de reprise N°1 : \emptyset 350 mm
- Débit à transiter par chaque conduite du forage Bache de reprise : 125 L/S (450 m³/h)
- Longueur des conduites à partir des forages F₁ et F₂

jusqu'à la bache de reprise N° 1 : 50 m (chacune)

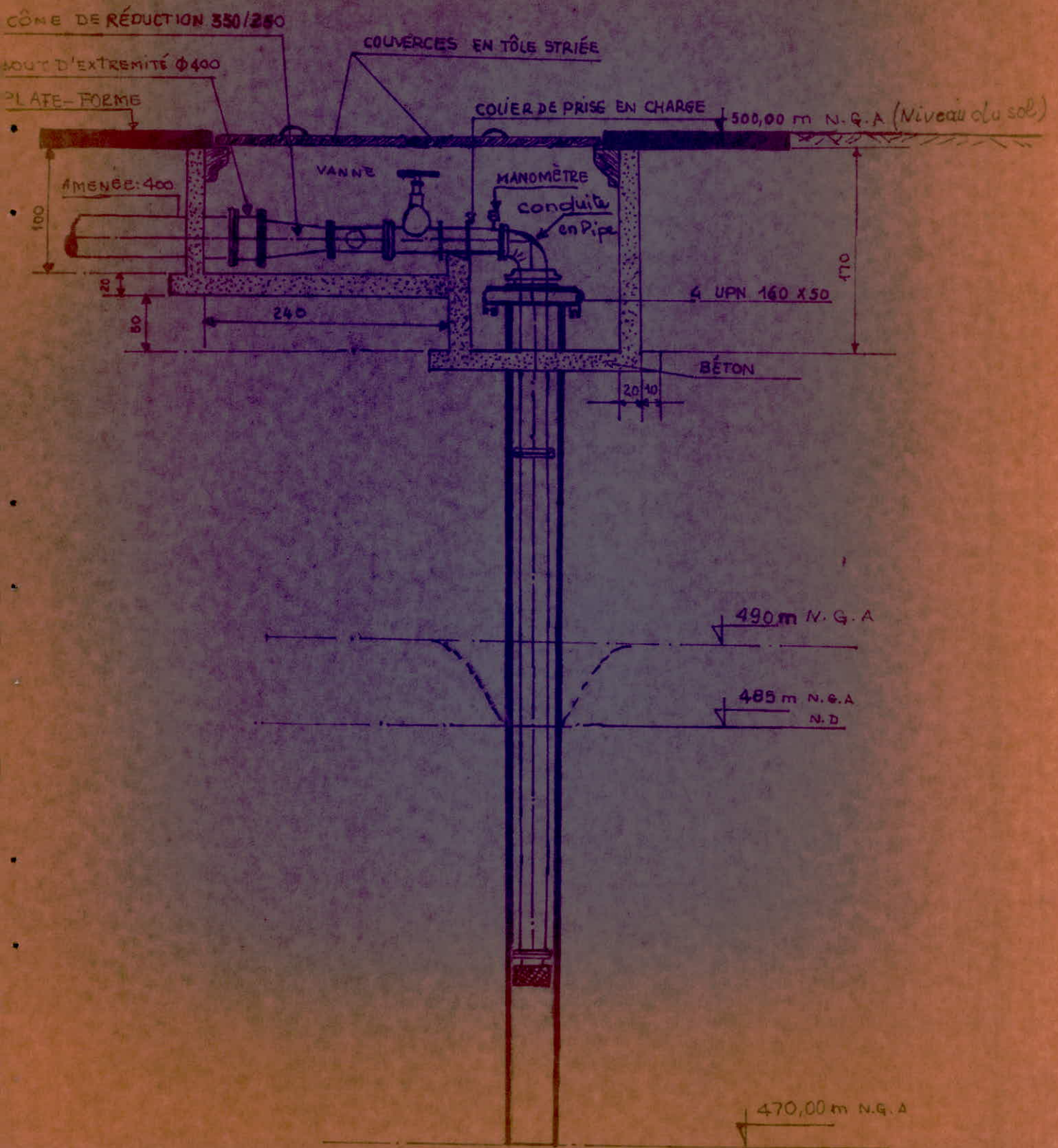
- : F₁ _____ B.R N° 1 : L = 50 m

- : F₂ _____ B.R N° 1 : L = 50 m

Tableau récapitulatif sur le tronçon:l'abri du forage ÷ Bache de reprise .

Forages	Q L/S	Vitesse m/s	Diamètre \emptyset (mm)	Longueur (m)	J	H _t (m)	fcol	Re 10 ⁵
F ₁	125	1,3	350	50	0,00524	0,3	0,0213	4,55
F ₂	125	1,3	350	50	0,00524	0,3	0,0213	4,55

schéma du forage f1 et f2



CHAPITRE V

Etudes des problèmes posés par la variation des débits

Les problèmes posés par les variations des débits ont trait aux pointes horaires ; journalières, mensuelles et saisonnières on distingue :

- Variations annuelles; fonction du niveau de vie de la population et de l'hygiène .

- Variations mensuelles, fonction de la population de l'importance de la ville .

- Variations journalières ; selon le jour de la semaine qui accuse une pointe dans la consommation .

Variations horaires , qui représentent la variation la plus importante aux heures de pointe .

En raison de toutes ces variations; il y' a lieu d'appliquer au débit moyen , un coefficient de majoration pour obtenir la valeur du débit de pointe du jour le plus chargé de l'année .

Ce coefficient varie entre 1,15 à 4,80 / D, après les statistiques faites par A. DUFONT)

1 - Coefficient journalier K_j

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

Pour la Z.H.U.N qui comptera en l'an 2010 une population de 60410 habitants .

le coefficient à été pris égal à une valeur moyenne de 1,25 donc ($K_j = 1,25$)

2- Coefficient horaire : K_0 = Coefficient d'irrégularité horaire .

$$K_0 = \frac{\text{Consommation maximale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}}$$

$$K_0 = \alpha \cdot B$$

$$\text{avec } 1,2 < \alpha < 1,4$$

B = Coefficient qui varie en fonction de la population

Population	1000	1500	2000	6000	10.000	20.000	50.000
B	2	1,8	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

En égard de la population de notre Z.H.U.N qui est de 60410 habitants en 2010 .

On prendra B = 1,21 et $\alpha = 1,4$; le débit horaire sera affecté d'un coefficient $K_0 = \alpha \cdot B$

$$K_0 = 1,4 \times 1,21 = 1,7$$

Une valeur du coefficient horaire qui tient compte du fait que les industries localisées dans la région feront l'objet d'une étude dans le même projet , mais consacrée pour la zone industrielle .

3 - Coefficient de pointe : K_p

$$K_p = K_0 \cdot K_j = 1,7 \times 1,25 = 2,125$$

La valeur de ce coefficient signifie que le débit desservi en 24 heures pourra être transité en 11h 17 minutes .

4 - Pour les consommations de la zone - Industrielle et pour ses industries : et compte-tenu qu'il s'agit d'industrie du Bâtiment : D'après les données du (CNERU) Phase II dans le plan d'urbanisme directeur (P.U.D) Phase II :

$$q_a = (m^3 / \text{an/employé})$$

$$Q_a = (m^3 / \text{an}) = q_a \times E$$

où

q_a = consommation par an par emploi

E = nombre d'emplois

$Q_a =$ consommation annuelle : (par an)

$$Q_j \text{ (m}^3\text{/jour)} = \frac{Q_a}{300 \text{ jours}} \quad (Q_j = \text{consommation par jour})$$

$$q_{h \text{ max}} = \frac{Q_j}{24 \text{ heures}} \times k_o \quad (q_{h \text{ max}} = \text{consommation de pointe horaire})$$

où : le nombre 300 jours représente les jours de travail :

$K_o =$ coefficient d'irrégularité horaire

Pour le coefficient journalier : $K_j = 2,06$

Pour l'eau potable $K_{o_{Ep}} = 4$

Pour l'eau industrielle $K_{o_{EI}} = 2,75$

On aura un coefficient de pointe $K_p = K_j \cdot K_o$.

Pour l'eau potable on aura : $K_{p_{ep}} = 2,06 \times 4 = 8,24$

Pour l'eau industrielle : $K_{p_{eind}} = 2,06 \times 2,75 = 5,66$

- Tableau récapitulatif des consommations journalières

Pour l'horizon 2010 :

Secteur	consommation moyenne-journalière (m^3/j) $Q_{J \text{ moy}}$	$1,15 Q_{J \text{ moy}}$ m^3/J	$Q_{J \text{ max}} = K_j Q_{J \text{ moy}}$ m^3/J	$Q_p = K_p \cdot Q_{J \text{ moy}}$ L/S
A	4425,7	5089,55	5361,94	124,65
B	3540,00	4071,00	5088,75	100,12
C	5970,5	6866,075	8582,60	168,92
Zone Industrielle	1277,4	1469,01	3026,18	112,6

N.B : nous tenons à souligner qu'avec :

- le débit maximum journalier (Q_{jmax}) nous dimensionnerons les conduites d'adduction ; les réservoirs et il nous servira pour le choix des pompes .

- le débit de pointe horaire (Q_p) nous dimensionnerons les conduites de distribution ainsi que les réseaux, et ce pour que notre installation puisse satisfaire au débit demandé à l'heure de pointe du jour de l'année où la consommation est maximale .

CHAPITRE VI
RESERVOIRS

6-1 : UTILITE

Le reservoir sert à emmagasiner l'eau, pour la redistribuer par la suite quand l'apport s'annule (pas de pompage) , en plus du role principal sus-cité le reservoir peut assurer l'alimentation du reseau de distribution en cas de deterioration des ouvrages à l'amont (panne-electrique ; eclatement de la conduite de refoulement etc) aussi il permet une marche uniforme des pompes, le reservoir sert comme tampon entre l'adduction et la distribution .

6-2 : CAPACITE

Si les débits entrants dans le réservoir sont uniforme , ceux sortants sont par contre variables selon l'heure de la journée .

Le jour de la semaine, la saison.

Pour mettre en relation les débits entrants et les débits sortants , supposons une adduction à debit uniformement reparti sur le nombre d'heures de pompage, ce qu'on appellera debit horaire moyen (a)

en supposant une consommation variable selon l'heure de la journée , en fonction du debit moyen a , et selon les indications de A. DUPONT (Tome II . P. 340)

Les différentes consommations seraient :

- de 6 ^h à 7 ^h	<u>1.6</u> a
- de 7 ^h à 11 ^h	<u>2.2</u> a
- de 11 ^h à 16 ^h	<u>0.8</u> a
- de 16 ^h à 18 ^h	<u>2.0</u> a

- de 18^h à 22^h 1.0 a
- de 22^h à 6^h 0,2 a

a : etant le débit horaire moyen

L'adduction par refoulement de la Sp_p est de t = 15 heures .

Pour notre projet : l'adduction s'effectuera 15 heures sur 24 heures, et ce pour les 3 secteurs (A - B - C) le pompage se fera de 6^h à 21^h ce qui donne un debit d'adduction de

$$\frac{24}{15} a = 1.6 a.$$

Le débit horaire moyen pour chaque secteur est :

$$\text{Secteur A a} = \frac{5089.5}{15} = 339,3 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Secteur B a} = \frac{4070.76}{15} = 271,38 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Secteur C a} = \frac{6868,09}{15} = 457,87 \text{ m}^3/\text{h}$$

heures	Ki	Apport 1,6 a/h	Consommation	$\Delta V (+)$	$\Delta V (-)$
0 - 1	0 - 2	-	0.2 a		
1 - 2	0.2	-	0.4 a		
2 - 3	0.2	-	0.6 a		
3 - 4	0.2	-	0.8 a		
4 - 5	0.2	-	1.0 a		
5 - 6	0.2	-	1.2 a		
6 - 7	1.6	1.6 a	2.8 a		1.2
7 - 8	2.2	3.2 a	5.0 a		1.8
8 - 9	2.2	4.8 a	7.2 a		2.4
9 - 10	2.2	6.4 a	9.4 a		3.00
10 - 11	2.2	8.00 a	11.6 a		3.6
11 - 12	0.8	9.6 a	12.4 a		2.8
12 - 13	0.8	11.2 a	13.2 a		2.00
13 - 14	0.8	12.8 a	14.00 a		1.2
14 - 15	0.8	14.4 a	15.8 a		1.4
15 - 16	0.8	16.0 a	16.6 a		0.6
16 - 17	2.0	17.6 a	18.6 a		1.00
17 - 18	2,0	19.2 a	19.6 a		0.40
18 - 19	1,0	20.8 a	20.6 a	0,2	
19 - 20	1,0	22.4 a	21.6 a	0.8	
20 - 21	1.0	24.0 a	22.6 a	1.4	
21 - 22	1,0	-	23.6 a		
22 - 23	0.2	-	23.8 a		
23 - 24	0.2	-	24,00 a		

Le volume sera

$$V = \frac{\Delta V(+)}{\max} + \frac{\Delta V(-)}{\max}$$

$$= 1.4 a + 3.6 a = 5 a$$

A ce volume s'ajoute une réserve d'incendie de 120 m³ et supérieur à 120 m³ s'il y a plus de risque pour les incendies, ainsi on aura .

(Zone B qui constitue le centre de la Z.H.U.N donne V_{ri} = 240 m³)

Secteurs	Volumes calculés (m ³)	Volumes proposés (m ³)
A	(5x 339,3) + 120 = 1816,5	2000
B	(5x271,38) + 240 = 1596,9	2000
C	(5x457,87) + 120 = 2409,35	3000

6-3 : Dimensionnement :

Pour avoir des cuves identiques et ce pour des raisons économiques , on a opté

- Pour 2 x 1000 secteur A
- 2 x 1000 secteur B
- 3 x 1000 secteur C

ayant un volume de 1000 m³ , et se fixant une hauteur de 4,0 m nous déduisons le diamètre de la cuve comme suit :

$$D = \sqrt{\frac{4 v}{\pi h}} = \sqrt{\frac{4 \times 1000}{\pi \times 4}} = 17,84 \text{ m}$$

soit un diamètre de 18,0 m

Calcul du volume du réservoir d'accumulation pour la Zone Industrielle :

Si on tient compte du fait que les variations des débits de consommation pour la zone industrielle sont très diversifiées car la consommation se divise en deux tranches :

- Consommation industrielle avec un coefficient d'irrégularité horaire $K_{O_{L_{ind}}} = 2,75$

- Consommation en eau potable avec un coefficient d'irrégularité horaire $K_{O_{Ep}} = 4$.

On peut dire que l'amplitude de variation des débits de consommation pour chaque tranche de la journée est très importante donc le débit moyen pour la zone industrielle varie suivant les coefficients de chaque tranche horaire (DUPONT - TOME II - page 340) comme suit:

- de 6 ^h à 7 ^h	a
- de 7 ^h à 11 ^h	3,5 a
- de 11 ^h à 16 ^h	0,4 a
- de 16 ^h à 18 ^h	2 a
- de 18 ^h à 22 ^h	0,5 a
- de 22 ^h à 6 ^h	0,125 a

L'adduction par refoulement se fera pendant un temps; $t = 16^h$ à partir de la station de pompage N° 1 avec un débit Q refoulé de

$$Q = \frac{35,02 \times 3600 \times 24}{1000 \times 16^h} = 189,11 \text{ m}^3/\text{h}. \left(\frac{16^h}{24} \right) .$$

.../...

heures	K_i	Apport 1,5 a	consommation	$\Delta V (+)$	$\Delta V (-)$
0 - 1	0.125	-	0.125		
1 - 2	0.125	-	0.25		
2 - 3	0.125	-	0.375		
3 - 4	0.125	-	0.5		
4 - 5	0.125	1 - 5	0.625	0.875	
5 - 6	0.125	3.0	0.75	2.25	
6 - 7	1,000	4.5	1.75	2.75	
7 - 8	3.5	6.0	5.25	0.75	
8 - 9	3.5	7.5	8.75		1.25
9 - 10	3.5	9	12.25		3.25
10 - 11	3.5	10.5	15.75		5.25
11 - 12	0.4	12	16.15		4.15
12 - 13	0.4	13,5	16.55		3.05
13 - 14	0.4	15	16.95		1.95
14 - 15	0.4	16.5	17.35		0.85
15 - 16	0.4	18	17.75	0.25	
16 - 17	2,00	19.5	19.75		0.25
17 - 18	2.00	21	21.75		0.75
18 - 19	0.5	22,5	22.25	0.25	
19 - 20	0.5	24	22.75	1.25	
20 - 21	0.5	-	23.25		
21 - 22	0.5	-	23.75		
22 - 23	0.125	-	23.875		
23 - 24	0.125	-	24,00		

.../...

Donc notre débit horaire moyen $a = 189,1 \text{ m}^3/\text{h}$.

Pour la zone industrielle le pompage se fera de 4^h à 20^h ce qui donne un débit d'adduction de :

$$\frac{24}{16} a = 1,5 a .$$

Le calcul du volume donnera :

$$V = \frac{\Delta V (+)}{\text{max}} + \frac{\Delta V (-)}{\text{max}} \\ = 2,75 a + 5,25 a = 8 a .$$

$$\text{d'où : } V = 8a = 8 \times 189,13 = 1513 \text{ m}^3$$

À ce volume vient s'ajouter une réserve d'incendie de

$$V_{ri} = 3 \times 120 \text{ m}^3 = 360 \text{ m}^3$$

(Les risques d'incendies dans les unités industrielles sont fréquents ce qui justifie notre réserve de 360 m^3)

Ce qui amènera le volume de la réserve à :

$$V = 1513 + 360 = 1873 \text{ m}^3$$

ainsi on prévoit deux cuves jumelées de 1000 m^3 chacune

En se fixant la hauteur à $4,0 \text{ m}$; nous déduisons le diamètre de la cuve standardisée :

$$D = \sqrt{\frac{4 V}{\pi h}} = 17,84 \text{ m}$$

Soit un diamètre de $18,0 \text{ m}$.

Bâches de reprise :

1° Role : La bache de reprise a pour but de régulariser la variation qui est due à la différences des durées de pompages des forages et de la station de pompage .

Dans notre cas, elle servira de collecteur pour les forages futurs et comme reprise pour la station de pompage.

2°- Capacité : (Variante I)

Le volume de la bache de reprise est fonction des différences éventuelles entre le débit d'arrivée et celui de départ pendant les temps respectifs de pompage .

Nous étudierons ici quelques cas d'exploitation .

Pour le débit d'arrivée nous avons projeté 02 forages débitant chacun 125 m^3/h soit un débit d'arrivée

$$Q_1 = 250 \text{ L/S} = 900 \text{ m}^3/\text{h} .$$

Le débit de départ se décompose en deux, l'un alimentera le réservoir de la zone industrielle (35.02 L/S)

Soit un débit de départ de la 1^{er} station de pompage

$$Q_2 = 266.6 \text{ L/S} = 959.76 \text{ m}^3/\text{h} .$$

$$V = (t_f \times Q_1) - (t_{sp} \times Q_2)$$

t_f : temps de pompage dans les forages .

t_{sp} : temps de pompage dans la station de pompage .

$t_f(\text{h})$	$t_f \times Q_1 (\text{m}^3)$	$t_{sp} (\text{h})$	$t_{sp} \times Q_2 (\text{m}^3)$	$V \text{ m}^3$
18/24	16200	16/18	15356.15	843.85
		12/18	11517.12	4682.88
16/24	14400	12/16	11517.12	2882.88
		10/16	9597.6	4802.40

On voit que le volume réduit est celui qui correspond à une exploitation de 18^h/24 des forages et de 16^h/18 de la station de pompage.

en 6 h d'arrêt/Jour les forages refoulent $900 \times 18 = 16200 \text{ m}^3$ et la station de pompage en 8^h d'arrêt/Jour refoule

$$959,76 \times 16 = 15356,15 \quad V = 16200 - 15356,15 = 843,85 \text{ m}^3$$

On prend $V = 1000 \text{ m}^3$

3° Dimensionnement :

On choisit une cuve cylindrique avec une hauteur d'eau $h = 5 \text{ m}$ et ayant un volume de 1000 m^3 nous déduisons le diamètre de la cuve .

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

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 1000}{3,14 \times 5}} = 15,96 \text{ m} = 16,00 \text{ m}$$

Pour des raisons économiques (étude Génie-Civil et coffrage) nous maintenons la même capacité de la bache de reprise pour la 2^e station de pompage qui recevra en 16^h/J : $833,69 \times 16 = 13\,339 \text{ m}^3$ et refoulera, en un temps de pompage de :

$$t = \frac{(833,69 \times 16) - 1000}{833,69} = 14,8 \text{ h}/24 \text{ (} 15 \text{ h}/24 \text{)};$$

Un volume de $V_t = 12338,61 \text{ m}^3$

6 - 4 : EMPLACEMENT :

Pour l'emplacement de nos réservoirs, nous avons essayé d'avoir une adduction minime, pour ne pas gêner les constructions tous les réservoirs ont été placés à l'extérieure du périmètre à urbaniser et pour qu'ils puissent alimenter dans le futur les agglomérations prévues dans le cadre de l'extension.

Aussi nous avons fait que les cotes des radiers doivent être à un niveau supérieur à celui de l'agglomération, sans toutefois créer des pressions trop importantes sur les points les plus bas, ni des pressions minimales sur les points les plus hauts .

Secteur A	C.R = 603,00 m
Secteur B	C.R = 632,00 m
Secteur C	C.R = 647,00 m
Zone Industrielle	C.R = 580,00 m

6-5 : Equipement :

D'une façon générale chaque réservoir doit être équipé d'une conduite, d'arrivée d'une conduite de trop plein reliée à celle de la vidange, et d'une réserve d'incendie.

Les réservoirs communicants (Jumelés) seront reliés l'un à l'autre par une conduite comportant un robinet -vanne .

L'arrivée de l'eau dans le réservoir s'effectue par surverse en chute libre (T.P + 0,5 m) pour favoriser l'oxygénation de l'eau.

Le départ s'effectue à l'opposé de l'arrivée et ce pour faciliter le brassage de l'eau, la conduite sera placée à (CR + 0,2) pour éviter l'introduction des boues et des différents dépôts éventuels.

TROP-PLEIN et VIDANGE :

La conduite de trop plein doit être en mesure d'évacuer la totalité du débit qui arrive quand la cuve a atteint son niveau maximal, afin d'éviter l'introduction de certains corps l'extrémité du T.P doit être en forme de siphon .

La conduite de vidange part du point bas du réservoir pour se raccorder ensuite au trop - plein .

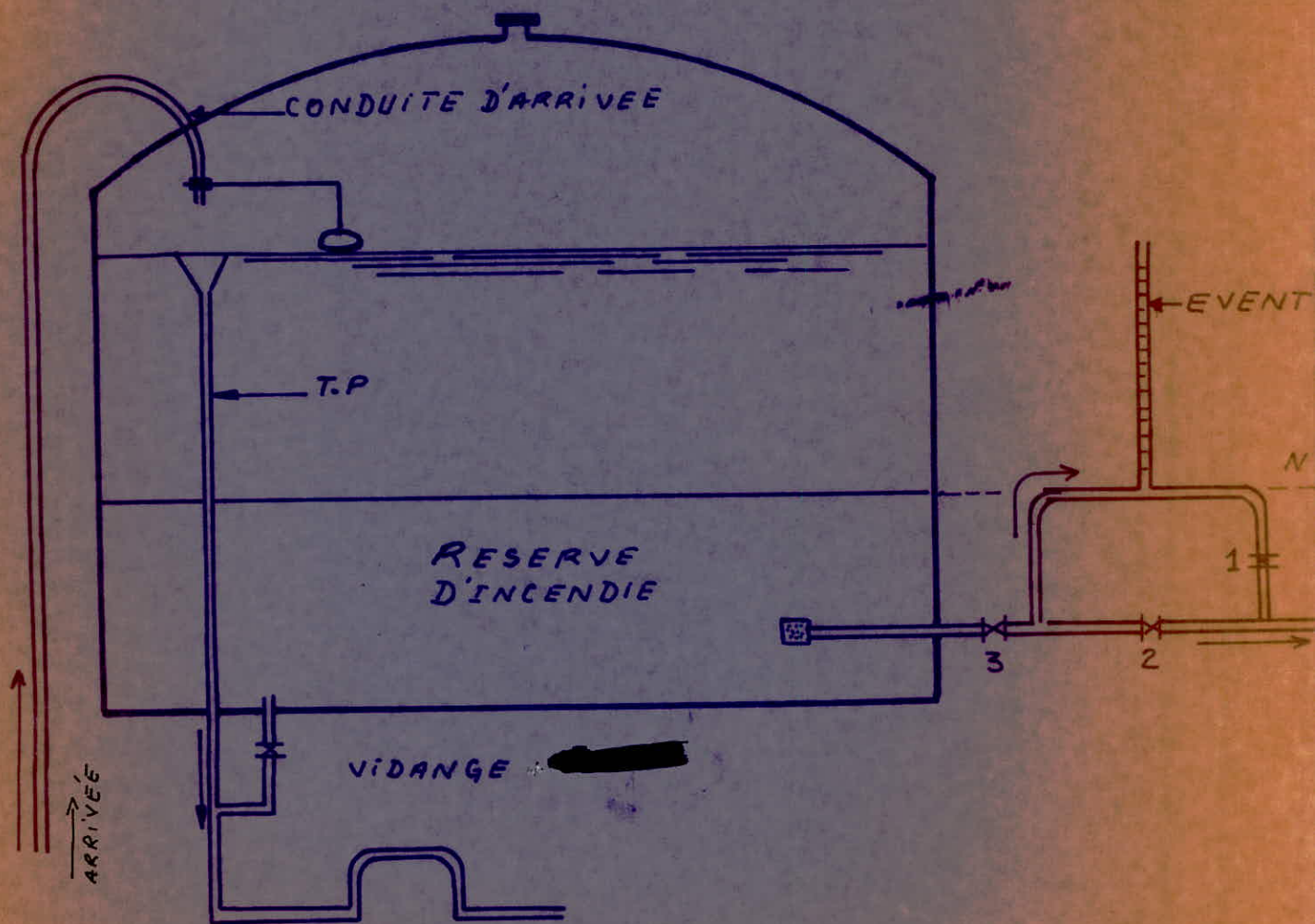
ROBINET- FLOTTEUR

Les robinets flotteurs servent à maintenir à niveau constant le plan d'eau dans les réservoirs .

Par leur fermeture progressive, ces robinets font diminuer les effets du coup de belier .

(3)

EQUIPEMENT DU RESERVOIR
MATERIALIZATION de la RESERVE d'INCENDIE



RESERVE D'INCENDIE .

La reserve d'incendie doit être toujours prête en cas de sinistre, elle ne doit en aucun autre cas être utilisée .

En service normal: Le robinet-vanne n° 1 restera ouvert et le n° 2 fermé .

Le siphon se désamorce quand le niveau de la réserve d'incendie est atteint, en cas de sinistre il suffit d'ouvrir le robinet-vanne n° 2 .

6 - Organes de protection et de contrôle des installations

- La commande des moteurs électriques en liaison avec la marche de l'exploitation :

Pour le bon fonctionnement rationnel et économique des pompes des usines élévatoires , il importe de réaliser :

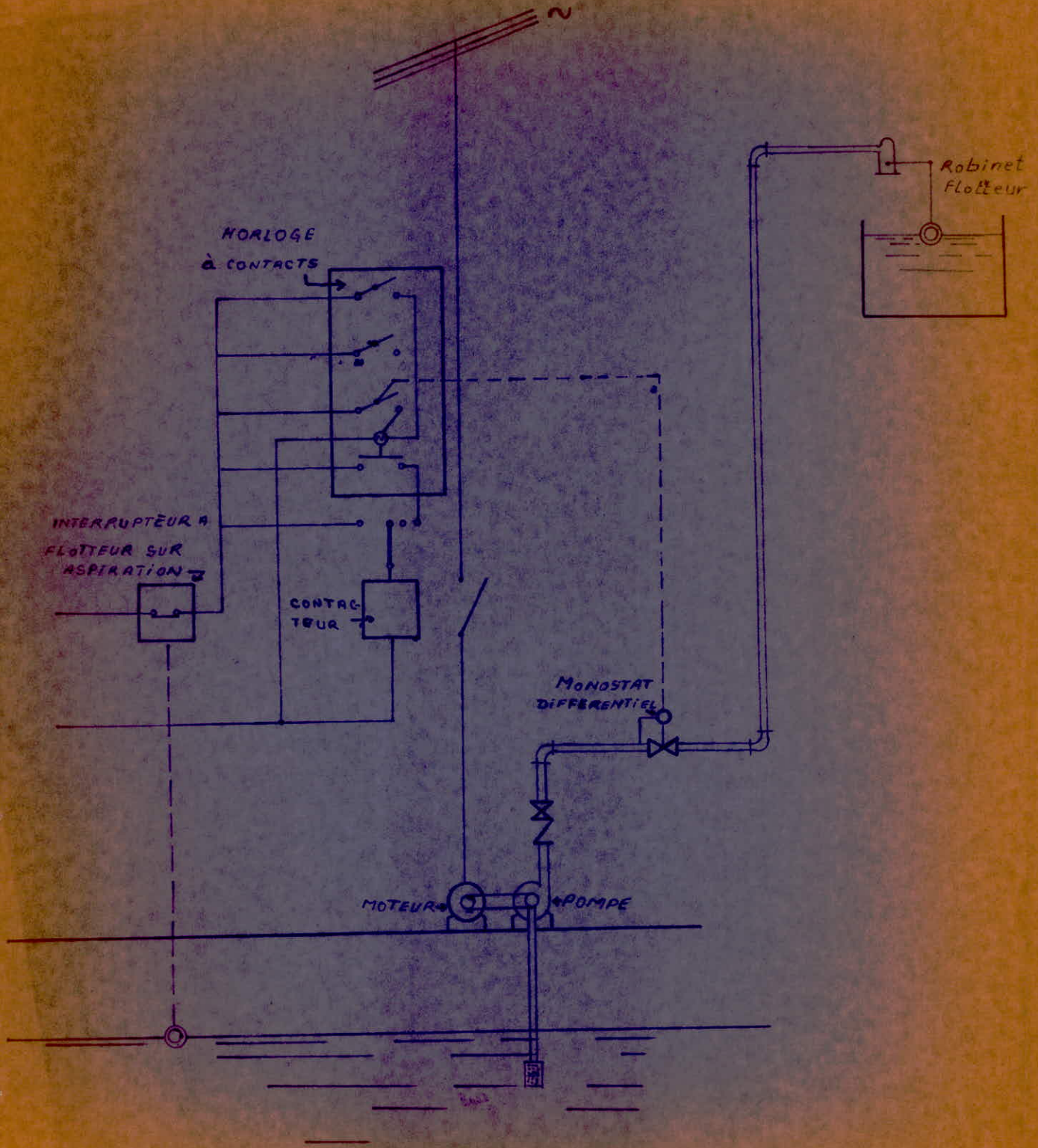
- l'arrêt du pompage lorsque le plan d'aspiration s'abaisse anormalement dans les bâches de reprise ;
- l'arrêt du pompage quand le réservoir est plein ,
- la reprise du pompage dès que les conditions d'aspiration redeviennent normales au sitôt que le plan d'eau dans le réservoir s'abaisse au-dessous d'un niveau ne permettant pas un bon fonctionnement dans la distribution .

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 automatiques .

- Liaison moteur-réservoir :

Cette liaison peut-être effectuée avec ou sans ligne électrique de commande, encore appelée ligne pilote .

- commande sans ligne pilote :



COMMANDE SANS LIGNE PILOTE

On dispose; à l'arrivée de la conduite de refoulement au réservoir d'un robinet- flotteur ou un clapet d'un type spécial dit servo-clapet

L'écoulement étant arrêté; par le robinet-flotteur ou bien par le servo- clapet; la pompe continuerait de fonctionner si aucun dispositif ne permettait d'arrêter également le moteur. Plusieurs solutions sont possibles :

1°) L'écoulement étant interrompu, on utilisera ce fait en installant à la station, un deuxième appareil, appelé relais de débit. Il est constitué par un corps de fonte posé sur le parcours du refoulement et à l'intérieur duquel joue une palette solidaire, extérieurement, de contacts basculants à mercure reliés au contacteur du moteur .

Enfin, le système servo-clapet relais de débit peut-être remplacé par un dispositif analogue constitué par un robinet-flotteur installé au réservoir, et un manostat différentiel en liaison avec un diaphragme installé à l'aval de la pompe, sur le refoulement . Dès que le débit tombe en dessous d'une certaine valeur, le manostat différentiel , déclenche le moteur .

Pour le schéma de la commande sous ligne pilote voir la planche sur la page suivante .

Une tour de dégazage est prévue au niveau de la bêche de reprise N° 1 ainsi que le refroidissement de l'eau aux environs de 20°C .

Le traitement de l'eau se limitera à une chloration car l'eau de la source est souterraine et de bonne qualité ; l'installation de bombes de chlore est prévue au niveau des baches de reprise .

Les eaux souterraines néanmoins subissent continuellement des agressions polluantes de toute nature ; en particulier par les sels (nitrates) .

Une surveillance attentive, grâce à la procédure dite des périmètres de protection doit être mise sur place .

Pour la capacité des réservoirs ; il ne faut pas prévoir de trop grande ; car alors l'eau du réservoir devient difficile à renouveler .

Une désinfection au moins annuelle est à prévoir; une étude approfondie ; en particulier pour une protection sanitaire ; car le réservoir est en contact avec l'extérieur par la conduite d'arrivée, par celle de départ; par celle de trop-plein; et par l'aération .

Tous ces points peuvent être source de pollution ; dans ce sens on a prévu des réservoirs jumelés pour faciliter leur désinfection et ce tous les six mois ; ainsi le nettoyage se fera pour chaque réservoir séparément ; l'un sera en exploitation alors que l'autre pourra être nettoyé .

CHAPITRE VII

LES ADDUCTIONS :

7 - 1 : Etude du choix des tracés des réseaux :

Pour le choix des tracés des réseaux d'adduction on a tenu compte des contraintes directives suivantes :

: Recherche du tracé le plus expéditif entre la source et les réservoirs d'accumulation .

: Le tracé qui suivra dans la mesure du possible les routes et les pistes carrossables, facilitant ainsi l'acheminement du matériel et les véhicules pour les travaux et pour des réparations éventuelles de même pour l'entretien et permettra aussi l'accès aux réservoirs .

: Eviter autant que possible les zones inaccessibles (Forêts; les zones marécageuses; les terrains douteux)

: Réduire les traversées des routes .

: Pour éviter autant que possible les contre pentes car les points hauts formés donnent naissance en exploitation à des cantonnements d'air, qu'il importe dans le cas contraire d'évacuer au moyen de ventouses dispensées en ces points .

: les profils en long ; pour les refoulements doivent être aussi régulier que possible .

.. Dans les tracés en plan pour les changements des directions, on a opté pour les coudes qui sont largement ouverts afin d'éviter les butées importantes .

.. la différence de niveau entre la source et les réservoirs d'accumulation est très importante on a opté pour deux variantes pour essayer de réduire le coût d'investissement; et éviter ainsi des coups de

belier très importants qui sont susceptibles de provoquer des surpressions et des dépressions importantes dans les réseaux d'adduction . . . Les tracés ont été étudiés sur une carte altimétrique établie à l'échelle 1/10.000 (situation régionale suivant P.U.D région de CONSTANTINE) (URBACO ^{EX} : CNERU)

7- 2 : Variantes Suggestées :

En vue de l'élaboration du projet ; il a été procédé à l'étude de deux variantes .

Le calcul technico- économique permettra à l'une ou l'autre variante de s'imposer .

Pour la partie concernant les sources (forages) jusqu'à la bache de reprise et de cette dernière jusqu'à la station de pompage N° 1 ; de la S.P N° 1 on refoule dans le réservoir de la zone industrielle .

La station de pompage N° 2 avec sa bache de reprise reçoit les débits réservés pour la Z.H.U.M avec ses trois secteurs (A; B ; C) ; à partir de la S.P. N°1 ; le réservoir des secteurs B et C seront alimentés par refoulement à partir de la station de pompage N°2 .

Pour la variantes II :

la partie : sources ———> station de pompage N°2 sera la même que pour la variante précédente .

A partir de la station de pompage N° 2 on refoule l'eau pour les deux secteurs B et C dans un réservoir de mise en charge qui alimentera gravitairement les réservoirs des secteurs B et C .

7 - 3 : Calcul Technico - Economique

3 - 1 : Pertes de charges .

Les pertes de charges seront calculées à partir de la formule

universelle établie par - DARCY - WEISBACH :

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

J = gradient de perte de charge (sans dimensions)

V = vitesse en : (m/s)

D = diamètre en : (m)

g = accélération de la pesanteur (g = 9.80 m/S²)

f = coefficient de frottement donné par la formule de

COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -0.86 \ln \left(\frac{\xi}{3.7 \cdot D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

ξ = coefficient de rugosité ($\xi = 4 \cdot 10^{-4}$ (m))
absolue en(m)

Re = $\frac{V \cdot D}{\nu}$; nombre de REYNOLDS caractérisant le régime d'écoulement : est défini comme étant le rapport entre

les forces d'inertie et les forces de viscosité .

ν = viscosité cinématique de l'eau ($\nu = 10^{-6}$ m²/s)

La résolution de l'équation , se fera par approximations successives . La 1^{er} valeur est donnée par la formule de Nikouradse .

La formule de Nikouradse qui n'est valable qu'en régime turbulent rugueux .

$$fr = \left(1.14 - 0.86 \ln \frac{\xi}{D} \right)^{-2}$$

$\Delta h = J \cdot L$ Δh = pertes de charges linéaires .

L = longueur de la conduite .

$\Delta H_t = \Delta h$ linéaires + Δh singulières .

On a estimé les pertes de charges singulières à 15% des pertes de charges linéaires .

$$\Delta H_t = 1,15 \Delta h \text{ linéaires} = \text{pertes de charges totales}$$

Le programme suivant établi sur la calculatrice TI 59, nous permettra de calculer :

- : Le coefficient de frottement de Nikouradsé
- : Le coefficient de frottement de Colebrook
- : Le Reynolds ; le gradient de perte de charge
- : Les pertes de charge singulières ; linéaires; totales .

