الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

9/85
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE
1 ex
S PLANS

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ALIMENTATION EN EAU POTABLE ET ASSAINISSEMENT DE DELLYS

Proposé par : D.H.W. Tizi-Ouzou

Etudié par : AROUA S., CHEBILI M.

Dirigé par : Mr MOULOUDI

PROMOTION : **Janvier 1985**

E.N.P. 10, Avenue Hacen Badi – EL-HARRACH – ALGER

Dedicaces.

- A ma mère je dedie ce travail en signe de respect et de reconnaissance -

- A mon père pour son aide morale et materielle.
- A mes freres et soeurs en particulier Samia.
- A toute la famille.
- A mes amis et camarades.
- A Ouahrani Hacène pour son aide inoubliable.

Aroua.S.

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
المكتبة
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

Remerciements.

Nous remercions tous les professeurs qui ont contribué à notre formation et ceux qui nous ont porté aide à l'élaboration de ce projet de fin d'étude particulièrement notre promoteur Mr. Moreloudi, Mr G. Lapray pour leurs conseils et orientations.

Table des matières .

CHAPITRE I.

I) - Présentation de la ville.

1) Situation géographique.
2) Situation topographique.
3) Situation climatique.
4) Ressources en eau.
5) Réservoirs éxistants.

II) Présentation hydraulique.de la ville.

1) distribution
2) adduction

XXX

CHAPITRE II

1) Demographie
2) Installation des habitants par zônes.

CHAPITRE.III

I) - Etude des besoins en eau

1) Dotation
2) Calcul des cons.max.j et debit de pointe.
3) Consommation par secteurs et zones.

CHAPITRE.IV

I) Etudes des reservoirs
1) Rôle
2) Emplacement
3) Equipement
4) Dimensionnement
II) Calcul des capacités par zônes
1) Zône basse
2) Zône haute
3) Systeme de distubution.
III) Automatisation

CHAPITRE. V

I) Etude de l'adduction gravitaire.

1) Choix de tracé
2) Choix du type des conduites.
3) Methode de calcul.

CHAPITRE. VI

Etude technico economique des diamétres de refoulement pour les tronçons.

- R_1 - R_1
- F_1 - R_1
- F_2 - R_1

CHAPITRE.VII

Etude des pompes

1). Choix des pompes
2). Point de fonctionnement
3). Etude de la cavitation

CHAPITRE VIII

Reseau de distribution

1). Dimensionnement des conduites d'amenée aux zônes
2). Calcul du reseau maillé
   methodde hardy-cross
   programme sur TI659
3). Calcul des préssions au sol.
4). Equipement et accessoires du reseau.

CHAPITRE IX

1). Pose des conduites.
2). Traversées des routes.
3). Buttées.
4). Desinfection des conduites.

CHAPITRE X

Protection des conduites.

a) Coup de belier
1). Coup de belier (image physique)
2). Moyens de protections
3). Methode de calcul (Arrêt brusque)
   Calcul avec programme sur TI-59
   Methode de bergeron

B) Corrosion
   Protection externe
   Protection interne

CHAPITRE XI

Assainissement

1). Introduction
2). Types d'eaux usées
3). Tracé du collecteur
4). Calculs
5). Deversoir d'orage.

CHAPITRE 1.

I) PRESENTATION DE LA VILLE.

1) - Situation Géographique :

Dellys est une ville maritime située à 40 Km au Nord Ouest de la Wilaya de TIZI-OUZOU. Elle est reliée à la ville de tizi-ouzou par la route Nationale N° 25.

L'oued sebaou coule à proximité et se jette dans la mer.

2) - Situation topographique :

Le relief est très accidenté et présente de grandes différences de niveau - selon le plan d'urbanisme la zône résidentielle s'étale de 0 à 100 m d'altitude (N. G. A.).

En effet on distingue une zône basse s'étalant de 0 à 50m et une zône haute de 50 à 100m.

Les deux zônes sont séparées par la route Nationale N° 25

Les documents topographiques suivants se trouvent disponibles à la D. H. W.

Un ancien Plan topographique de la ville à 1/1000, un autre au 1/5000 et le même plan à 1/2000.

Les plans sont très anciens (1960) les bâtiments nouveaux, les puits et les réservoirs ne sont pas cartographiés.

3) - Situation climatique :

La région de Dellys est caractérisée par un climat méditérranien avec des étés secs et des hivers humides.

La température moyenne est de l'ordre de 20° C les vents dominants proviennent du Nord (mer) la pluviométrie moyenne de la région est d'environ 600 Mm de pluie par an

.../...

C H A P I T R E II.

II) - PRESENTATION HYDRAULIQUE DE LA VILLE.

ETAT ACTUEL :

1) - DISTRIBUTION :

Une conduite de 250 mm se ramifie du réservoir de 1. 000 atteint la route Nationale, passe vers la ville ancienne de Dellys avec un diamètre de 200 mm. A la place du marché elle s'unit avec la conduite de 150 Mm venant de Takdempt.

Le réservoir de 300 m3 dessert la ville ancienne (Sud) avec une conduite de 200 mm.

Les tracés Complémentaires du reseau de distribution sont inconnues.

Le système du reseau de distribution est mélangé.

2) - ADDUCTION :

Le réservoir de 150 m3 distribue l'eau vers Takdempt et Dellys par une conduite gravitaire, une conduite de 100 mm se ramifie vers Takdemt, passe vers Dellys sous la banquette droite de la Route N° 25, La deuxième conduite de 250 mm part vers Dellys à travers les collines, gagne la RN 25 sur la banquette gauche - cette conduite alimente le reservoir de 1. 000 m3 dont le côté du radier est de 75m.

Près du réservoir de 1. 000 m3 se trouve une station de pompage qui alimente de réservoirs de 300 m3 situé à 126 m d'Altitude - La conduite de refoulement à un diamètre de 150 m.

Ce reseau vivra jusqu'à 1985 quand le nouveau reseau ser mis en réalisation.

II) - RESSOURCES EN EAU (FORAGES) :

La consommation en eau des deux villes est de l'ordre de 1. 700 à 2. 000 M3 / Jour en 1981.

Prés de l'oued sebaou existant deux forages, le forage N° 1 de 40L/S (vers le Nord du pont nouveau) donne de l'eau bonne, le forage N° 2 de 40L/S donne de l'eau salée.

Le forage N° 1 peut desservir les deux villes, mais les besoins n'est tout de même pas assuré, les deux forages alimentent les deux villes les deux villes avec une eau mélangée. Cette eau légérement salée est désagréable à la consommation.

Le forage N° 1 possède un groupe de 40 m3/h et un autre de 100m3/H en cours de montage.

Les pompes immérgées véhiculent l'eau vers le réservoir de 150 m3 situé près de tabdempt au niveau 110 m.

La conduite du forage N° 1 a un diamètre de 300 mm et l'autre de 200 mm.

5) - RESERVOIRS EXISTANTS :

Le forage N° 2 refoule l'eau du réservoir de 150 m3 dont le trop plein est situé à 110 m près de takdempt celui-ci dessert :

- La ville de Takdempt.
- Le réservoir de 1. 000 m3.
  - Cote du radier 74, 46 m
  - Cote du trop plein 78, 46 m
- Le réservoir de 3 00 m3.
  - Côte du radier 127, 59 m.
  - Câte du trop plein 131, 59.

.../...

Caracteréstiques des Forages

N° du Forage	F_1	F_2	F_3
Côte du terrain (m)	11,3	10,40	10,40
Côte du niveau Statique (m)	8,31	6,90	6,88
Côte du niveau dynamique (m)	3,61	3,70	3,60
Diametre du Forage (m)	0,500	0,50	0,50
Debit (l/s)	80	80	80

C H A P I T R E III.

ETUDES DES BESOINS EN EAU POUR L'HORIZON 2010.

1 - DEMOGRAPHIE :

En 1977 la ville de Dellys comptait 13721 Habitants, Tabdemt 1319 Habitants vu le procés verbal de L'A.P.C.

Le taux d'accroissement annuel est selon le plan d'urbanisme de 3, 3%.