On utilisera le même programme pour le calcul et le dimensionnement des conduites reliant les réservoirs des différents secteurs(A; B et C) et la zone Industrielle à leurs réseaux respectifs(réseaux de distribution)

7.3. 2 : Hauteur manométrique :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_t \quad H_g = \text{hauteur géométrique de refoulement : (m)}$$

$$\Delta H_t = \text{perte de charge totale:(m)}$$

a) station de pompage N°1 - station de pompage N° 2

$$H_{mt} = H_g + \Delta h_{sp} + \Delta h_{cm} + 1,15 \Delta h$$

$$H_g = H_a + H_r$$

H_a = hauteur géométrique d'aspiration dans notre cas $H_a=0$

$$H_g = H_r$$

Δh_{sp} = pertes de charge au niveau de la station de pompage(d'après la D.H.W de CONSTANTINE ; elles sont estimées à $0,5 \div 1,5$ m)

Pour notre cas, on les a estimé à 0,5 m .

h_{cm} = pertes de charges au niveau de la chambre de manoeuvre; des réservoirs (d'après les normes de la SONADE ; elles sont estimées à $1 \div 10$ m)

PROGRAMME ETABLI SUR TI 59

Ce programme permet de calculer
Le Reynolds, le gradient de pente de charge
la pente de charge et le coefficient de frottement.

```
2nd Lbl A 1.14 - .86 x (RCL 01 ÷ RCL 02) STO 07  
Ln x = x2 1/x STO 05 STO 08 RCL 03 x RCL 02 ÷  
RCL 00 = STO 06 R/s 2nd Lbl B (RCL 07 ÷ 3.7  
+ 2.51 ÷ RCL 06 ÷ RCL 08 √x) Ln x x .86 =  
x2 1/x STO 09 - RCL 08 = 2nd |x| INV 2nd  
x = t RCL RCL 09 STO 08 GTO B 2nd Lbl  
RCL RCL 09 x RCL 03 x2 ÷ 19.6 ÷ RCL 02 =  
STO 10 R/s 2nd Lbl C RCL 10 x RCL 04  
= STO 11 R/s 2nd Lbl D x .15 = R/s 2nd  
Lbl E + RCL 11 = R/s
```

Exécution: Stockage des Données

RESULTS: Appuyer:

V (m²/s) → 00

E (m) → 01

D (m) → 02

V (m/s) → 03

L_e (m) → 04

.000001 x = t

A ⇒ Re

B ⇒ J (m/m)

C ⇒ ΔH_L (m)

D ⇒ ΔH_S (m)

E ⇒ ΔH_T (m)

RCL 05 ⇒ f_{NIK}

RCL 09 ⇒ f_{COOL}

On a pris $h \text{ cm} = 1 \text{ m}$.

7-3-3 : Puissance Absorbée par la pompe

$$P = \frac{9,81 \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} \quad \eta = \text{rendement de la pompe}$$

(en %)

$Q =$ débit refoulé par la pompe en (m^3/s)

7.3.4 : Energie consommée annuellement :

$$E = P \times 365 \times \text{Nombre d'heures de fonctionnement des pompes}$$

$P =$ puissance absorbée par la pompe en (Kw)

365 = nombre de jours dans une année .

7.3.5 Annuité : - Frais d'amortissement - Frais d'exploitation

le prix de la conduite sera amorti sur 30 ans avec un taux d'intérêt de 8% : donc $i = 8\%$

L'Annuité sera :

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

où : $A =$ annuité

$i = 8\%$ (taux d'intérêt)

$n = 30$ ans (nombre d'années d'amortissement)

$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 = 0,09$$

Les frais d'exploitation sont calculés à partir des pertes de charges dans les différents diamètres pour les débits transités .

Les pertes de charges totales permettent la détermination de la hauteur totale d'élévation et par conséquent la puissance en KW .

Le rendement $\eta = 75 \% = 0,75$

7-4 Calcul du diamètre économique des conduites de refoulement.

Pour une évaluation rapide et pour une première approximation, nous déterminons le diamètre d'après la formule de J.

BONNIN :

$$D = \sqrt[3]{Q} \quad (\text{m})$$

Où :

Q - Débit évalué en m^3/s

D - Diamètre en m

Il en résulte de cette formule que la vitesse moyenne la plus économique :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad \text{avec} \quad D = \sqrt[3]{Q}$$

$$\text{Soit } V = \frac{4}{\pi} = 1,27 \text{ m/s}$$

$$\text{Soit pratiquement } V = 1,30 \text{ m/s}$$

Pour déterminer avec précision le diamètre économique, on effectue les calculs technico-économiques, simultanément, pour le diamètre déterminé par la formule de J. BONNIN; ainsi que pour les diamètres normalisés qui lui sont directement inférieur et supérieur.

Le diamètre économique pour la conduite de refoulement résulte du compromis entre les deux 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 suite de la diminution de P.d. C .
- Les conduites reliant les forages à la station de pompage N°1

seront dimensionnées chacune avec le débit de forage et en utilisant la formule de J. BONNIN .

$$D = \sqrt{0.125} = 0.353 \text{ m on prendra.}$$

$$D = \varnothing 400 \quad V = 1,0 \text{ m/s}$$

- Pour les autres conduites de refoulement

- S-P 1 réservoir ZI

- S-P 1 S-P 2

Pour une évaluation rapide et pour une première approximation nous déterminons le diamètre économique d'après la formule de

J . BONNIN

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

D m

Q m³/s

Pour déterminer avec précision le diamètre économique on effectue les calculs technico-économiques, simultanément pour le diamètre déterminé par la formule ainsi que pour les diamètres qui lui sont directement inférieurs et supérieurs.

Le diamètre économique pour la conduite de refoulement résulte du compromis entre :

- * 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 suite de la diminution de la perte de charge .

Frais d'amortissement ; Frais d'exploitation :

Le prix de la conduite sera amorti sur 30 ans avec un taux d'interêt de 8% .

L'annuité sera : $A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i$

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

$$A = \frac{0,08}{(1,08)^{30} - 1} + 0,08 = 0,09$$

Les frais d'exploitation sont calculés à partir des pertes de charges dans les différents diamètres pour le débit transité .

Les pertes de charge englobent les pertes de charges linéaires et singulières et permettent la détermination de la hauteur totale d'élévation et par conséquent la puissance en KW

$$P = \frac{g \times Q \times Hmt}{\eta}$$

P : Puissance KW

g : Accélération de la pesanteur... 9,81 m/s²

Q : Débit m³/s

Hmt : Hauteur manométrique m

η : rendement de la pompe 0,75 = 75 %

Le prix d'énergie selon les données de la Sonelgaz est de e = 0.19 DA /kWh.

La puissance absorbée : P = en Kilowatts .

L'énergie annuelle : E = P, 365 x Nombre d'heures de pompage par jour.

Le tarif de l'énergie :(D'après les statistiques de la Sonelgaz

$$e = a + C. Pc + d. Pa + \sum eh. nh$$

où :

a : Redevance fixe a = 28 DA/KW/mois

C.Pc : Puissance mise à la disposition du consommateur

d. Pa : Puissance absorbée

Avec .- - : $C = 2,10 \text{ DA} / \text{KW} / \text{mois}$

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

$C. Pc + d. Pa =$ Terme de puissance

$eh \cdot nh =$ consommation effective de l'énergie (DA/KWh)

Pour le terme en eh on a trois tarifs au cours de la journée:

- Heures de pointes $17^h - 21^h$ $eh_1 = 0,4735 \text{ DA/KWh}$

$nh_1 = 4/24 = 0,167$

- Heures pleines $6^h - 17^h$ $eh_2 = 0,0981 \text{ DA/KWh}$

$21^h - 22^h30$ $nh_2 = 12,5/24 = 0,521$

- Heures creuses $22^h30 - 6^h$ $eh_3 = 0,0248 \text{ DA/KWh}$

$nh_3 = 7,5/24 = 0,312$

La consommation effective de l'énergie (DA/KWh) sera :

$eh \cdot nh =$ consommation effective de l'énergie

$\sum eh_i \cdot nh_i = eh_1 \cdot nh_1 + eh_2 \cdot nh_2 + eh_3 \cdot nh_3 = 0,1379 \text{ DA/KWh}$

Alors : $e = a + C. Pc + d. Pa + \sum eh_i \cdot nh_i$

$e = 28 + 2,10 + 9,8 + (0,1379 \times 24 \times 30)$

$= 139,188 \text{ DA} / \text{KW} / \text{mois}$

On aura donc :

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

Le prix de l'énergie = $E.e$

7-4-1 Nature des conduites et choix du type de tuyaux :

Nous avons opté pour les tuyaux en acier pour les raisons suivantes :

- Ils sont disponibles sur le marché national

- Ils sont plus économiques que les tuyaux en fonte

BORDEREAU DES PRIX DES TUYAUX EN ACIER
 ET LEUR CÔUT POUR LES DIFFÉRENTS TRAVAUX
 (S.N.S) ÷ (SONADE)

Prix Diamètres [mm]	TUYAUX (D.A/m.L)	Soudure (D.A)	TERRASS- EMENT (D.A)	POSE. (D.A)	TRANSPORT ET MANUTENTION (D.A)	Prix de revient au m.L (D.A)
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	137.59	4.32	65.00	10.00	12.65	229.56
250	162.32	5.75	67.00	16.00	16.65	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	60.00	34.40	628.45
600	525.17	21.25	90.00	70.00	40.23	746.65

- Leurs élasticité leur permet une meilleure resistance contre les coups de belier .
- Néanmoins ils necessitent un revêtement intérieur et une protection contre la corrosion externe .

Le prix des conduites sont reportés sur le tableau suivant (communiqués par la SNS)

7 - 4.2 Etude de la variante (I)

4 - 2 : 1 Refoulement-Station de Pompage N° 1
Réservoir de la zone - Industrielle

Données de base :

- . Refoulement $16^h/24^h$
- . Débit 35,02 L/S
- . Longueur du tronçon 2290 m
- . Côte de départ 500,2 m N.G.A.
- . Côte d'arrivée $C_a = 584,5$ N.G.A
- . hauteur géométrique 84,3 m

4 - 2 - 2 : Refoulement - Station de Pompage N° 1 . station de pompage N° 2

- . Refoulement $16^h/24^h$
- . Débit 231,58 L/S
- . Longueur du tronçon 2910 m
- . Côte de départ $C_d = 500,2m$ N.G.A
- . Côte d'arrivée $C_a = 615,5$ m N.G.A
- . Hauteur géométrique $H_g = 115,3$ m

4 - 2 - 3 : Refoulement : station de pompage N°2 - Réservoir de la zone B

- . Refoulement $14,8^h/24$.

- . Débit 58,9 L/S
- . Longueur du tronçon 1380 m
- . Côte de départ Cd = 610,2m N.G.A
- . Côte d'arrivée Ca = 636,5m. N.G.A
- . Hauteur géométrique Hg = 26,3 m

4.2.4 : Refoulement = station de pompage N°2

Réservoir de la zone C

- . Refoulement 14,8^h/24
- . Débit 99,36 L/S
- . Côte de départ Cd = 610,2 m N.G.A
- . Côte d'arrivée Ca = 651,5m N.G.A
- . Hauteur géométrique Hg = 41,3 m
- . Longueur du tronçon 1890 m

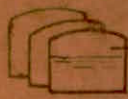
4.2.5 : Adduction gravitaire : Bâche de reprise de la station de pompage N°2 Réservoir de la zone A .

- . Débit 73,32 L/S
- . Côte de départ Cd = 610,20m N.G.A
- . Côte d'arrivée Ca = 607,5m N.G.A
- . Longueur L = 530 m

Pour chaque tronçon nous avons déterminé le diamètre économique et ce pour la variante(I)

C.R: 647.00 m N.G.A

3 x 1000 m³



(R.Z.C)

C.R: 632 m N.G.A

2 x 1000 m³



(R.Z.B)

φ 300

99.36 l/s - 1990m

1380m - φ 300 - 52.9 l/s

C.R: 610.00 m N.G.A

1000 m³

15ⁿ/24

C.R: 603.00 m N.G.A

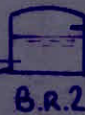
2 x 1000 m³



(R.Z.A)

530
φ 350 - 73.32 l/s

SP2



B.R.2

(R.Z.I)

C.R: 580.00 m N.G.A

2 x 1000 m³



φ 500

φ 200
55.02 l/s
2290m

C.R: 500.00 m N.G.A

1000 m³

50m

SP1



B.R.1

φ 250 - 150 l/s

SCHEMA du RESEAU D'ADDUCTION

VARIANTE N° I

Forages:
F1 et F2

4.2.1: DIAMÈTRE ÉCONOMIQUE : $S_p \rightarrow RZ-1$

- . refoulement $16^h/24^h$
- . Débit $35,02 \text{ L/s}$
- . Longueur 2290 m
- . Hauteur géométrique $84,3 \text{ m}$

$$D = \sqrt[3]{0.03502} = 0,187_m \cong 200 \text{ donc Diamètre normalisé} = 200\text{mm}$$

D (mm)	P. U (D.A/m.L)	L (m)	P. T (D.A)	Annuité (D.A)
150	184,93	2290	423489,7	38114,07
200	229,56	2290	525692,4	47312,32
250	267,22	2290	611933,8	55074,04

FRAIS
D'AMORTISSEMENT

FRAIS D'EXPLOITATION

D [mm]	f_{col}	J	L [m]	$\Delta H_t = 1,15 J \cdot L$ [m]	H _{MT} [m]	P [kw]	P x 16 x 365	P.e (D.A)
150	0,0263	0,0351	2290	92,47	176,77	80,97	472874	80446,06
200	0,0247	0,0077	2290	20,45	104,75	47,98	280214	53240,66
250	0,0236	0,0024	2290	6,42	90,72	41,55	242683	46109,77

BILAN : DIAMÈTRE ÉCONOMIQUE : $D = 200 \text{ mm}$

D (mm)	150	200	250
FRAIS D'AMORTISSEMENT	38114,07	47312,32	55074,04
FRAIS D'EXPLOITATION	80446,06	53240,66	46109,77
TOTAUX	127560,1	100552,98	101183,81

4.2.2: DIAMETRE ECONOMIQUE : $SP_1 \longrightarrow SP_2$

- . Refoulement $16^h/24$
- . Débit $231,58 \text{ L/s}$
- . Longueur 2910 m
- . Hauteur géométrique $115,3 \text{ m}$

$$D = \sqrt[4]{0,23158} = 0,481 \text{ m}$$

Frais d'amortissement

D [mm]	P.LI D.A/m.L	L [m]	P.T (D.A)	ANNUITÉ (D.A)
400	500,44	2910	1456280,4	131065,24
500	628,45	2910	1828789,5	164591,06
600	746,65	2910	2172751,5	195547,64

Frais d'exploitation

D [mm]	f_{col}	J [m/m]	L (m)	$\Delta H_e = 1,15 J \cdot L$ (m)	H _{MT} (m)	P [kW]	$P \times 16 \times 365$	P.E (D.A)
400	0,0204	0,00883	2910	29,54	144,84	838,73	2562183	486814,78
500	0,0196	0,00278	2910	9,31	124,61	377,45	2204319,5	418820,7
600	0,0190	0,00108	2910	3,63	113,93	360,25	2103841,7	399730,0

BILAN : DIAMETRE ECONOMIQUE: $D = 500 \text{ mm}$

Frais \ D [mm]	400	500	600
D'Amortissement	131065,24	164591,06	195547,64
D'Exploitation	486814,78	418820,70	399730,00
TOTAUX	617880,02	583411,76	595277,64

4.2.3 DIAMÈTRE ÉCONOMIQUE : $S_p \rightarrow RZ_{13}$

- . Refoulement 15^h/24
- . Débit 58,9 L/s
- . Longueur : 1380 m
- . Hauteur géométrique 26,3 m

$D = 0,0589 = 0,242 \Rightarrow$ Diamètre normalisé = 250 mm

FRAIS D'AMORTISSEMENT :

D [mm]	P. U D.A./m.L	L [m]	P. T D.A	ANNUITE' (D.A)
200	229,56	1380	316792,8	28511,35
250	267,22	1380	368763,6	33188,72
300	333,07	1380	459636,6	41367,29

FRAIS D'EXPLOITATION

D [mm]	f_{col}	J [m/m]	L [m]	ΔH_t = $1,15 J \cdot L_{(m)}$	H_{MT} (m)	P (kw)	$P \times 15 \times 365$ kwh Par an	P.E (D.A)
200	0,0243	0,0217	1380	34,51	60,82	46,85	253118,58	48092,53
250	0,0232	0,00683	1380	10,84	37,14	28,61	154567,9	29367,9
300	0,0224	0,00263	1380	4,17	30,47	23,47	126809	24093,7

BILAN : Diamètre économique : D = 250 mm

FRAIS D(mm)	200	250	300
D'AMORTISSEMENT	28511,35	33188,72	41367,29
D'EXPLOITATION	48092,53	29367,9	24093,70
TOTAUX	76603,88	62556,62	65460,99

4-2-2: DIAMETRE - ECONOMIQUE : $SP_2 \Rightarrow RZ-C$

- . Refoulement $14.8^h/24$
- . Debit 99.36 l/s
- . Longueur 1890 m
- . Hauteur géométrique 41.3 m

$$D = \sqrt{0,09936} = 0.315 \text{ m}$$

Frais d'amortissement:

D (mm)	P.U (0.1/m)	L (m)	PT (D.A)	Annuité (D.A)
300	333,07	1890	629502,3	56655,21
350	437,60	1890	827064,0	74435,76
400	500,44	1890	945831,6	85124,84

Frais d'Exploitation:

D (m)	f_{col}	J (m/m)	L (m)	$\Delta H_t = 1.15 J \cdot L$ (m)	HMT (m)	P (K.W)	$P \times 14.8 \times 365$	P.E (D.A)
300	0.02209	0.00736	1890	16,00	57.3	74.47	402280,08	76433,21
350	0.0214	0.00831	1890	7,21	48.51	63.04	340569,05	64708,12
400	0.0209	0.00171	1890	3,62	44.92	58.38	315365,11	59919,37

Bilan: Diametre economique $D = 300 \text{ mm}$

Frais \ D (mm)	300	350	400
d'Amortissement	56655,21	74435,76	85124,84
d'exploitation	76433,21	64708,12	59919,37
TOTAL	133088,42	139143,88	145044,21

4 - 2 - 5 : Station de pompage N° 2 ÷ Réservoir Zone A .

Choix du diamètre économique :

Longueur du tronçon L = 530 m .

Côte de départ Cd = 610,20 m .

Côte d'arrivée Ca = 607,5m .

Débit transité Q = 73,32 L/S

L'adduction dans le tronçon est gravitaire et se fera par conduite forcée . On se fixe une vitesse moyenne : de $V=1,037$ m/s .

$$D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,07332}{3,14 \times 1,037}} = 0,3001 \text{ m}$$

D : normalisé : Dn = 0,3 m

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = 1,037 \text{ m/s .}$$

D'après la formule de Darcy-Weisbach on a :

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

f : étant donné par la formule de Colbrook :

avec $\epsilon = 4 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ et $D = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

f = 0,0223

$$\Delta H_L = \frac{0,0223 \times (1,04)^2}{0,3 \times 2 \times 9,81} \times 530 = 2,17 \text{ m .}$$

Pertes de charges linéaires : $\Delta H_L = 2,17 \text{ m .}$

Les pertes de charges totales :

$$\Delta H_t = 1,15 \Delta H_L = 1,15 \times 2,17 = 2,5 \text{ m .}$$

Vérification du calcul des pertes de charges par la méthode de la longueur fluïdo-dynamique

Pour une conduite pleine $\zeta = \frac{h}{D} = 1$

$$\zeta = 1 \xrightarrow{\text{abaque 9}} Do = 1,539$$

d'où la longueur fluïdo-dynamique Λ sera :

$$\Lambda = \frac{D}{Do} = \frac{0,3}{1,539} = 0,195 \text{ m.}$$

Régime de l'écoulement :

$$\frac{\varepsilon}{D} = \frac{0,4}{300} = 0,0013333$$

- le nombre de Reynolds : $Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{1,04 \times 0,3}{10^{-6}} = 3,111 \times 10^5$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\varepsilon}{D} = 0,0013333 \\ Re = 3,111 \cdot 10^5 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{abaque 5:}} \begin{array}{l} \text{Diagramme de MODDY} \\ \text{Régime de transition} \end{array}$$

Calcul du gradient de perte de charge J_r :

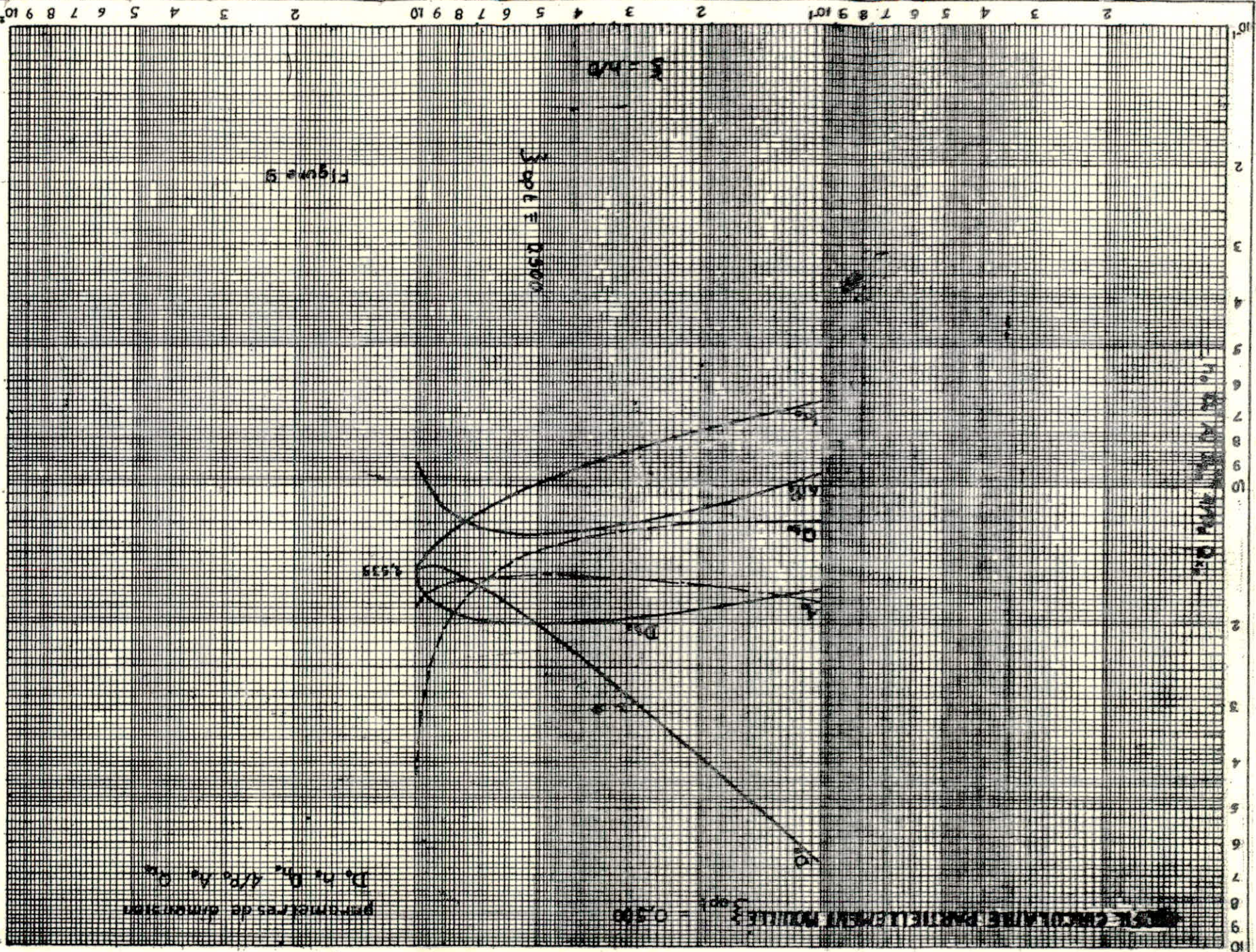
$$\left. \begin{array}{l} \Lambda = 0,195 \text{ m.} \\ \varepsilon = 4 \cdot 10^{-4} \text{ m} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{ab: 8a}} \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 1,25 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$\text{et } J_r = \frac{Q^2}{(1,25)^2} = \left(\frac{0,07332}{1,25} \right)^2 = 0,00344$$

correction du gradient de perte de charge :

Comme le régime est en transition on aura $\lambda \neq 1$ et J_r hypothétique doit être corrigé :

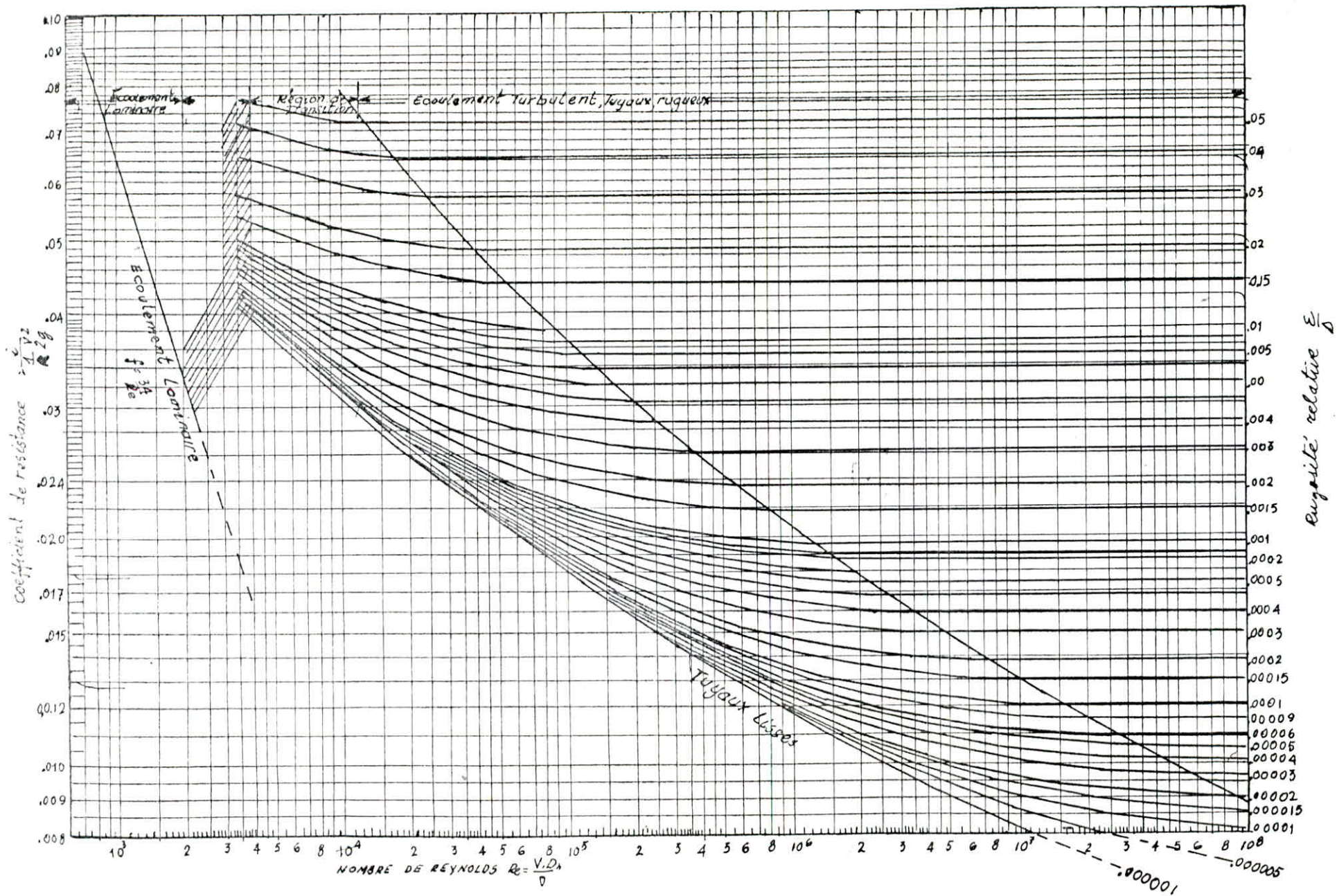
$$\left. \begin{array}{l} \frac{\varepsilon}{D} = 0,00133 \\ Re = 3,111 \times 10^5 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{ab 17c et 17d}} \lambda J_r^{5,3} = 1,05$$



D. n. D. n. A. P. n. D. n.
 DIMENSIONES DE DIMENSION

EST CIRCULAIRE PARTIELLEMENT NOUVE
 300 L = 0.500

Diagramme de Moody



2.10² 3.10² 4.10² 5.10²

détermination de la longueur hydrodynamique
en fonction de Q/\sqrt{L} et de ξ de NIKURADSE

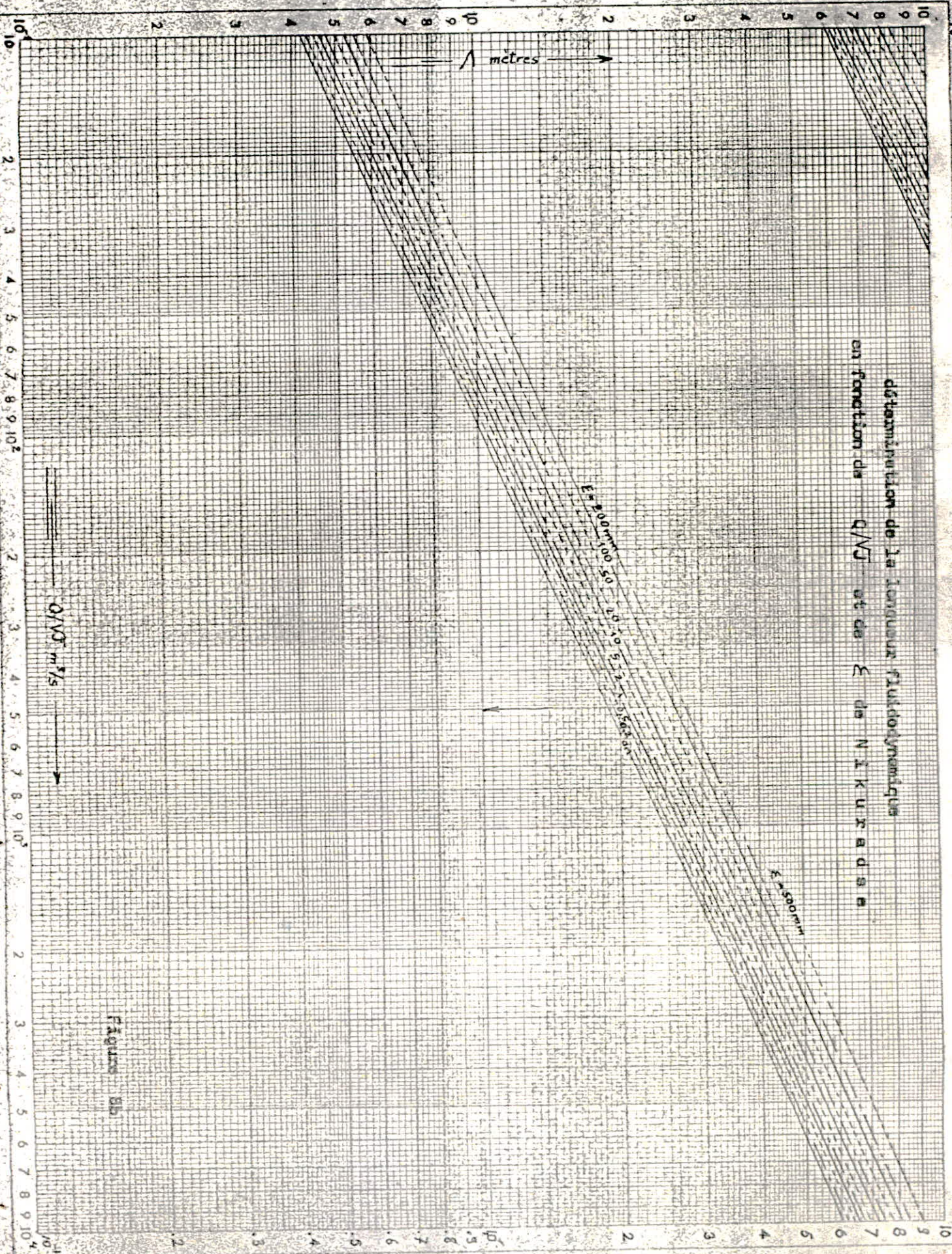
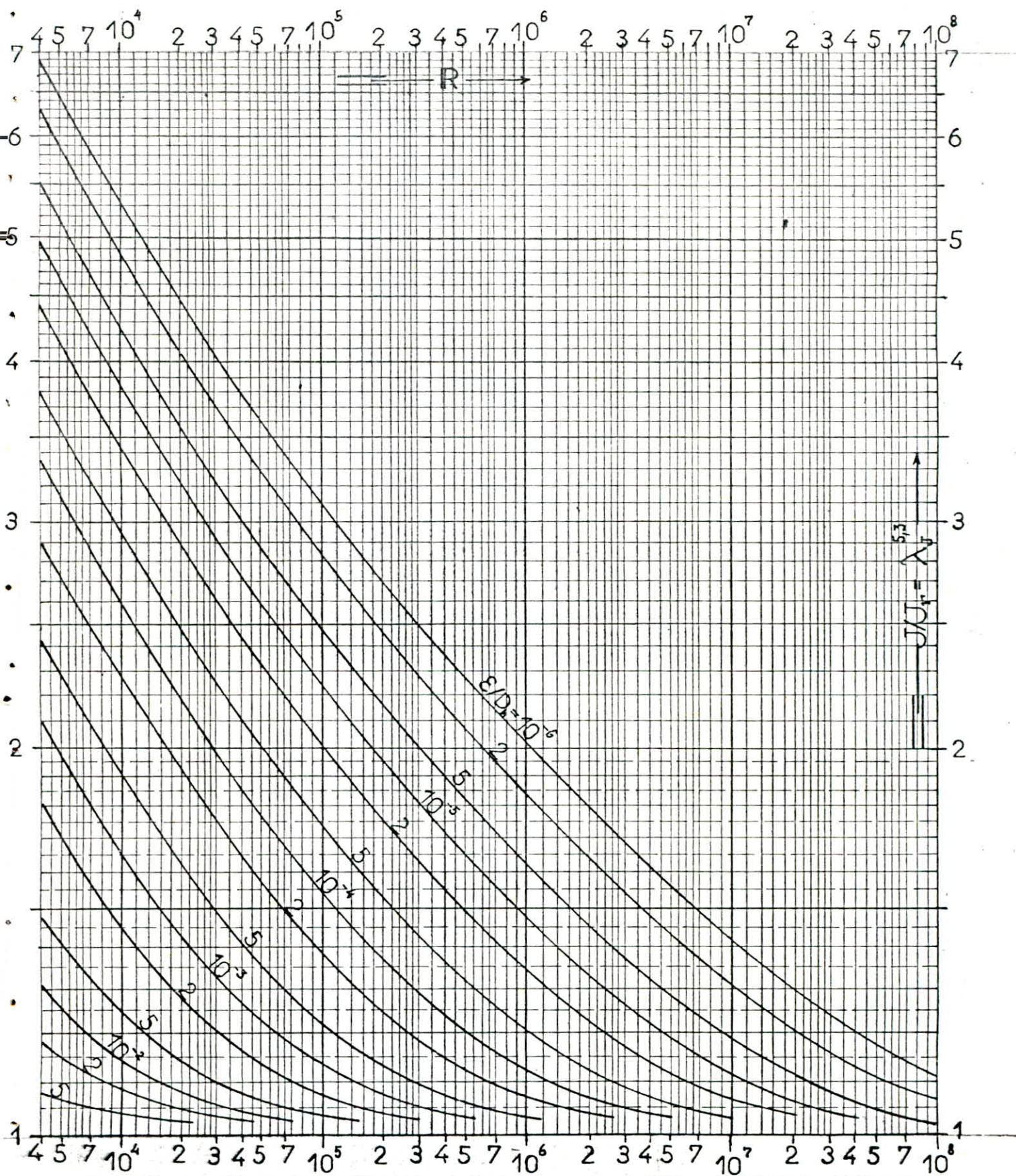


Figure 8b

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



$$\lambda \frac{5,3}{J} = \frac{J}{J_r} \text{ alors } J = J_r \times \lambda \frac{5,3}{J} = 0,00344 \times (1,05)^{5,3}$$

et J sera égal à : $J = 0,00445$

Et les pertes de charges totales seront :

$$\Delta H_t = 1,15 \quad J.L = 1,15 \times 0,00445 \times 530 = 2,71 \text{ m.}$$

Les valeurs des pertes de charges; selon la méthode de la théorie de la longueur -fluido-Dynamique ; ou celle classique, sont sensiblement égales .

Différence de côte entre la SP2 et le reservoir de la Zone A:

$$610,20 - 607,5 = 2,7 \text{ m.}$$

Soit une perte de charge singulière de :

$$\Delta H_s = 2,7 - 2,5 = 0,2 \text{ m.}$$

4 - 2.5 : Diamètre économique SP2 - RZ A.