L'évolution démographique suit une loi donnée par la formule suivante :

$$P_n = P_o \left(1+\hat{i} \right)^N$$

P_n = Population future.
P_o = Population Actuelle.
N = Nombre d'années séparant les deux horizons.
$\hat{i}$ = Taux d'accroissement de la Population.

ANNEES	DELLYS	TAKDEMT	TOTAL
1977	13. 721	1. 319	15. 040
1985	17. 791	1. 710	19. 501
1990	20. 925	2. 011	22. 936
2000	28. 953	2. 783	31. 736
2010	400. 521	3. 850	43. 908

L'estimation des Besoins en eau est liée à l'accroissement démographique - il est donc nécessaire d'en tenir compte dans le calcul du Projet.

-o- INSTALATION DES HABITTANTS PAR ZONES POUR -o-

-o- L'HORIZON 2010 -o-

S=secteur z=zone INSTALLATIONS Projetées	N° 0		N° 1		N° 2		N° 3		N° 4		N° 5		TOTAL
	z;basse	z haut	z;h	z.h	z.b	z;h	z.b	z.h	z.b	z.h	z;b	z.h	
PHASE DU P.D.V	-	-	1621	3093	1538	2945	8696	4948	2159	-	-	-	25.000
ZONE D'EXTENTION DU P.D.U	-	-	-	-	-	-	-	1280	-	2970	-	-	4.250
EXTERIEUR DU PERIMETRE DU P.D.U	827	1573	-	-	-	-	-	-	-	-	1097	1503	5.000
HAUTS BATIMENTS	140	266	273	524	200	500	1474	1056	365	504	186	254	5.802
T O T A L	967	1839	1894	3617	1798	3445	10170	7284	2524	3474	1283	1757	40.052

VILLE DE DELLYS:

secteur / zone	N° 0	N° 1	N° 2	N° 3	N° 4	N° 5	TOTAL
BASSE	967	1894	1798	10170	2524	1283	18636
HAUTE	1839	3617	3445	7284	3474	1757	21416
T O T A L	2806	5511	5243	17454	5998	3040	40052

TAKDEMT P= 3850 Hab

Denomin	Zones	Population	Total
DELLYS	zohaute	21416	21416
	z.basse	18636	22486
TAKDEMT	z.basse	3850	
		T=	43902

I) BESOINS EN EAU POUR L'HORIZON 2010:

1. Dotation : Les normes d'alimentation sontles suivantes:

Habitants	permanents:	200 l/j/hab
"	temporaires :	100 l/j/hab.
Resturants	:	20 l/j/hab.
Parcs	:	2 l/j/m^2
Voies	:	0,8 l/j/m^2
Hopital	:	500 l/j/lit

Industrie locale	:	6% de la consommation de la population.
Autre Industie	:	25% " " " " " "
Sonade	:	15% " " " " " "
Reserve	:	10% " " " " " "

Vu l'irregularité du debit de consommation horaire, journalière et annuelle ~~au~~ on applique au debit moyen des coefficients correspondants afin d'obtenir le debit de pointe.

$$\text{Coef. horaire } K_o = \frac{\text{cons. max. horaire}}{\text{cons. moy. horaire}}$$

$$\text{Coef. de variations journalière } K_j = \frac{\text{cons. max. journalière}}{\text{cons. moy. journalière.}}$$

$K_o = 2,6$

$K_j = 1,3$

Coef. de pointe K_p est donné par:

$$K_p = K_o . K_j$$

$$= 2,0 . 1.3 = 2,60.$$

.../...

2. CALCUL DES CONS j .max et debit de pointe:

	POPULATION	DOTATION (ℓ/hab)	CONS. MOY. J (M^3)	DEBIT. MAX. J (ℓ/hab	CONS . MAX . J (m^3)
DELLYS	40052	200	8010,40	200	10413,50
TAKDEMPT	3850	200	770,00	"	1001 ,00
T O T A L	43902		8780,4		11414,50
HOPITAL	500 LITS	500	250	600	300
VISITEURS	1500 PERS	100	150	130	195
ELEVES EXT	4200 "	"	420	130	546
" INT	1600 "	"	160	150	240
CASERNES	1500 "	"	150	150	225
RESTAURANTS	2000 "	20	40	25	50
INDUSTIE LOC.		6%	526,8		684,9
INDUSTRIE AUTRE		25%	2195,0		2853,5
SONADE		15%	1317,0		1712,1
RESERVE		10%	878,0		1141,5
PARCS	192000 m^3	2 l/m^2	384,0	4 l/m^2	768
VOIES	410900 m^2	0,8 "	328,7	1 "	410,9
JARDINS	29000 m^2	1,5 "	43,5	3 "	77,00
		TOTAL	15643,4		20618,4

.../...

3-CONSOMMATION PAR SECTEURS ET ZONES (M^3)

	Nº 0		Nº 1		Nº 2		Nº 3		Nº 4		Nº 5			
	Z.B	Z.H	Z.B	Z.H	Z.B	Z.H	Z.B	Z.H	Z.B	Z.H	Z.B	Z.H	TAKDEMPT	TOTAL
HABITANTS	251	418	492	941	467	896	2644,5	1894	656	903	334	457	1001	11414,5
INDUSTRIE	--	--	1268,5	--	--	--	250	--	398	--	--	--	937	2853,5
AUTRES	146	278	286	546	272	510,10	1536	1100	381	525	194	266	310,3	6350,4
TOTAL	397	696	2046,5	1487	739	1406,10	4430,5	2994	1435	1428	528	723	2248,3	20618,4

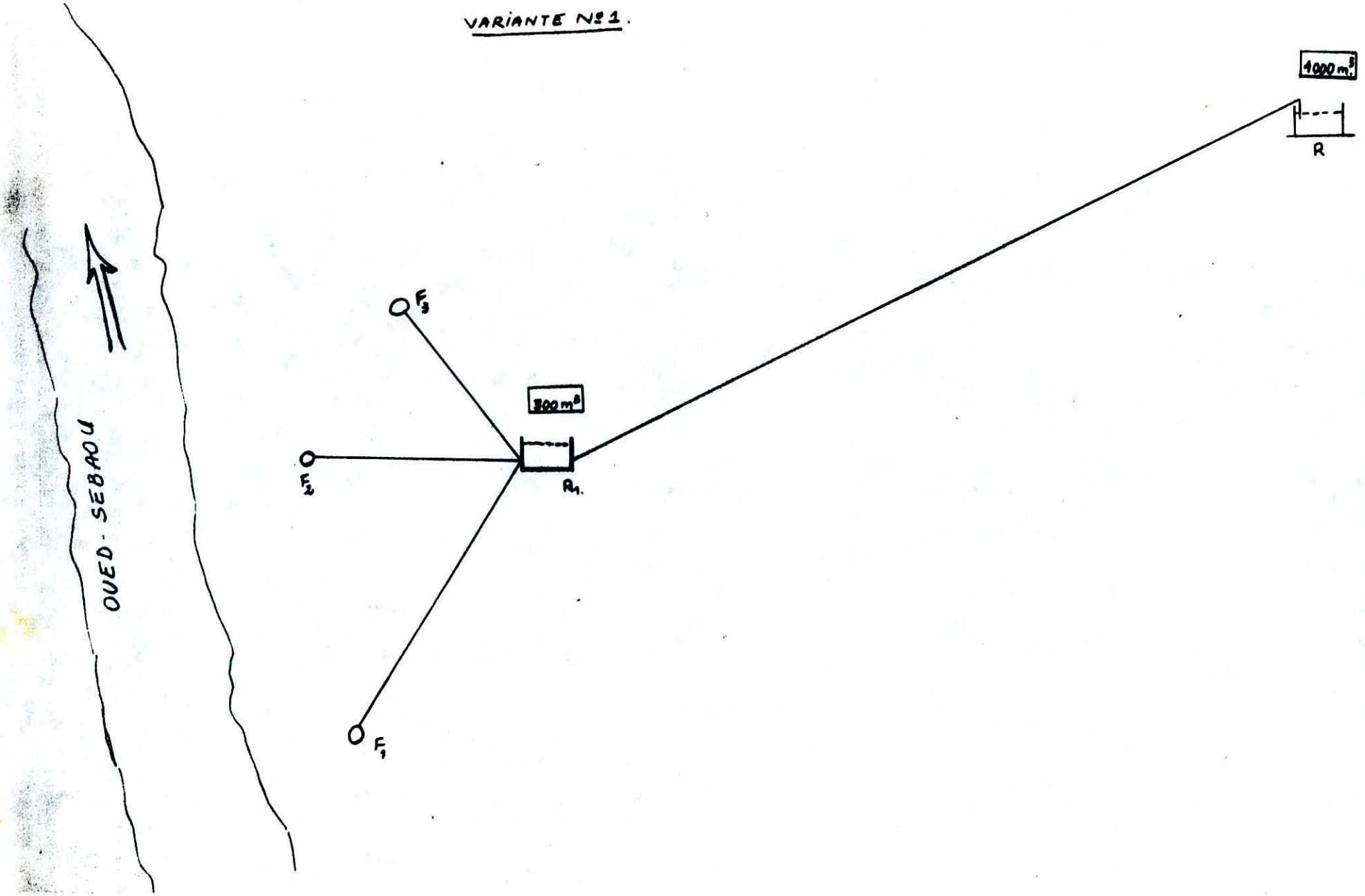
CONSOMMATION DES ZONES:

SECTEURS / ZONES	Nº 1	Nº 1	Nº 2	Nº 3	Nº 4	Nº 5	TOTAL	TAKDEMPT
ZONE BASSE	397	2046,5	739	4430'5	1435	528	9576	2248,3
ZONE HAUTE	756	1487	1406,1	2994	1428	723	8794,1	
TOTAL	1153	3533,5	2145,1	7424,5	2863	1251	18370,1	

DELLYS: 18370,1 M^3/J

TAKDEMPT: $\frac{2248,3}{20618,4}$ M^3/J

VARIANTE N° 1.



ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DE DIAMETRE DE REFOULEMENT.

METHODE DE CALCUL :

$D = K\,Q^{1/2}$ Tronçon R_1 - R.

$K = 1\left(\frac{S}{M}\right)^{1/2}$ ----> Bonnin.

$K = 1{,}5\left(\frac{S}{M}\right)^{1/2}$ ----> BRESS.

Le choi de la gamme des diametres est donné approxiptivement par la formile de bonneur est de bress

Perte de charge

Les perte de charge lineaires sont determines par la formule de darcy-weisbach

$$\Delta H = \frac{f\, l_t\, v^2}{2g \cdot D_h}$$

f= coe f. de frottement

$L_t = 1{,}15\ L_g$

V= vitesse moyenne d'ecoulement

D_h diametre hydraulique

le coeficient de frottement"f"depend du regime d'ecoulement de l'eau En regime de transition il est calculé par la formule de NEKURADSE

$$F_n = \left(1{,}14 - 0{,}86 \ln \frac{\varepsilon}{D_h}\right)^{-2}$$

En regime de transition le coef "f" est donné par la formule de COLEBROOK

$$F_c = -0{,}86 \ln\left(\frac{}{3{,}7D_h} + \frac{2{,}51}{RV\sqrt{f}}\right)$$

$R = \frac{v\ Dh}{\gamma}$ Nombre de reynolds

$\gamma = 10^{-6}\ M^2/s$ vixosité cinematique à 20?c

Calcul du HMT

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

H_g=hauteur geometrique de refoulement

ΔH_t=pertes de charge totales

Puissance de la pompe

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot Hmt}{n}$$

P= Puissance en KW

N= Rendement de pompage

Q= Debit refoulé (m^3/s)

Energie consommée

E= p.t.365

E= Energie en Kwh

T= nombre d'heures de pompage

e=0,19 DA/QWH tarif d'energie

Amortissement annuel

l'annuite d'amortissement est de determinée par la relation:

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

i= taux d'annuite =8%

N= NOMBRE D'ANNEE d'amortissement (25ans)

$$A=\frac{0,08}{(0,08+1)25-1}+0,08=0,0930$$

L= 5600m

T= 1;15L=6440m

D= $\overline{VQ}$ =500m

D= 1,5 $\overline{VQ}$ = 800m

Calcul de H_{mt}

Ø(mm)	V_m/s	$/D_h$	Re 10^5	f	H_t	Hmt
500	1,222	210^3	6,10	0,024149	23,59	170,59
600	0,848	$1,66\ 10^3$	5,08	0,02312	9,11	156,11
700	0,62	$1,42\ 10^3$	4,36	0,02464	4,49	151,49

Deponses d ,expor tation

Ø (mm)	puissaneKW	ENERGIEkwh	DEPENSES DA
500	535,51	1954611	371376,10
600	490,06	1788719	339856,60
700	475,55	1735757	329793,80

Frais d'amortissement.

Ø (mm)	Prix DA/m	Prix de revient	Annuité
500	640	4121600	329738;00
600	600	5495120	359609,60
700	814	5242160	419372,80

Bilan

Ø(mm)	Frais d'exploitation	Frais d'amortissement	Bilan
500	371376,10	329738,00	701104,10
600	339856,60	359609,60	699466,20
700	329793,80	419372,80	749166,60

le diametre économique est le D600 m

les même notes de calcul nous donnent les diamètres économiques de refoulement des autres tronçons;

trançons: F1-R1----→Ø = 350 mm

F2-R1-----→Ø = 350 mm

F3-R1------→Ø = 350 mm

Calcul des HMT.

	Ø (mm)	ΔH(m)	ΔH.1.15 (m)	Hmt (m)	L (m)
F1-R1	350	1,03	1,20	19,10	340
F2-R1	350	1,20	1,40	22,50	450
F3-R1	350	3,02	1,50	24,60	1000

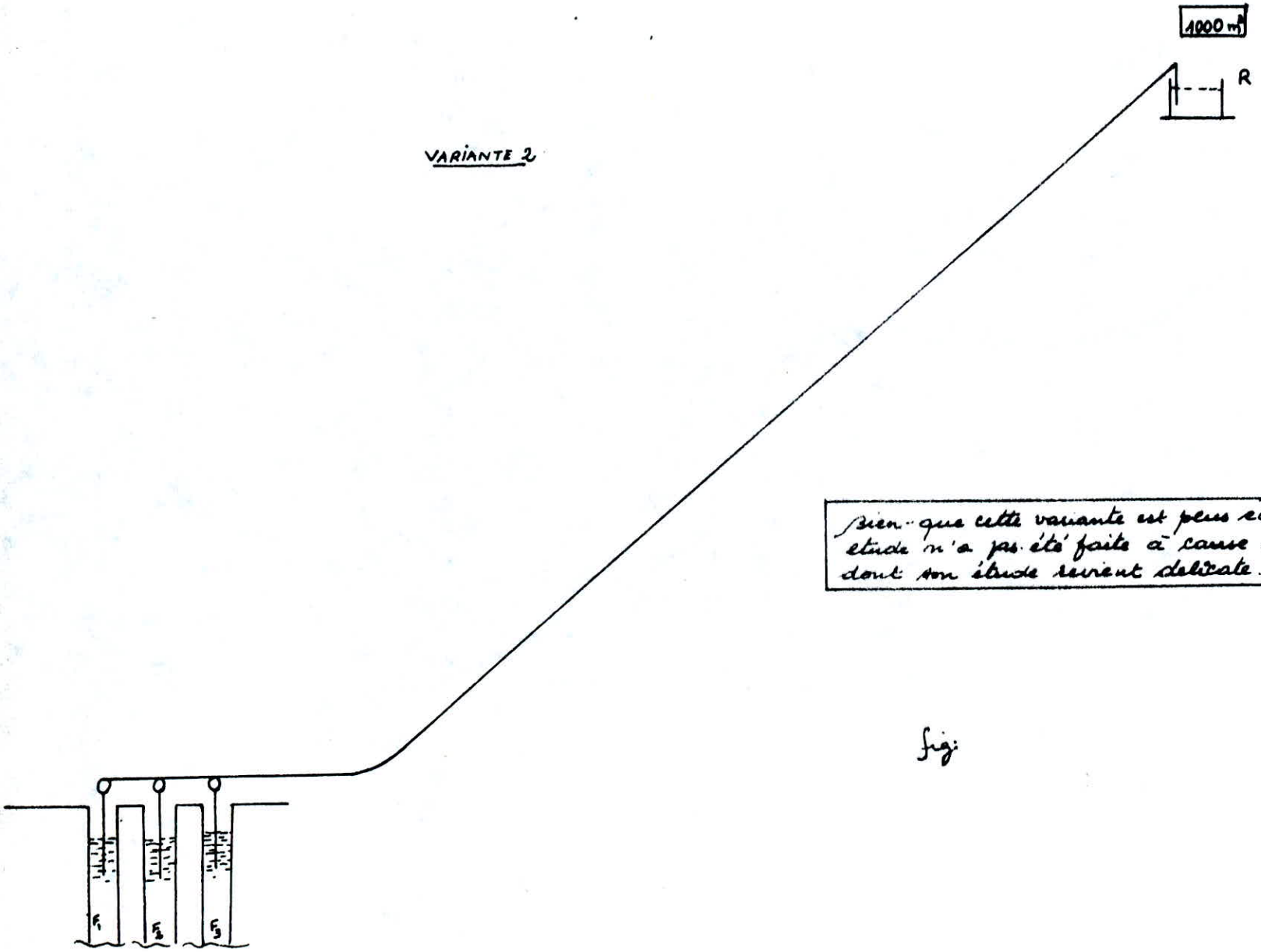
Hmt = Hg+Ha + ΔHt

Hg =Hauteur geometrique

Ha = Hauteur d'aspiration

ΔHt = Perte de charge totales

VARIANTE 2



Bien que cette variante est peus économique, son étude n'a pas été faite à cause du coup de bélier dont son étude revient délicate.

fig

C H A P I T R E IV .

I) - ETUDE DES RESERVOIRS :

1) - ROLE :

Les réservoirs ont pour but d'assurer la liaison entre le débit d'apport constant et le débit de consommation variable au cours de la journée - Ils permettent d'émmagasiner l'eau pendant les périodes où les consommations sont inférieurs au débit d'apport et de le réstituer dans le cas contraire.

2) - EMPLACEMENT :

L'emplacement des réservoirs se fait à des altitudes suffisamment hautes de façon à donner une pression de service optimale aux heures de pointe - la côte du radier doit-être supérieure à la plus haute côte piézométrique dans le reseau -

3) - EQUIPEMENT :

Le réservoir dôit être équipé :

d'une conduite d'adduction dont l'arrivée de l'eau est noyée pour préserver l'équilibre carbonique de l'eau et empécher la précipitation du calcium.

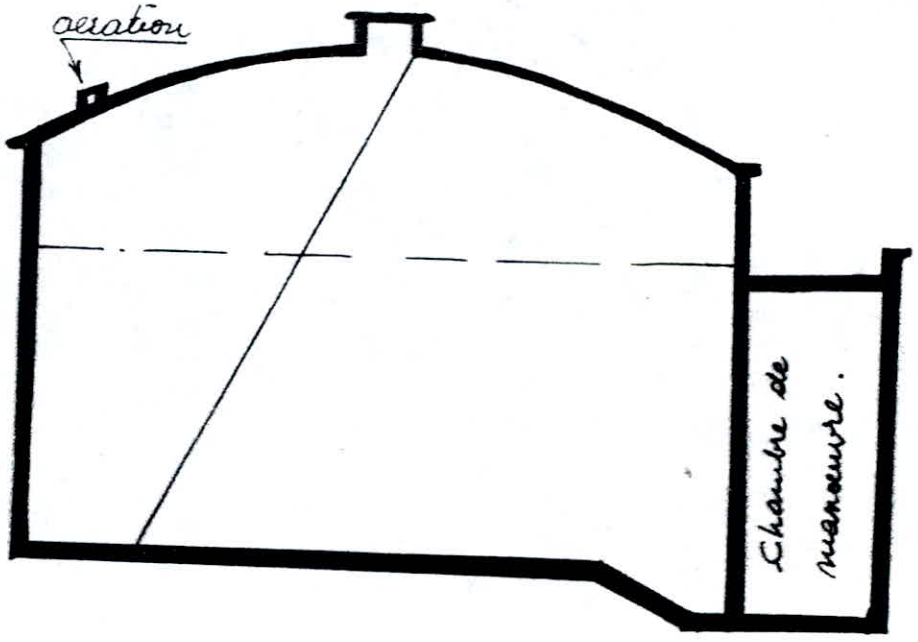
Le départ de la conduite de distribution s'éffectue à 20Cm au dessus du radier pour éviter la pénétration des boues.

D'une conduite de trop plein déstinée à évacuer l'eau quand la limite di niveau d'eau d'eau est atteinte.

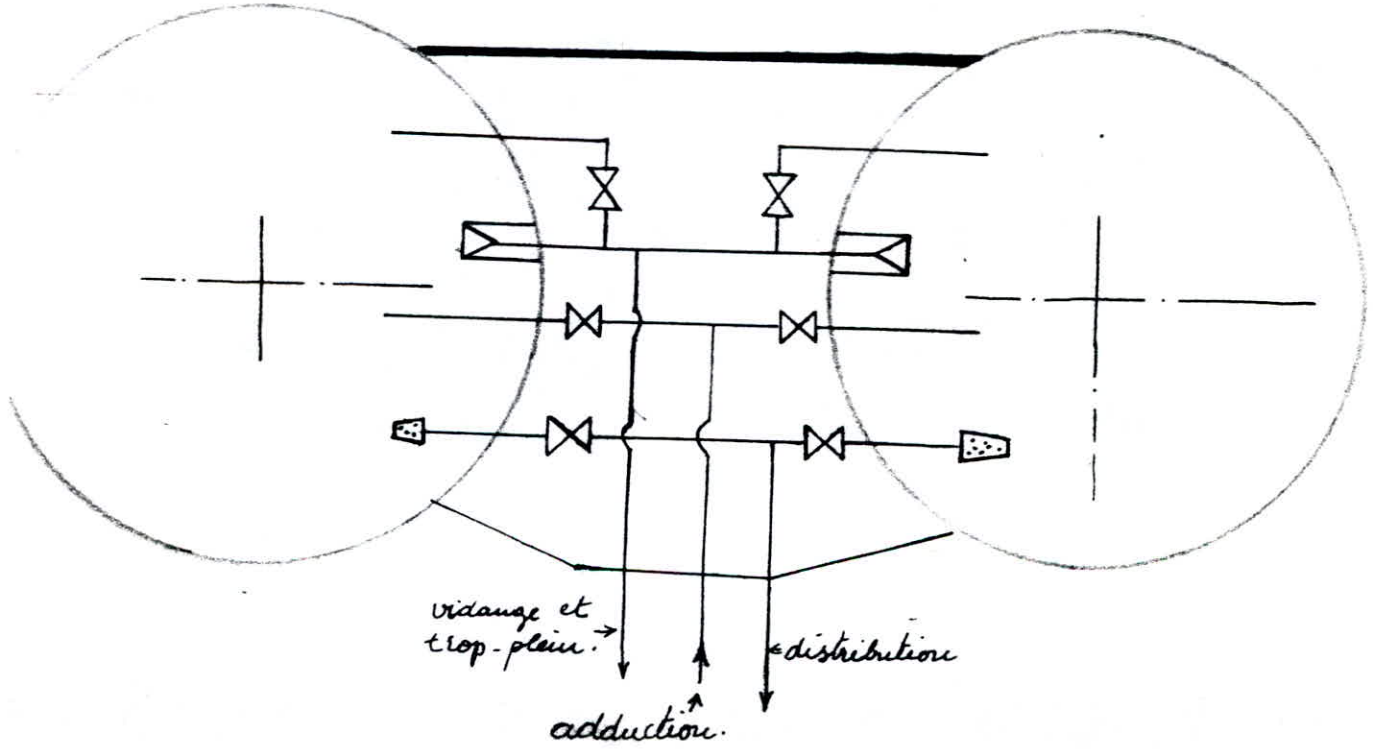
D'une vidange pour le nettoyage du réservoir. Elle est raccordée à la conduite du trop plein.