Le choix du diamètre économique pour les adductions gravitaires se fait à partir de la caractéristique de la conduite, il faut diminuer la perte de charge de façon à avoir la différence des cotes d'arrivée et de départ supérieure ou au moins égale à la perte de charge .

$$L = 530 \text{ m} \qquad V = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$Q = 73,32 \text{ L/S} \qquad C_a = 607,5 \text{ m}$$

$$\Sigma = 4 \cdot 10^{-4} \qquad C_d = 610,20 \text{ m.}$$

$$D = \sqrt{0.073327} = 0.270 = 300 \text{ mm}$$

D(mm)	V(m/s)	Re	J	L	f _{cool}	ΔH =1.15 JL
250	1.49	372500	0.0104	530	0.0231	6.38
300	1.04	312000	0.00409	530	0.0223	2,50
350	0,76	266000	0.00183	530	0,02165	1,11

Tableau récapitulatif du reseau d'adduction variante(I)

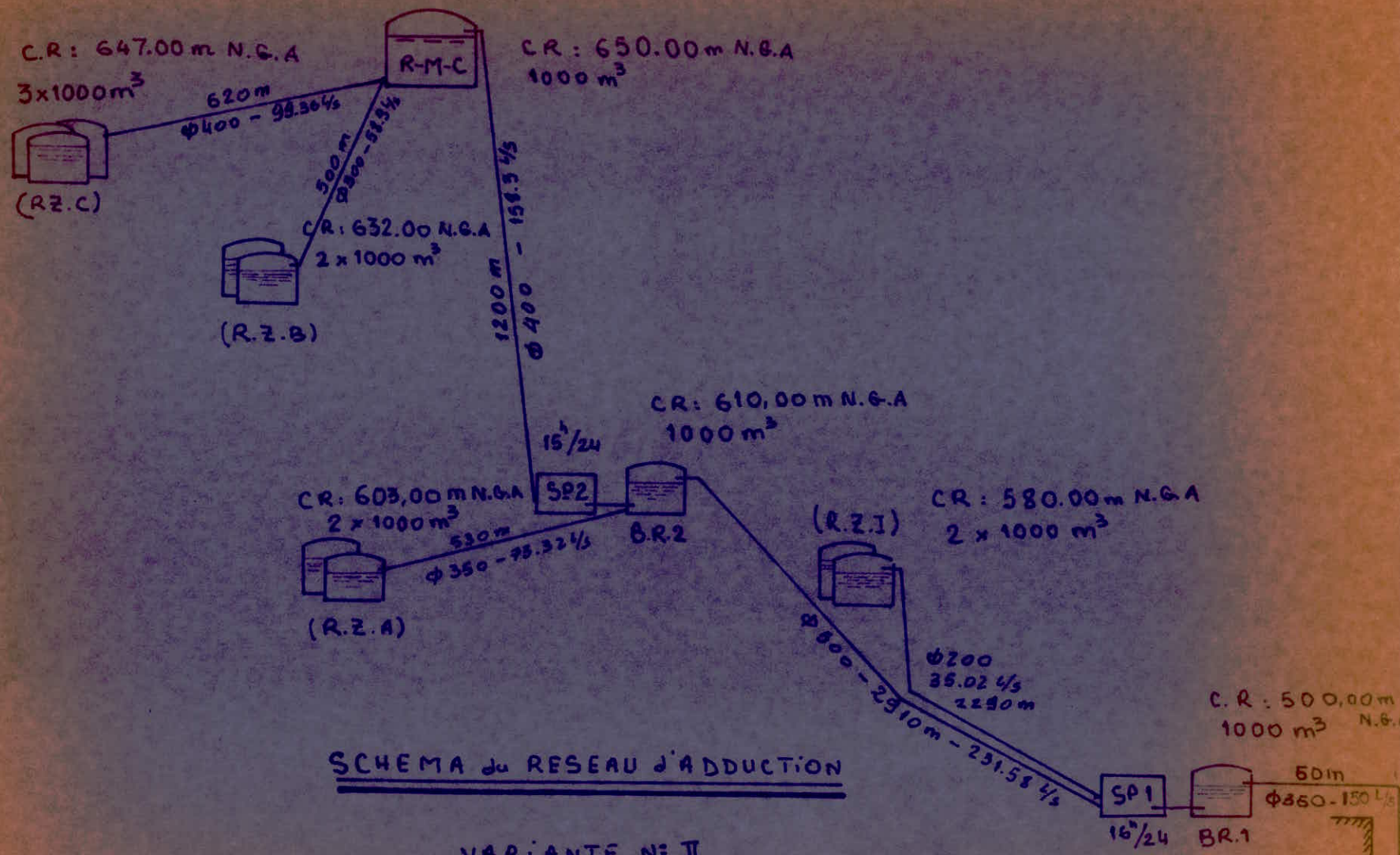
Tronçon	D(mm)	Q (L/S)	V (m/s)	L (m)	H _{MT}	hauteur Disponible
SP1-RZ1	200	35,02	1.11	2290	104.75	-
SP1- SP2	500	231,58	1.18	2910	124.61	-
SP2-RZA	350	73,32	0.76	530	hauteur disp=1,59	1,59
SP2-RZB	250	58,9	1.20	1380	37.14	-
SP2- RZC	300	99.36	1.40	1890	57.3	-

4.3. Etude de la variante II

On maintient la partie de la source jusqu'à la station de pompage N° 2 et pour réduire le nombre de pompes pour le relevage et par la consommation d'énergie, on va projeter un réservoir de mise en charge pour alimenter gravitairement les deux réservoirs de la zone B et C ; qui dans la variante I sont alimentés par refoulement à partir de la station de pompage N° 2 .

Refoulement station de pompage N°2 - Reservoir de mise en charge
(R.M.C)

- . Longueur du tronçon L = 1200 m
- . Côte de départ Cd = 610,2m N.G.A
- . Côte d'arrivée Ca = 654,5m N.G.A.
- . Débit transité Q₁ = 0,1583m³/s



SCHEMA du RESEAU d'ADDUCTION

VARIANTE N° II

Forages:
F₁ et F₂

Pour 15 heures de pompage de la station de pompage N° 2

Pour déterminer un volume moins important pour la réservoir de mise en charge on va faire des refoulements gravitaires dans les réservoirs de la zone B et C , et celà pour différentes durées:

$$Q_1 = \text{débit d'entrée} ; Q_1 = 0,1583 \text{ m}^3/\text{s} \times 3600 = 569,8 \text{ m}^3/\text{h} .$$

Pour 15 heures de pompage on aura :

$$V_1 = 569,8 \text{ m}^3/\text{h} \times 15 \text{ h} = 8547 \text{ m}^3$$

Le temps de pompage est maintenue à 15 heures comme pour la variante(I)

Pour déterminer le volume de la bache de mise en charge on aura à faire appel à différentes durées de temps d'adduction gravitaire à partir du reservoir de mise en charge vers les reservoirs d'accumulation de la zone C et de la Zone B : pour un débit total $Q_2 = 158,3 \text{ l/S} .$

Tableau récapitulatif pour la détermination du volume du réservoir de mise en charge :

Temps de pompage SP.2	débit	volume pompé	adduction gravitaire	volumé refoulé	volume du R.M.C
heures	m^3/h	m^3	heures	m^3	m^3
15h/24	569,8	8547	10/24	5698	2849
			12/24	6837	1710
			13/24	7977	570

Le volume réduit est celui donné par une adduction gravitaire de 13h/24 $V = 570 \text{ m}^3 .$

Comme le réservoir doit alimenter; les reservoirs de la zone B et C on doit tenir compte du volume d'incendie

$$V_i = 2 \times 120 \text{ m}^3 = 240 \text{ m}^3$$

On aura pour le réservoir de mise en charge $V_T = 810 \text{ m}^3$

Le volume retenue est celui de $V = 1000 \text{ m}^3$; un volume standard qui a été déjà retenue pour les deux bâches de reprise des deux stations de pompage N° 1 et N° 2 .

Ainsi on facilitera les travaux du genie-civil; (le coffrage utilisé sera amorti pour la réalisation des trois réservoirs; l'étude sera faite pour un seul réservoir).

$$V = \frac{\pi D^2}{4} h \quad \text{avec } h = 5 \text{ m on aura } D = \sqrt{\frac{4V}{\pi h}}$$

D sera égal à $\phi = 10,00 \text{ m}$.

4.3.1 : Refoulement : Station de pompage N°2 ÷ Réservoir de mise en charge

- . Refoulement 15/24
- . Débit 158,3 L/S
- . Côte de départ Cd=610,2m N.G.A.
- . Côte d'arrivée Ca = 664,3m N.G.A.
- . Longueur du tronçon L = 1200m .
- . Hauteur géométrique Hg = 54,1 m.

4.3.2 Adduction gravitaire: R.M.C Réservoir de la zone C

- . Adduction gravitaire 13h/24
- . Débit Q = 99,4 L/S
- . Longueur du tronçon L = 620 m.
- . Côte de départ Cd = 660,2m N.G.A.
- . Côte d'arrivée Ca = 651,5m N.G.A.

Hauteur géométrique $H_g = 8,7m$

4-3-3 Adduction gravitaire : R.M.C Reservoir Zone B .

- . Adduction gravitaire 13h/24
- . Débit $Q = 58,9 \text{ L/S}$
- . Longueur du tronçon $L = 500m$
- . Côte de départ $C_d = 660,2m \text{ N.G.A}$
- . Côte d'arrivée $C_a = 636,5m \text{ N.G.A}$
- . Hauteur géométrique $H_g = 23,7m \text{ N.G.A.}$

Calcul du diamètre économique des conduites de refoulement et des adductions gravitaires

a) Refoulement : Station de pompage N°2 \div R.M.C.

$Q = 158,3 \text{ L/S} = 0,1583 \text{ m}^3/\text{S} .$

$D = \sqrt{0,1583} = 0,397 \text{ m}$ on prend le diamètre normalisé

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

Frais d'amortissement

D (mm)	P. de revient D.A/m.L	L (m)	Prix tital (D.A)	Annuité (D.A)
350	437,60	1200	525 120	47 260,8
400	500,44	1200	600528	54047,52
500	628,45	1200	754 140	67872,6

FRAIS d'EXPLOITATION ($Q = 0.1583 \text{ m}^3/\text{s}$; $H_g = 54,1 \text{ m}$)

V (m/s)	D (mm)	f_{COL}	J	L (m)	$\Delta H_L = 1.15 J \cdot L$ (m)	H_{MT} (m)	P (K.W)	$P \times 15 \times 365$ (K.W)	P x E (D.A)
1.64	350	0.02118	0.0083	1200	11.46	65.56	135.746	743209.35	141209.77
1.26	400	0.02063	0.00417	//	5.76	59.86	123.94	678571.5	128928,6
0.8	500	0.01985	0.00129	//	1.79	55.89	115.72	633567.0	120377,7

BILAN

Frais (D.A) \ D (mm)	350	400	500
d'AMORTISSEMENT	47260,8	54047,5	67872,6
d'EXPLOITATION	141209,7	128928,6	120377,7
TOTAUX	188470,5	182976,1	188250,3

Le diamètre économique $D = 400 \text{ mm}$

4-3-4 b) ADDUCTION GRAVITAIRE R.M.C → Reservoir Z.C

Le choix du diamètre économique pour les adductions gravitaires se fait à partir de la caractéristique de la conduite, il faut diminuer la perte de charge de façon à avoir la différence des cotes d'arrivée et de départ supérieure ou au moins égale à la perte de charge totale

D (mm)	V (m/s)	Re x 10 ⁵	J	L (m)	f _{col}	ΔH _L (m)	ΔH _s (m)	ΔH _T = 1.15J.L (m)	Q (m ³ /s)
300	1.4	4.2	0.007365	620	0.02209	4.56	0.68	5.25	0.0994
350	1.03	3.6	0.00531	//	0.02145	2.05	0.31	2.36	0.0994
400	0.79	3.16	0.00466	//	0.02096	1.04	0.15	1.19	0.0994

$$Q = 0.0994 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow D = \sqrt{0.0994} = 0.315 \text{ m}$$

Le diamètre économique sera donc D = 400 mm

4-3-5 ADDUCTION GRAVITAIRE : R-M-C → Reservoir zone B

D (mm)	V (m/s)	Re x 10 ⁵	J	L (m)	f _{col}	ΔH _L (m)	ΔH _s (m)	ΔH _T = 1.15J.L (m)	Q (m ³ /s)
200	1.87	3.74	0.02175	500	0.02438	10.87	1.63	12.50	0.0589
250	1.2	3.00	0.00683	//	0.02324	3.41	0.51	3.92	0.0589
300	0.83	2.49	0.00263	//	0.02246	1.31	0.19	1.50	0.0589

$$Q = 0.0589 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow D = \sqrt{0.0589} = 0.242 \text{ m} \text{ (D économique = 300 mm)}$$

Pour l'adduction gravitaire : R.M.C — Réservoir Zone B

Le diamètre économique sera : $D = 300$ mm .

Tableau Récapitulatif des diamètres économiques du réseau d'adduction : Variante (II)

Tronçon	D(mm)	Q (L/S)	V(m/S)	L(m)	HMT (m)	H disponible (m)
SP1 RZI	200	35,02	1,11	2290	104,75	-
SP1 SP2	500	231,58	1,18	2910	124,6	-
SP2 RZA	350	73,32	0,76	530	-	1,59
SP2 RMC	400	158,3	1,26	1200	61,36	-
R.M.C ^{RZC}	400	99,4	0,79	620	-	7,51
RMC RZB	300	58,9	0,83	500	-	22,2

7.4.4 : Tableaux comparatif des deux variantes(I)et(II)d'adduction

Variante I :

Tableau comparatif des dépenses du réseau d'adduction

Nature des dépenses tronçons	Frais d'amortissement (D.A)	Frais d'exploitation (D.A)	Bilan (D.A)	Total (D.A)
SP1-R.Z.Ind Ø 200	47312,32	53240,66	100552,98	100552,98
SP1-SP2 Ø 500	164591,06	418820,7	583411,76	583411,76
SP2 - RZB Ø250	33188,72	29387,91	62556,62	62556,62
SP2 - RZC Ø 300	56655,2	76433,21	133088,42	133088,42
SP2-RZA Ø 350	Gravitaire	-	20873,52	20873,52
Total	301747,3	577862,47	900483,3	900483,3

Pour la 1^{ère} variante ; les frais des conduites plus les frais d'exploitation des pompes donnent un coût de Pt = 900483,3 D.A

Pour le choix de la variante qui présente le moins d'investissement on doit faire un tableau récapitulatif pour la 2^{ème} variante .

Tableau comparatif des dépenses du réseau d'adduction pour la variante n°2

Mature des dépenses Tronçon	Frais d'amortissement (D.A)	Frais d'Exploitation (D.A)	Bilan (D.A)	Total (D.A)
SP1-RZInd ∅ 200	47312,32	53240,66	100552,98	100552,98
SP1-SP2 ∅ 500	164591,06	418820,7	583411,76	583411,76
SP2-R.M.C ∅ 400	54047,5	128928,6	182976,1	182976,1
SP2 -R.ZA ∅ 350	adduction gravitaire (20873,52)	-	20873,52	20873,52
R.M.C-RZC ∅ 400	adduction gravitaire (27924,55)	-	27924,55	27924,55
R.M.C-RZB ∅ 300	adduction gravitaire (14988,15)	-	14988,15	14988,15
Total	329737,1	600990,96	930727,06	930727,06

Le coût d'investissement de la variante N°1 est de :

$$Pt_I = 900483,3 \text{ D.A}$$

Le coût d'investissement de la variante N°2 sera de :

$$Pt_{II} = 930727,06 \text{ D.A}$$

Notre choix a été arrêté sur la variante I qui s'est imposée dans le calcul technico-économique par l'investissement des frais d'amortissement et des frais d'exploitation qui sont moindres comparés à ceux de la variante n°2 .

-A cela vient s'ajouter l'investissement en génie-civil qui est en faveur de la variante pour laquelle on a opté (variante n°1)

-On ajoute aussi que le tracé de la 2^{ème} variante abandonnée; présente un inconvénient qui se caractérise par le fait que les adductions gravitaires partant du réservoir de mise en charge; jusqu'aux réservoirs d'accumulation de la zone B et de la zone C ; traversent un terrain qui entraînera des contre-pentes très importantes qui auront des répercussions fâcheuses dans la réalisation et même dans l'exploitation.

- Par contre la partie des adductions de refoulement qui doit alimenter les deux réservoirs (B et C) cités plus haut; et qui part de la station de pompage n°2 et ce dans le tracé de la 1^{ère} variante; suivra les accôttements de la route qui longe la Z.H.U.N ; donc un point davantage en faveur de la variante n°1

Pour trancher dans le choix de l'une ou de l'autre des variantes I ou II on va faire une étude financière pour le coût des investissements en génie-civil pour ces variantes.

D'après les renseignements recueillis auprès de la SONADE le coût d'un réservoir d'un volume de 1000m^3 revient au prix de

$$Pr_{G.C} = \text{Le coût du génie-civil d'un réservoir}(1000\text{m}^3)$$

$$Pr_{G.C} = 1.800.000 \text{ D.A}$$

Pour concrétiser notre étude financière nous allons dresser un tableau comparatif pour les deux variantes; pour l'ensemble du réseau d'adduction dans les deux cas .

Nom du réservoir (m ³) capacité des réservoir	Bâche de reprise sp.1 (m ³)	Bâche de reprise S-Pn°2	Réservoir Zone A	Réservoir Zone B	Réservoir Zone C	Réservoir de mise en charge	Reservoir de la zone industrie
Variante N° 1	1000	1000	2000 (2X1000)	2000 (2X1000)	3000 (3X1000)	-	2000 (2X1000)
Variante N°2	1000	1000	2000 (2X1000)	2000 (2X1000)	3000 (3X1000)	1000	2000 (2X1000)
N°	Nombre de réservoirs de 1000 m ³		le coût des réservoirs pour chaque variante		Frais d'exploitation et d'amortissement des stations et des conduites		
Variante n° I	9 réservoirs de 1000 m ³		162.10 ⁵ (D.A)		900483,3(D.A)		
Variante N° II	10 réservoirs de 1000 m ³		180.10 ⁵ (D.A)		930727,06 (D.A)		
Coût des investissement du génie-civil + Frais d'exploitation			Variante n° 1		Variante N° 2		
Frais d'amortissement			17100483 (D.A)		18930727 (D.A)		

.../...

5 - Choix des pompes :

Une pompe est destinée à élever un débit donné à une hauteur déterminer autrement dit à transformer l'énergie en une énergie hydraulique.

Le choix d'une pompe est fait selon la zone dans laquelle se situera le point éventuel de fonctionnement, en relation avec le débit refoulé à hauteur voulue .

Le point de fonctionnement est obtenu en traçant les caractéristiques de la conduite et de la pompe, leur intersection donnera le point fonctionnement .

ayant les caractéristiques de refoulement ($Q; H_m$) on essayera de trouver sur les catalogues la courbe des caractéristiques de la pompe qui sont proches de nos caractéristiques de refoulement, l'intersection de cette courbe avec celle des caractéristiques de notre conduite nous donnera un point (P') qui sera éloigné du débit désiré, alors que notre débit de refoulement devrait correspondre au point (P) (intersection de la caractéristique de la conduite avec le débit de refoulement)

Pour cela on procédera de 3 façons .

On fait ici l'étude pour la pompe qui se trouve à la SP1 et qui refoule jusqu'à la SP2 .

caractéristiques :

$$P \left\{ \begin{array}{l} Q = 833,69 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_{mT} = 124,61 \text{ m} \\ \eta = 79 \% \end{array} \right. \quad P'' \left\{ \begin{array}{l} Q'' = 920 \text{ m}^3/\text{h} \\ H''_{mT} = 138 \text{ m} \\ \eta = 82 \% \end{array} \right.$$

POMPE : MPE 200 N^o 1 bis . N = 2960 trs/mn

1°- On accepte le point P'' , et on réduit le temps de pompage avec un rendement de 82 %

Volume journalier entrant dans la bêche de reprise de la SP2
 $833,69 \times 16 = 13339.04 \text{ m}^3$

$$T = \frac{13339.04}{920} = 14,5\text{h}$$

La puissance absorbée sera .

$$P = \frac{9.81 \times 0.255 \times 138}{0.82} = 422 \text{ KW}$$

avec une majoration de 10 % $P = 464 \text{ KW}$

2°- On essaiera de vanner sur la conduite de façon à créer une perte de charge égale à $H''' - H'' = 13.6 \text{ m}$.

La puissance sera alors :

$$P = \frac{9,81 \times 0,231 \times 146,8}{0,79} = 422 \text{ KW}$$

avec une majoration de 10 % $P = 464 \text{ KW}$

3° - La 3^e solution consiste au rognage de l'impulseur de façon à rapprocher le point P' du point P

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

$d = m D$ (m : coefficient de rognage)

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

$$m = \sqrt{\frac{Q}{Q''}} = \sqrt{\frac{833,69}{920}} = 0.95$$

Donc le pourcentage de rognage sera :

$$1 - 0,95 = 0,05 = 5 \%$$

$$\text{La puissance } P = \frac{9.81 \times 0.231 \times 124.61}{0.79} = 357 \text{ KW}$$

avec une majoration de 10 % $P = 393 \text{ kW}$

Des 3 façons sus-cités on voit bien que c'est le rognage avec un pourcentage faible qui sera adopté; en plus la puissance sera minimale et par conséquent une consommation d'énergie peu importante, pour toutes ces raisons les 3 autres pompes seront étudiées de la même façon avec comme solution le rognage .

* SP1 \longrightarrow Reservoir ZI

$$Q = 126.07 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q'' = 138,24 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{MT} = 104.75 \text{ m}$$

$$H''_{MT} = 120 \text{ m}$$

$$\eta = 0,72$$

Pompe Multicellulaire 125FP - L $N = 2200 \text{ trs/mn}$

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

$$m = \sqrt{\frac{126.07}{138,24}} = 0.95 \implies 5\% \text{ de rognage .}$$

* SP2 \longrightarrow Reservoir Z.B

$$Q = 212.04 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q'' = 230 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{MT} = 37.14 \text{ m}$$

$$H''_{MT} = 40.3 \text{ m}$$

Pompe monocellulaire

MPE 200 N^o 1 bis

$$N = 1450 \text{ trs/mn .}$$

$$D = 348 \text{ mm .}$$

$$\eta = 70\%$$

$$m = \sqrt{\frac{212.04}{230}} = 0.96 \implies 4\% \text{ de rognage .}$$

* SP2 \longrightarrow Reservoir Z.C

$$Q = 357.7 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q'' = 380 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{MT} = 53,3 \text{ m}$$

$$H''_{MT} = 60.8 \text{ m}$$

Pompe Monocellulaire

MPE 275 N° 1 N = 1470 trs/min . D = 425 mm $\eta = 70 \%$

$$m = \sqrt{\frac{357,7}{380}} = 0.97 \implies 3\% \text{ de rognage .}$$

Notre reseau d'adduction comprend deux (02) stations de pompage, la premiere refoulera vers le reservoir de la zone industrielle et independamment vers la 2e station de pompage, laquelle alimentera et aussi independamment les trois reservoirs de la Z.H.U.N (deux seront alimentés par refoulement, l'autre gravitairement).

Pour assurer un refoulement sans defaillance, nous proposons pour chaque refoulement (SP1-RZI; SP1-SP2 ; SP2 - RZB ; SP2 -RZC) deux (02) pompes de memes caracteristiques l'une fonctionnelle, l'autre servira pour le secours en cas de panne de la premiere.

Tableau recapitulatif.

station de pompage	refoulement vers	nombre de pompes	caracteristique de refoulement	Type de pompe	N (trs/mn)	D (mm)	(%)
N°1	RZI	02	Q=126,07 H _{MT} =104,75	125FR-L	2200	250	72
	SP2	02	833.69m ³ 124.61m	MPE 200 N° 1 bis	2960	348	82%
N°2	RZC	02	357,7 m ³ / 53,3 m	MPE275 N°1	1470	425	70
	RZB	02	292.04m ³ / 37.14m	MPE 200 N°1 bis	1450	348	70

Tableau permettant de tracer - La courbe-caracteristique
 de la conduite - station de pompage n°1-station de pompage n°2
 D = 500 mm .

V(m/s)	Q (m ³ /s)	J (m/m)	L (m)	Hlineaire (m)	H _T =1,15 ^u L H ₊ (m)
0,12	0,024	0,000034	2910	0,0989	0,11
0,24	0,048	0,000126	"	0,366	0,42
0,36	0,072	0,00027	"	0,785	0,92
0,48	0,096	0,000479	"	1,393	1,60
0,60	0,12	0,000740	"	2,153	2,47
0,72	0,144	0,00105	"	3,055	3,53
0,84	0,168	0,00143	"	4,161	4,77
0,96	0,192	0,00185	"	5,383	6,20
1,08	0,216	0,00233	"	6,78	7,82
1,20	0,24	0,00288	"	8,380	9,63
1,32	0,264	0,00347	"	9,637	11,62
1,44	0,288	0,00412	"	11,989	13,79
1,56	0,312	0,00483	"	14,055	16,16

.../...

h_{net} (m)

Station de pompage 1 → (SP1-SP2)

500

200

500

CIRCUIT

SP1

Station de pompage 2 → (SP2-SP3)

Station de pompage 3 → (SP3-SP4)

Station de pompage 4 → (SP4-SP5)

Station de pompage 5 → (SP5-SP6)

Station de pompage 6 → (SP6-SP7)

Station de pompage 7 → (SP7-SP8)

Station de pompage 8 → (SP8-SP9)

Station de pompage 9 → (SP9-SP10)

1000

500

1000

Q (m³/h)

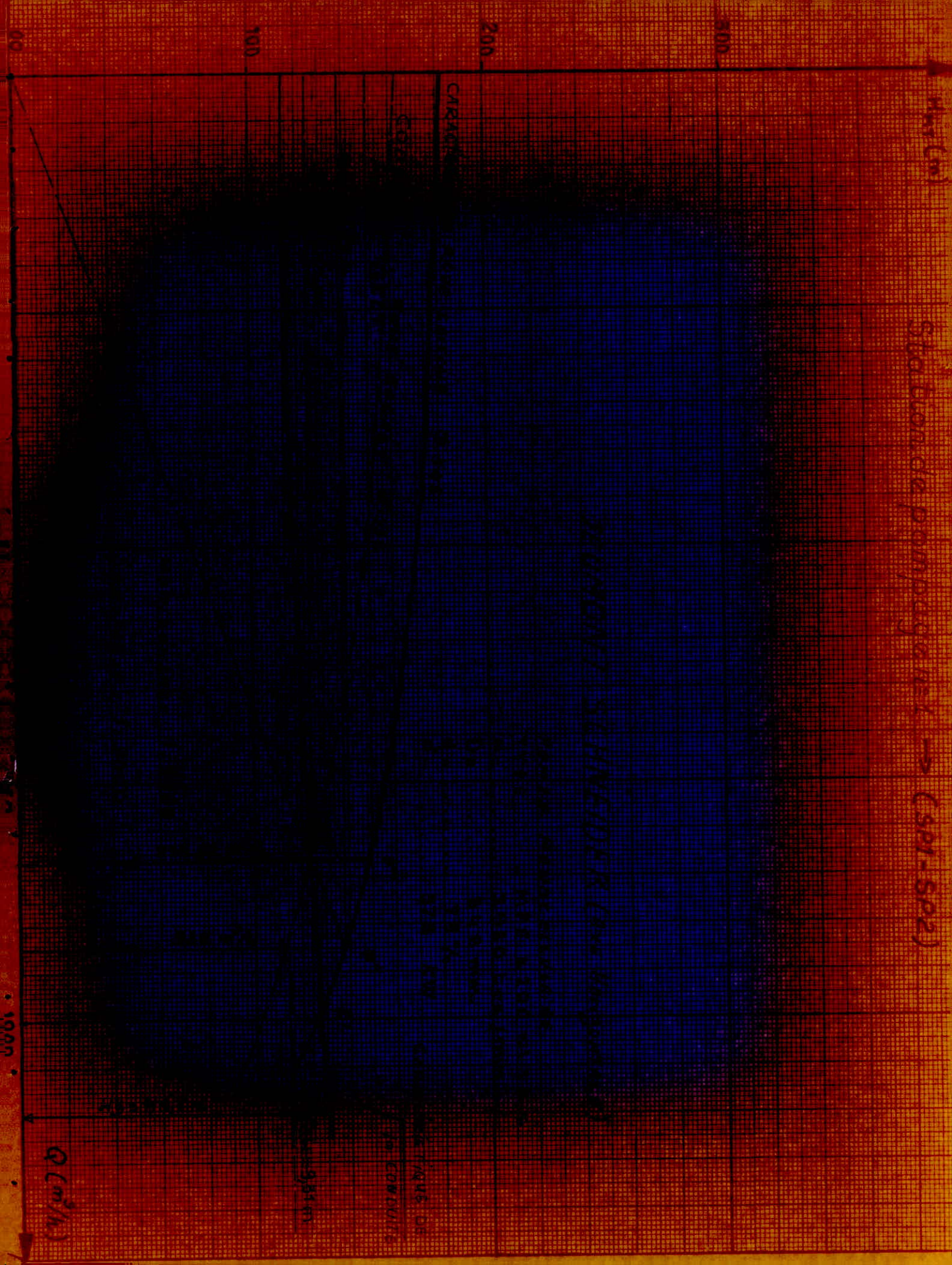


Tableau permettant de tracer la courbe caracteristique
 Pour la conduite: station de pompage N°1 ÷ reservoir zone-indust
 D = 200 mm . ; L = 2290 m

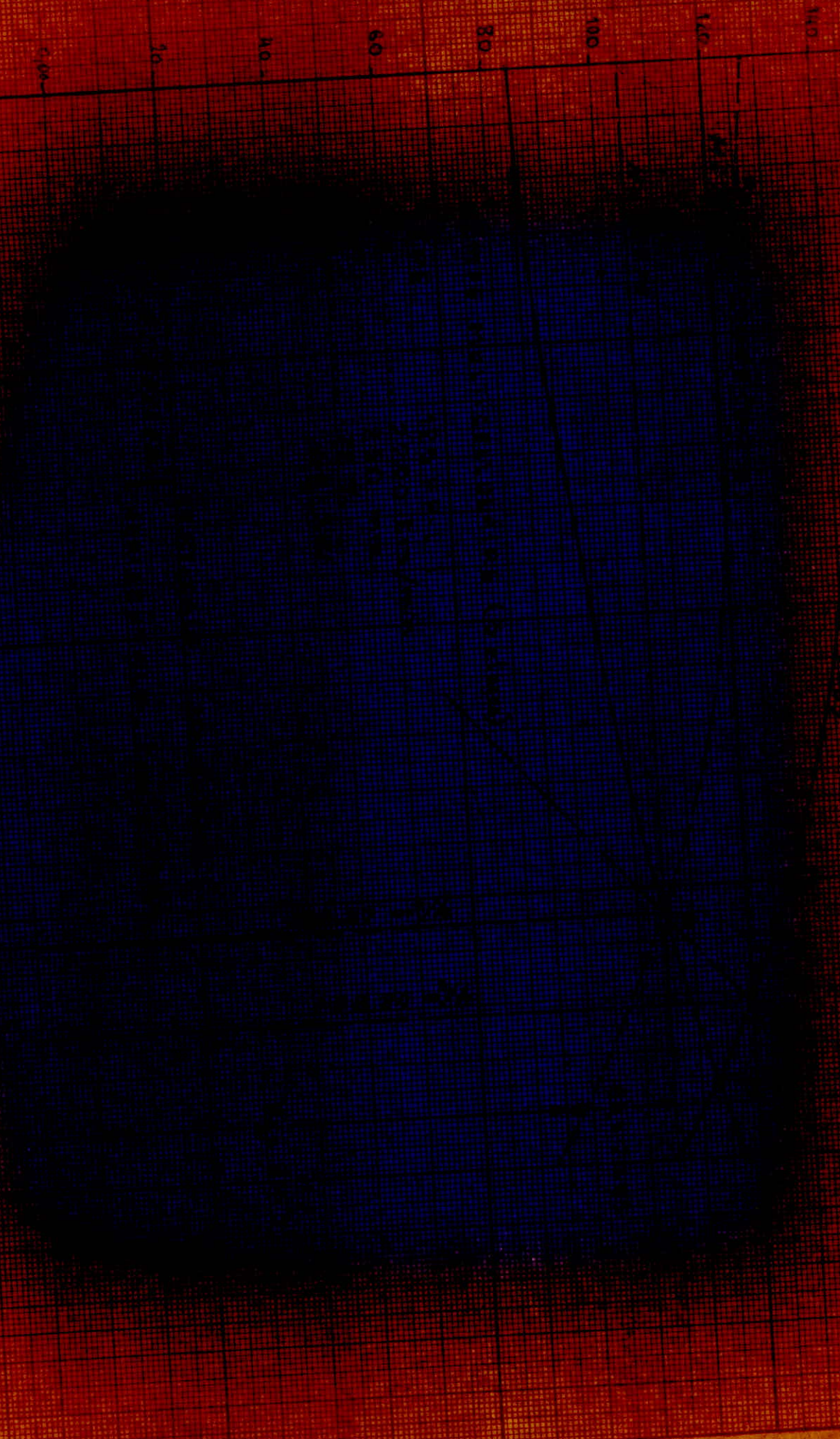
V(m/s)	Q (m ³ /S)	J (m/m)	L (m)	P.d.c	
				lineaire Hl(m)	totales Ht (m)
0,13	0,004	0,000125	2290	0,286	0,33
0,25	0,008	0,00043	"	0,984	1,13
0,38	0,012	0,00096	"	2,198	2,53
0,51	0,016	0,00169	"	3,870	4,47
0,64	0,02	0,00264	"	6,045	6,95
0,76	0,024	0,00369	"	8,450	9,72
0,89	0,028	0,00503	"	11,518	13,25
1,02	0,032	0,00657	"	15,045	17,31
1,14	0,036	0,00818	"	18,732	21,55
1,27	0,04	0,01012	"	23,174	26,66
1,4	0,044	0,01227	"	28,098	32,32

.../...

160
140
120
100
80
60
40
20
0

JUNON / SCORPILDER (LAXE HONOR 25N 1900)
(SP1 + RZ1) Stollard's periphyton

ROUSE INITIALS (022003)



12.4

15.4

0 (2)

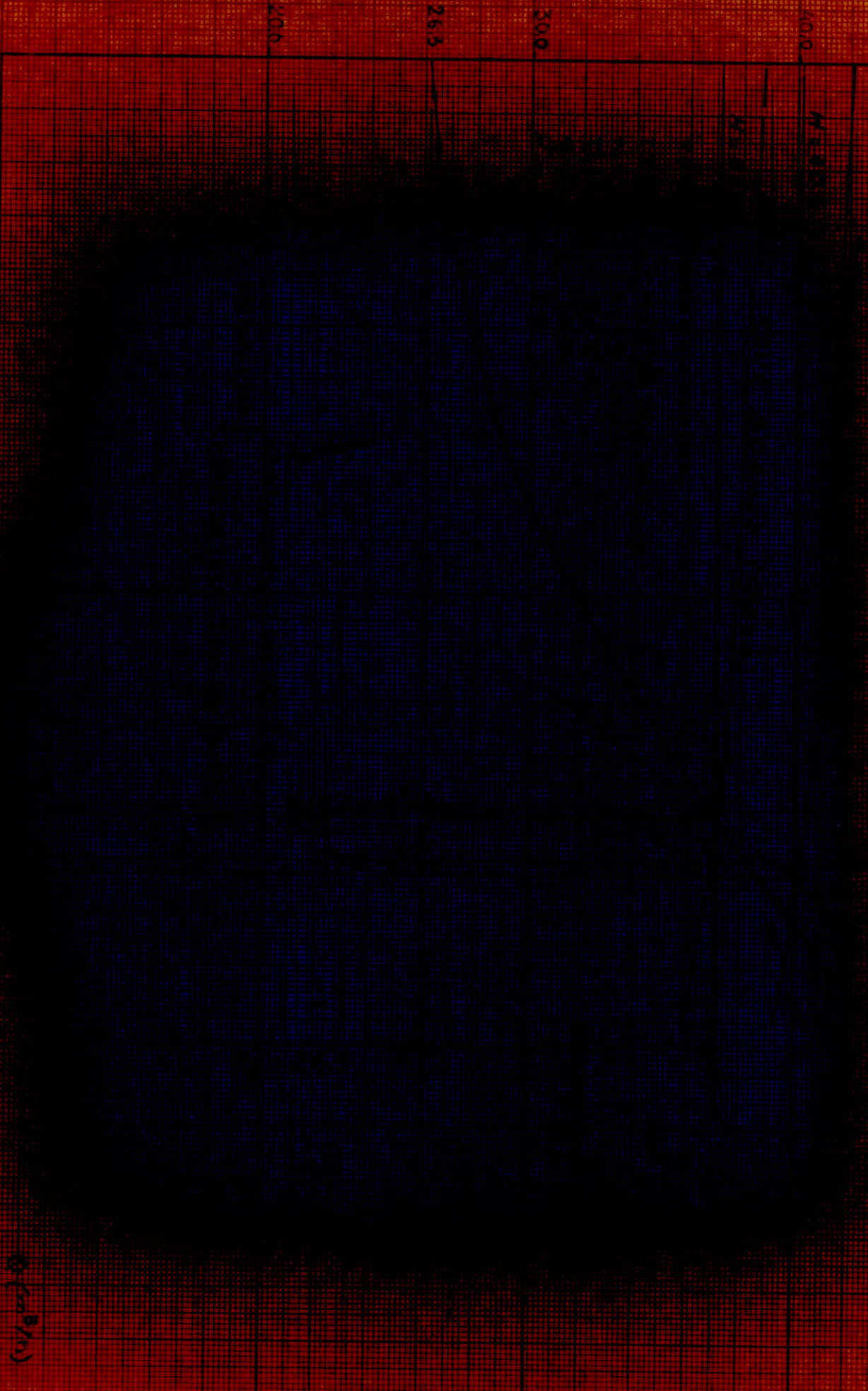
Tableau permettant de tracer la courbe caracteristique
 de la conduite: station de pompage N°2-reservoir de la zone B
 $D = 250 \text{ mm}$; $L = 1380 \text{ m}$.

V(m/s)	Q(m ³ /s)	J(m/m)	L (m)	H lineaire P.de lineaires (m)	P.d.c totales Ht=1,15L. (m)
0,14	0,007	0,000108	1380	0,149	0,17
0,28	0,014	0,000403	"	0,556	0,64
0,42	0,021	0,000878	"	1,211	1,39
0,56	0,028	0,00153	"	2,111	2,43
0,70	0,035	0,00237	"	3,270	3,76
0,84	0,042	0,00338	"	4,604	5,37
0,98	0,049	0,00458	"	6,32	7,27
1,12	0,056	0,00596	"	8,224	9,46
1,26	0,063	0,00752	"	10,377	11,93
1,4	0,07	0,00926	"	12,778	14,69
1,54	0,077	0,011177	"	15,424	17,74

.../...

JEU MONT SCHNEIDER (AXE HORIZONTALE)

(SPR + RZ 6) Station de pompage n°2



Ø (cm) (1/1)

0.00 75 200

Tableau permettant de tracer la courbe caractéristique
de la conduite station de pompage N°2 ÷ Reservoir de la zone C
D = 300 L = 1890 m

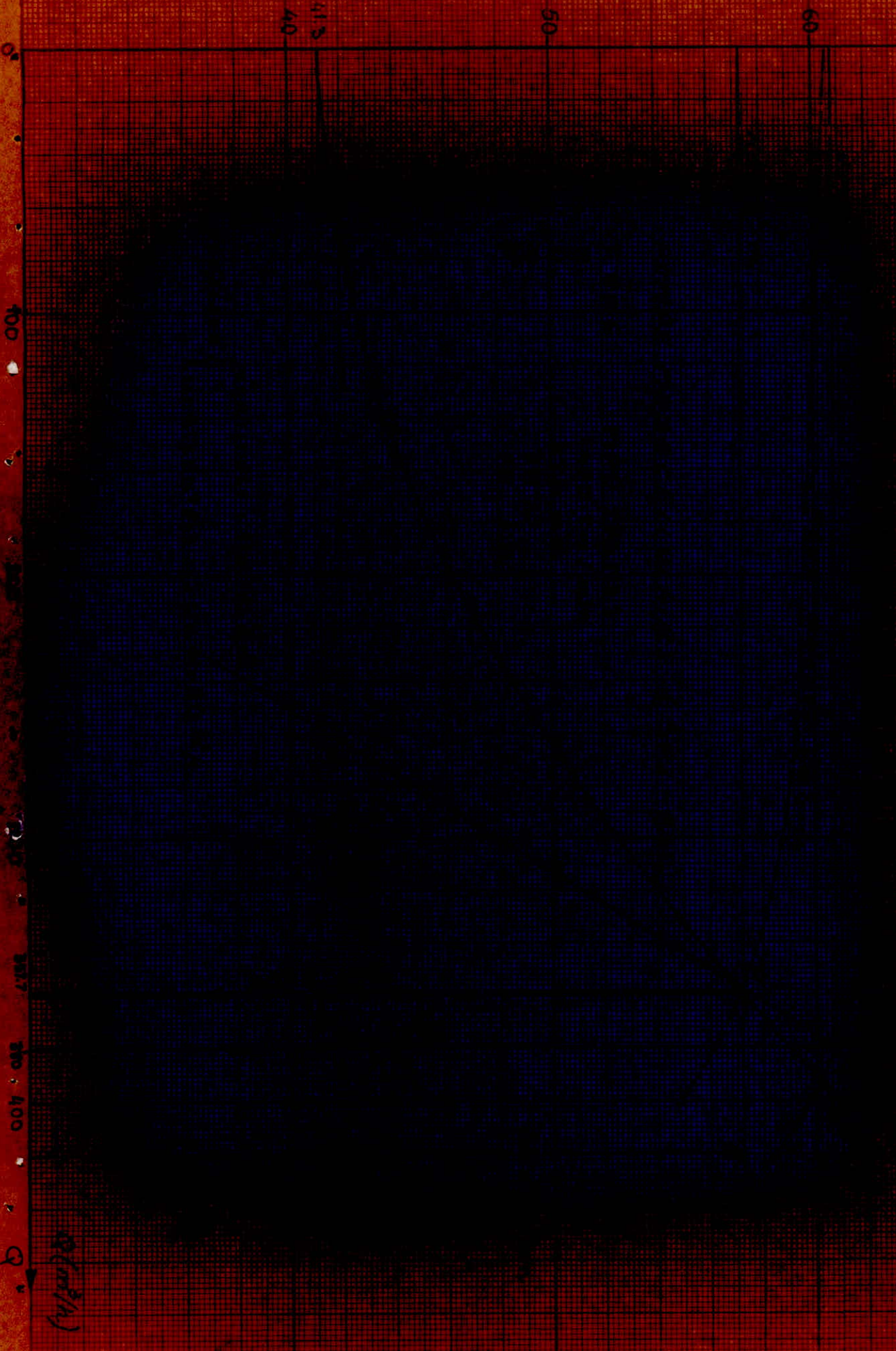
V(m/s)	Q(m ³ /s)	J(m/m)	L (m)	P.d.c linéaires Hl(m)	P.d.c totales Ht=1,15.J.L (m)
0,14	0,01	0,0000864	1890	0,163	0,19
0,28	0,02	0,000320	"	0,604	0,70
0,42	0,03	0,000698	"	1,319	1,52
0,56	0,04	0,001220	"	2,305	2,65
0,70	0,05	0,001886	"	3,564	4,09
0,84	0,06	0,002694	"	5,091	5,86
0,98	0,07	0,003647	"	6,892	7,93
1,12	0,08	0,004743	"	8,964	10,31
1,26	0,09	0,005982	"	11,306	13,00
1,4	0,10	0,007365	"	13,92	16,00
1,54	0,11	0,008891	"	16,804	19,32

JELMONT - SCHNEIDER (AXE VERTICALE): SP2 + RZC

Hauteur

Station de pompage No 2

Station de pompage No 2



Q (m³/h)

CHAPITRE VIII

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

8-1 : Généralités :

Le coup de bélier est le régime non permanent qui apparaît à la suite d'une variation rapide de débit à l'extrémité aval de la conduite .

Chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations de pressions et de vitesses à des instants différents .

Le phénomène du coup de bélier est un phénomène oscillatoire, pour l'expliquer; il faut considérer la compressibilité de l'eau et l'élasticité de la conduite.

Les causes les plus fréquentes qui provoquent ce phénomène sont les suivantes :

- Arrêt brutal; par disjonction inopinée; d'un ou plusieurs groupes électro- pompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir ; démarrage d'une pompe .
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne ou d'un robinet d'obturation ; placés au bout d'une conduite d'adduction .

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre le coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux .

8-2 : ETUDE DU COUP DE BELIER

8-2-1 : Etude mathématique

En tenant compte de la compressibilité de l'eau et de l'élasticité de la conduite, le régime devient un régime transitoire; où la pression et le débit varient à la fois dans le temps et en chaque point de la conduite .

Les équations différentielles étudiées par ALLIEVI, définissant le coup de bélier ont été obtenues en appliquant à une tranche de la canalisation le théorème des quantités de mouvement et l'équation de continuité en faisant intervenir la compressibilité du liquide et l'élasticité des parois de la canalisation .

. L'équation de la quantité de mouvement est :

$$\frac{\partial V}{\partial t} = g \frac{\partial H}{\partial x}$$

. L'équation de continuité est :

$$\frac{\partial V}{\partial x} = \frac{g}{a^2} \cdot \frac{\partial H}{\partial t}$$

L'intégration du système des deux équations différentielles du mouvement donnent la solution suivante :

$$H - H_0 = F \left(t - \frac{x}{a} \right) + f \left(t + \frac{x}{a} \right)$$

$$V - V_0 = - \frac{g}{a} \left(F \left(t - \frac{x}{a} \right) - f \left(t + \frac{x}{a} \right) \right)$$

où : . H_0 - Pression statique en mètre d'eau .

. H - Pression en régime transitoire en mètre d'eau

. V_0 - Vitesse en régime normal en m/s

. V - Vitesse en régime transitoire en m/s

. a - Célérité des ondes en m/s

. F et f - représentent deux fonctions dont l'expression dépend de la loi de fermeture ou d'ouverture de la vanne .

Supposons un observateur se déplaçant à la vitesse constante

(a) selon la loi :

$$x = at + Cte$$

$$C'Est \text{ à dire: } (t - \frac{x}{a}) = Cte$$

Autrement dit l'observateur se déplace d'un mouvement donc uniforme de vitesse (a) en sens inverse de la vitesse d'écoulement V. Pour cet observateur la fonction $F(t - x/a)$ reste constante en chaque point ; elle représente donc une onde se propageant dans la conduite avec la vitesse a , en sens inverse de V .

De manière analogue, un second observateur se déplaçant le long de la conduite avec une vitesse (-a) , c'est à dire avec une loi de mouvement telle que $t + \frac{x}{a} = Cte$, alors $f(t + \frac{x}{a})$ représenterait une onde qui se propagerait dans le même sens que V.

Donc la surpression (ou dépression) en chaque point de la conduite résulte de la superposition en ce point des deux ondes F et f se propageant dans la conduite en sens inverse, avec la même vitesse absolue (a) à l'instant considéré .

La valeur de la célérité (a) est donnée par la formule suivante

$$a^2 = \frac{\frac{1}{\rho}}{\frac{1}{K} + \frac{D}{Ee}} \quad \text{et } a = \sqrt{K/\rho} \cdot \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}}}$$

où :

a - Célérité de l'onde (m/s)

D - Diamètre intérieur de la conduite (m)

E - Module d'élasticité de la conduite (E = 2.10¹¹ pa

Pour l'acier) avec (Pa = pascal)

K - coefficient de compressibilité de l'eau = 2,15.10⁹Pa

ρ - Masse volumique de l'eau 10³Kg / m³

e - Epaisseur de la conduite en(m)

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

$\frac{1}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}}}$:- Traduit la contribution de l'élasticité dans la conduite .

8-2-2 : Étude physique du phénomène du coup de bélier :

Nous donnerons ci-dessous une analyse physique du phénomène en nous plaçant dans le cas d'une conduite refoulant un débit Q se trouvant brusquement arrêté à la suite d'une disjonction . Nous admettons une élasticité de la conduite et une compressibilité de l'eau , supposons la tranche liquide constituée de tranches infiniment rapprochées, quand surviendra l'arrêt brusque et instantané, quatre phases peuvent alors être envisagées :

1^{ère} phase : Par suite de son inertie, la colonne va poursuivre son chemin ascendant, mais n'étant plus alimentée, il va en résulter derrière elle une dépression, l'eau se déprime, chaque tranche considérée de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre. Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une célérité (a) . Si la distance entre la pompe et le réservoir est(L) . Le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est ($\frac{L}{a}$). Au

bout de ce temps, la conduite est en dépression sur toute sa longueur et l'eau est alors immobile .

2^{ème} phase : la conduite reprend alors son diamètre primitif, vu qu'elle a une certaine élasticité, et cela de proche en proche considérant les tranches successives à partir du réservoir.

L'eau revient alors dans la conduite et , au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$; c'est à dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est redescendue, mais va se trouver arrêtée par le clapet de

la pompe, qui, entre temps, s'est fermé .

3^{eme} phase : En raison de cet arrêt, la 1^{ere} 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 nouveau temps $\frac{L}{a}$, c'est à dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée, immobile .

4^{eme} phase : Grâce à l'élasticité de la conduite, celle-ci, agissant à la manière d'un ressort, reprend, de proche en proche, à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif, les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières.

Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$, c'est à dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouverons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$.

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas freiné, amorti, par les pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite.

Ce phénomène, pour le cas d'une conduite de refoulement, est donc caractérisé, tout d'abord, par une dépression, puis par une surpression .

Dans le cas d'un arrêt brusque à la suite d'une fermeture rapide d'une vanne se trouvant à l'extrémité d'une conduite gravitaire, le phénomène est le même, sauf qu'il commence par une surpression, puis s'achève par une dépression .

.../...

Donc si l'arrêt est trop rapide ($t \leq \frac{2L}{a}$), le coup de belier maximal près de la pompe (cas de la conduite d'adduction) conserve sa valeur maximale $\frac{a \cdot V_0}{g}$ jusqu'à une distance égale à $(L - \frac{at}{2})$, puis décroît pour devenir nul à l'autre extrémité.

En cas d'arrêt lent ($t > \frac{2L}{a}$) le coup de béliier décroît linéairement depuis sa valeur maximale $\frac{2 L V_0}{gt}$ jusqu'à Zéro, à l'autre extrémité.

3 - MOYENS DE PROTECTION DES INSTALLATIONS :

8-3-1 : Protection des conduites de refoulement .

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de béliier, mais on arrive à les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Les appareils les plus utilisés sont :

- les volants d'inertie (protection contre les dépressions)
- les soupapes de décharge (protection contre les surpressions)
- les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre (contre les dépressions et les surpressions à la fois).

Pour notre cas on utilisera le réservoir d'air comme moyen de protection .

8-3-2 Fonctionnement du réservoir d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut-être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement, immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air. A la disjonction, le clapet se ferme, une partie de l'eau de la cloche est

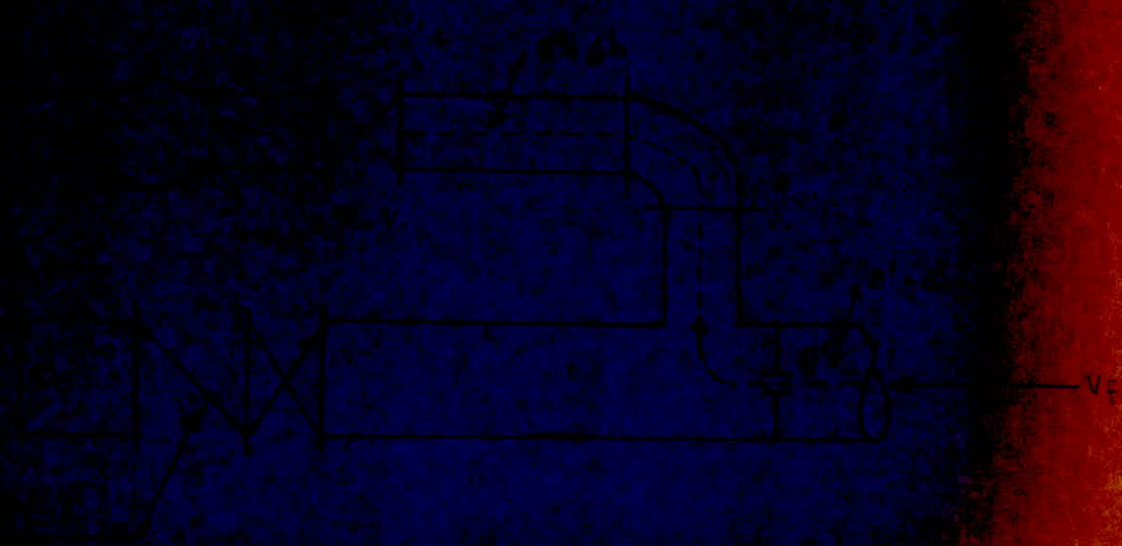
Fonctionnement du réservoir d'air



L'eau monte dans le conduit



L'eau descend dans le conduit



(3')

chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir. Après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement .

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement, qui est le clapet à battant percé, disposé à la base de la cloche .

8-3-3 : CALCUL DU RESERVOIR D'AIR

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression dans la conduite et le réservoir d'air, ses caractéristiques (en régime normal volume $U'0$ et de son dispositif d'étranglement) sont fixés.

On utilisera la méthode graphique (Épure de BERGERON).

8-3-4 : METHODE DE CALCUL :

3-4-1 : Méthode graphique : elle consiste à déterminer par approximations successives, la vitesse de l'eau dans la conduite au niveau du réservoir d'air

Les régimes seront considérés à rythmes entiers où $\theta = \frac{2L}{a}$

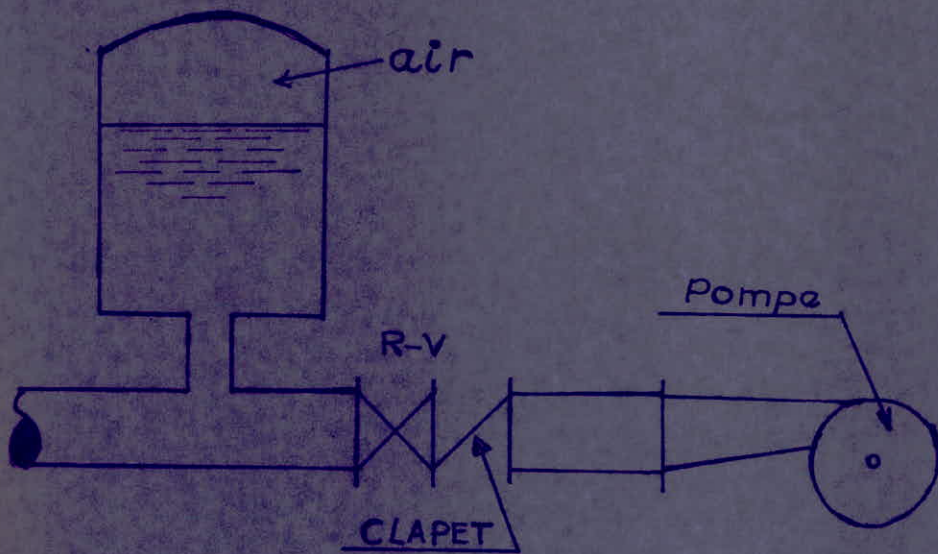
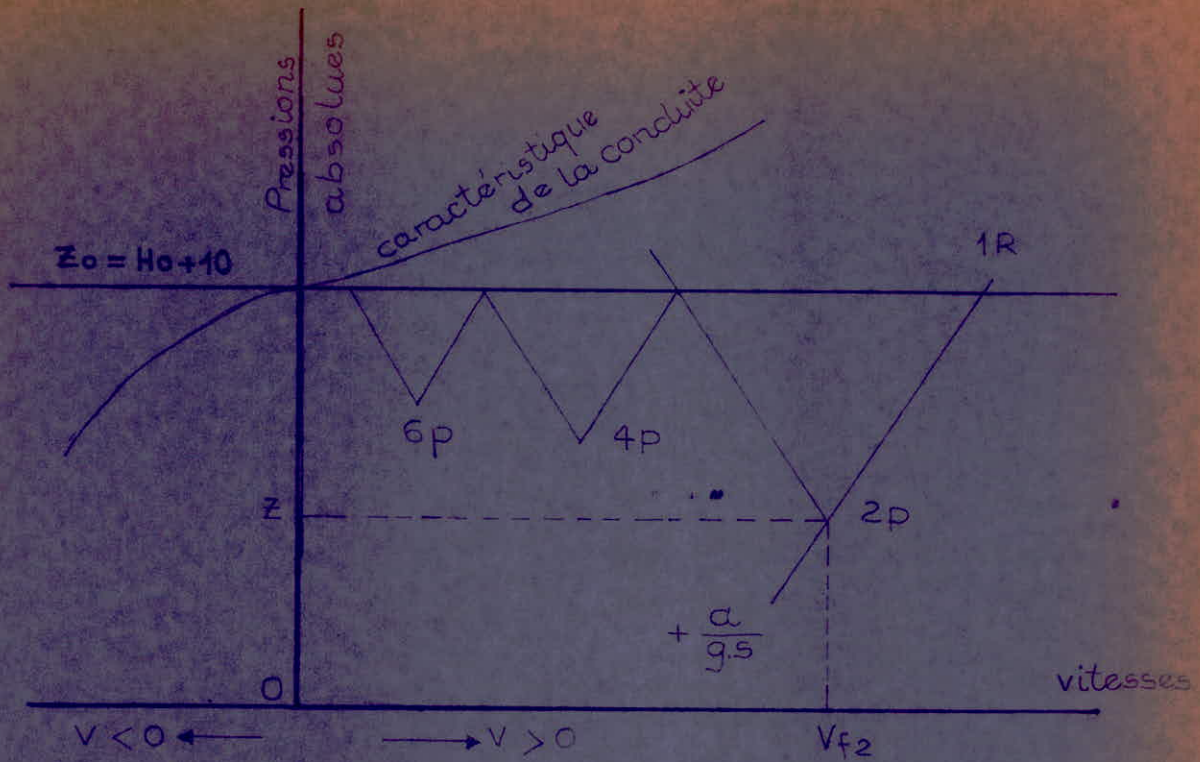
θ : Temps d'un aller-retour d'une onde .

On prend $\frac{L}{a}$ comme unité de temps .

(voir schéma concernant le principe de la construction de l'épure)

Au temps zéro survient la disjonction et commence le régime transitoire . Au temps 1 , au réservoir, le régime est encore

Principe de la construction de l'épure



Principe de disposition du réservoir d'air de l'anti-belier

le régime permanent(initial), et le point 1 R est donné par l'intersection de la vitesse V_0 de l'eau en régime normal dans la conduite et de l'horizontale passant par la valeur :

$$Z_0 = (H_0 + 10) ; \text{ (pression absolue) .}$$

Au temps 2, l'observateur remontant le courant verra les points du régime $2p$ résultant de l'intersection de cette droite et de l'horizontale passant par la valeur de la pression régnant dans la conduite. Pour que ce point convienne; il faut corresponde, en fait, à la vitesse finale V_f .

Ensuite, chaque droite - $\frac{a}{gS}$ se réfléchit sur l'horizontale passant par la valeur de Z_0 , on tiend compte des pertes de charge dans la conduite et dans l'organe d'étranglement.

A l'arrêt brusque, l'eau continue de monter vers le réservoir d'eau pendant un certain temps, et cela avec une vitesse décroissante, lorsque la vitesse s'annule , toute la colonne d'eau redescend vers le réservoir d'air avec une vitesse négative qui va croître en valeur absolue puis d'écroître pour devenir nulle, etc....., et le phénomène se poursuit en s'amortissant.

Principe de calcul :

L'augmentation du volume d'air ΔU du réservoir d'air (quand l'eau redescend), est donnée par la relation

$$\Delta U = S.V_m . \theta \quad \text{où :}$$

S : section de la conduite de refoulement

V_m : vitesse moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin du temps θ .

Le volume d'air U sera égal a la fin du premier intervalle

au volume d'air choisi arbitrairement U_0 . au départ, augmenté de la quantité trouvée précédemment (ΔU), pour les autres intervalles les volumes s'ajoutent quand l'eau monte, puis se retranche quand l'eau redescend.

La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée par :

$$(Z_0 + \sum_0)U_0^{1,4} = ZU^{1,4}$$

(en admettant que le liquide se détend conformément à la loi de POISSON)

\sum_0 : pertes de charge dans la conduite en régime normal.

En marche normale, la hauteur manométrique absolue à la pompe correspondant au volume U_0 , est $Z_0 + \sum_0$; donc :

$$Z = \frac{(Z_0 + \sum_0)U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

La perte de charge lors du passage par l'orifice du clapet est donc de :

$$\Delta h = C \cdot \frac{V^2}{2g} \quad \text{avec } V = \left(\frac{D_c}{d} \right)^2 \cdot V_f$$

où :

V : vitesse de l'eau dans l'orifice de diamètre "d" .

V_f : la vitesse de l'eau dans la conduite de diamètre " D_c " .

C = Coefficient de perte de charge dans le diaphragme qui est fonction du rapport du carré des diamètres de l'orifice et de la tubulure $\left(\frac{d}{D_t} \right)^2$

La pression absolue dans la conduite, y compris les pertes de charge est donnée par :

$$H_0 = Z + h_0 \text{ (à la montée)}$$

$$H_0 = Z + h_0 + \Delta h \text{ (à la descente)}$$

La pression dans la conduite sans les pertes de charge est:

$$H_0 = Z + h_0 - \delta \text{ (à la montée)}$$

$$H_0 = Z + h_0 + \delta + \Delta h \text{ (à la descente)}$$

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

δ : pertes de charges au refoulement .

Pour nos calculs on a pris :

K = coefficient de compressibilité de l'eau :

$$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa .}$$

E = Module d'élasticité de la paroi de la conduite .

$$E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$$

Pour l'épaisseur de la conduite on a pris :

$$e \geq 8 D(m) \text{ donc : } e = 5 \text{ mm .}$$

Pour le calcul du coup de belier et le dimensionnement du réservoir d'air nous verrons le calcul et l'étude pour chaque cas.

Tronçons : SP1 - SP2 .

SP1 - RZI

SP2 - RZB

SP2 - RZC .

Etude du coup de béliier : Arrêt brusque du groupe :

: Station de pompage N° 1 ÷ station de pompage N° 2 .

Données et caractéristiques sur le tronçon : SP1 - SP2

$$Q = 833,69 \text{ m}^3/\text{h} = 0,23158 \text{ m}^3/\text{s}$$

Longueur du tronçon : $L = 2910 \text{ m}$

Diamètre de la conduite $D_c = 500 \text{ mm}$.

Vitesse initiale $V_0 = 1.18 \text{ m/s}$

δ_c = pertes de charge dans la conduite de refoulement ...

$$\delta_c = 9.31 \text{ m} \quad (\text{Pompe en fonctionnement})$$

$H_g = H_0 =$ hauteur géométrique $H_0 = 115.3$

$a =$ célérité des ondes $a = 1018 \text{ m/s}$

$b =$ valeur du coup de bélier $b = \frac{a v_0}{g} = 122.45 \text{ m}$

La période d'une onde $\theta = \frac{2L}{a} = 5.71 \text{ sec.}$

Variation du volume d'air $\Delta U = S \cdot V_m \cdot \theta = 1.121 \cdot \frac{V}{m}$

Épaisseur de la paroi de la conduite $e = 5 \text{ mm} = 10^{-3} \times 5 \text{ m}$

Section de la conduite de refoulement $S = 0.1964 \text{ m}^2$

Volume d'air choisi $U'0 = 4 \text{ m}^3$

diamètre de l'orifice $d = 132 \text{ mm}$

Diamètre de la tubulure $D_t = 350 \text{ mm}$

$$m = \frac{d^2}{D_t^2} \quad \dots \quad m = 0.142$$

De la planche XXX (Dupont tome II) p.286 on tirera : C ;

C = coefficient de perte de charge dans un diaphragme : $C = 2.24$

V_2 : vitesse de l'eau dans la tubulure; pendant la descente de l'eau dans la conduite de refoulement; à travers l'orifice du clapet .

V_f : vitesse finale lue sur le graphe (ou choisie)

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{(500)^2}{(132)^2} = \frac{(D_c)^2}{(d)^2} \quad \dots \quad V_2 = 14.35 V_f$$

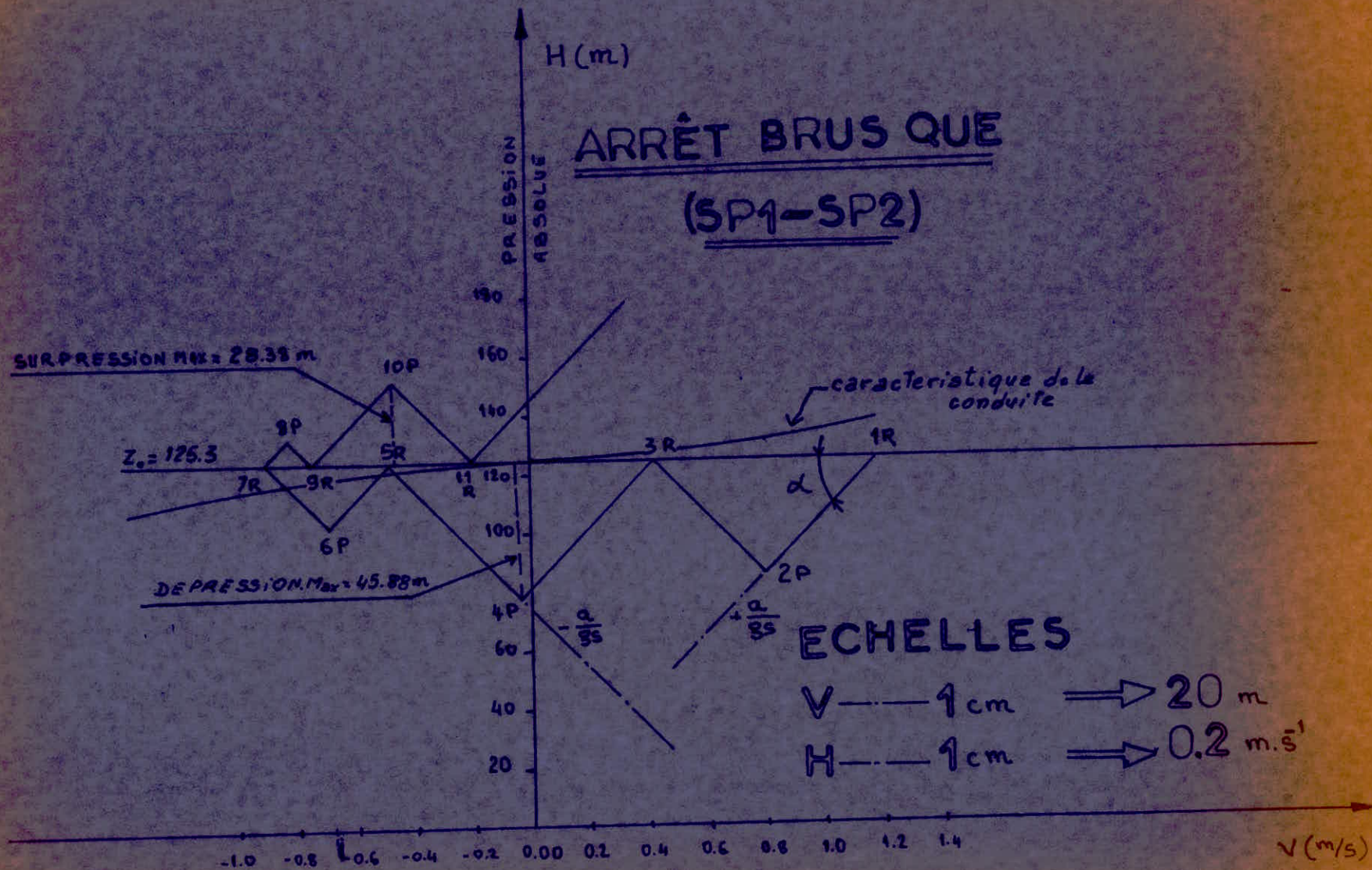
$$\Delta h_2 = \text{perte de charge dans l'orifice} \quad \dots \quad h_2 = \frac{C V_2^2}{2g} = 0.114 V_2^2 = \delta_r$$

f : coefficient de frottement $f = 0,0196$.

ARRET BRUSQUE DU GROUPE

t_i	ΔU_i	U_i	Z_i		S_T	H_i	S_c		$V_{(z_i+1)R}$	V_{mi}	V_{zip}	
Intervalles de temps θ	Variation du volume d'air $\Delta U = S \cdot V_m \cdot \theta = 1.121 \cdot V_m$	Volume d'air $U = U_0 \pm \Delta U$	Pression dans le réservoir d'air $Z = 872.64 \cdot U^{-1.4}$	Vitesse à travers le diaphragme monté: $V_1 \sim 0$ Desc: $V_2 = 14.35 V_f$	P. d.c dans le clapet monté: $\Delta h_1 \sim 0$ Desc: $\Delta h_1 = 0.14 V_2^2$	Pression dans la conduite y compris les P. d.c. M: $Z - \Delta h_1$ Desc: $Z + \Delta h_2$	Pertes de charge dues au refoulement S_c	Pression dans la conduite sans P.d.c $Z - \Delta h_1 - S$ Desc: $Z + \Delta h_2 + S$	Vitesse lue sur le graphique V_f	Vitesse moyenne $V_m = \frac{V_0 + V_f}{2}$	Vitesse finale choisie V_f	Point de désignation
Sec	(m^3)	(m^3)	(m)	(m/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m/s)	(m/s)	-
0	-	$U_0 = 4$	134.61			134.61	9.31	125.3	$V_0 = 1.18$			1R
θ	1.109	5.109	88.95	$V_1 \sim 0$	$\Delta h_1 \sim 0$: le battant du clapet est ouvert. Les P. d.c sont nég. ligables.	88.95	4.28	84.67	0.88	0.99	0.8	2P
2 θ	0.431	5.540	79.42			79.42	~ 0	79.42	-0.03	0.385	-0.03	4P
3 θ	-0.403	5.137	88.27	-9.90	11.17	99.44	3.18	102.62	-0.69	-0.36	-0.69	6P
4 θ	-0.846	4.291	113.56	-11.76	15.78	129.34	4.5	133.84	-0.82	-0.755	-0.82	8P
5 θ	-0.723	3.568	147.04	-6.74	5.17	152.21	1.47	153.68	-0.47	-0.645	-0.47	10P
32	25	26	27		20	28	21		18	24	23	RCL

Calcul du coup de bélier: tronçon ($S_{P_1} \text{---} S_{P_2}$)



EPURE DU COUP DE BELIER

δ_c : perte de charge dans la conduite en régime permanent et transitoire

$$\delta_c = \alpha V_f^2 = 6.686 V_f^2 = 6.686 V./V/$$

$$\Delta h_2 = \delta_r = \frac{cV^2}{2g} \quad \text{avec} \quad \frac{c}{2g} = B \quad \delta_r = B V^2 \quad \text{pour} (V < 0)$$

$$\text{pour } V > 0 \Rightarrow \delta_r = 0$$

$$\delta_c = \alpha V_f^2 \Rightarrow \alpha = \frac{f \times 1,15 L}{2 g D_c}$$

Le calcul de la pente de la droite a/gS est :

-Echelle des pressions 1cm 20m

-Echelle des vitesses 1cm 0.2 m/s

$$\frac{a}{gS} = \operatorname{tg} \alpha = \frac{b}{Q} = \frac{a v_0}{g} \times \frac{1}{V_0 : S} = \frac{a}{gS} = 1,0377... \quad \alpha = 46^\circ 3'$$

$$\text{Pression dans le réservoir: } Z = \frac{(H_0 + 10) U_0^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{(115,3 + 10) 4^{1,4}}{U^{1,4}}$$

$$Z = 872,64 U^{-1,4}$$

D'après les calculs; on constate que :

Pendant la phase de dépression, le volume d'air de 4 m^3 au départ, passe à $5,540 \text{ m}^3$ à la fin de la dépression, la pression dans la conduite tombe à $79,42 \text{ m}$, soit une dépression de : $125,3 - 79,42 = 45,88 \text{ m}$ d'eau .

Pendant la phase de surpression, le volume de l'air passe à $3,568 \text{ m}^3$ à la fin de la surpression, et la pression dans la conduite monte à $153,68 \text{ m}$

Soit une surpression de : $153,68 - 125,3 = 28,38 \text{ m}$ d'eau .