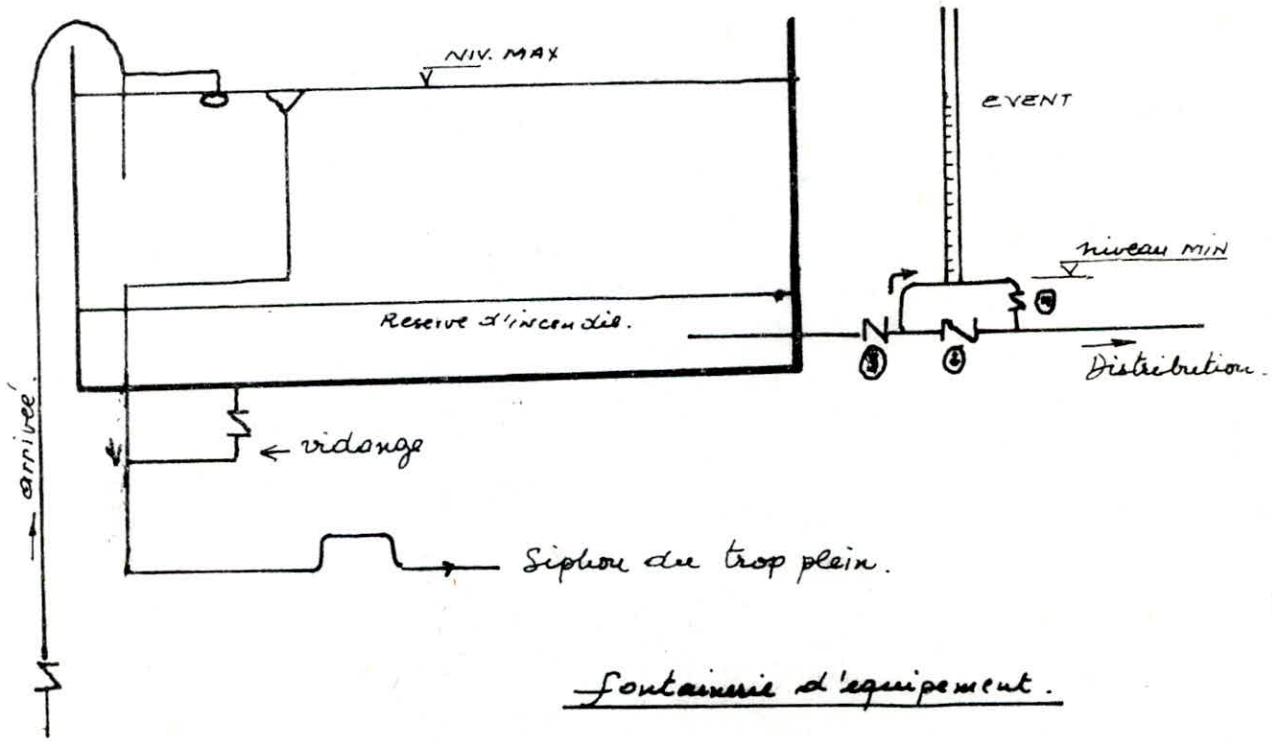
Commandé par une ligne pilote, un intérupteur à flotteur est disposé à la partie haute du réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur et le déclenche pour un niveau d'eau supérieur

.../...

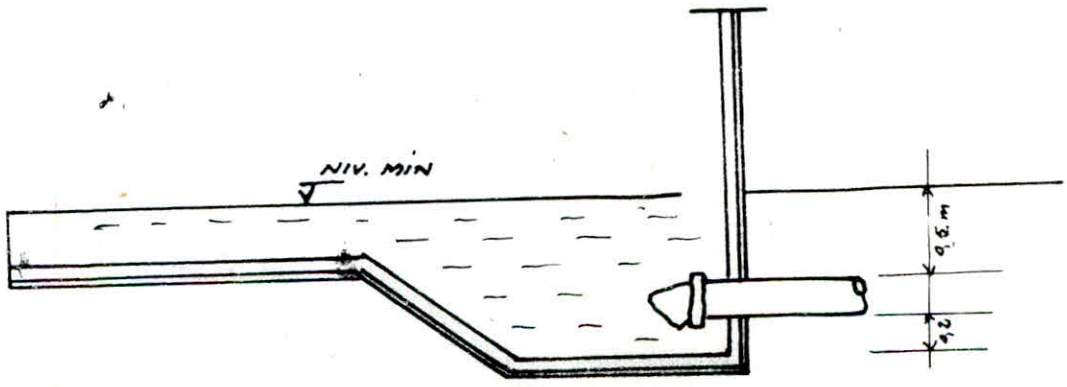


Schema en plan des reservoirs jumelés.





Fontainerie d'equipement.



DEPART de la CONDUITE.

.../...

3) - Volume des réservoirs :

- La capacité du réservoir se détermine en fonction du débit d'apport et du débit du soutirage pendant les 24 Heures. Pour les réservoirs de stockage on tient compte de la réserve d'incendie.

- Pour une ville moyenne, la répartition de la consommation s se fait de la manière suivantes : (DUPONT)

A = débit moyen horaire

A = Consommation journalière

de 6h à 7h ---------- a

7h à 11h ---------- 3,5 a

11h à 16h ---------- 0,4 a

16h à 18h ---------- 2a

18h à 22h ---------- 0,5a

22h à 6h ---------- 0,125 a

TABLEAU DE CALCUL

Heures	Appo débit A	Coef de pointe	C.ONS. suivant decoupage	difference apport- consomma. +	-	Extrenums
0-1	a	0,125	0,125 a	0,875 a		
01-2	2a	"	0,250a	1,75a		
2-3	3a	"	0,375a	2,695a		
3-4	4a	"	0,500a	3,50a		
4-5	5a	"	0,625a	4,375a		
5-6	6a	"	0,750a	5,25a		
6-7	7a	1	1,750a	5,25a		5,25a
7-8	8a	3,5	5,25a	2,75a		
8-9	9a	"	8,75a	0,25a		
9-10	10a	"	12,25a		2,25a	
10-11	11a	"	15,75a		4,75a	4,75a
11-12	12a	0,4	10,15a		4,15a	
12-13	13a	"	16,55a		3,55a	
13-14	14a	"	16,95a		2,95a	
14-15	15a	"	17,35a		2,35a	
15-16	16a	"	17,75a		1,75a	
16-17	17a	2,0	19,75a		2,75a	
17-18	18a	2,0	21,75a		3,75a	
18-19	19a	0,5	22,25a		3,25a	
19-20	20a	"	22,75a		2,75a	
20-21	21a	"	23,25a		2;25a	
21-22	22a	"	23,75a		1,75a	
22-23	23a	0,125	23,875a		0,875a	
23-24	24a	"	24,00a		0	
					V=	10a

En tenant compte de la reserve d'incendie le volume sera V=10 A

V= 10a

II) - CAPACITE DES RESERVOIRS PAR ZONE.

1) - Zône basse :

Consommation max. Jour = 11824, 40 m3 /j .
La zône basse nécessite une volume de stockage égal à :

V = 10 a + 10% c

a = 492 m3 / h

V = 6100 m3

En tenant compte la réserve d'incendie er des fuites d'eau au nuajois la capacité à 10% .
On prévoit au total 4 réservoirs :

1 R de 1000 m3 éxistant
3 R de 2000 m3 projetés

4 R de 7000 m3

2) - Zône haute :

Consommation max. Jour = 8794, 40 m3 /J.

a = 366, 5 m3 /H.

V = 4500 m3

On projette pour cette zône 3 réservoirs dont un éxistant

1 R de 300 m3.
3 R de 2000 m3.

4 R de 4300 m3.

Le volume total des réservoirs est de 11300 m 3 Supérieur à 50% de la consommation max. Journalière totale.