Etude du coup de bélier : arrêt brusque du groupe:

Station de pompage n°2 ÷ Réservoir de la zone B

Données pour le calcul : tronçon : Sp2 ÷ RZB

$$Q = 212,04 \text{ m}^3/\text{h} = 58,9 \text{ L/S}$$

$$L = 1380 \text{ m}$$

$$; V_0 = 1.20 \text{ m/S}$$

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

$$; H_g = H_0 = 26.3 \text{ m}$$

$$S = 0.0490 \text{ m}^2$$

$$; e = 5 \text{ mm}$$

$$S_{co} = 10.84 \text{ m}$$

$$; g = 9.81 \text{ m/S}^2$$

$$a = 1182 \text{ m/S}$$

$$; b = \dots\dots\dots = 144.58 \text{ m}$$

$$\theta = \dots\dots\dots 2.33 \text{ sec}$$

$$; \Delta U = S.0.V_m = 0.114.V_m.$$

$$d = 80 \text{ mm}$$

$$Dt = 200 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} d = 80 \text{ mm} \\ Dt = 200 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow m = \frac{d^2}{Dt^2} = 0.16 \Rightarrow C = 2.20 \text{ (Tome II)}$$

A.DUPONT -Page 286-Planche XXX)

$$\frac{v^2}{V_f} = \frac{\phi^2}{d^2} \Rightarrow V_2 = 9.765 V_f$$

$$\Delta h_2 = S_r = C \frac{V_2^2}{2g} = B V_2^2 = 0.112 V_2^2 ; S_r = 0.112 V_2^2 (V < 0)$$

$$V > 0 \Rightarrow S_r = 0$$

$$S_c = \alpha V_f^2 \Rightarrow S_c = 7.5257 V_f^2 \quad (f = 0,02326)$$

$$\text{Pression dans le réservoir: } Z = \frac{(H_0 + 10) U_0^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{36,3 \times 1.5^{1,4}}{U^{1,4}}$$

$$U_0 = 1.5 \text{ m}^3$$

$$Z = 64.0375.U^{-1,4}$$

Le calcul de la pente de la droite a/gS est donné par :

Echelle des pressions : 1 cm 5 m

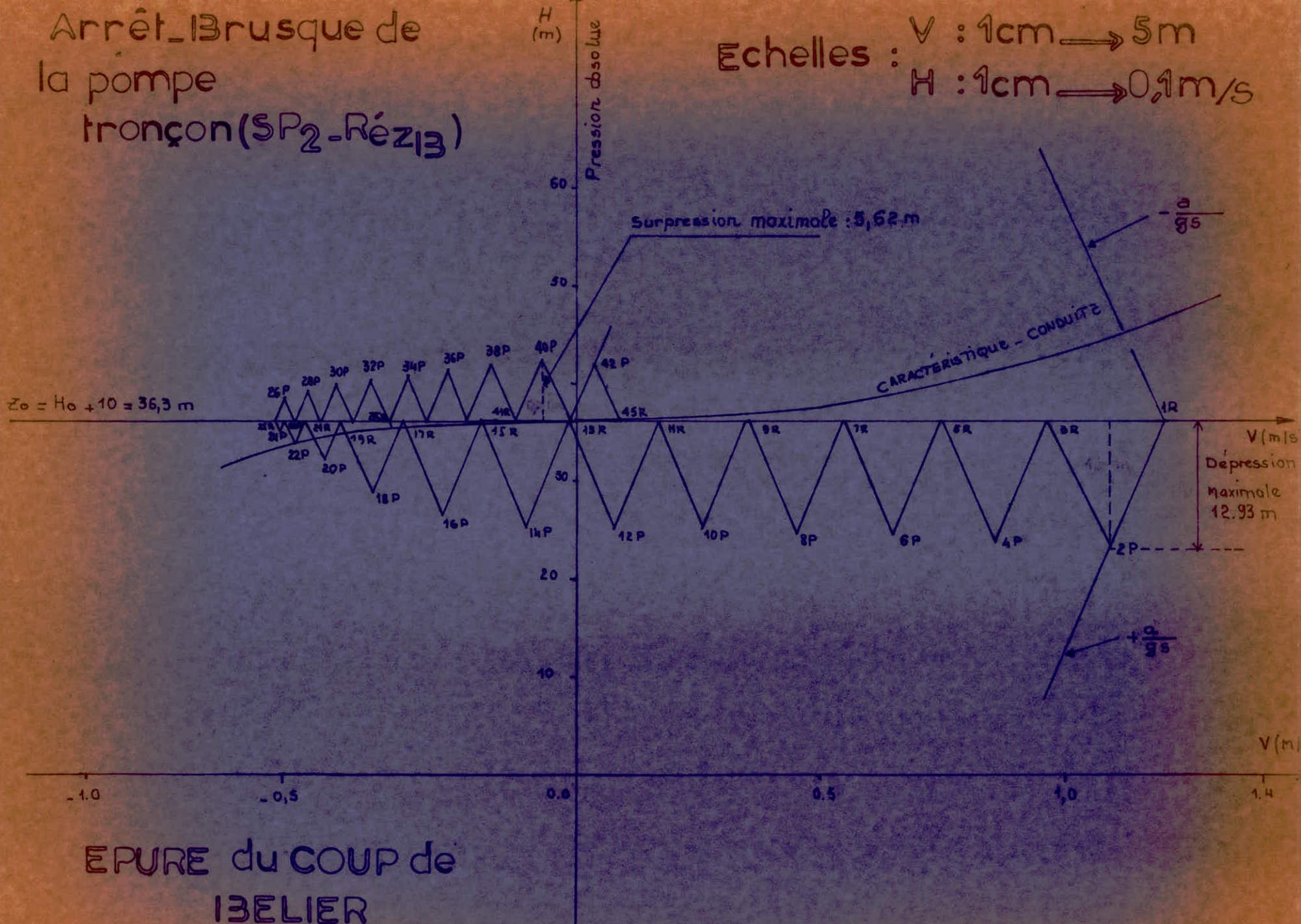
Echelle des vitesses : 1 cm 0.1 m/S

Intervalle de temps Δt	VARIATION du volume d'air $\Delta U = 0.114 \cdot V_m$	Volume d'air $U = U_0 \pm \Delta U$	Pression dans le réservoir d'air $Z = 64.037 \cdot U$	Vitesse dans le Diaphragme $V_2 = 9.675 \cdot V_f$	P. ol. c. dans le clapet; $\Delta h = 0$ $\Delta h_2 = 0.112 \cdot V_2^2$	Pression y compris P. ol. c. Conduite Man. : $Z - \Delta h_1$ Dera: $Z + \Delta h_2$	P. d. c. dûes au refoulement S	Pression dans la conduite sans P. ol. c. Man. : $Z - \Delta h_1 - S$ Dera: $Z + \Delta h_1 + S$	Vitesse finale lue sur le graphique V_f	Vitesse moyenne $V_m = \frac{V_0 + V_f}{2}$	Vitesse finale observée: V_f	Désignation du Point
(Sec)	(m ³)	(m ³)	(m)	(m/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m/s)	(m/s)	-
0	—	$U_0 = 1.5$	47.14	—	—	47.14	10.84	36.3	$V_0 = 1.2$	—	—	1R
0	0.13	1.63	32.31	—	—	32.31	8.94	23.37	1.09	1.145	1.09	2P
20	0.11	1.74	29.49	—	—	29.49	5.5	23.99	0.855	0.972	0.855	4P
30	0.085	1.825	27.58	—	—	27.58	3.18	24.4	0.65	0.752	0.65	6P
40	0.062	1.887	26.32	—	—	26.32	1.52	24.8	0.45	0.55	0.45	8P
50	0.04	1.927	25.56	—	—	25.56	0.5	25.06	0.26	0.355	0.26	10P
60	0.019	1.946	25.21	—	—	25.21	0.04	25.17	0.08	0.17	0.08	12P
70	-0.001	1.945	25.23	-0.967	0.1	25.33	0.07	25.4	-0.1	-0.01	-0.1	14P
80	-0.021	1.924	25.61	-2.61	0.76	26.37	0.54	26.91	-0.27	-0.185	-0.27	16P
90	-0.039	1.885	26.36	-4.01	1.8	28.16	1.29	29.45	-0.415	-0.342	-0.415	18P
100	-0.053	1.832	27.43	-4.98	2.77	30.20	2.00	32.20	-0.515	-0.465	-0.515	20P
110	-0.061	1.771	28.77	-5.51	3.4	32.17	2.44	34.61	-0.57	-0.542	-0.57	22P
120	-0.062	1.709	30.26	-5.69	3.61	33.69	2.61	36.3	-0.59	-0.58	-0.59	24P
130	-0.067	1.642	31.98	-5.7	3.63	35.61	2.62	38.23	-0.59	-0.59	-0.59	26P
140	-0.064	1.578	33.81	-5.27	3.11	36.92	2.23	39.15	-0.545	-0.567	-0.545	28P
150	-0.058	1.52	35.63	-4.69	2.46	38.09	1.77	39.86	-0.485	-0.515	-0.485	30P
160	-0.051	1.469	37.37	-4.015	1.80	39.17	1.29	40.46	-0.415	-0.45	-0.415	32P
170	-0.043	1.426	38.96	-3.29	1.21	40.17	0.87	41.04	-0.34	-0.377	-0.34	34P
180	-0.034	1.392	40.30	-2.51	0.7	41.00	0.5	41.5	-0.26	-0.3	-0.26	36P
190	-0.024	1.368	41.29	-1.64	0.30	41.59	0.21	41.8	-0.17	-0.215	-0.17	38P
200	-0.013	1.355	41.85	-0.387	0.04	41.89	0.03	41.92	-0.065	-0.117	-0.065	40P

ARRÊT. IBRUSQUE du Groupe (Sp₂-RéZ₁₃)

Arrêt Brusque de la pompe tronçon (SP₂-Rézi₁₃)

Echelles : V : 1cm → 5m
H : 1cm → 0,1m/s



EPURE du COUP de
BELIER

$$\left. \begin{array}{l} b \longrightarrow 28,916 \text{ cm} \\ v \longrightarrow 12 \text{ cm/S} \end{array} \right\} \Rightarrow \operatorname{tg} \alpha = \frac{b}{Q} = \frac{b}{V_0 \cdot S} \quad \frac{b}{V_0 \cdot S} = \frac{a}{g S}$$

avec $S = \text{constante}$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{28,916}{12} = 2,409 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 67^\circ 27' 42''$$

L'étude du coup de bélier nous donne :

- Pendant la phase de surpression ; le volume de l'air passe à $1,355 \text{ m}^3$ à la fin de la surpression, et la pression dans la conduite monte à $41,92 \text{ m}$ soit une surpression de :

$$41,92 - 36,3 = 5,62 \text{ m d'eau .}$$

- Pendant la phase de dépression , le volume d'air de $1,5 \text{ m}^3$ au départ , passe à $1,946 \text{ m}^3$ à la fin de la dépression, la pression dans la conduite tombe à $23,37 \text{ m}$; soit une dépression de :

$$36,3 - 23,37 = 12,93 \text{ m d'eau .}$$

Arrêt brusque du groupe : station de pompage n°2 à la Zone C . donc tronçon(SP2 ÷ Res.Zone C)

Données de calcul :

$$- Q_0 = 357,7 \text{ m}^3/\text{h} \quad = 99,36 \text{ L/S} \quad ; \quad \varnothing = 300 \text{ mm} = D_c$$

$$L = 1890 \text{ m} \quad ; \quad V_0 = 1,40 \text{ m/S}$$

$$H_g = H_0 = 41,3 \text{ m} \quad ; \quad S = 0,0706 \text{ m}^2$$

$$\delta_c = \text{P.d.c en écoulement permanent} \quad \delta_{c_0} = 16,00 \text{ m}$$

$e = 5 \text{ mm}$ épaisseur de la paroi de la conduite

$$a = 1143 \text{ m/S} \quad ; \quad g = 9,81 \text{ m/S}^2$$

$$b = \frac{a v_0}{g} = 163,12 \text{ (m)} \quad ; \quad \theta = \frac{2L}{a} = 3,30 \text{ seconde(s)}$$

$$\Delta U = S \cdot V_m \cdot \theta = 0,233 \cdot V_m$$

$$\left. \begin{array}{l} d = 80 \text{ mm} \\ Dt = 200 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow m = \frac{(d)^2}{(Dt)^2} = 0,16 \quad (\text{Tome II.A-DUPONT; -}$$

page 286)

.../...

On aura : $C = 2.20$; Planche XXX

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{d^2}{d^2} \Rightarrow V_2 = 14.062 V_f ; \delta c = \alpha V_f^2 = 8,1632 V_f^2$$

$$\Delta h_2 = \delta r = \frac{CV_2^2}{2g} = BV_2^2 = 0,112 V_2^2 ; B = \frac{c}{2g} = 0,112$$

$$\delta c = \alpha V^2 = \text{perte de charge dans la conduite} : \alpha = \frac{1.15 L x f}{2g Dc}$$

$$\delta r = B V_2^2 \quad (V < 0); \text{ pour } V > 0 \Rightarrow \delta r = 0$$

Le calcul de la pente de la droite a/g S est :

Echelle des pressions 1 cm 5m

Echelle des vitesses 1 cm 0,1 m/S

$b \longrightarrow 32,624$ cm

$v \longrightarrow 14$ cm/S

$$\text{tg } \alpha = \frac{b}{Q} \text{ avec } Q = S \cdot V_0 \text{ et cpmme}$$

$$S = \text{Cte} . \Rightarrow$$

$$\frac{a}{gs} = \text{tg } \alpha = \frac{b}{Q} \text{ avec } Q = S \cdot V_0 \text{ et } b = \frac{a v_0}{g}$$

$$Q = S \cdot V_0 ;$$

$$Q = (\text{a pour dimension}) [L^3 \cdot s^{-1}]$$

$$b = (\text{a pour dimension}) [L] \quad \frac{a}{gs} = \frac{b}{Q} \quad [L^{-2} \cdot s]$$

$$\frac{a}{gs} = \text{tg } \alpha = 2,3303$$

$$\alpha = 66^\circ 46' 27''$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{32.624}{14} = 2,3303 = \frac{b}{V_0}$$

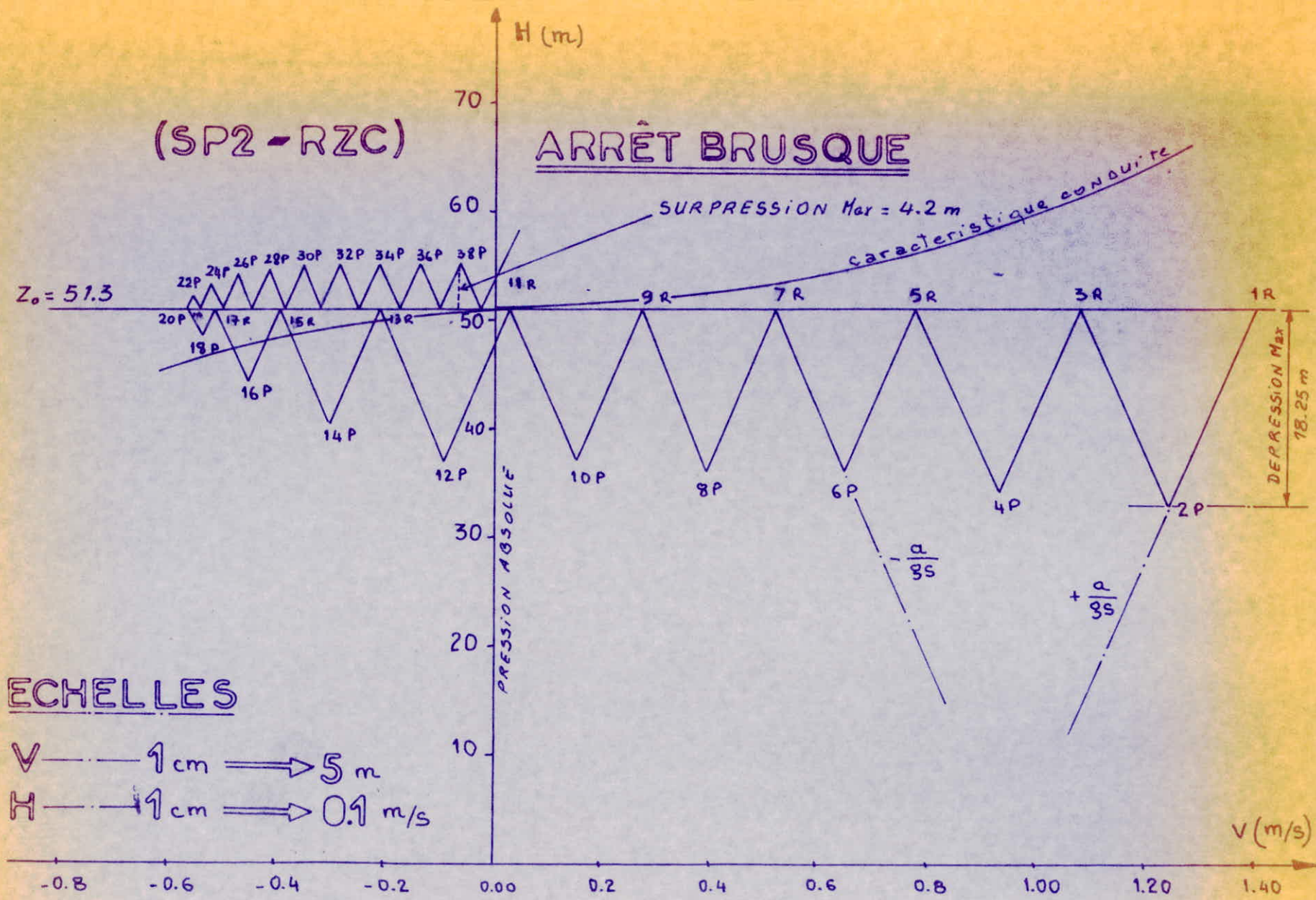
$$\text{Pression dans le réservoir} : Z = \frac{(H_0 + 1^0) U_0^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{(41.3 + 10) \cdot 3,5^{1,4}}{U^{1,4}}$$

$$\text{avec } U_0 = 3.5 \text{ m}^3$$

$$Z = 296,355 U^{-1,4}$$

INTERVALLES de Temps θ	VARIATION DU VOLUME D'AIR $\Delta U = 0.233 \text{ Nm}$	Volume d'air $U = U_0 \pm \Delta U$	Pression dans le réservoir $Z = 296.355 \text{ U}$	Vitesses dans le diaphragme $V_2 = 14.062 \sqrt{Z}$	P.d.c. dans le clapet $\Delta h_2 = 0.112 \sqrt{Z}$	Pression ρ Compteur P.d.c. $M: Z - \Delta h_1$ $D: Z + \Delta h_2$	P.d.c. au retourlement δ	Pression dans la conduite $M: Z - \Delta h_1 - \delta$ $D: Z + \Delta h_2 + \delta$	Vitesse finale que prend le jet V_f	Vitesse moy $V_m = \frac{V_0 + V_f}{2}$	Vitesse finale observée V_f	Designation du point
(s)	(m ³)	(m ³)	(m)	(m/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m/s)	(m/s)	
0	0.00	$U_0 = 3.5$	67.3	Le battant du clapet est ouvert le P.d.c est négligeable (lors de la descente)		67.3	16.00	51.3	$V_0 = 1.4$		-	1R
θ	0.307	3.807	45.60			45.60	12.55	33.05	1.24	1.32	1.24	2P
2 θ	0.252	4.059	41.69			41.69	7.06	34.63	0.93	1.085	0.93	4P
3 θ	0.184	4.243	39.18			39.18	3.45	35.73	0.65	0.79	0.65	6P
4 θ	0.121	4.364	37.66			37.66	1.27	36.39	0.395	0.522	0.395	8P
5 θ	0.063	4.427	36.92			36.92	0.18	36.74	0.15	0.272	0.15	10P
6 θ	0.008	4.435	36.82			36.82	0.05	36.77	-0.08	0.055	-0.08	12P
7 θ	-0.044	4.391	37.34	-4.22	1.99	39.33	0.73	40.06	-0.3	-0.19	-0.3	14P
8 θ	-0.087	4.304	38.40	-6.32	4.48	42.86	1.65	44.53	-0.45	-0.375	-0.45	16P
9 θ	-0.114	4.190	39.97	-7.52	6.34	46.21	2.33	48.54	-0.535	-0.492	-0.535	18P
10 θ	-0.128	4.062	41.64	-7.94	7.06	48.7	2.60	51.30	-0.565	-0.550	-0.565	20P
11 θ	-0.129	3.933	43.57	-7.73	6.69	50.26	2.46	52.72	-0.55	-0.557	-0.55	22P
12 θ	-0.124	3.809	45.56	-7.24	5.87	51.43	2.16	53.59	-0.515	-0.532	-0.515	24P
13 θ	-0.114	3.685	47.55	-6.61	4.99	52.44	1.80	54.24	-0.47	-0.492	-0.47	26P
14 θ	-0.102	3.593	49.45	-5.76	3.72	53.17	1.37	54.54	-0.41	-0.44	-0.41	28P
15 θ	-0.089	3.509	51.19	-4.92	2.71	53.90	1.00	54.9	-0.35	-0.380	-0.35	30P
16 θ	-0.073	3.432	52.73	-3.93	1.73	54.46	0.64	55.10	-0.28	-0.315	-0.28	32P
17 θ	-0.057	3.375	53.91	-2.95	0.97	54.95	0.35	55.30	-0.21	-0.245	-0.21	34P
18 θ	-0.04	3.335	54.85	-1.89	0.40	55.29	0.14	55.43	-0.135	-0.172	-0.135	36P
19 θ	-0.02	3.313	55.35	-0.94	0.08	55.47	0.03	55.5	-0.06	-0.097	-0.06	38P

(SP2 - RZC) (ARRÊT BRUSQUE)



ECHELLES

$V \rightarrow 1 \text{ cm} \Rightarrow 5 \text{ m}$

$H \rightarrow 1 \text{ cm} \Rightarrow 0.1 \text{ m/s}$

EPURE DU COUP DE BELIER

Les calculs nous donnent :

- Pendant la phase de dépression, le volume d'air de $3,5 \text{ m}^3$ au départ ; passe à 4.435 m^3 à la fin de la dépression, la pression dans la conduite tombe à 38.05 m ; soit une dépression de : $51,3 - 33.05 = 18.25 \text{ m}$. d'eau .

- Pendant la phase de surpression , le volume de l'air passe à $3,313 \text{ m}^3$ à la fin de la surpression , et la pression dans la conduite monte à $55,5 \text{ m}$ soit une surpression de : $55,5 - 51,3 = 4.2 \text{ m}$ d'eau .

Arrêt brusque du groupe : station de pompage n°2 à la zone industrielle . (SP2 ÷ R Z I)

Données de calcul

$$Q_0 = 126.07 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\phi = 200 \text{ mm}$$

$$L = 2290 \text{ m}$$

$$V_0 = 1.11 \text{ m/s}$$

$$H_g = H_0 = 84.3 \text{ m}$$

$$S = 0.0314 \text{ m}^2$$

$$S_c = \text{P.d.c en écoulement permanent} : S_{c0} = 20.45 \text{ m}$$

$e = 5 \text{ mm}$ épaisseur de la paroi de la conduite

$$a = 1226 \text{ m/s}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$b = \frac{a v_0}{g} = 137.47 \text{ m}; \quad \theta = \frac{2L}{a} = 3.73 \text{ sec} .$$

$$\Delta U = S \cdot V_m \quad \theta = 0.117 \cdot V_m$$

$$\left. \begin{array}{l} d = 60 \text{ mm} \\ Dt = 150 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow m \quad \frac{(d)^2}{(Dt)^2} = 0.16 \Rightarrow c = 2.20$$

(Planche XXX DUPONT Tome II)

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{\phi^2}{d^2} \Rightarrow V_2 = 11.11 V_f ; \quad S_c = c V_f^2 \div 16.597 V_f^2$$

$$\Delta h_2 = S_r = \frac{c V_2^2}{2g} = B \frac{V_2^2}{V_f^2} = 0.112 \frac{V_2^2}{V_f^2} ; \quad B = \frac{c}{2g} = 0.112$$

$$\delta_c = \alpha v^2 = \text{P.d.c dans la conduite}$$

$$\alpha = \frac{1.15 L x f}{2g Dc}$$

$$v > 0 \Rightarrow \delta_r = 0 ; \quad v < 0 \Rightarrow \delta_r = B \frac{v^2}{2}$$

Le calcul de la pente de la droite $\frac{a}{gs}$ est

Echelle des pressions 1 cm 10 m

Echelle des vitesses 1 cm 0.2 m/S

$$b = 13.747 \text{ cm}$$

$$v = 5.5 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{b}{Q} \Leftrightarrow \frac{b}{V_0}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{13.747}{5.5} = 2.499 \Rightarrow \alpha = 68^\circ 11' 39''$$

Pression dans le réservoir

$$Z = \frac{(H_0 + 10)U_0^{1-4}}{U^{1-4}}$$

$$Z = \frac{(84.3 + 10) 0.5^{1-4}}{U^{1-4}}$$

$$Z = 35.733 U^{-1-4}$$

Les calculs nous donnent :

Pendant la phase de depression , le volume d'air de 0,5 m³ au départ passe à 0,676 m³ à la fin de la depression , la pression dans la conduite devient 59.75 m soit une depression de : 94.3 - 59.75 = 34.55 m

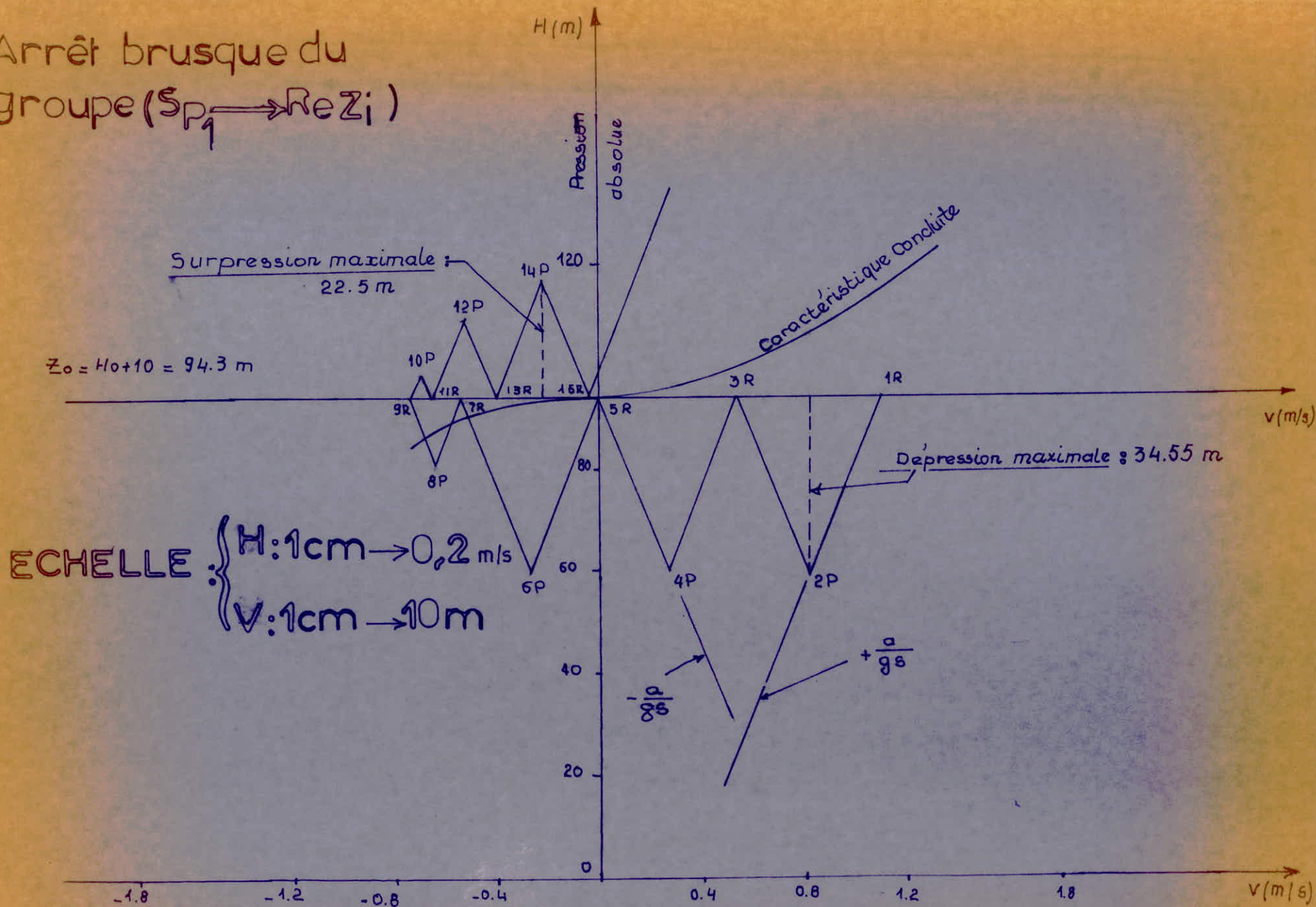
Pendant la phase de surpression le volume d'air passe à 0.433 m³ à la fin de la surpression; et la pression dans la conduite monte à 116.8 m

Soit une surpression de : 116.8 - 94.3 = 22.5 m

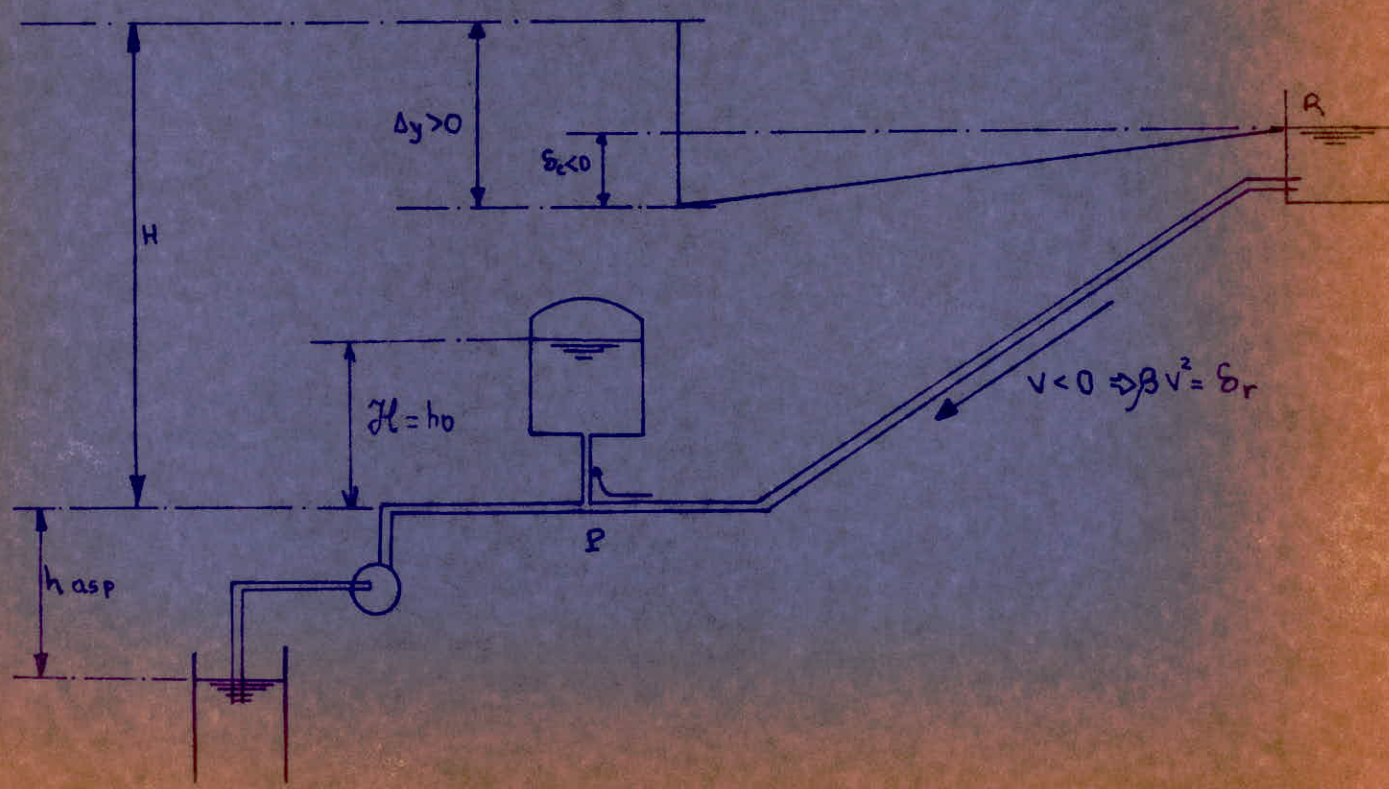
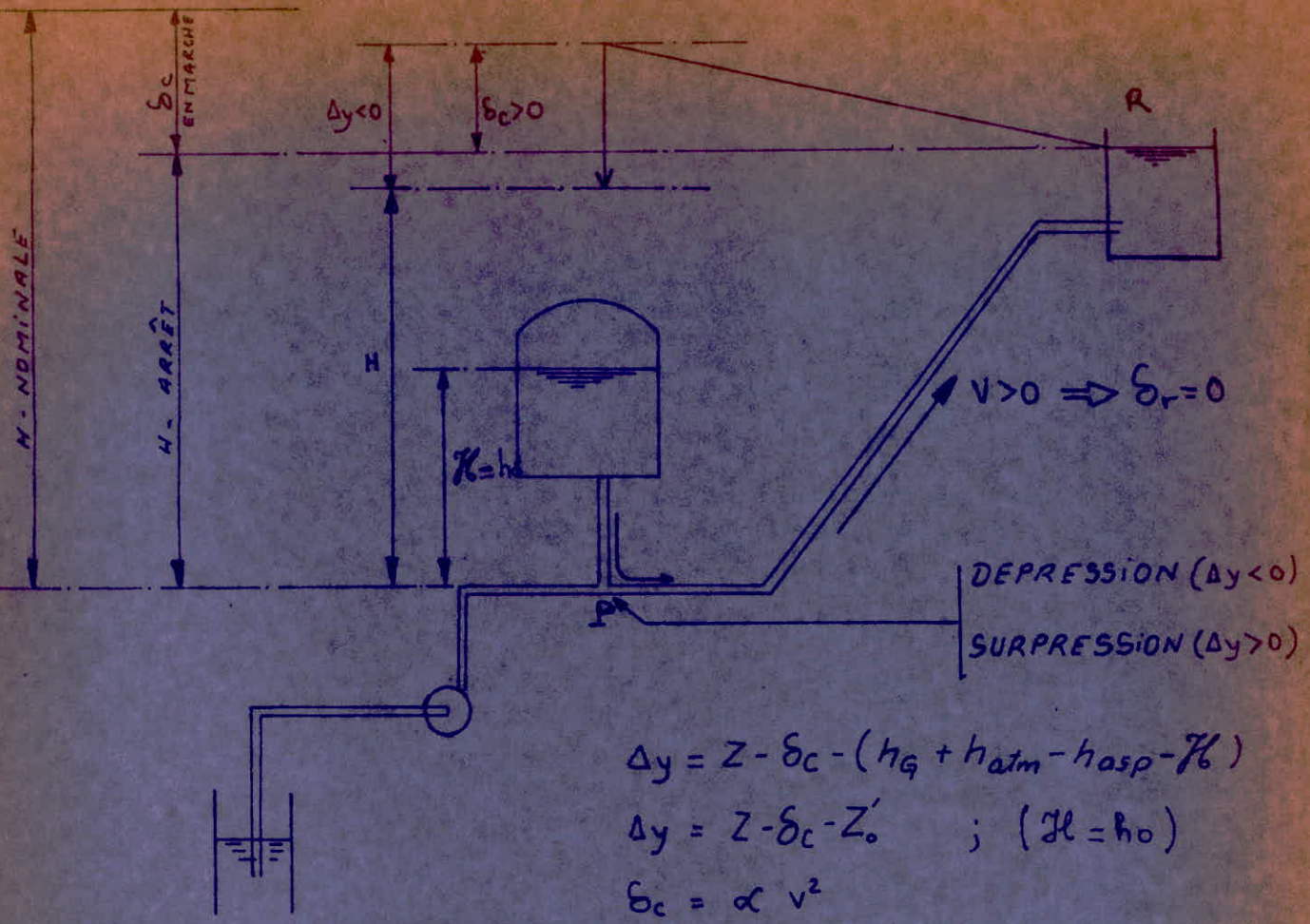
Coup de bélier - arrêt brusque ($S_{P2} = Rezi$)

sec	Intervalles de temps θ	Variation du Volume d'air $\Delta U = s \cdot V_m \cdot \theta$ $= 0.117 \cdot V_m$	Volume d'air $U = U_0 \pm \Delta U$	Pression dans le réservoir d'air $Z = 35.733 U^{-1.4}$	Vitesse dans le diaphragme Montée: $V_1 \sim 0$ Descente: $V_2 = 11.4 V_f$	P.d.c dans le clapet $\Delta h_1 \sim 0$: montée Descente: $\Delta h_2 = 0.112 V_2^2$	Pression dans la conduite y compris les P.d.c Montée: $Z - \Delta h_1$ Descente: $Z + \Delta h_2$	Pertes de charge dues au refoulement δ	Pression dans la conduite sans P.d.c Montée: $Z - \delta$ Descente: $Z + \delta$	Vitesse Lue sur le graphe V_f	Vitesse moyenne $\frac{V_0 + V_f}{2} = V_m$	Vitesse finale choisie V_f	Point de désignation
0	—	$U_0 = 0.5$	114.75				114.75	20.45	94.3	$V_0 = 1.11$			1R
0	0.113	0.613	70.89		$\Delta h \sim 0$	Le battant du clapet est ouvert les P.d.c sont négligeables	70.89	11.14	59.75	0.82	0.965	0.82	2P
20	0.063	0.676	61.82				61.82	1.20	60.62	0.27	0.545	0.27	4P
30	0	0.676	61.82				61.82	1.20	60.62	-0.27	0	-0.27	6P
40	-0.053	0.623	69.30				74.96	6.78	81.74	-0.64	-0.455	-0.64	8P
50	-0.077	0.546	83.37				89.94	7.89	97.3	-0.69	-0.655	-0.69	10P
60	-0.070	0.476	101.02				104.74	4.48	109.22	-0.52	-0.605	-0.52	12P
70	-0.043	0.433	115.34				116.00	0.8	116.8	-0.22	-0.37	-0.22	14P

Arrêt brusque du groupe ($S_{p1} \rightarrow ReZi$)



Épure de BERGERON pour le coup de Belier



METHODE ANALYTIQUE:

Le calcul est effectué à l'aide d'un programme (sur TI 59) basé sur la méthode graphique de BERGERON établit par monsieur Le Dr. G. LAPRAY.