3) - Système de distribution :

Zône basse :

Hauteurs dédservies de 0, 50 m.
L'alimentation de cette zône se fera à partir du réservoir éxistant 300 m3 et des réservoirs projets C. E

.../...

Réservoirs.	N° B :	Capacité	2000 m3
	F :	"	2000 m3
	G :	"	1000 m3
	H :	"	2000 m3
	Total	=	7000 m3.

Zône haute :

Hauteurs desservies de 50 à 100 m.

L'alimentation de cette zône se fera à partir du réservoir existant 300m3 et des réservoirs projetés C. E.

Réservoirs N°	C :	capacité	2000 m3.
	D :	"	300 m3
	E :	"	2000 m3.
	Total	=	4300 m3.

Le réservoir B (2000 m3)alimentant la zône basse est muni d'un brise-charge pour éviter les surpressions au niveau de cette Zône.

Calcul du diamétre du réservoir

On prend une hauteur H de 3 à 6 m.

$$V = S.\ H$$

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \rightarrow V = \frac{\pi D2}{4} \times H$$

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4.\ V}{\pi.\ H}}$$

Calcul de la côte du radier :

$$Cr = Ct + h + Hwi + Ps + Hwe\ .$$

Cr = Côte du radier du réservoir.

Ct = Côte du terrain du Pt choisi.

H = Haut. données en fonction du Nre d'étage.

Hwi = Perte de charge intérieures. (singulière).

Ps = Colone d'eau suplémentaire tenant compte des Clauffe-eau et autres appareils.

Hwe = P.D.C. Liniaires du tronçon.

H = 15 m.

Ps ≙ 3 m.

Hwi = 3 m.

$$Hwe = \frac{\lambda.\ Lt}{D} \cdot \frac{V2}{2g}$$

III) - AUTOMATISATION :

Pour un fonctionnement rationel et économique des pompes, il est important d'automatiser la marche de l'exploitation.

- Arrêt du pompage quand le réservoir est plein.
- Arrêt du pompage quand le plan d'aspiration s'abaisse. normalement dans les réservoirs d'accumulation.
- La reprise du pompage dès que les conditions d'aspiration redeviennent normales au dès que le plan d'eau dans le réservoir s'abaisse au dessous d'un certain niveau.

Pour que ces opérations puissent s'effectuer dans le minimum de temps il est impératif de les rendre automatique.

LIAISON ASPIRATION RUDEUR.

Le sustème est basé sur la conductibilité de l'eau. Ce système comporte une electrode sur chacun des niveau limités haut et bas du réservoirs.

Ces electrodes sont reliées à un relais qui n'enclenche pas, Si les electrodes sont émmergées et qui ne déclenche que si ces electrodes sont hors de l'eau.

Lorsque l'eau montant dans le réservoir vient recouvrir l'électrode supérieure (trop-plein) à ce moment le circuit est pérené entre place et terre.

lorsque le niveau d'eau s'abaisse, découvre l'électrode inférieure , le circuit s'ouvre et le réservoir se remplit de nouveau.

LIAISON MOTEUR RESERVOIR :

Cette liaison peut être effectuée avec ou sans ligne de commande appelée ligne pilote.

Commande sans ligne Pilote

Lorsque la distance entre la station et le réservoir très importante l'installation d'une ligne pilote devient chère.

On dispose alors à l'arrivée de la conduite de refoulement un robinet flottant ou un clapet de type spécial dit seno-clapet.

CHAPITRE V

ETUDE DES ADDUCTIONS GRAVITAIRES

1). Choix de tracé

Le choix de tracé doit être effectué de maniére à.
- Rechercher un profil en long aussi regulier que possible
- Avoir le tracé le plus court que possible

Dans la mesure du possible, suivre les accottement des routes.
Les tracés ont été etudiés sur une carte topographique à l'echelle 1/10.000

2). Choix du type des conduites

Le choix du type des conduites est etabli des critéres d'ordre technique tenant compte au diamétre la pression de service, les conditions de pose et sur des critères économique. Dans notre projet ou a choisi des conduites en acier vu les avantages qu'elles présentent.
- Leur resistances à de hautes préssions (20 bars)
- Leur élasticité.
- Economique et disponnibles sur le marché.

3).Calcul de l'adduction

Methode de calcul

On choisit la conduite principale (la plus longue et la plus chargeé en debit) - tronçon 1-2-3.
- On détermine les debits calculés entre les points nodeaux.
- En partant des vitesses économiques lémite on determine en premiére approximation les diametrs de la conduite principale entre les points nodeaux.(voir fig...)

$$Q=V;A \qquad \Delta = \frac{\pi D^2}{4} \qquad D=\sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$$

Finalement on choisit les diamétres normalisés les plus proches de ceux qui sont donnés par cette formule.
Ayant les diamétres choisis on détermine les vitésses réelles dans les conduites et on calcule les pertes de charges dans chaques tronçons.

$$\Delta h_{ri} = \frac{f \cdot l_e \cdot v^2}{D \; 2g}$$

$$\Delta h_{ri} = rq^2 = J_q \cdot l_e \cdot Q^2$$

$$J_q = 0{,}0828 \frac{f}{D5} \qquad \text{(section circulaire)}$$

$$l_e = 1{,}15 \; L$$

les résultats de calcul sont portés au tableau.

Calcul des Pertes de Charges.

Tr	L	Le	Q ℓ/s	Ø (mm)	Fc	Jq	r=JQ.le	ΔH	ΔH+15%
A-1	440	506	310	600	0,02267	0,02414	12,29	1,20	1,38
1-2	2715	3122	130	450	0,02446	0,1097	342,65	5,80	6,67
2-C	595	684	70	350	0,02620	0,4130	282,50	1,49	1,72
2-D	2425	2788,75	60	300	0,02736	0,9323	600,2	9,40	10,80

Calcul des Côtes plézometriques

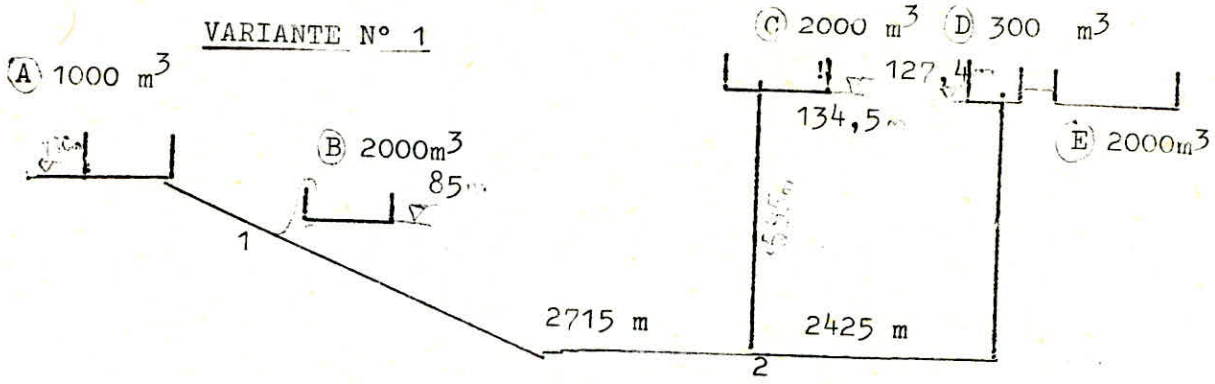
$$CP_2 = CP_D + \Delta H_{2-D} = 142,20$$

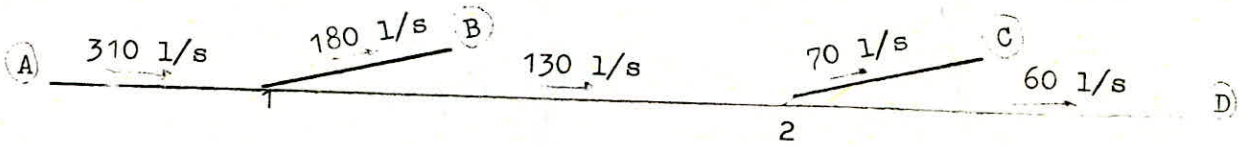
$$CP_2 = CP_c + \Delta H_{2-c} = 142,22$$

$$CP_1 = CP_2 + \Delta H_{1-2} = 148,90$$

$$CP_A = CP_1 + \Delta H_{1-A} = 150M.$$

VARIANTE N° 1


A 1000 m3
B 2000m3
C 2000 m3
D 300 m3
E 2000m3
85
127,4
134,5
1
2
2715 m
2425 m


A
310 l/s
180 l/s
B
130 l/s
70 l/s
C
60 l/s
D
1
2

Aprés avoir calculé les pertes de charge le long de chaque tronçon de la conduite principale ,on construit la ligne piezometrique c'est à dire qu'on detamine les côtes piezometriques des points nodaux-

Ayant les côtes piezometriques des points nodaux on les compare avec celles donneés approximativement au calcul precedent. Au cas où on observe des differences sensibles on change les diametres et on répette les calculs-

Calcul des diamétres des branches.

1°/ Determiner les pertes de charge de chaque branche.

$\Delta H_{i-j} = CP_i - CP_j$.

2/ Determiner les de débit K

$$K_{i-j} = Q_{i-j} \left| \frac{L_{i-j}}{\Delta H_{i-j}} \right|^{1/2}$$

En se servant des abaques on choisit les diamètres normalisés ayant les diamètres normalisés on refait le calcul des pertes de charge et le calcul des côtes piezométriques.

DONNES DE BASE

CPD = 131,4 m

CP2 = 142,2 m

CPc = 140,5 m

$\Delta H(2-D) = CP(2) - CP(D) = 10,81$ m

$\Delta H(2-C) = CP(2) - CP(C) = 1,70$ m

$K_{2-D} = 60\left(\frac{2788,75}{10,81}\right)^{1/2} = 1002$ l/s _____ Ø = 300 mm

$K_{2-C} = 70\left(\frac{684}{1,70}\right)^{1/2} = 1294$ l/s _____ Ø = 350 mm

on a donc comme diamètre $D_{2-D} = 300$ mm

$D_{2-C} = 550$ mm

Adduction vers la zone haute

Troncon 0-1

L= 440m. Q= 310ℓ/s $\varepsilon = 10^{-3}$m.
Le= 506m.
an propose une vitesse initiale V = 1,2m/s

$$\phi = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = 0,573m = 600mm$$

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4.0,310}{\pi.(0,6)^2} = 1,096m/s$$

Verification du regime d'ecoulement.

$$\frac{\varepsilon}{Dh} = \frac{1}{600} = 1,66.10^{-3}$$

$$R = \frac{VD}{\nu} = \frac{1,096.0,6}{10^{-6}} = 6,576.10^{5}$$

} moddy Regime de transitio

En regime de transition

Ce coeficient de frottement "f" est donné par laf formule colebrook.

$$fc = \left[-0,86 \log\left(\frac{\varepsilon}{3,7Dh} + \frac{2,51}{R\sqrt{f}}\right)\right]^{-2}$$

$$fn = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{Dh}\right)^{-2} = 0,02267$$

f_c= 0,023100

$$H = JQ.Le.Q^2 = 1,20 m$$

$$JQ = 0,0828 \frac{fc}{D^5} = 0,02414.$$

H = 1,20m + 15% = 1,38m

Trouçou 1-2.

L= 2715m Q= 130ℓ/s ε = 1mm.

Le = 3122,25m.

V = 1,1m/s.

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = 0,4068m \approx 450mm.$$

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = 0,817m/s.$$

$$fn = 0,02446 ;$$

$$\frac{\varepsilon}{Dh} = 2,22\ 10^{-3}$$

$$R_e = \frac{V.D}{\nu} = 3,67\ 10^{5}$$

} moody R.T.

F_c = 0,02333 J_Q = 0,10468

AH= 5,80m. AH_{2-3} = 5;8 + 15 % = 6,67 m

Adduction gravitaire de la zone basse

côté piozanetrique

CR_b = 91m

CR = 74m

CR_f^g = 72m

les pertes de charge le long du tronçon"B-3"sont calculés par:

$\Delta H = J_Q \, le \, Q^2$

L=2700m. Q=180l/s ϵ=1mm. Le = 3105m

V_i = 1m/s $\rightarrow D = \frac{4Q}{\pi V I} = 0,478 = 500mm \rightarrow V_i = \frac{4Q}{\pi D^2} = 0,916 m/s$

$\frac{\epsilon}{Dh} = \frac{1}{500} = 2.10^{-3}$

moody regime de transition

$R_e = \frac{VD}{\nu} = 4,58.10^5$

Le regime de transition le coeficient de frottement"f_c" est calculé par la formule de colbrock.

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

$f_u = (1,146 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{Dh})^{-2} = 0,02378; \rightarrow f_c = 0,02430$

$JQ = 0,0828 \frac{f_c}{D^5} = 0,064385$

$\Delta H = J_Q . le . Q^2 = 6,5m$

La côte prezometrique au point (3)estégale à:

$CP_3 = CP_B - \Delta H_{3-B}$

$CP_B = C_R$+hauteur maximale

$CP_B = 85+6 = 91m$

$CP_B = 91-6,5 = 84,5m$.

Calcul des diametres des branchements

$CP_3 = 84,5m$

$CP_F = 78,0m$

$CP_G = 79,4m.$

Branchement "3 - G"

$$\Delta H_{3-G} = CP_3 - CP_G$$

$$= 84,5 - 79,4 = 5,10m.$$

$$K = Q_{3-G} \left(\frac{L_{3-G}}{\Delta H_{3-G}} \right)^{1/2}$$

$$K = 130 \left(\frac{2400}{5,10} \right)^{1/2} = 2820 \text{ l/s}$$

D'aprés les valeurs abasiques du module K on obtient le diametre économique.

$K = 2820$ l/s $\longrightarrow$ $\emptyset = 450mm/$

$D_{3-G} = 450mm$

Branchement "3-F"