AS	TOUCHES	Fonction									
000	76	2nd Lbl	039	55	÷	078	43	RCL	117	01	1
001	11	A	040	43	RCL	079	39	39	118	09	9
002	43	RCL	041	01	01	080	95	=	119	99	.
003	09	09	042	65	÷	081	42	STO	120	06	6
004	75	-	043	43	RCL	082	17	17	121	55	÷
005	43	RCL	044	02	02	083	42	STO	122	43	RCL
006	10	10	045	95	=	084	18	18	123	04	04
007	75	-	046	34	√x	085	09	9	124	95	=
008	43	RCL	047	42	STO	086	93	.	125	42	STO
009	11	11	048	33	33	087	08	8	126	37	37
010	95	=	049	35	1/x	088	55	+	127	65	X
011	42	STO	050	65	X	089	43	RCL	128	43	RCL
012	14	14	051	02	2	090	33	33	129	17	17
013	65	X	052	65	X	091	95	=	130	55	x ²
014	43	RCL	053	43	RCL	092	42	STO	131	85	+
015	12	12	054	08	08	093	36	36	132	43	RCL
016	45	y ^x	055	95	=	094	43	RCL	133	14	14
017	01	1	056	42	STO	095	03	03	134	95	=
018	93	.	057	32	32	096	55	÷	135	42	STO
019	04	4	058	42	STO	097	43	RCL	136	15	15
020	35	=	059	34	34	098	04	04	137	35	1/x
021	42	STO	060	65	X	099	95	=	138	65	X
022	35	35	061	53	(100	28	Ln x	139	43	RCL
023	43	RCL	062	89	2nd π	101	65	X	140	35	35
024	00	00	063	65	X	102	93	.	141	95	=
025	55	÷	064	43	RCL	103	09	8	142	23	INV
026	01	1	065	04	04	104	06	6	143	45	y ^x
027	00	0	066	33	x ²	105	75	-	144	01	1
028	00	0	067	55	÷	106	01	1	145	93	.
029	00	0	068	04	4	107	95	.	146	04	4
030	55	÷	069	54)	108	01	1	147	95	=
031	53	(070	42	STO	109	04	4	148	42	STO
032	01	1	071	39	39	110	95	=	149	19	19
033	85	+	072	95	=	111	35	1/x	150	42	STO
034	43	RCL	073	42	STO	112	33	x ²	151	16	16
035	00	00	074	40	40	113	65	X	152	43	RCL
036	65	X	075	43	RCL	114	43	RCL	153	05	05
037	43	RCL	076	13	13	115	08	08	154	35	1/x
038	04	04	077	55	÷	116	55	÷	155	55	÷

Pos
↓
TOUCHE
↓
FUNCTION

156	43	RCL	199	68	2nd NOP	242	94	+/-	275	69	2nd OP
157	06	06	200	00	0	243	65	X	280	43	RCL
158	33	x ²	201	42	STO	244	43	RCL	287	23	23
159	75	-	202	20	20	245	35	35	288	42	STO
160	43	RCL	203	76	2nd Lbl	246	95	=	289	17	17
161	07	07	204	95	=	247	42	STO	290	65	X
162	35	1/2	205	43	RCL	248	27	27	291	43	RCL
163	33	x ²	206	22	22	249	75	-	292	39	39
164	95	=	207	65	X	250	43	RCL	293	95	=
165	33	x ²	208	50	2nd x	251	21	21	294	42	STO
166	55	÷	209	65	X	252	85	+	295	41	41
167	01	1	210	43	RCL	253	43	RCL	296	43	RCL
168	09	9	211	37	37	254	20	20	297	23	23
169	93	.	212	95	=	255	75	-	298	85	+
170	06	6	213	42	STO	256	43	RCL	299	43	RCL
171	65	X	214	21	21	257	14	14	300	29	29
172	43	RCL	215	43	RCL	258	95	=	301	95	=
173	04	04	216	22	22	259	42	STO	302	42	STO
174	65	X	217	85	+	260	30	30	303	18	18
175	04	4	218	43	RCL	261	65	X	304	43	RCL
176	95	=	219	17	17	262	43	RCL	305	26	26
177	42	STO	220	95	=	263	36	36	306	42	STO
178	38	38	221	55	÷	264	95	=	307	49	19
179	00	0	222	02	2	265	42	STO	308	43	RCL
180	42	STO	223	95	=	266	29	29	309	27	27
181	31	31	224	42	STO	267	85	+	310	85	+
182	91	R/S	225	24	24	268	43	RCL	311	43	RCL
183	76	2nd Lbl	226	65	X	269	18	18	312	20	20
184	12	B	227	43	RCL	270	95	=	313	85	+
185	42	STO	228	40	40	271	42	STO	314	43	RCL
186	22	22	229	95	=	272	23	23	315	10	10
187	77	2nd x>t	230	42	STO	273	75	-	316	95	=
188	68	2nd NOP	231	25	25	274	43	RCL	317	42	STO
189	33	x ²	232	85	+	275	22	22	318	28	28
190	65	X	233	43	RCL	276	95	=	319	01	1
191	43	RCL	234	19	19	277	50	2nd x	320	44	SUM
192	38	38	235	95	=	278	22	INV	321	31	31
193	95	=	236	42	STO	279	77	2nd x>t	322	43	RCL
194	42	STO	237	26	26	280	69	2nd OP	323	34	34
195	20	20	238	45	y ^x	281	43	RCL	324	44	SUM
196	61	GTO	239	01	1	282	23	23	325	32	32
197	95	=	240	93	.	283	12	B	326	43	RCL
198	76	2nd Lbl	241	04	4	284	76	2nd Lbl	327	31	31
									328	91	R/S

Notations utilisées

- Hg = hauteur géométrique d'élevation .
 Hatm = Pression atmosphérique
 $\mathcal{H}(h_0)$ = hauteur du plan d'eau dans le réservoir d'air par rapport au point P à l'arrêt .
 S_c = P.d.c dans la conduite
 S_r = P.d.c au passage d'eau par l'organe d'étranglement
 Z = Pression absolue (en m d'eau) de l'air dans le réservoir.
 U = Volume d'air dans le réservoir
 ΔU = Variation du volume d'air
 Q_{2i-p} = Débit dans la conduite quand l'onde arrive en P au temps $t_i = i \text{ tr} = i \theta$
 A_c = Section de la conduite de refoulement
 H = Pression absolue dans la conduite au P .

EXECUTION du Programme :

1) - STOCKER :

0.000001 x \geq t	d \longrightarrow STO	06
K \longrightarrow STO	Dt \longrightarrow "	07
E \longrightarrow "	L \longrightarrow "	08
e \longrightarrow "	hg+hatm \longrightarrow "	09
\mathcal{E} \longrightarrow "	$\mathcal{H}(h_0)$ \longrightarrow "	10
Dc \longrightarrow "	hasp \longrightarrow "	11
m \longrightarrow "	U'o \longrightarrow "	12
	Qo \longrightarrow "	13

2) APPUYER sur A : 0 à l'affichage

RCL 14 : Z' Pression dans le réservoir d'arrêt à l'arrêt (m)

RCL 15 : Z_0 Pression dans le reservoir pompe en fonctionnement (m)

RCL 16 : U_0 volume d'air du reservoir, en marche (m^3)

RCL 33 : a : Celerité (m/s)

RCL 34 : tr : temps d'aller et retour de l'onde (secondes)

RCL 35 : $Z'_0 U'_0$ $^{1.4}$ constante de calcul .

RCL 17 : V_0 vitesse initiale (m/s)

3) Afficher une valeur hypothetique de V_{2ip} .

Appuyer sur B : affichage de N_i

RCL 18: $V_{(2i+1)}^R$; RCL 20 : S_r ; RCL 21 : S_c ;

RCL 23 : V_{2ip} ; RCL 24 : V_{mi} ; RCL 25 : ΔU_i ; RCL 26 : U_i ;

RCL 27 : Z_i ; RCL 28 : H_i ; RCL 29 : ΔV_i ; RCL 30: Δy_i ;

RCL 31 : N_i ; RCL 32 : t_i ; RCL 41 : Q_{2ip} .

Recommencer le processus n° 3 pour le calcul au pas suivant pour recommencer les calculs depuis l'arrêt de la pompe , il faut appuyer sur A .

4-Dimensionnement des réservoirs d'air et équipement

Pour déterminer les dimensions du réservoir d'air; on a tenu compte du comportement de ce dernier ; seulement en cas d'arrêt brusque, et comme on a négligé dans nos calculs la hauteur d'eau h_0 ; séparant la surface libre de l'eau dans le reservoir d'air de l'axe de la conduite de refoulement on doit dimensionner nos réservoir comme suit :

Considérant le tronçon de SP1 ÷ SP2 :

- Pendant la phase de dépression; le volume d'air de $4 m^3$ au départ ; passe à $5.540 m^3$ à la fin de la dépression .

Pendant la phase de surpression, le volume d'air passe à $3,568 m^3$

à la fin de la surpression .

On aura : la section de la conduite de refoulement

$$S = 0,1964 \text{ m}^2 \quad ; \quad \theta = 5,71 \text{ sec} .$$

Nous avons ; tous les éléments pour dimensionner la cuve anti-bélier : Nous prendrons une cuve cylindrique équipée de deux fonds bombés ; ces fonds étant établis selon les prescriptions de la norme E - 81 - 103 et nous choisirons un diamètre intérieur de 1,80 m pour la cuve (\varnothing extérieur 1,82 m) .

La capacité sera prise égale à 6,5 m³ compte tenue du fait que la hauteur h₀ a été négligée dans le calcul et pour conserver toujours une quantité d'eau dans la cloche; lors de la dépression maximale .

donc on aura : Pour SP1 - SP2

Diamètre intérieur 1,80 m.

" extérieur 1,82 m .

hauteur des fonds des calottes 0,45 m .

- Volumes des deux calottes :

$$V_C = 2 \times \frac{1}{2} \times \frac{4}{3} \pi \times (0,9)^2 \times 0,45 = 1,526 \text{ m}^3$$

- Volume de la partie cylindrique

$$V_{cy} = 6,5 - 1,526 \text{ m}^3 = 4,974 \text{ m}^3$$

Section cylindrique de la cuve :

$$S = \frac{(1,8)^2 \times \pi}{4} = 2,543 \text{ m}^2$$

hauteur de la partie cylindrique :

$$h = \frac{4,974}{2,543} = 1,956 \text{ m} .$$

hauteur totale de la cuve :

$$H = 1,956 + 2 \times 0,45 = 2,406 \text{ m} .$$

- hauteur occupée par l'air en régime normale d'exploitation

Volume d'air $4,0 \text{ m}^3$

Volume de la calotte $0,763 \text{ m}^3$

reste pour poutre cylindrique $3,237 \text{ m}^3$

ce qui correspond à une hauteur de :

$$h_{cy} = \frac{3,237 \text{ m}^3}{2,543 \text{ m}^2} = 1,273 \text{ m} .$$

donc le niveau normal dans la cuve se trouve à :

$$0,45 + 1,273 = 1,723 \text{ m du sommet de la cuve}$$

variations maximales du niveau ci - dessus trouvé :

Pendant la phase de dépression , le volume de l'air augmente de $5,54 - 4 = 1,54 \text{ m}^3$ par rapport au niveau normal; le niveau de l'eau va s'élever de :

$$\frac{1,54}{2,543} = 0,605 \text{ m}$$

Pendant la phase de la surpression ; le volume d'air diminue de

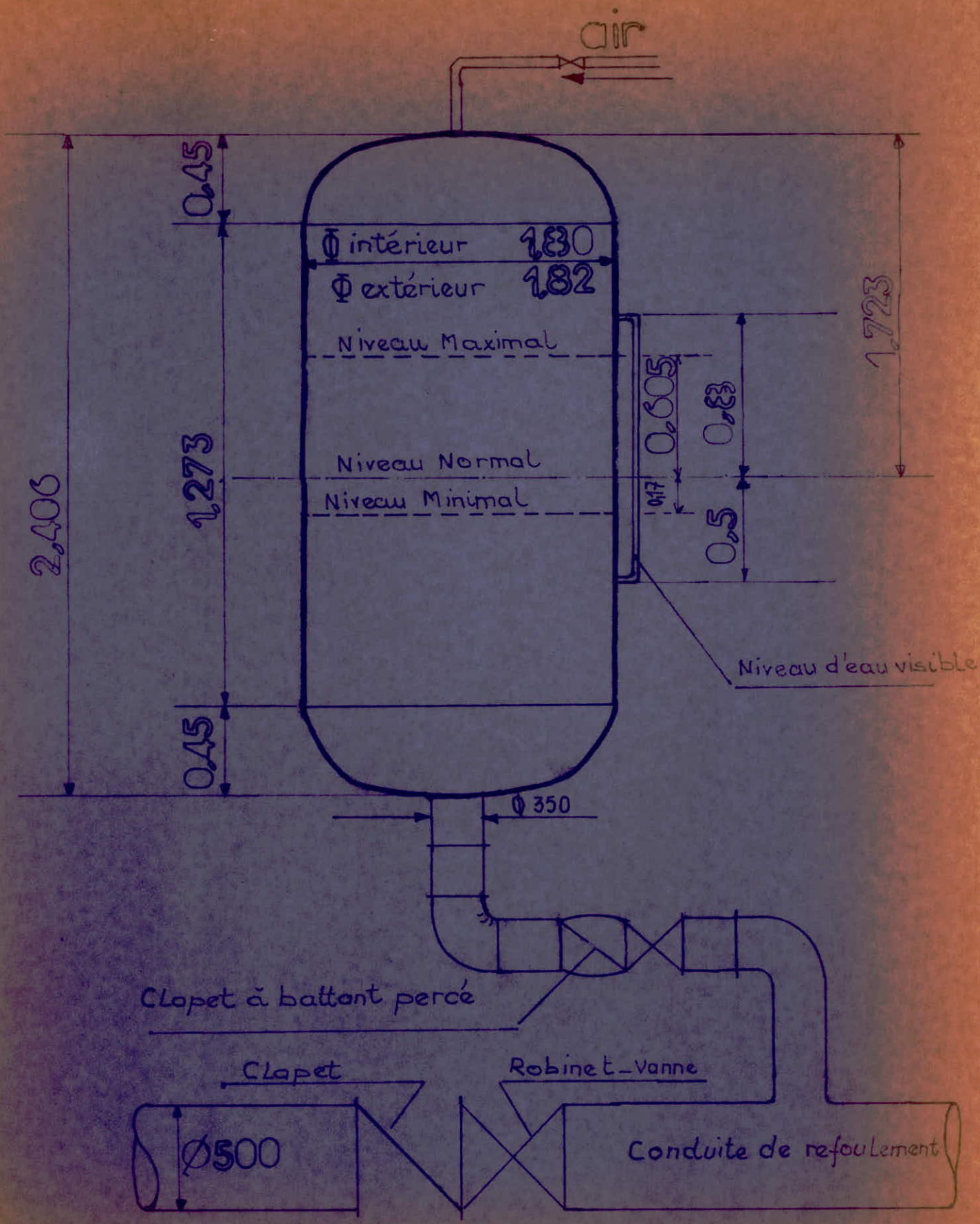
$4 - 3,568 = 0,432 \text{ m}^3$; par rapport au niveau normal , le niveau de l'eau va s'abaisser de :

$$\frac{0,432}{2,543} = 0,17 \text{ m}$$

Donc les dimensions choisies pour le réservoir d'air sont convenables :

On préconise donc des réservoirs avec les équipements suivants :

- une vanne d'isolement pour les interventions
- un clapet anti-retour
- un niveau d'eau visible
- un manomètre à la partie supérieure .



RESERVOIR D'AIR SP₁ - SP₂

Dimensionnement du réservoir d'air de la conduite SP1-Zone industrielle(réservoir):

- Pendant la phase de dépression, le volume d'air de $0,5 \text{ m}^3$ au départ passe à $0,676 \text{ m}^3$ à la fin de la dépression .

- Pendant la phase de surpression le volume d'air passe à $0,433 \text{ m}^3$ à la fin de la surpression .

Section de la conduite de refoulement $S = 0,0314 \text{ m}^2$

$\theta = 3,73$ secondes .

Nous prendrons une cuve cylindrique équipée de deux fonds bombés : hauteur de la calotte $0,25 \text{ m}$

Nous choisirons un diamètre intérieur de $\phi_{\text{int}} = 1,00 \text{ m}$.
pour la cuve ($\phi_{\text{ext}} = 1,02 \text{ m}$)

La capacité de la cloche sera prise égale à $1,00 \text{ m}^3$ puisque le volume maximale de l'air atteint est de $0,676 \text{ m}^3$.

Ce choix a été fixé, eu égard du fait qu'il reste une certaine quantité d'eau dans la cloche lors de la dépression maximale

- Volume des deux calottes .

$$VC = 2X \frac{1}{2} X \frac{4}{3} \pi X (0,5)^2 X 0,25 = 0,261 \text{ m}^3$$

$$VC = 0,261 \text{ m}^3$$

- Volume de la partie cylindrique

$$V_{\text{cy}} = 1,0 - 0,261 = 0,739 \text{ m}^3$$

- Section de la cuve : $S = \frac{\pi x (1,00)^2}{4} = 0,785 \text{ m}^2$

- Hauteur de la partie cylindrique :

$$h_{\text{cy}} = \frac{0,739 \text{ m}^3}{0,785 \text{ m}^2} = 0,941 \text{ m}$$

-H' auteur totale de la cuve :

$$H = 0,941 + 2 \times 0,25 = 1,441 \text{ m}$$

- Hauteur occupée par l'air en régime normal d'exploitation

- Volume d'air $0,5 \text{ m}^3$

- Volume de la calotte $0,1305 \text{ m}^3$

- Il reste pour partie cylindrique $0,3695 \text{ m}^3$

Ce qui correspond à une hauteur de :

$$h_{\text{norm}} = \frac{0,3695}{0,785} = 0,47 \text{ m}$$

Le niveau normal dans la cuve sera :

$$0,47 + 0,25 = 0,72 \text{ m du sommet et de l'appareil}$$

- Variations maximales du niveau d'eau :

- Lors de la dépression maximale (arrêt brusque)

Le volume d'air passe de $0,5 \text{ m}^3$ à $0,676 \text{ m}^3$, soit une augmentation de $0,676 - 0,5 = 0,176 \text{ m}^3$

$$\text{Le niveau de l'eau dans la cuve s'abaisse de : } \frac{0,176}{0,785} = 0,224 \text{ m}$$

par rapport au niveau normal .

Pendant la phase de surpression le volume d'air passe à $0,433 \text{ m}^3$ soit une diminution de $0,5 - 0,433 = 0,067 \text{ m}^3$ le niveau d'eau s'élève à $\frac{0,067}{0,785} = 0,085 \text{ m}$ par rapport au niveau normal: donc

le dimensionnement convient bien pour la conduite .

Dimensionnement du réservoir d'air de la conduite de refoulement du tronçon : Station de Pompage n°2 - Réservoir Zone B .

- Pendant la phase de dépression le volume d'air de $1,5 \text{ m}^3$ passe à $1,946 \text{ m}^3$ à la fin de la dépression .

- Pendant la phase de surpression le volume d'air passe à $1,355\text{m}^3$ à la fin de la surpression .

$S = 0,049\text{ m}^2$; section de la conduite de refoulement

Nous avons opté pour des cuves cylindrique équipées de fonds bombés .

Nous avons choisi un diamètre intérieur de $1,5\text{ m}$ pour la cuve (ϕ extérieur = $1,52\text{ m}$) .

-- Hauteur de la calotte $0,375\text{ m}$.

La capacité de la cloche est prise égale à 3 m^3 car le volume maximal de l'air atteint (arrêt brusque) est de $1,946\text{ m}^3$.

Pour maintenir toujours une quantité d'eau dans la cloche et éviter ainsi la pénétration de l'air dans la conduite de refoulement; une pénétration qui peut engendrer l'apparition d'une cavitation pendant le refoulement.

- Volume des deux calottes :

$$VC = 2 \times \frac{1}{2} \times \frac{4}{3} \pi \times (0,75)^2 \times 0,375 = 0,883\text{ m}^3$$

- Volume de la partie cylindrique :

$$V_{cy} = 3 - 0,833 = 2,167\text{ m}^3$$

- Section de la cuve :

$$S_{cuve} = \frac{\pi}{4} \times (1,5)^2 = 1,766\text{ m}^2$$

-- Hauteur de la partie cylindrique :

$$h_{cy} = \frac{2,167}{1,766} = 1,227\text{ m} .$$

-- Hauteur totale de la cuve :

$$H = 1,227 + 2 \times 0,375 = 1,977\text{ m} .$$

- Hauteur occupée par l'air en régime normale d'exploitation

- Volume d'air 1,5 m³
- Volume de la calotte 0,4415 m³
- Reste pour partie cylindrique 1,0585 m³

Ce qui correspond à une hauteur de :

$$h_{cy_{R.N}} = \frac{1,0585}{1,766} = 0,6 \text{ m hauteur de l'air}$$

- Le niveau normal dans la cuve sera :

$$0,6 + 0,375 = 0,975 \text{ m à partir du sommet de l'appareil}$$

- Variations maximales du niveau d'eau dans la cuve :

- Dépression maximale : volume d'air passe 1,5 m³ à 1,946 m³ soit une augmentation de 1,946-1,5 = 0,446 m³ le niveau d'eau baisse

$$\text{de } h = \frac{0,446}{1,766} = 0,252 \text{ m .}$$

- Surpression maximale: volume passe de 1,5 à 1,355 m³ soit une diminution de 1,5 - 1,355 = 0,145 m³ qui correspond à une élévation du niveau d'eau de

$$\frac{0,145}{1,766} = 0,082 \text{ m .}$$

Donc le dimensionnement est convenable pour la protection de la conduite .

Dimensionnement du réservoir d'air de la conduite de refoulement du tronçon : Station de pompage n°2 - Réservoir Zone C

- Phase de dépression maximale : le volume d'air passe à 3,313 m³ à la fin de la surpression .

La cloche constituant l'anti- belier sera cylindrique munie de deux fonds bombés ou calottes .

Le diamètre intérieur de la cuve sera égal à Dint = 1,80 m
(ϕ extérieur = 1,82 m)

- Hauteur de la calotte 0,45 m .

- Volume des deux calottes : $VC = 2x \frac{1}{2} x \frac{4}{3} x \pi x (0,9)^2 x 0,45 =$

$$VC = 1,526 \text{ m}^3 .$$

- Volume de la partie cylindrique :

On a choisi une cuve d'un volume de $5,5 \text{ m}^3$ donc :

$$V_{cy} = 5,5 - 1,526 = 3,974 \text{ m}^3$$

-Section de la cuve : $S_{cuve} = \frac{\pi}{4} x (1,8)^2 = 2,543 \text{ m}^2$

- Hauteur cylindrique : $h_{cy} = \frac{3,974}{2,543} = 1,562 \text{ m} .$

- Hauteur totale sera de :

$$1,562 \text{ m} + 2 x 0,45 = 2,462 \text{ m} .$$

- Hauteur occupée par l'air en régime normal d'exploitation

Volume d'air $3,5 \text{ m}^3$

Volume d'une calotte $0,763 \text{ m}^3$

Reste pour partie cylindrique $2,737 \text{ m}^3$

Ce qui correspond à une hauteur de :

$$h_{r.N} = \frac{2,737}{2,543} = 1,07 \text{ m d'air}$$

- Le niveau normal dans la cuve:

$$1,07 + 0,45 = 1,52 \text{ m à partir du sommet de l'appareil.}$$

-Variations maximales du niveau d'eau dans la cuve:

÷ Dépression maximale; le volume d'air passe de $3,5$ à $4,435 \text{ m}^3$; soit

une augmentation de $4,435 - 3,5 = 0,935 \text{ m}^3$ l'eau baisse par

rapport à N.N : de : $h = \frac{0,935}{2,543} = 0,367 \text{ m} .$

÷ Surpression maximale : le volume d'air passe de $3,5$ à $3,313$; soit
une diminution de : $3,5 - 3,313 \text{ m}^3 = 0,187 \text{ m}^3$ l'eau monte dans la

cuve par rapport au niveau normal de la cuve de : $h = \frac{0,187}{2,543} = 0,073\text{m}$

donc le dimensionnement convient bien dans la protection contre le coup de bélier : même pendant le démarrage à vanne grande ouverte .

Réseau de distribution

9-1 : Dimensionnement des conduites reliant les réservoirs de chaque secteur : A; B et C et de la zone industrielle à leurs réseaux respectifs .

Secteur A :

- Données de base : - Longueur du R_A \longrightarrow 14

Longueur L = 264 m

Rugosité $\mathcal{E} = 0,4\text{mm} = 4 \cdot 10^{-4} \text{ m}$

Débit à transiter par la conduite de distribution

$$Q_A = 124,65 \text{ l/s} = 0,12465 \text{ m}^3/\text{s}$$

On propose une vitesse de $V = 1,0\text{m/s}$; d'où d'après la formule donnant l'équation de continuité :

$$Q = V \cdot A \implies A = \frac{Q}{V} \implies D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi V}} = 0,398 \text{ m}$$

On a : Q = Débit en m³/S

V = Vitesse en m/S

A = section de la conduite en m²

Le diamètre ainsi calculé ne figure pas dans la gamme des diamètres normalisées ; nous prenons donc le diamètre normalisé le plus proche .

D = 400 mm avec V = 0,99 m/S

- Choix de la vitesse d'écoulement .

Afin d'éviter la formation de dépôts dans les conduites et de diminuer les pertes de charges dans le réseau toutes les vitesses ont été choisies entre 0,5 à 1,2 m/s .

D'après la théorie de la longueur fluïdo-Dynamique,
 Pour un profil circulaire plein(abaque 9)
 nous avons $D_o = 1,539$

$$\Lambda = \frac{D}{D_o} = \frac{0,4}{1,539} = 0,26 \text{ m} ; \quad \epsilon = 4 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

Par application de la formule :

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = \Lambda^{2,5} (15,96 - 8,681 \text{ Ln } \frac{\epsilon}{\Lambda}) = 2,488 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 0,12465 \text{ m}^3/\text{s} \quad \longrightarrow \quad J = 0,0025$$

Par la méthode classique ; en utilisant la formule de DARCY-WEISBACH avec :

$$f = (1,14 - 0,86 \text{ Ln } \frac{\epsilon}{D_h})^{-2} = 0,0199$$

$$\text{Nous avons :} \quad J = \frac{f \cdot V^2}{2g D} = 0,00249$$

Les deux méthodes donnent le même résultats .

Par conséquent : la perte de charge $\Delta H = J \cdot L$

$$\Delta H = 0,0025 \times 264 = 0,66 \text{ m} .$$

On utilisera le même procédé de calcul pour les secteurs B et C et la zone - Industrielle .

Les résultats sont représentés dans le tableau récapitulatif suivant :

avec : $D_o = 1,539$.

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

Pour toutes les conduites de distribution :

Réservoir \longrightarrow Point de jonction .

Tableau pour le calcul de la perte de charge du $R_E \rightarrow$ Point de jonction .

	L	Q	Vp	Dp	DN	Vf	\wedge	Q/\sqrt{J}	J	f	ΔH
	(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(m)	(m)	(m/s)	(m)	(m ³ /s)			(m)
A	264	0,12465	1,0	0,398	0,400	0,99	0,26	2,488	$\frac{0,0025}{0,00249}$	0,0199	0,66
B	404	0,10012	0,9	0,376	0,400	0,79	0,26	2,488	$\frac{0,00161}{0,00159}$	0,0199	0,65
C	118	0,16892	1,2	0,423	0,400	1,34	0,26	2,488	$\frac{0,0046}{0,0046}$	0,0199	0,54
Z.I	450	0,1126	1,0	0,378	0,400	0,89	0,26	2,488	$\frac{0,0021}{0,00205}$	0,0199	0,945

Vp = vitesse proposée

Dp = Diamètre proposé

DN = Diamètre normalisé

Vf = vitesse retenue .

Pour les points de jonction de la conduite de distribution avec le réseau :

Secteur A : le point (14)

Secteur B : le point (1)

Secteur C : le point (4)

Zone -Industrielle : le point (1)

- 2 - Détermination des débits aux noeuds(Horizon 2010)

D'après le plan d'urbanisation cité dans le dossier de création la Z.H.U.N comptera une surface de 128 ha .

Le terrain est divisé par les routes (primaires et secondaires) entre trois secteurs A, B et C et ce dans le but de limiter la pression aux alentours de 40 m qui constitue une pression optimale .

Deux facteurs sont caractéristiques pour l'organisation global de la Z.H.U.N .

- 1 - Création d'un nouvel ensemble complet et indépendant .
- 2- Formation de la Z.H.U.N comme une partie de l'agglomération et pour une extension éventuelle de celle-ci .

Dans le plan d'aménagement on a rencontré plusieurs formes d'immeubles d'habitation :

- Immeuble tour R+9
- Immeuble bloc R+4.
- Habitat individuel horizontal (maximum R+2)

La Z.H.U.N constitue avec les équipements existants dans le projet; plusieurs unités de voisinages, de densités différentes.

Le réseau schématique de canalisations a été tracé en fonction des structures d'habitats; tout en suivant le cheminement des routes primaires qui traversent la Z.H.U.N.

Pour la zone-Industrielle on a tenu compte des densités de chaque industrie : nombre d'emplois, genre d'industrie .

Nous avons circonscrit dans le périmètre à urbaniser, un certain nombre de contours fermés, constituant de grandes mailles, à l'intérieur des quelles peuvent être connectées des conduites secondaires considérés comme les conduites d'un réseau ramifié.

Les débits soutirés sont supposés concentrés aux noeuds .

En ce qui concerne le débit de chaque noeud, on délimite la zone à desservir par ce dernier par la méthode des médiatrices .

Ayant la densité, le nombre d'habitant et la consommation spécifique, correspondant à chaque zone, nous déduisons le débit de chaque noeud qui sera multiplié par le coefficient de pointe ($K_p = 2,125$) .

Formule de calcul .

- Consommation spécifique(q) : $q = \frac{QM}{N_M}$ (L/j/hab)

- Densité moyenne (d) : $d = \frac{NM}{SM}$ (hab/ha)

- Consommation par noeud (Q_i) : $Q_i = N_i \cdot q_i$

- Population dans chaque zone du noeud :

$$N_i = S_i \cdot d_i$$

S_M = superficie de la maille en ha .

N_M = Nombre d'habitat dans la maille .(hab)

S_i = surface desservie par le noeud en ha .

d_i = densité dans chaque zone du noeud (hab/ha)

q_i = consommation spécifique dans chaque maille

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux suivants : Pour chaque secteur de la Z.H.U.N.

On fera le même calcul pour la zone-Industrielle.

SECTEUR : A

MAILLE	N_m	S_m	d	Q_m	q
	habts	m ²	hab/HA	m ³ /J	m ³ /J/hab
I	3906	53196	754.26	919.08	0.235
II	2000	62620	319.39	777.4	0.389
III	3480	46786	743.81	802.7	0.230
IV	4894	68242	717.15	1129.64	0.231
V	3713	100546	369.28	870.09	0.234
VI	2357	88546	266.20	571.32	0.242
	20 550	419930	434.60	5070.23	0.249

SECTEUR : B

I	3030	74 000	409.46	863.31	0.285
II	5325	137 400	385.37	1730.16	0.325
III	3184	150 300	205.55	923.78	0.290
IV	906	96900	93.5	226.37	0.250
V	1048	104 000	100.77	324.86	0.310
	13 493	562 600	239.83	4068.48	0.301

SECTEUR : C

I	10640	123 620	860.7	2744.9	0.258
II	10 638	124 920	851.7	2890	0.272
III	5320	80 318	1057.3	1236	0.232
	26598	328 858	819.75	6870.9	0.259

SECTEUR: A

NOEUD	MAILLE	S_D	d	N_D	q	Q_D	K_p	DEBIT
		(m^2)	(hab/HA)	(habts)	($m^3/J/hab$)	(m^3/J)		(L/s)
1	I	18780	718.317	1349	0.235	317.015	2.125	7.80
2	I	14948	718.490	1074	0.235	252.390	"	6.21
3	I	6084	718.277	437	0.235	102.695	"	6.00
	II	13636	265.473	362	0.389	140.818	"	
4	I	6998	718.776	503	0.235	118.205	"	4.81
	II	7492	265.616	199	0.389	77.411	"	
5	I	2350	719.149	169	0.235	39.715	"	9.00
	II	27442	265.286	728	0.389	283.192	"	
	III	2468	749.594	185	0.230	42.55	"	
6	I	5204	716.756	373	0.235	87.655	"	4.80
	II	6220	749.196	466	0.230	107.18	"	
7	III	10980	748.634	822	0.230	189.06	"	5.06
	IV	940	765.957	72	0.231	16.632	"	
8	V	15372	265.417	408	0.389	158.712	"	23.26
	VI	26800	748.880	2007	0.230	461.61	"	
	VII	18134	776.442	1408	0.231	325.248	"	
9	VIII	11430	264.217	302	0.389	117.478	"	7.40
	IX	10262	773.728	794	0.231	183.414	"	
10	X	12500	780.00	875	0.231	225.225	"	7.04
	XI	7654	339.691	260	0.234	60.84	"	
11	XII	11892	776.932	924	0.231	213.444	"	6.11
	XIII	2084	340.690	71	0.234	16.614	"	
	XIV	2316	329.152	76	0.242	18.392	"	
12	XV	9280	778.017	722	0.231	166.782	"	5.80
	XVI	8580	328.671	282	0.242	68.244	"	
13	XVII	15780	340.304	537	0.234	125.658	"	9.26
	XVIII	31460	329.307	1036	0.242	250.712	"	
14	XIX	47140	340.263	1604	0.234	375.336	"	9.23
15	XX	36460	340.373	1241	0.234	290.394	"	7.14
16	XXI	29240	329.343	963	0.242	233.046	"	5.73

SECTEUR : B

N ^o cad	Maille	S _D	d	N _D	q	Q _D	K _p	DEBIT SOUTIEN
		(m ²)	(hab/HA)	(hab/ha)	(m ³ /s/ha)	(m ³ /s)		(L/s)
1	I	10700	93.45	100	0.250	24.99	2.125	1.42
	II	14000	80.71	113	0.290	32.83	"	
2	I	6300	342.85	216	0.285	61.56	"	12.54
	II	19000	397.89	756	0.325	245.67	"	
	III	28000	249.64	699	0.290	202.72	"	
3	I	9500	604.21	574	0.285	163.59	"	4.01
4	I	13000	486.92	633	0.285	180.40	"	4.43
5	I	20700	271.01	561	0.285	159.88	"	3.93
6	I	12500	292.8	366	0.285	104.24	"	9.41
	II	25500	336.07	857	0.325	278.53	"	
7	I	12200	566.66	680	0.285	193.80	"	10.37
	II	12500	561.60	702	0.325	228.00	"	
8	II	25500	234.90	599	0.325	194.65	"	4.80
9	II	35500	470.42	1670	0.325	542.83	"	13.38
10	II	19400	381.95	741	0.325	240.76	"	12.8
	III	20200	476.23	962	0.290	279.24	"	
11	III	24900	343.37	855	0.290	248.5	"	6.10
12	III	19700	151.77	299	0.290	86.92	"	2.12
13	III	25000	40.4	101	0.290	29.4	"	2.04
	IV	15000	146.33	173	0.310	54.00	"	
14	IV	47000	103.19	485	0.310	150.4	"	3.70
15	IV	16500	114.54	189	0.310	59.25	"	3.30
	V	31500	93.33	294	0.250	73.99	"	
16	VI	20700	93.62	194	0.250	48.5	"	1.20
17	VI	21000	75.71	159	0.310	48.25	"	1.95
	VII	13000	93.07	121	0.250	30.62	"	
18	VIII	4500	93.33	42	0.310	13.23	"	2.63
	IX	21000	93.81	197	0.250	49.24	"	
	X	18500	83.78	155	0.290	45.32	"	

SECTEUR: C

NOEUD	Maille	S_D	d	N_D	q	Q_D	Kp	DEBIT SOUTIRE
		(m^2)	(hab/ha)	(habts)	($m^3/r/ha$)	(m^3/j)		
1	I	19635 "	860.7	1690	0.258	436.02	2.125	10.73
2	I	24067	859.27	2068	0.258	533.544	"	13.11
3	I	24341	861.92	2098	0.258	541.284	"	17.10
	II	6694	848.52	568	0.272	154.496	"	
4	II	40286	851.9	3432	0.272	933.504	"	22.95
5	II	39714	851.08	3380	0.272	919.36	"	22.61
6	III	4018	853.66	343	0.272	93.296	"	4.38
	III	3460	1057.80	366	0.232	84.912	"	
7	III	6260	1054.30	660	0.232	153.12	"	3.76
8	III	13844	1058.90	1466	0.232	340.112	"	8.37
9	III	10112	1058.15	1070	0.232	248.24	"	6.10
10	I	8767	861.18	755	0.258	194.79	"	20.59
	II	20064	850.77	1707	0.272	464.304	"	
	III	7294	1055.66	770	0.232	178.64	"	
11	I	26473	860.5	2278	0.258	587.724	"	14.45
12	I	20335	861.08	1751	0.258	451.758	"	11.11
13	II	5843.5	848.80	496	0.272	134.912	"	5.63
	III	3838	1057.83	406	0.232	94.192	"	
14	II	8302	849.19	705	0.272	191.76	"	8.03
	III	5508	1056.65	582	0.232	135.024	"	

Détermination des débits aux noeuds : Pour la Zone-Industrielle.

	Unités Industrielles	Consommation par noeud	
		Eau potable m ³ /j	Eau-Industrielle m ³ /j
1	I - Fabrication de peintures-vernis	30,59	30,59
	I - Produits aggloméré en béton :	10,12	40,5
	II Dépôts (02)	27,9	
	II Centre de distribution des M.C (SNMC)	6,9	
2	I Fabrication d'élément en ciment	12,76	21,27
	I Produits en chaux et plâtres	11,5	77,28
3	I Fabrication de la terre cuite	11,0	110,4
	I Briqueterie II	34,5	
4	I Unités agglomérés	33,4	185,8
	III Usine de préfabrication lourde	34,5	184
	III Gare routière	25,87	
	III E.R.E.S.C.O	43,12	
	II Entreprise de construction	30,24	20,12
5	III Equipement de la Zone-industrielle	41,4	
	II Institut de recherche en M.C	56,12	
6	II Unité de matériaux de revêtement	16,44	41,17
	II Fabrication de matériaux légers de C	23,11	92,46
7	III Station SONATRACH garage A.P.C	10,35	
	III réparation de machine de construction	6,9	
8	III Fabrication de l'installation int	13,34	33,53
	III Unité mobilier et profilé plastique	52,67	79,12
	III Parc SN. SEMPAC	19,83	

Determination des debits aux noeud (suite)

(Zone industrielle)

N° DU NOEUD	N° DE LA MAILLE	Surface [HA]	Nombre d'emplois	CONSUMMATION PAR NOEUD (m³/J)		K _{REP} = K _{ij} x K _{EP}	K _{REI} = K _{ji} x K _{EI}	DEBITS SOUTIRES [L/s]	
				Eau Potable	Eau industrielle			Eau Potable	Eau industrielle
1	I	3.2	400	30.59	30.59	8.24	5.66	2.91	2.00
	I	2.2	132	10.12	40.5			0.96	2.65
	II	8.1	486	27.90				2.66	
	II	2.0	120	6.90				0.66	
2	I	3.1	185	12.76	21.27	//	//	1.21	1.39
	I	2.8	168	11.50	77.28			1.09	5.06
3	I	3.2	180	11.00	110.4	//	//	1.05	7.23
	I	2.2	200	34.5				3.29	
4	I	9.7	485	33.4	185.8	//	//	3.18	12.17
	II	12	600	34.5	184			3.29	12.05
	III	1.4	150	25.87				2.46	
	II	1.3	250	43.12				4.11	
5	II	2.1	263	30.24	20.12			2.88	1.32
	II	1.6	240	41.4		//	//	3.94	-
6	II	3.9	488	56.12		//	//	5.35	-
	II	3.3	215	16.44	41.17	//	//	1.56	2.69
7	II	6.7	402	23.11	92.46	//	//	2.20	6.05
	III	1.2	60	10.35		//	//	0.98	-
8	II	1.5	90	6.9		//	//	0.66	-
	III	1.4	175	13.34	33.53			1.27	2.19
	III	2.8	350	26.79	40.25	//	//	2.55	2.63
	III	2.7	338	25.87	38.87			2.46	2.54
	III	1.4	115	19.83				1.89	

Tableau récapitulatif de la détermination des débits aux noeuds :
pour la zone-Industrielle :

Noeud N°	N°	1	2	3	4	5	6	7	8
Débit soutiré de pointe	<u>1</u> S	11,85	8,75	11,57	41,46	9,3	12,5	1,64	15,53

Le débit de pointe pour le réseau de la zone-Industrielle est de $Q_p = 112,6$ l/s .(Pour eau potable et Industrielle)

Donc pour la zone-Industrielle on a évalué les consommations en eau potable et en eau Industrielle :
avec les pertes et les fuites dans les réseaux qui sont estimées à 15% on aura :

K_j = coefficient d'irrégularité journalière pour la consommation d'eau potable et pour l'eau Industrielle

$$K_j = 2,06 .$$

$K_{Oep} = 4$; coefficient d'irrégularité horaire pour la consommation d'eau potable .

$K_{Oeind} = 2,75$; coefficient d'irrégularité horaire pour la consommation d'eau Industrielle.

P.U.D (CNERU) phase I .

Débits	Q_j moy	$1,15 Q_j$ moy	Q_j max=	$Q_p = Q_j$ moy	Q^P (l/s)
Catégorie	m^3/j		$K_j X Q_j$ moy	$X K_j X K_0 m^3/h$	
Eau potable	480,6	552,69	1138,54	$4554 m^3/j$ $= 189,75 m^3/h$	52,6
Eau Industrielle	796,7	916,2	1887,37	$5190,26 m^3/j$ $216,26 m^3/h$	60,00

9-3 - Calcul du réseau maillé .

La Z.H.U.N de Didouche - Mourad compte une population d'une densité très importante .

Pour l'alimentation en eau potable de la Z.H.U.N; nous avons opté pour une distribution étagé , car la Z.H.U.N présente des différences de niveau importantes , et cela dans le but d'éviter des pressions trop fortes sur le réseau .

La différence de niveau :

- Le point le plus haut : 650,00m
- le point le plus bas : 545,00 m

$$h = 105, \text{ m}$$

Nous avons été amené à partager la Z.H.U.N en 3 secteurs.

Chaque secteur compte son propre réseau maillé et son propre réservoir .

Le réseau maillé offre plus de sécurité et de souplesse dans l'ex ploitation ; il est préféré au réseau ramifié

Calcul du réseau maillé par la méthode HARDY-CROSS

a - Principe : Le calcul du réseau maillé est conduit par approximations successives selon la méthode de HARDY-CROSS, qui repose sur deux Lois :

1^{ere} Loi : En un noeud quelconque du réseau, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants .

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

L'orientation positive est donnée par le sens de déplacement des aiguilles d'une montre .

Les pertes de charge sont affectées du signe des débits; puisque les pertes de charge croissent dans le sens de l'écoulement de l'eau .

b - Calcul des mailles

- Les pertes de charges sont déterminées par la méthode de DARCY-WEISBACH .

$$\Delta H = \frac{F.L V^2}{2g.D}$$

- Les pertes de charges singulières, sont exprimées par une longueur équivalente (LEY), occasionnant une perte de charge lors du passage d'un débit Q de sorte que :

$$\Delta H_s = \frac{f \text{ Ley} \cdot V^2}{2g D}$$

- Ley : longueur équivalente

: coefficient de frottement.

D : diamètre de la conduite

V : vitesse moyenne d'écoulement .

- Les pertes de charges dues aux frottements , sont exprimées par la formule suivante :

$$\Delta h_f = \frac{f \text{ IG} \cdot V^2}{2g D}$$

LG : Longueur géométrique .

Les pertes de charge totales sont :

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

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

$$L_T = LG + L_{ey}$$

$$\text{et } L_T = 1,15 LG$$

D'après l'équation de continuité on a : :

$$Q = V \cdot A \quad \text{d'où } V = \frac{Q}{A}$$

Q - Débit (m³/s)

A - Section de la conduite (m²)

V - Vitesse moyenne dans la conduite (m/s)

$$\text{Par conséquent : } \Delta H_T = 1,15 \frac{f LG Q^2}{2gDA^2}$$

La théorie de la longueur fluïdo- dynamique introduit le concept de la perte de charge débitaire ΔH_Q , qui est la perte de charge provoquée par le passage d'un débit égal à l'unité donc :

$$\Delta H_Q = 1,15 \frac{f LG}{2g DA^2} = \frac{\Delta H_T}{Q^2}$$

On remarque que : $\frac{\Delta H}{Q^2}$ à la dimension- L⁻⁵ . T²

en S.I m⁻⁵ . s² .

Le gradient de perte débitaire :

$$J_Q = \frac{\Delta H_Q}{L} = \frac{f}{2g \cdot A^2 \cdot Dh} \quad \text{ayant la dimension}$$

L⁻⁶ . T² en S.I m⁻⁶ . s²

Pour un profil circulaire avec :

$$\pi = 3,14 \quad ; \quad g = 9,8 \text{ m/s}^2$$

Le gradient de la perte de charge débitaire devient

$$JQ = \frac{0,00828 \text{ fr}}{D^5 h} M^{-6} \cdot S^2$$

En zone de pleine turbulence le coefficient de frottement, ne dépend que de la rugosité absolue et du diamètre, la rugosité a été choisie $\epsilon = 0,1 \text{ mm}$; eu égard du fait que les conduites sont neuves

$$\text{fr} = 2g \cdot Dh \cdot A^2 \cdot JQ = 12,9 JQ \cdot D^5 h$$

Pour un régime turbulent rugueux, la perte de charge le long de la conduite s'exprime par :

$$\Delta H_T = J \cdot L = JQ \cdot Q^2 \cdot L = Q^2 \cdot \Delta H Q$$

$$HQr = \Delta H Q = r$$

$$\text{d'où on obtient : } \Delta H_T = R \cdot Q^2 ; \text{ avec}$$

$$R = \frac{1,15 \text{ IG} \cdot f \cdot 16}{2g \cdot D^5 \cdot \pi^2} ; R - \text{resistance de la conduite} \quad (\text{m}^{-5} \cdot \text{s}^2)$$

Ces formules seront utilisées dans notre calcul des réseaux des trois secteurs de la Z.H.U.N(A;B et C) et pour le réseau de la Zone-Industrielle .

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

COLEBROOK

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

On prend comme première approximation la valeur

f_n calculée par Nikouradzé (Nikouradzé)

$$f_n = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D_h} \right)^{-2}$$

- Détermination des débits correctifs

$$\text{on a } \sum \Delta H = \sum R \cdot Q^2$$

Cette équation doit - être nulle dans chaque circuit fermé,
pour satisfaire à la deuxième loi .

soient :

* : Q_0 : le débit supposé en première approximation

*: Q_1 : le débit corrigé .

* ΔQ_0 : le débit correctif

Pour chacun des tronçons on aura :

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$$

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

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

Le terme $\Delta^2 Q_0$ est négligeable par rapport à Q_0

$$\text{On aura alors : } \Delta H = r (Q_0^2 + 2 Q_0 \cdot \Delta Q_0)$$

d'où on peut tirer : ΔQ_0

$$\Delta Q_0 = \frac{\Delta H - r Q_0^2}{2 r \cdot Q_0}$$

$$\text{Pour circuit fermé : } \sum \Delta H = 0$$

$$\text{Finalement on aura : } \Delta Q_0 = - \frac{\sum r Q_0^2}{\sum /2 r Q_0} \quad (m^3/s)$$

On arrêtera les calculs dès que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum \Delta H < 0,50 \text{ m} \\ \text{et} \\ \Delta Q < 1 \text{ l/s} \end{array} \right.$$

Les calculs des réseaux ont été faits à l'aide de la calculatrice "
TI 59 Programmable "

les résultats seront portés sur les tableaux suivants :

Avec une rugosité absolue $\epsilon = 10^{-4}$ m (Tuyaux neufs) et une
viscosité cinématique $\nu = 10^{-6}$ m²/sec .

PROGRAMME POUR LE CALCUL DU RESEAU MAILLE

000	2nd Lbl	043	2nd x	096	x	129	9
001	A	044	÷	097	8	130	R/S
002	2nd st fig	045	RCL	098	x	131	÷
003	8	046	5	099	RCL	132	RCL
004	RCL	047	\sqrt{x}	100	1	133	11
005	3	048	+	101	x^2	134	R/S
006	÷	049	RCL	102	÷	135	÷
007	RCL	050	3	103	2nd JT	136	2
008	0	051	÷	104	x^2	137	=
009	=	052	3	105	÷	138	±
010	2nd Log	053	.	106	9	139	STO
011	X	054	7	107	.	140	12
012	2	055	÷	108	8	141	RCL
013	±	056	RCL	109	÷	142	9
014	+	057	0	110	RCL	143	±
015	↑	058	=	111	0	144	SUM
016	.	059	2nd Log	112	y^x	145	9
017	1	060	X	113	5	146	RCL
018	4	061	2	114	=	147	11
019	=	062	±	115	STO	148	±
020	x^2	063	=	116	7	149	SUM
021	$1/x$	064	x^2	117	R/S	150	11
022	STO	065	$1/x$	118	X	151	RCL
023	5	066	STO	119	RCL	152	12
024	2nd Lbl	067	6	120	2	153	R/S
025	=	068	-	121	=		
026	2	069	RCL	122	STO		
027	.	070	5	123	8		
028	5	071	=	124	SUM		
029	1	072	2nd x	125	9		
030	X	073	INV	126	R/S		
031	RCL	074	2nd $x \gg t$	127	÷		
032	0	075	x^2	128	RCL		
033	X	076	RCL		1		
034	2nd JT	077	6		=		
035	X	078	STO		STO		
036	RCL	079	5		10		
037	4	080	GTO		SUM		
038	÷	081	=		11		
039	4	082	2nd Lbl		R/S		
040	÷	083	x^2		2nd Lbl		
041	RCL	084	RCL		B		
042	1	085	6		RCL		

STOCKAGE
des
1°-Donnees

$\Phi \rightarrow 00$
 $Q \rightarrow 01$
 $L \rightarrow 02$
 $E \rightarrow 03$
 $V \rightarrow 04$
 $0.00001 \times \Delta t$

2°-RESULTATS
APPUYER SUR

A $\Rightarrow J_i$
R/S $\Rightarrow \Delta H_i$
R/S $\Rightarrow \Delta H_i / Q$

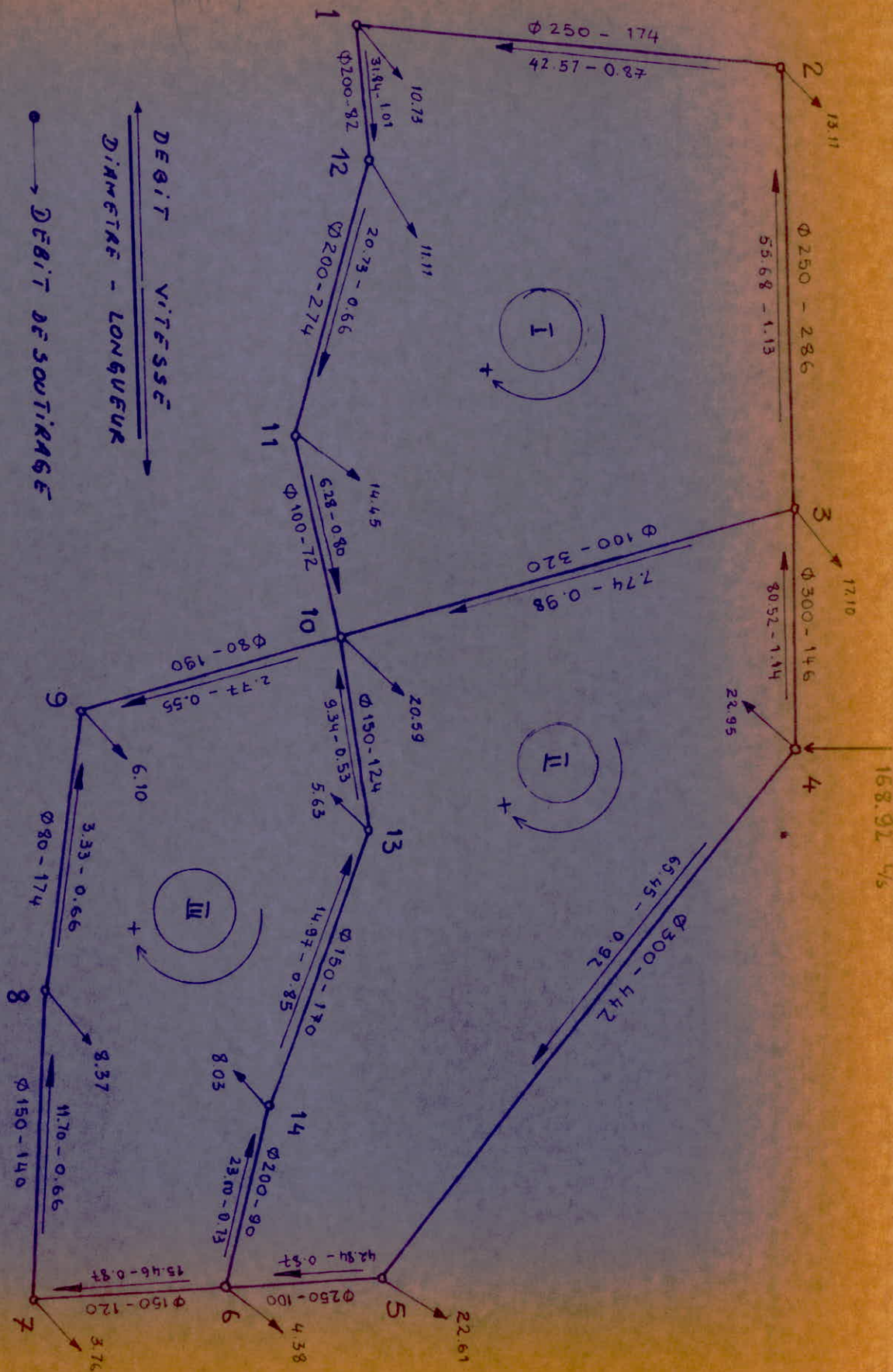
Repeter la
 même chose
 pour tous les
 "n" tronçons
 puis appuyer
 sur

B $\Rightarrow \sum \Delta H$
R/S $\Rightarrow \sum \frac{\Delta H}{Q}$
R/S $\Rightarrow -\frac{\sum \Delta H}{\sum \frac{\Delta H}{Q}}$

NB:

- * Si $Q < 0$ (seus) l'introduire avec le signe (-) ainsi que la longueur avec le signe (-)
- * Ne jamais utiliser la touche CLR

REPARTITION ARBITRAIRE-SECTEUR



(18)

CALCUL D'ÉQUILIBRE DU RÉSEAU - MAILLÉ

Secteur C :

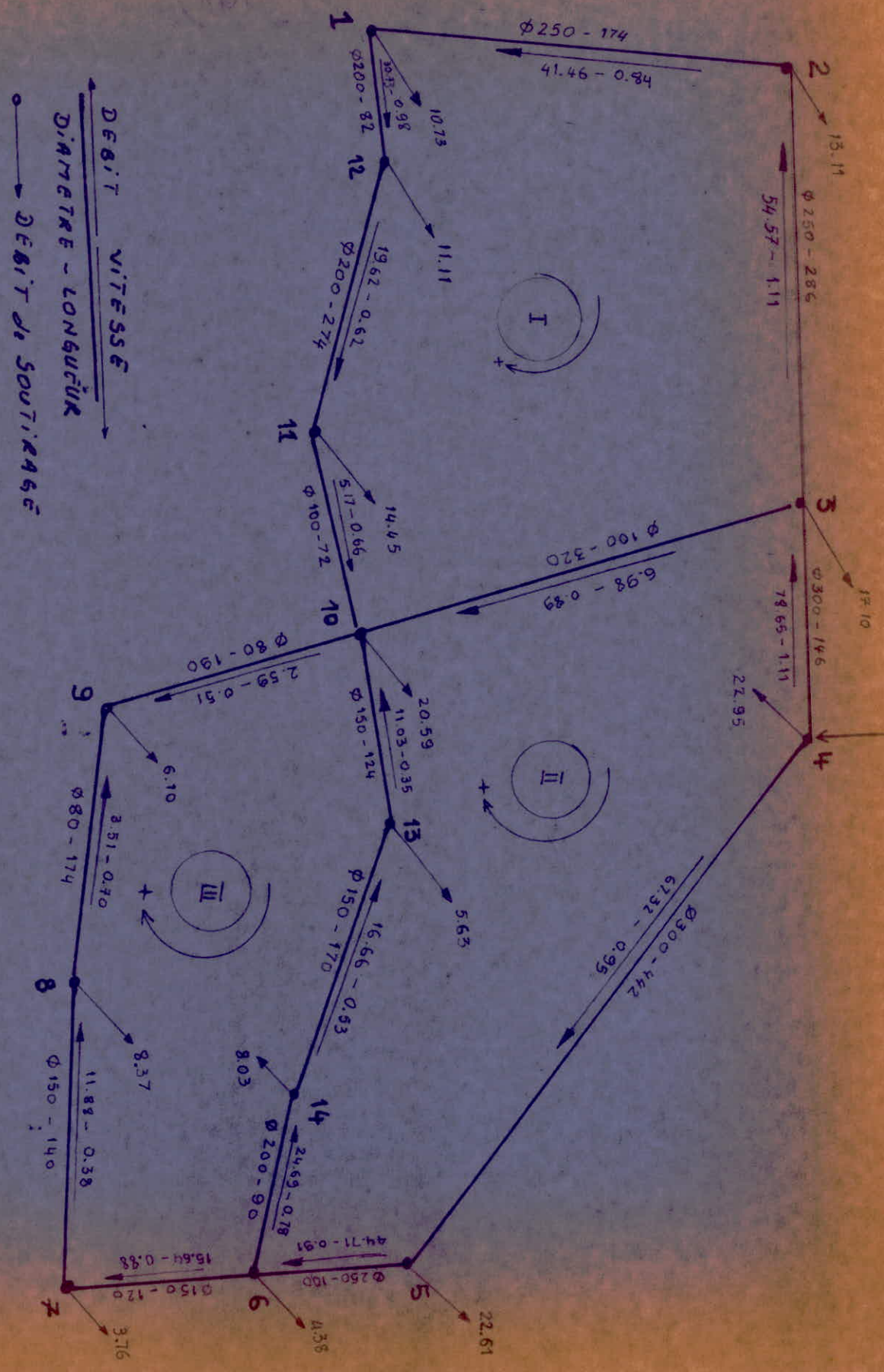
MAILLE	m. adjac- ente	Tronçon	D (mm)	L _G (m)	Q ₀ (L/s)	1 ^{re} APPROXIMATION						
						J.	ΔH = rQ ₀ ²	r Q ₀	CPM	CMA	TOTAL	Q ₁
I	II	1-2	250	174	-42.57	.00353	-0.615	14.458	-0.23	-	-0.23	-42.80
		2-3	250	286	-55.68	.00599	-1.714	30.796	-0.23	-	-0.23	-55.91
		3-10	100	320	7.74	.0146	4.680	604.658	-0.23	-1.23	-1.46	6.28
		10-11	100	72	-6.28	.00970	-0.698	111.282	-0.23	-	-0.23	-6.51
		11-12	200	274	-20.78	.00274	-0.752	36.307	-0.23	-	-0.23	-20.96
		12-1	200	82	-31.84	.00636	-0.522	16.397	-0.23	-	-0.23	-32.07
		Σ:						0.376	818.900			
Δq ₀ =						-0.23						
II	II III I	3-4	300	146	-80.52	.00480	-0.702	8.719	1.23	-	1.23	-79.29
		4-5	300	442	65.45	.00319	1.414	21.606	1.23	-	1.23	66.68
		5-6	250	100	42.84	.00358	0.358	8.360	1.23	-	1.23	44.07
		6-14	200	90	23.00	.00336	0.303	13.167	1.23	0.01	1.24	24.24
		14-15	150	170	14.97	.00645	1.097	78.306	1.23	0.01	1.24	16.21
		15-10	150	124	9.34	.00247	0.318	34.187	1.23	0.01	1.24	10.58
		10-3	100	320	-7.74	.0146	-4.680	604.658	1.23	0.23	1.46	-6.28
Σ:						-1.950	763.957					
Δq ₀ =						1.23						
III	II II II	10-15	150	124	-9.34	.00257	-0.318	34.187	-0.01	-1.23	-1.24	-10.58
		15-14	150	170	-14.97	.00645	-1.097	78.306	-0.01	-1.23	-1.24	-16.21
		14-6	200	90	-23.00	.00336	-0.502	13.167	-0.01	-1.23	-1.24	-24.24
		6-7	150	120	15.46	.00687	0.925	53.312	-0.01	-	-0.01	15.45
		7-8	150	140	11.70	.00388	0.558	47.702	-0.01	-	-0.01	11.69
		8-9	80	174	3.33	.00897	1.562	469.176	-0.01	-	-0.01	3.32
		9-10	80	190	-2.77	.00627	-1.192	430.396	-0.01	-	-0.01	-2.78
Σ:						0.034	1121.246					
Δq ₀ =						-0.01						

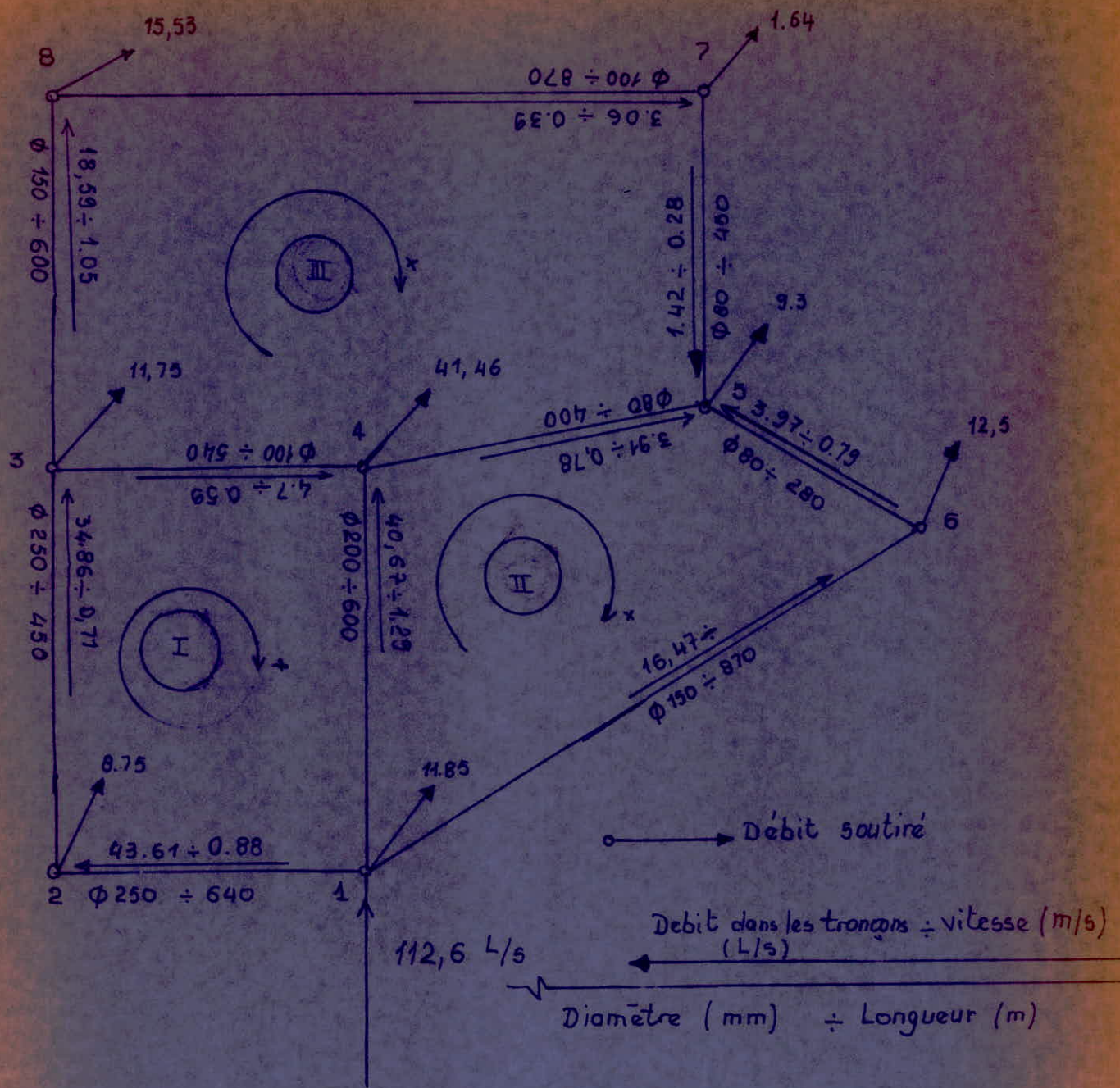
CALCUL D'EQUILIBRE DU RESEAU MAILLÉ

Secteur C:

2 ^e APPROXIMATION							3 ^e APPROXIMATION						
J ₀	ΔH = rQ ₁ ²	rQ ₁	CPM	EMA	TOTAL	Q ₂	J ₀	ΔH = rQ ₂ ²	rQ ₂	CPM	EMA	TOTAL	Q ₃
.00357	-0.622	14.533	0.9	-	0.9	-41.9	.00343	-0.596	14.239	0.02	-	0.02	-41.88
.00604	-1.728	30.819	0.9	-	0.9	-58.01	.00585	-1.674	30.437	0.02	-	0.02	-54.99
.00970	3.106	434.583	0.9	0.06	0.96	7.24	.01282	4.104	566.974	0.02	-0.65	-0.63	6.61
.0104	-0.743	115.185	0.9	-	0.9	-5.61	.00778	-0.560	39.508	0.02	-	0.02	-5.59
.00280	-0.769	36.630	0.9	-	0.9	-20.06	.00271	-0.743	36.09	0.02	-	0.02	-20.04
.00645	-0.529	16.514	0.9	-	0.9	-31.17	.00610	-0.500	16.064	0.02	-	0.02	-31.15
Σ = -1.293		708.430					Σ = -0.029		768.714				
	Δq ₁ = 0.9							Δq ₂ = 0.02					
.00466	-0.681	8.595	-0.06	-	-0.06	-78.35	.00467	-0.682	8.586	0.65	-	0.65	-78.70
.00332	1.467	22.014	-0.06	-	-0.06	66.62	.00331	1.464	21.979	0.65	-	0.65	67.27
.00378	0.378	8.598	-0.06	-	-0.06	44.01	.00377	0.377	8.579	0.65	-	0.65	44.66
.00373	0.335	13.860	-0.06	-0.13	-0.19	24.05	.00367	0.330	13.741	0.65	0.005	0.655	24.705
.00755	1.283	79.198	-0.06	-0.13	-0.19	16.02	.00737	1.253	78.242	0.65	0.005	0.655	16.675
.00328	0.407	38.466	-0.06	-0.13	-0.19	10.39	.00316	0.352	37.748	0.65	0.005	0.655	11.045
.00971	-3.109	435.099	-0.06	-0.90	-0.96	-7.24	.01282	-4.104	566.974	0.65	-0.02	0.63	-6.61
Σ = 0.092		665.931					Σ = -0.969		738.843				
	Δq ₁ = -0.06							Δq ₂ = 0.65					
.00327	-0.406	38.399	0.13	0.06	0.19	-10.39	.00316	-0.352	37.748	-0.005	-0.65	-0.655	-11.045
.00754	-1.282	79.134	0.13	0.06	0.19	-16.02	.00737	-1.253	78.242	-0.005	-0.65	-0.655	-16.675
.00372	-0.335	13.845	0.13	0.06	0.19	-24.05	.00367	-0.330	13.741	-0.005	-0.65	-0.655	-24.705
.00686	0.824	53.337	0.13	-	0.13	19.58	.00698	0.837	53.770	-0.005	-	-0.005	19.575
.00337	0.557	47.660	0.13	-	0.13	11.82	.00406	0.569	48.166	-0.005	-	-0.005	11.815
.00853	1.553	467.718	0.13	-	0.13	3.45	.00962	1.674	485.241	-0.005	-	-0.005	3.465
.00632	-1.20	431.824	0.13	-	0.13	-2.65	.00875	-1.093	412.811	-0.005	-	-0.005	-2.655
Σ = -0.290		1132.02											
	Δq ₁ = 0.13												

REPARTITION FINALE SECTEUR





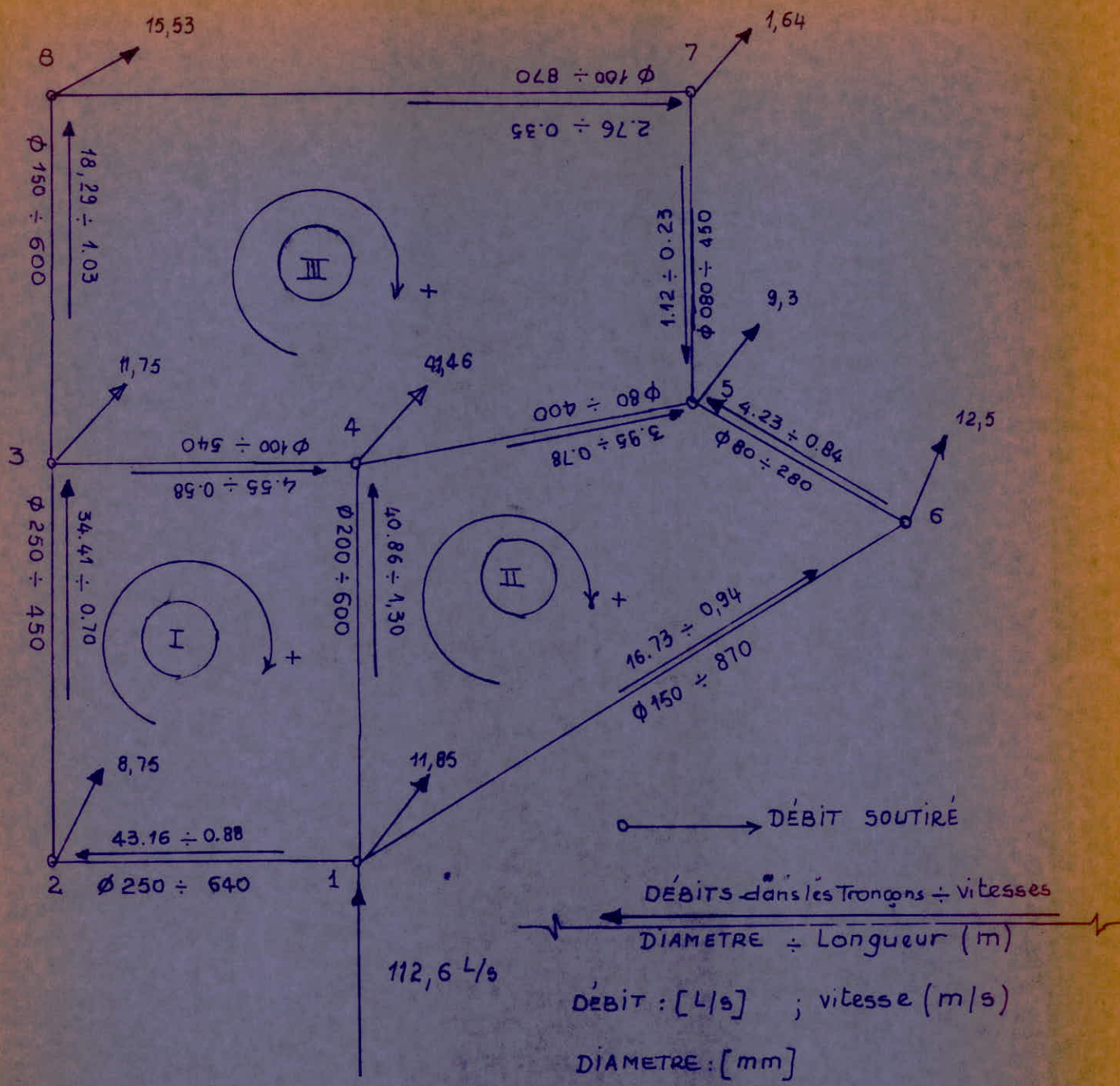
RÉPARTITION ARBITRAIRE

ZONE INDUSTRIELLE

CALCUL DES PRESSIONS

ZONE INDUSTRIELLE

TRONCONS	DEBIT FINAL (L/s)	V (m/s)	ALTITUDES (m)		ΔH (m)	cotes Piezométriques (m)		P_s (m)
			AMONT	AVAL		AMONT	AVAL	
1-2	43.16	0.88	551.00	550.00	2.11	578.74	576.63	27.74
2-3	34.41	0.70	550.00	528.00	0.96	576.63	575.67	26.63
3-4	4.55	0.58	528.00	527.5	2.52	575.67	573.15	47.67
4-1	-40.86	1.30	527.5	551.00	-5.46	573.15	578.61	45.65
1-4	40.86	1.30	551.00	527.5	5.46	578.61	573.15	27.61
4-5	3.95	0.78	527.5	535.00	4.33	573.15	568.82	45.65
5-6	-4.23	0.84	535.00	550.00	-3.39	568.82	572.21	33.82
6-1	-16.73	0.94	550.00	551.00	-6.13	572.21	578.34	22.21
3-4	+4.55	0.58	528.00	527.5	+2.52	575.67	573.15	47.67
4-5	+3.95	0.78	527.5	535.00	+4.33	573.15	568.82	46.15
5-7	-1.12	0.23	535.00	523.00	-0.52	568.82	569.34	33.82
7-8	-2.76	0.35	523.00	528.00	-1.65	569.34	570.99	46.34
8-3	-18.29	1.03	528.00	528.00	-5.07	570.99	576.06	42.99

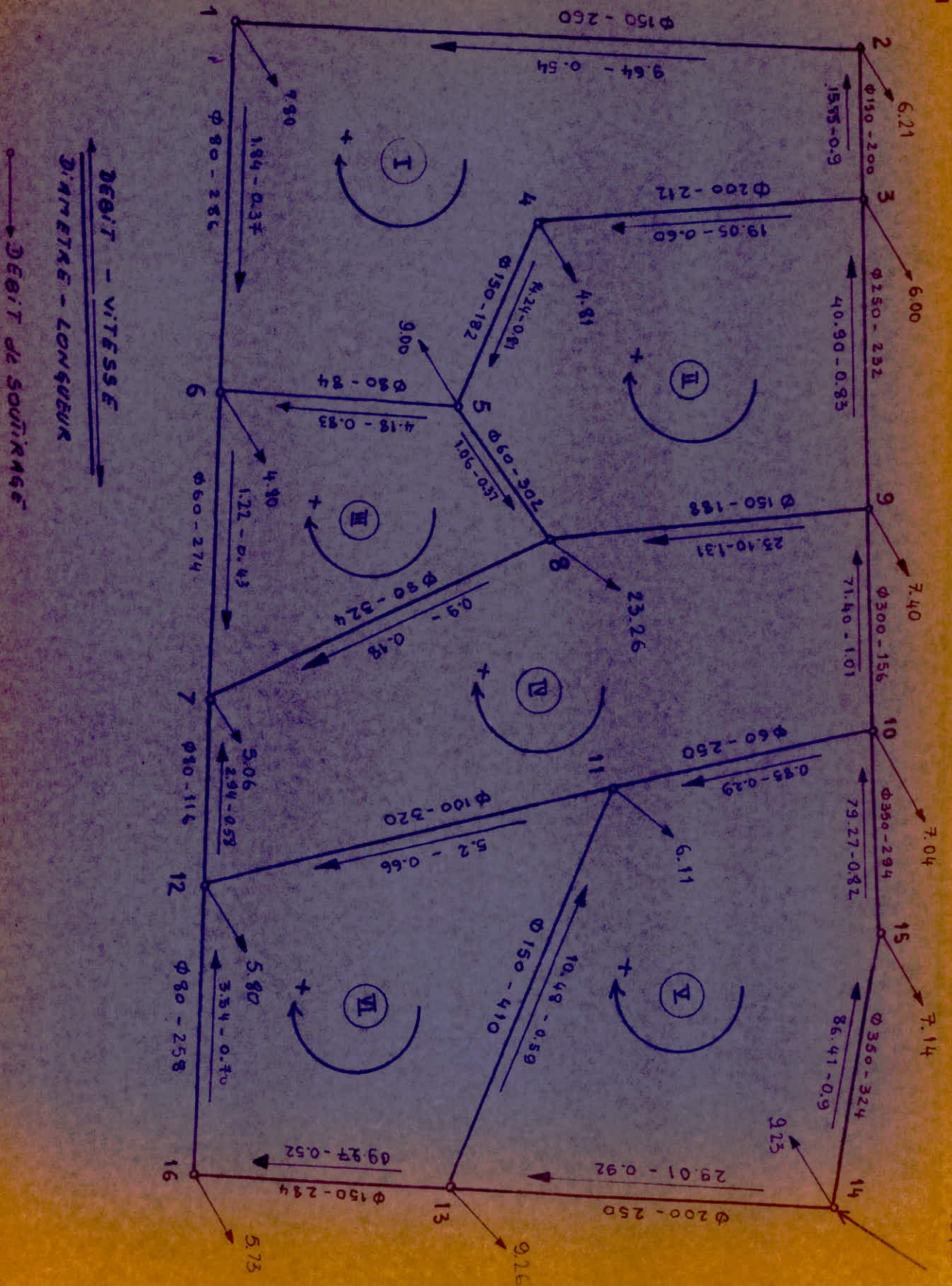


RÉPARTITION FINALE

ZONE INDUSTRIELLE

REPARTITION ARBITRAIRE -

SECTEUR I

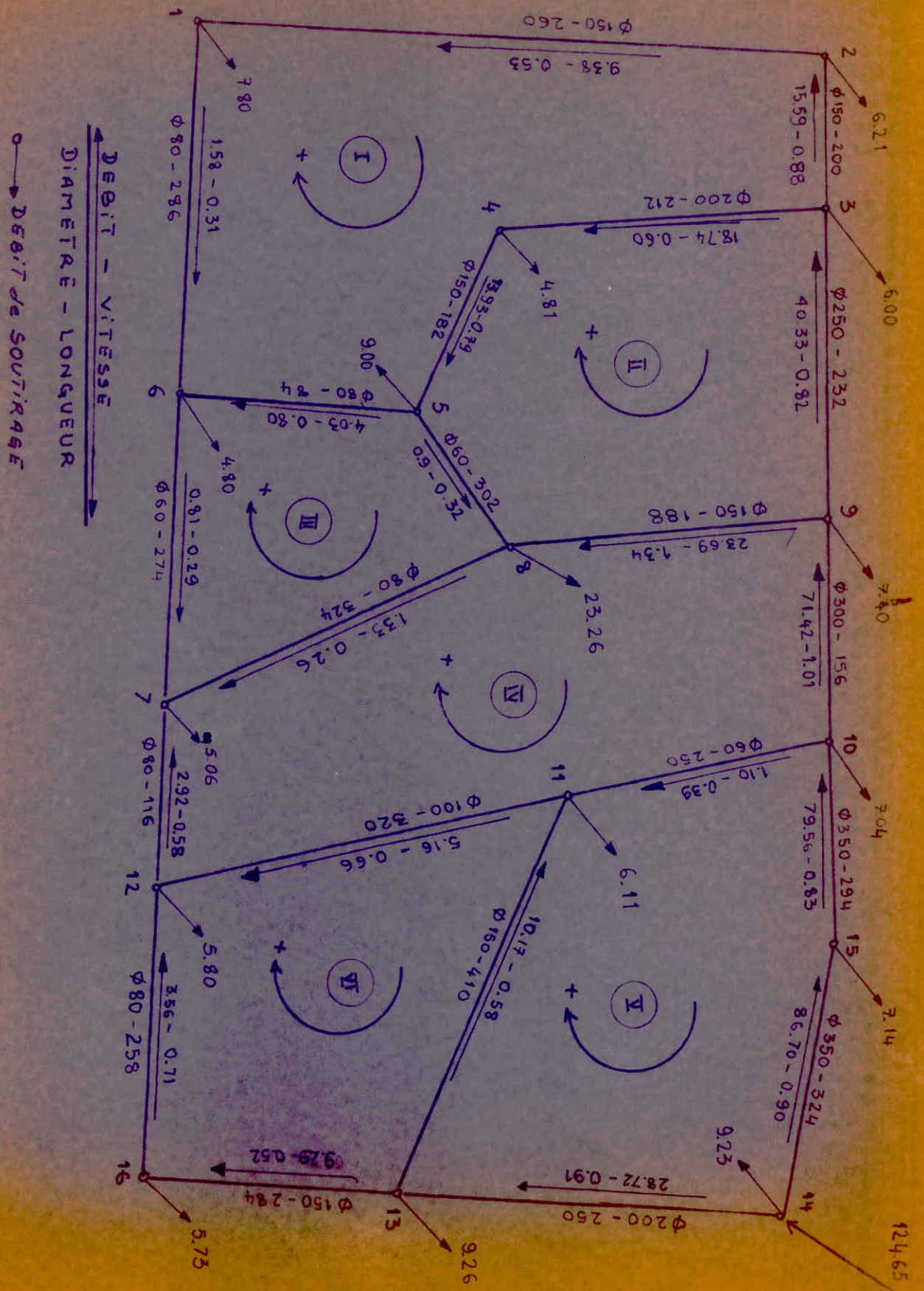


CALCUL DES PRESSIONS:

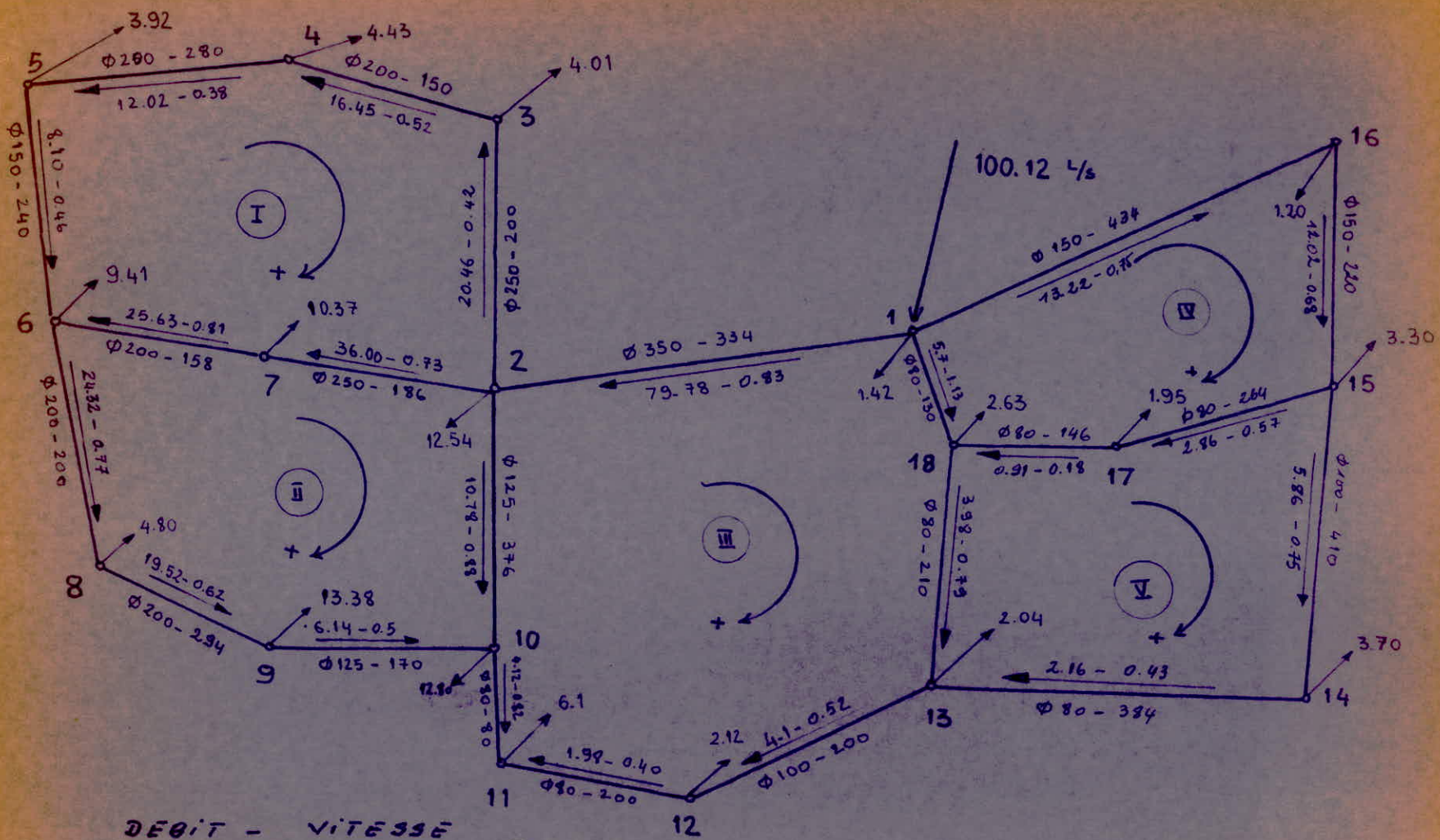
SECTEUR: A

TRONÇONS	DEBIT FINAL (L/s)	V (m/s)	ALTITUDES (m)		ΔH (m)	COTES-PIEZOMETRIQUES (m)		P _s (m)
			AMONT	AVAL		AMONT	AVAL	
2-3	-15.59	0.88	564.00	569.00	-1.63	597.26	598.89	33.26
3-4	18.74	0.60	569.00	550.50	0.57	598.89	598.32	29.89
4-5	13.93	0.79	550.50	550.30	1.20	598.32	597.12	47.82
5-6	4.03	0.80	550.30	544.50	1.28	597.12	595.84	46.82
6-1	-1.58	0.32	544.50	549.50	-0.73	595.84	596.57	51.34
1-2	-9.38	0.53	549.50	564.00	-0.79	596.57	597.35	47.07
3-9	-40.33	0.82	569.00	577.80	-0.86	598.89	599.75	29.89
9-8	23.69	1.34	577.80	565.30	3.51	599.75	596.24	21.95
8-5	-0.9	0.32	565.30	550.30	-1.13	596.24	597.37	30.94
5-4	-13.93	0.79	550.30	550.50	-1.20	597.37	598.57	47.07
4-3	-18.74	0.60	550.50	569.00	-0.57	598.57	599.14	48.07
5-8	0.9	0.32	550.30	565.30	1.13	597.37	596.24	47.07
8-7	1.33	0.26	565.30	549.40	0.56	596.24	595.68	30.94
7-6	-0.81	0.29	549.40	544.50	-0.85	595.68	596.53	46.28
6-5	-4.03	0.80	544.5	550.30	-1.28	596.53	597.81	52.03
9-10	-71.42	1.01	577.80	583.50	-0.69	599.75	600.44	21.95
10-11	1.10	0.39	583.5	561.20	1.37	600.44	599.07	16.94
11-12	5.16	0.66	561.20	550.00	2.50	599.07	596.57	37.87
12-7	2.92	0.58	550.00	549.40	0.94	596.57	595.63	46.57
7-8	-1.33	0.26	549.40	565.30	-0.56	595.63	596.19	46.23
8-9	-23.69	1.34	565.3	577.80	-3.51	596.19	599.7	30.89
10-15	-79.56	0.83	583.5	577.00	-0.73	600.44	601.17	16.94
15-14	-86.10	0.90	577.00	585.00	-0.95	601.17	602.12	24.17
14-13	29.72	0.91	585.00	574.00	1.51	602.12	600.61	17.12
13-11	10.17	0.57	574.00	561.20	1.43	600.61	599.18	26.61
11-10	-1.10	0.39	561.20	583.5	-1.37	599.18	600.55	37.98
11-13	-10.17	0.57	561.20	574.00	-1.43	599.18	600.61	37.98
13-16	9.29	0.52	574.00	560.00	0.83	600.61	599.78	26.61
16-12	3.56	0.71	560.00	550.00	3.10	599.78	596.68	39.78
12-11	-5.16	0.66	550.00	561.20	-2.60	596.68	599.18	46.68

REPARTITION FINALE - SECTEUR 11



REPARTITION ARBITRAIRE SECTEUR 13



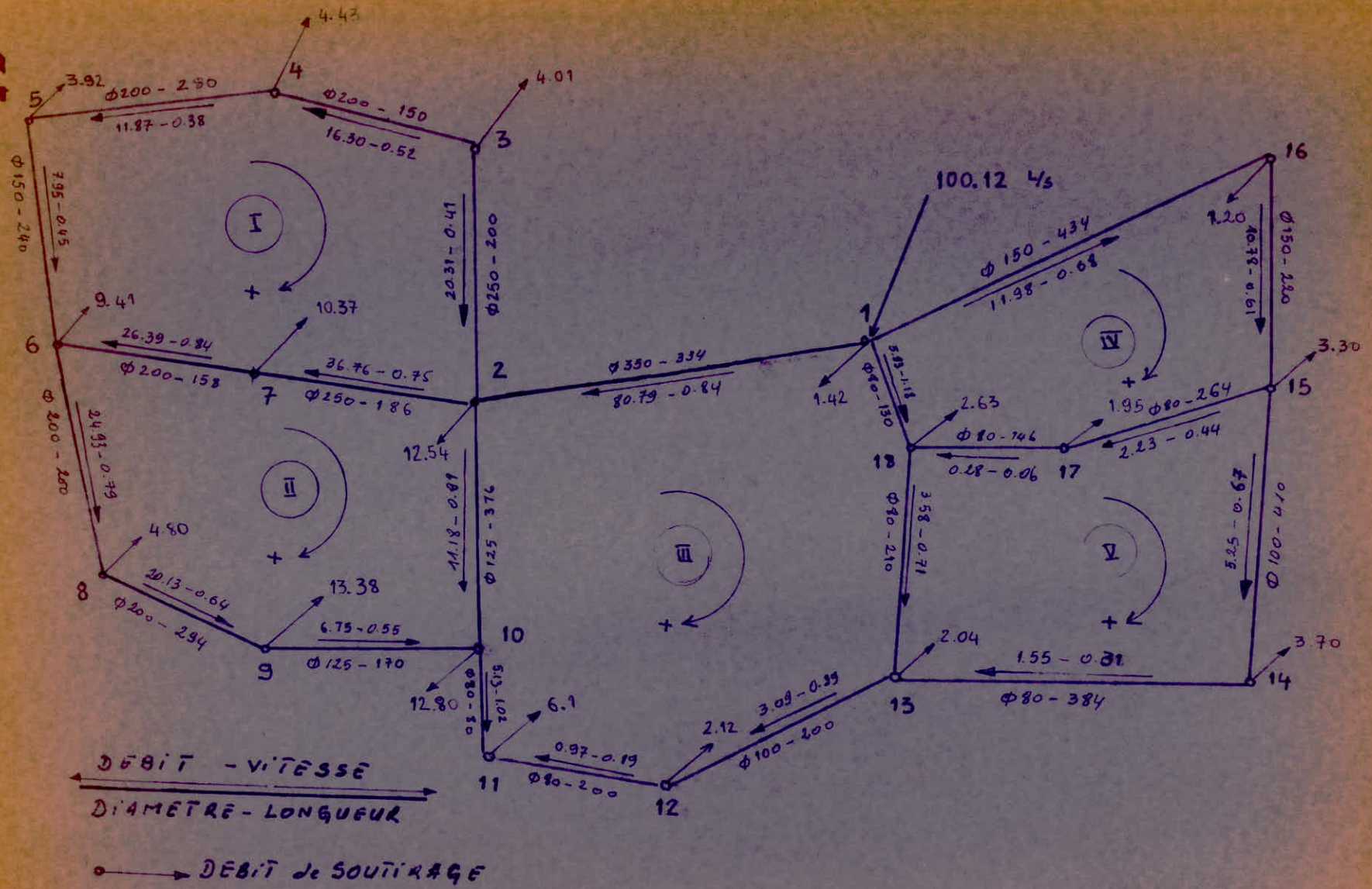
$\overrightarrow{\text{DEBIT - VITESSE}}$
 $\overrightarrow{\text{DIAMETRE - LONGUEUR}}$
 $\bullet \rightarrow \text{DEBIT de SOUTIRAGE}$

CALCUL des Pressions :

SECTEUR: B

Tronçons	DEBIT FINAL (L/s)	V (m/s)	ALTITUDES (m)		ΔH (m)	cotes Piezometriques (m)		P _s (m)
			AMONT	AVAL		AMONT	AVAL	
2-3	-20.31	0.41	602,00	612,00	-0.19	629.81	629.62	27.81
3-4	-16.30	0.52	612,00	610,00	-0.30	629.62	629.32	17.62
4-5	-11.87	0.38	610,00	605,00	-0.31	629.32	629.01	19.32
5-6	-7.95	0.45	605,00	589,00	-0.53	629.01	628.48	24.01
6-7	26.39	0.80	589,00	595,00	0.81	628.48	629.29	39.48
7-2	36.76	0.75	595,00	602,00	0.58	629.29	629.87	34.29
2-7	-36.76	0.75	602,00	595,00	-0.58	629.87	629.29	27.87
7-6	-26.39	0.80	595,00	589,00	-0.81	629.29	628.48	34.29
6-8	-24.93	0.79	589,00	583,00	-0.91	628.48	627.57	39.48
8-9	-20.13	0.64	583,00	577,00	-0.89	627.57	626.68	44.57
9-10	-6.75	0.55	577,00	583,00	-0.70	626.68	625.98	49.68
10-2	11.18	0.81	583,00	602,00	4.13	625.98	630.11	42.98
2-10	-11.18	0.91	602,00	583,00	-4.13	630.11	625.98	28.11
10-11	-5.13	1.02	583,00	578,00	-1.98	625.98	624.00	42.98
11-12	0.97	0.20	578,00	581,00	0.20	624.00	624.20	46.00
12-13	3.09	0.39	581,00	575,00	0.30	624.20	624.50	43.20
13-18	3.58	0.71	575,00	580,00	2.53	624.50	627.03	49.50
18-1	5.93	1.18	580,00	608,00	4.24	627.03	631.27	47.03
1-2	-80.79	0.84	608,00	602,00	-0.88	631.27	630.39	23.27
1-16	11.98	0.68	608,00	605,00	2.14	631.27	629.13	23.27
16-15	10.78	0.61	605,00	609,00	0.88	629.13	628.25	24.13
15-17	2.23	0.44	609,00	586,00	1.26	628.25	626.99	19.25
17-18	0.28	0.06	586,00	580,00	0.02	626.99	626.97	40.99
18-1	-5.93	1.18	580,00	608,00	-4.24	626.97	631.21	46.97
13-14	1.55	0.31	575,00	586,00	0.93	624.50	625.43	49.50
14-15	5.25	0.67	586,00	609,00	3.30	625.43	628.73	39.43
15-17	-2.23	0.44	609,00	586,00	-1.26	628.73	627.47	19.73
17-18	-0.28	0.06	586,00	580,00	-0.02	627.47	627.45	41.47
18-13	-3.58	0.71	580,00	575,00	-2.53	627.45	624.92	47.45

REPARTITION FINALE SECTEUR 13



Chaque maille est calculée séparément et la valeur ΔQ_i trouvée servira pour la correction de la valeur de Q_i estimée en 1^{ère} approximation pour chaque tronçon :

- ceux (tronçons) propres à la maille considérée avec le signe de ΔQ_i
- Pour les mailles adjacentes les débits, des tronçons sont affectés de ΔQ_i avec le signe contraire .

4 - Calcul des pressions au sol

La pression demandée au droit d'un immeuble

$$P_{sol} = N \cdot 3 + 5$$

où

- N : nombre d'étages
- Le chiffre 3 représente la hauteur d'un étage
- Le chiffre 5 englobe la valeur de la pression prévue sur les orifices de puisage les plus élevés .

Dans notre cas pour la Z.H.U.N on a l'immeuble le plus élevé est de 9 étages et un hôtel dont le nombre d'etage est de 12 .

Pour ces immeubles, les organismes logeurs se trouvent dans l'obligation d'installer des surpresseurs dans le sous-sol .

Afin de déterminer la pression dans chaque noeud on calcule le NP (niveau piezométrique) au droit de celui-ci .

Pour cela il y a lieu de déterminer successivement :

- le point le plus défavorable (plus grande dépression), sa pression ainsi que son NP nécessaire .
- En partant de ce point et en remontant vers le réservoir les NP disponibles aux droits de chaque noeud (pour chacun de ces noeuds le NP disponible est égal à la somme du NP du noeud Aval et des pertes de charge dans le tronçon tout en vérifiant que le NP disponible permet une pression suffisante pour l'alimentation de la zone desservie).

En allant donc du point défavorable auquel on assure une pression suffisante, on remonte vers le réservoir, le NP au droit du réservoir fixera la côte du radier .

NP : Niveau piézométrique . Ou CP = côte piézométrique

Pour la pression au sol :

$$Ps = Cp - Ct \quad \text{ou} \quad Ps = \text{pression au sol}$$

Cp : côte piézométrique

Ct : côte du terrain

La valeur maximale des pression au sol doit être $< 60\text{m}$, dans notre cas la valeur maximale de la pression est de $52,03\text{ m}$ pour le secteur A .

Pour la conduite de distribution; qui relie le réservoir de chaque zone a son réseau respectif ; on a calculé la côte piezométrique de chaque point de jonction et ce pour chaque secteur qui est égale à la côte du radier du reservoir moins les pertes de charge occasionnées le long de la conduite de distribution .

Donc la côte piézométrique du point de jonction plus les pertes charges le long de la conduite d'amenée donnent la côte piézométrique qui sera la côte du radier de notre reservoir .

Sur les tronçons du réseau où la vitesse est très faible on déterminera le point neutre où on installera des robinets de décharges pour le vidange et l'évacuation éventuelle des dépôts qui s'y forment.

5 - Equipement du réseau de distribution

a - Type de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué en conduite d'amiante ciment et ce pour les avantages qu'ils présentent :

- Disponibilité sur le marché national .
- Ils supportent une pression de 5 à 25 bars .
- présentent une excellente résistance à la corrosion .
- Leur légèreté relative réduit le coût du transport
- Ils se prêtent bien à l'exécution des travaux accessoires car ils sont faciles à scier ; à tourner, à fileter
- Ils sont exécutés sous 4 à 5,00 mètres de longueur et de 0,04 m à 0,800 m de Diamètres :

Les tuyaux amiante-ciment comportent des pièces spéciales analogues à celles des tuyaux en acier .

b- Appareils de sectionnement : Robinets-Vannes (R-V):

- robinets-vannes :

Le rôle de ces appareils, est de permettre l'isolement des divers tronçons du réseau, afin de pouvoir effectuer des réparations .

Ils permettent aussi de régler les débits, la manoeuvre de ces robinets s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé-volant.

On les place généralement dans les regards en maçonnerie de briques ou de ciment .

c) Poteaux et bouches d'incendie

- On les place sur la canalisation d'eau afin de les utiliser contre les incendies .

Leurs espacements doit-être de 200 à 300 mètres suivant l'importance de l'agglomération et des équipements.

leur diamètre est de 100 mm .

Remarquons que certains bouches d'incendie sont équipées pour servir également à l'arrosage et au lavage .

d) Ventouses :

La présence d'air dans les conduites, peut provoquer des perturbations dans l'écoulement; en s'accumulant aux points hauts il forme des poches d'air susceptibles de produire de violents coups de belier .

Pour remédier à ce type de problème ; nous prévoyons des ventouses au droit de chaque point haut, pour éliminer les contonnements d'air .

Cet appareil est branché au moyen d'un té à bride

e) Décharges :

La décharge doit-être disposée au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite; ce robinet doit-être disposé dans un regard en maçonnerie qui sera toujours accessible .

f) Tés :

Les tés seront placés au début de chaque ramification.

g) Clapets :

Pour assurer le passage de l'eau dans un seul sens et empêcher le retour en sens inverse de l'eau.

h) Coudes :

Pour permettre le changement de direction dans le tracé du réseau; l'emplacement des coudes doit-être consolidé par des amarrages dans des massifs en béton que l'on appelle des butées .

i) Les cônes de raccordement :

Pour raccorder des tuyaux de défférents diamètres :

Sur les planches concernant les équipements des réseaux nous essayerons de mieux faire sortir le rôle de chaque accessoire .

Protection contre la corrosion des canalisations

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

Ce sont généralement des réactions d'oxydations.

Ces corrosions sont caractérisées par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent; soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées à proximité des réseaux d'alimentation en eau.

Si le processus de corrosion est très important, il peut provoquer la formation de cratères sur les conduites, entraînant une diminution de l'épaisseur de la conduite voire même sa perforation.

Le trace de notre conduite de refoulement passe à proximité d'une zone industrielle où il peut y avoir des courants vagabonds dus aux mises à la terre des installations électriques des unités industrielles .

10.1. Protection interne :

Une minéralisation forte de l'eau entraîne une attaque chimique de la paroi interne

. Pour cela on prévoit un revêtement en utilisant un enduit bitumineux .

X- 2 - 1 Protection par enrobage .

Une bonne protection d'une conduite en acier consistera d'abord à ne mettre en terre que les tuyaux convenablement revêtus d'une enveloppe en laine de verre et de bitume, sur toute la longueur de la conduite y compris les points de liaisons(soudures)

X - 2 - 2 Protection cathodique

La protection cathodique d'une canalisation en acier est assurée lorsque le potentiel de la canalisation est plus électronegatif que le sol .

X - 2 - 2 - 1 Protection par soutirage de courant:

Le principe consiste à relier au pôle négatif d'une source continue (courant alternatif redressé) la canalisation, et au pôle positif une anode métallique (rail) enterré à une centaine de mètres de la canalisation .

Le courant en quittant la prise de terre (rail) regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et entraînera par la suite la dissolution anodique du rail.

Cette méthode de protection est efficace, seulement on note une dissolution importante du fer (1 ampère/an Dissolution de 9Kg de fer)

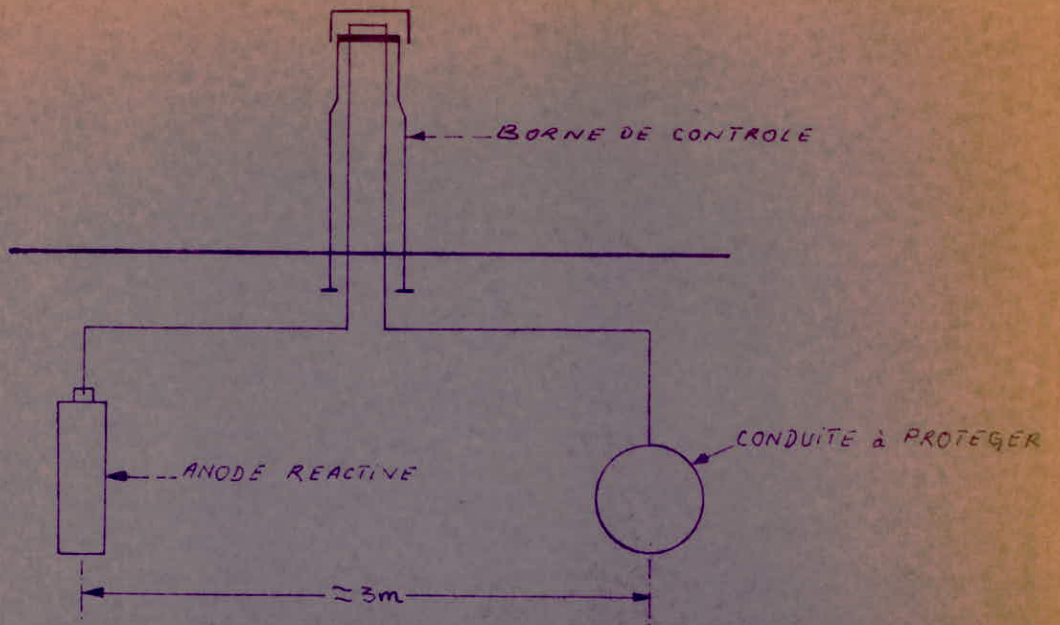
On peut alors proposer des anodes en graphite, en fero-silicium ou en titane platiné, où la dissolution à 1 ampère/an est respectivement 0-2 Kg - 0,1 ÷ 0,15 - indécélable .

X - 2 - 2 - 2 Protection par anodes réactives.

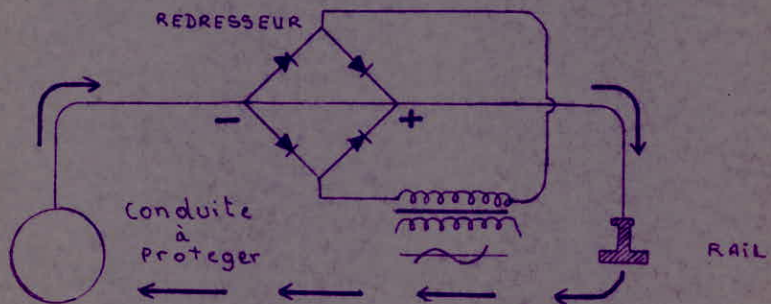
Le principe consiste à constituer avec un métal plus électronegatif que le fer une pile où le fer jouera le rôle de cathode.

La protection en elle - même consiste à relier la conduite à une pièce de métal plus électronegatif que le fer :

- Hydrogene	0,00 Volts
- étain	0.192 "
- Fer	0.34 "
- Zinc	0.77 "



PROTECTION PAR ANODE REACTIVE



PROTECTION PAR SOUTIRAGE DE COURANT

- Aluminium- 1,28 Volts
- Magnésium- 1,49 "

que l'on en fouit dans le sol à 3,00 m environ de la conduite à protéger. A fin d'augmenter le rendement l'anode sera entouré d'une bouillie à base d'argile .

en guise d'illustration, nous donnons les deux relations qui calculent la masse et le nombre d'anodes :

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

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

- I : Intensité du courant (A)
- t : temps de passage du courant (S)
- M : masse atomique de l'anode (g)
- F : 1 Farady = 96500 coulombs
- V : Valence du metal de l'anode
- S : Surface de la canalisation à protéger (m²)
- i : densité du courant (m. A/m²)
- m : masse dissoute de l'anode (g)
- n : nombre d'anodes .

N.B

Cette méthode est utilisée quand dans le sol ne^{SE} trouvent pas les courants vagabonds .

CHAPITRE XI

Pose des conduites des canalisations :

11-1 - Pose en tranchée :

- La pose des conduites s'effectue dans des tranchées de largeurs suffisantes, afin de faciliter la tâche dans le travail

- La pose s'effectue par tronçons successifs en commençant par les points les plus hauts de manière à faciliter l'écoulement naturel des eaux d'infiltration .

La largeur de la tranchée est en fonction du diamètre de la conduite .

- Pour faciliter le raccordement ou la soudure au niveau des extrémités des tronçons (joints; coudes; tés...)

On aménage des élargissements dans la tranchée appelés niche .

$$B = D + 2 (0,30) \quad (m)$$

- B = largeur de la tranchée .

D = Diamètre du tuyau .

h = profondeur de la fouille qui dépend du diamètre de la conduite et de la température .

- L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures.

- Ainsi que la conservation de la fraîcheur de l'eau et permettre leurs protection contre le gel .

- La profondeur de la fouille doit-être de :

$$h \geq D + 0,80(m)$$

- il est essentiel que le fond de fouille soit recouvert d'un lit de pose de 0,15 m à 0,20 m d'épaisseur bien pilonné et bien nivelé suivant les côtes du profil en long :

Ce lit de pose est constitué de sable fin .

Pour le réseau de distribution dont les conduites sont en amiante - ciment nous utiliserons un remblais de terres ordinaires .

Après l'essai des joints et la canalisation; la tranchée est remblayée en bourrant soigneusement, par couches successives arrosées et bien tassées , le dessous et les flancs des tuyaux . Le remblaiement est ainsi poursuivi de la même façon jusqu'à 0,30m au dessus de la conduite ; on achève le remblaiement avec du tout-venant (même le déblai) à l'aide d'engins mécanique éventuellement .

- L'angle d'inclinaison de la fouille à prévoir est de 60° . avec une section trapézoïdale de talus pouvant faire éviter des affouillements .

$$\mathbb{T} = CO \operatorname{tg} \alpha = CO \operatorname{tg} 60^\circ \simeq 0,58$$

la section $A = (B + Ih) h$.

le volume de déblayement

$$V = A \cdot L = (B + Ih) h \cdot L$$

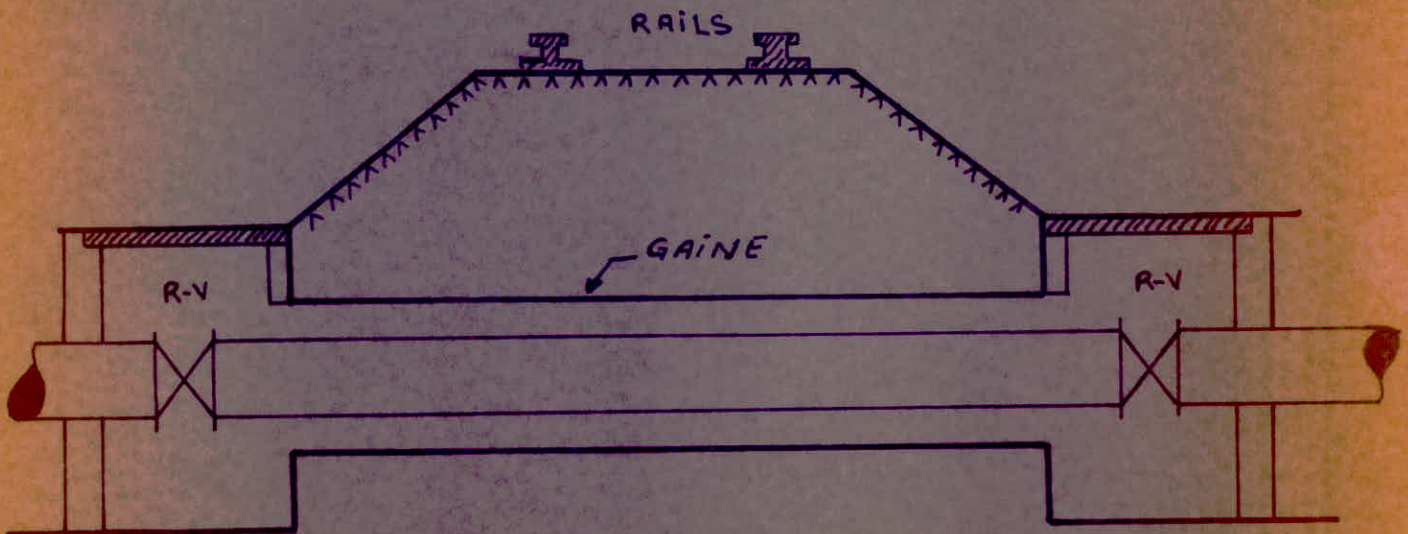
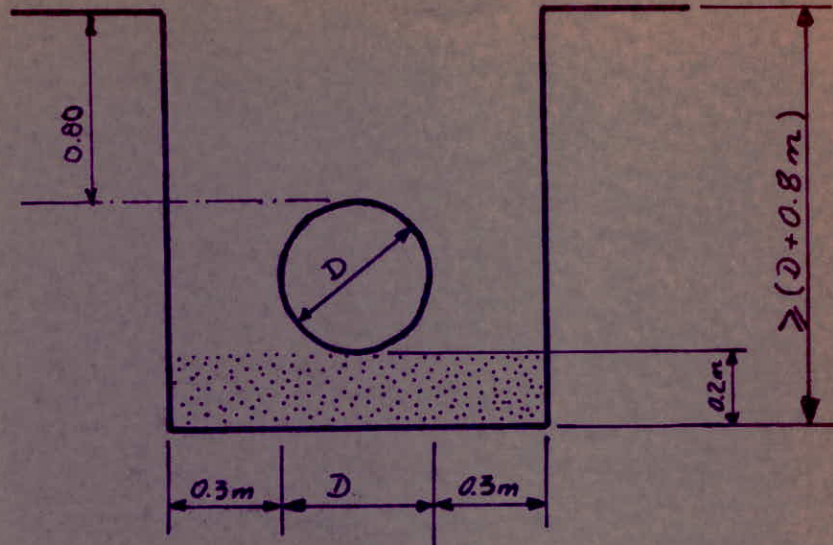
B = largeur du fond de la fouille

h = profondeur de la fouille

L = longueur de la tranchée .

I = inclinaison du talus .

Schéma de pose des canalisations



Disposition de pose de la canalisation lors de la traversée du chemin de fer

\varnothing (m)	$B = D + 2 \times 0,3$ (m)	$h = D + 0,80$ (m)
0,450	1,05	1,25
0,400	1	1,20
0,350	0,95	1,15
0,300	0,90	1,10
0,250	0,85	1,05
0,200	0,80	1,00
0,150	0,75	0,95
0,125	0,725	0,925
0,100	0,70	0,90
0,08	0,68	0,900

11-2 Pose dans le lit d'une rivière :

Une partie de notre canalisation traverse le lit d'une rivière la pose de la conduite sous-l'eau est un problème délicat au niveau des joints et les variations excessives des pressions à l'intérieur de la conduite .

- En pratique on aménage une tranchée dite fouille dans la quelle les conduites sont installées puis recouvertes de béton à ciment hydraulique .

11-3 Traversée des routes

Dans le choix de notre tracé on a été contraint de traverser des routes; en raison des charges à supporter qui peuvent causer des ruptures, et par conséquent des infiltrations qui peuvent avoir des conséquences fâcheuses .

Pour éviter des réparations et des accidents sur le tronçon traversant la route et pour éviter la perturbation du trafic routier nous envisageons des gaines (tubuses de diamètre supérieur) dans les quelles les conduites seront introduites, afin de protéger les canalisations contre les chocs et les vibrations.

11-4 Désinfection des conduites :

Avant la livraison de l'eau à la consommation, il sera procédé à la désinfection des conduites suivants les instructions du laboratoire spécialisé ou un organisme compétent .

Les eaux doivent-êtré traités avant- d'être distribuées
Dans notre cas : l'eau provient d'une nappe souterraine on a prévu une station de javelisation (de chloration).

-CONCLUSION-
=0=0=0=0=0=

Dans ce projet on a essayé dans la mesure du possible de traiter tous les points touchant l'exploitation des ressources en eau ; à l'adduction ; la distribution , l'exploitation et l'évaluation ; rationnelles et économiques de tous les moyens pour une meilleure gestion des installations.

Nous pensons que notre travail servira comme moyen pour l'avant-projet et la réalisation afin d'alimenter la Z.H.U.N et la Zone-industrielle.

---oOo---

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

- HYDRAULIQUE URBAINE Tome I,II,III.....A. DUPONT
- HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEEM .CARLIER
- MANUEL D'HYDRAULIQUE GENERALE M . LENCASTRE
- POLYCOPE HYDRODYNAMIQUE GRAPHIQUEG , DELAPRAY
- POLYCOPE HYDRAULIQUE GENERALEG.DELAPRAY
- Plan d'urbanisme directeur(P-U-D) Phase I (URBACO Ex C.N.E.R.U)

- CATALOGUE DES POMPES.....JEUMONT-SCHNEIDER

I N D E X
=0=0=0=0=0=0=

-PLAnche: I

Profil en long de la conduite de refoulement(SP1-ResZ.I

-Planche: II

Parcours des tronçons(4-3-2-1) et(3-10-9-8-7) secteur"C

-Planche: III

Accessoires des reseaux de la Z.H.U.N