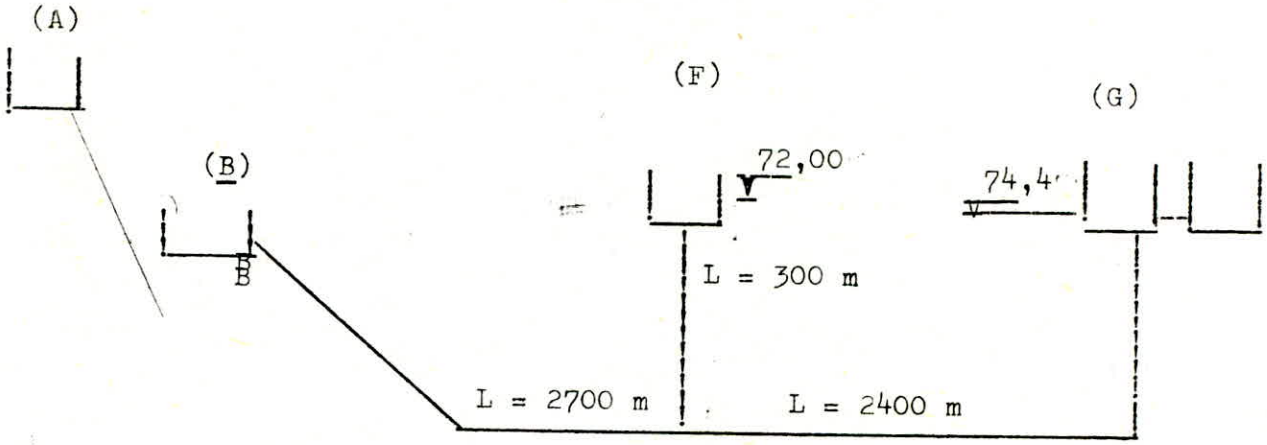
$$\Delta H_{3-F} = CP_3 - CP_F$$

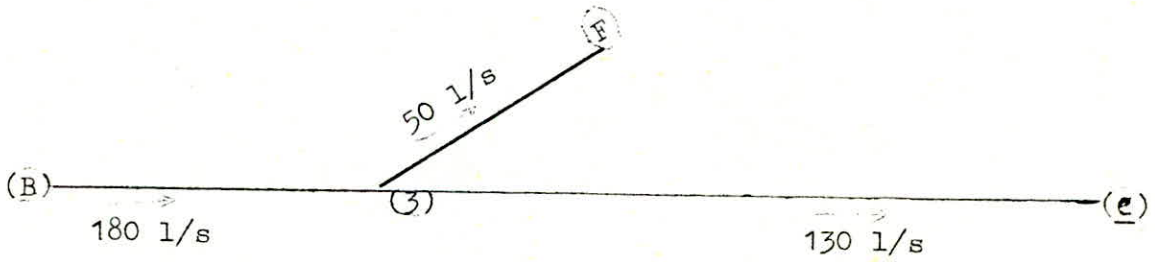
$$= 84,5 - 78,0 = 6,5m$$

$$K = 50 \left(\frac{300}{6,5} \right)^{1/2} = 340 \text{ l/s}$$

$K = 340$ l/s $\longrightarrow$ $D_{3-F} = 200mm.$

ZONNE BASSE





TRONçONS

B-3 :	L = 2700 m	Q = 180 l/s	Ø = 500 mm
3-F :	L = 300 m	Q = 50 l/s	Ø = 200 mm
3- G:	L = 2400 m	Q = 130 l/s	Ø = 450 mm

Verification analytique

Tronçon 3-G

L = 2400m Q = 130 l/s $\varepsilon = 10^{-3}$ m

le = 2780m D = 450 mm

$$V_1 = \frac{4Q}{\pi D^2} = 0,817 \text{m/s}$$

$$F_n = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D_h} \right)^{-2} = 0,02446$$

$$J_Q = 0,00828 \frac{F}{D^5} = 0,1097$$

$$\Delta H_{3-G} = JQ \cdot Le \cdot Q^2 = 5,12M$$

$$CP_G = CP_3 - \Delta H_{3-G}$$

$$CP_G = 84,5 - 5,12 = 79,40M.$$

Tronçon 3-F-

L = 300m Q = 50 l/s ε = 1mm

le = 345m Q = 200mm.

V = 1,5 m/s

F = 0,0308

J_Q = 7,9695

ΔH = 6,87m.

$$CP_F = CP_3 - \Delta H_{3-F}$$

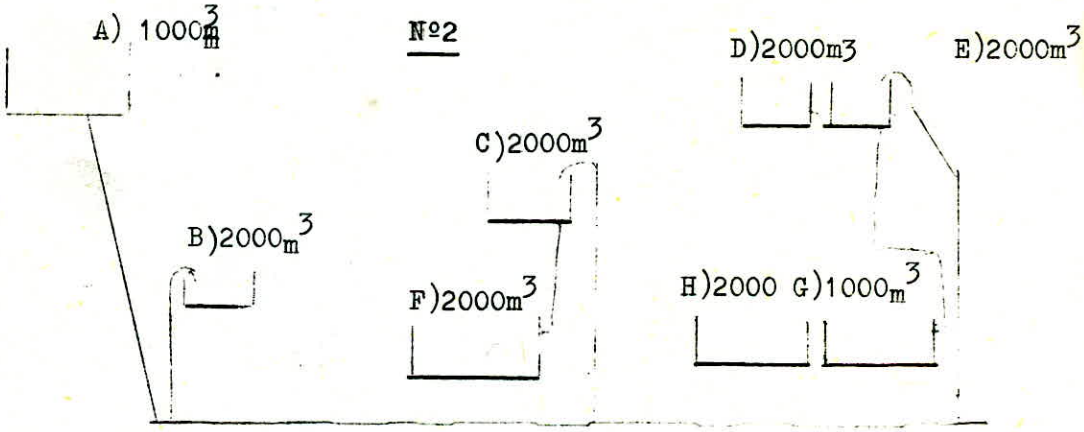
$$= 84,50 - 6,87 = 77,63 \simeq 78m$$

Tableau recapitulatif

Points	Côtes Piezometrique	Côte du Radier	Pertes de Charge
B	91,00	85,00	-
3	84,50	-	ΔH_{B-3} = 6,5 m
F	77,63	72 m	ΔH_{3-F} = 6,87 m
G	79,38	74,40 m	ΔH_{3-G} = 5,12 m

VARIANTE Nº2

Le volume de stockage est le même que pour la variante Nº1. Nous avons opté pour l'étude de la variante Nº1 pour des raisons topographiques et économiques vu que le prix du mètre lineaire triple en fonction du diamètre.



CHAPITRE VII

ETUDE DES POMPES

1- CHOIX DES POMPES:

Les hauteurs manometriques et les débits à assurer sont reportés sur les courbes caracteristiques des diverses pompes possibles. Ces caractéristiques permettent des choisir le type de pompe convenable. Un grand intérêt est porté sur le choix d'une machine suxceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximal conduisant à un coût faible du mètre cube d'eau élevé.

2- POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE:

Le point de fonctionnement d'une pompe est donné par l'intersection de la courbe, caractéristique de la pompe $Q = F(h)$ et de la courbe, caractéristique de la conduite $Q = F(\Delta H)$.

En vu d'adapter la pompe à des conditions de marche données des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de celle-ci, peuvent être apportées. A propos on procède à une comparaison entre quatre types de variantes.

1°/ Accépter le point de fonctionnement tel qu'il est donné, le débit élevé sera supérieur à celui désiré avec la réduction du tempsde pompage.

2°/ Accepter la caractéristique de la pompe et vanner sur le refoulement. De ce fait on accroit la consommation d'énergie.

3°/ Rogner la roue afin de faire passer la caractéristique de la pompe sur le point de fonctionnement désiré. Dans ce cas le rendement diminue d'autant que la rognage est important.

4°/ Conception d'une pompe homologue suxceptible de fournir les conditions.

EQUATION DE LA CARACTERIQUE DE LA POMPE

L'équation de la courbe caractéristique d'une pompe quelconque est donné par l'expression suivante :

$$H_{max.} - H = aQ^n$$

H_{max} = haut. max. que peut fournir la pompe

H = haut. d'élevation d'un débit quelconque

Q = Débit élevé à la hauteur H

3 - ETUDE DE LA CAVITATION

Le phénomene de cavitation se manifeste l'orsque la pression absolue de l'eau qui décroit la bride d'aspiration jusqu'à un certain point à l'interieur de la roue atteint pour ce point une valeur minimale correspondant à la tension de vapeur pour la température de l'eau pompée.

La production de cavité dûes à des poches de vapeur dans la masse liquide en écoulement est génératrice de chocs violents et de corrosions mécaniques. Les courbes caractériques subissent une chute brutale à partir du moment où se produit la cavitation.

pour éviter l'apparition de la cavitation il faut que :

$$N.P.S.H._d > N.P.S.H_r$$

N.P.S.H$_d$ = charge nette d'aspiration disponible

$$N.P.S.Hd = \frac{P^o}{\bar{W}} - (H_a + J_a + H_v)$$

$\frac{P^o}{\bar{W}}$: pression en m;c;e. au plan d'aspiration

Ha : hauteur d'aspiration

Hv : tension de vapeur

N.P.S.Hr : pression absolue à la bride d'aspiration

N.P.S.Hr : CHArgen nette d'aspiration requise $N.P.S.Hd = \frac{Pi}{\bar{w}} - hv$

CHOIX DES POMPES POUR LE REFOULEMENT R,-R

Les caractéristique de refoulement sont les suivantes :

$$Q = 864 m^3/h$$

$$HM_T = 156,11 \text{ m}$$

$$H_t \triangleq 9,11 \text{ m}$$

Le catalogue JEUMENT-SCHEIDER mis à votre disposition nous permet pas d d'obtenir une pompe idéale capable de répondre à ces caractéristiques. Pour celà nous avonsopté un couplage en parallele de deux pompes identiques relevant la moitié du débit chacune.

La hauteur de refoulement reste la même alors que les débits s'ajoutent

$\frac{Q}{2} = 432 m^3/h$

$HM_T = 156,11$ m.

Les pompes choisies soient du type : NMB 8

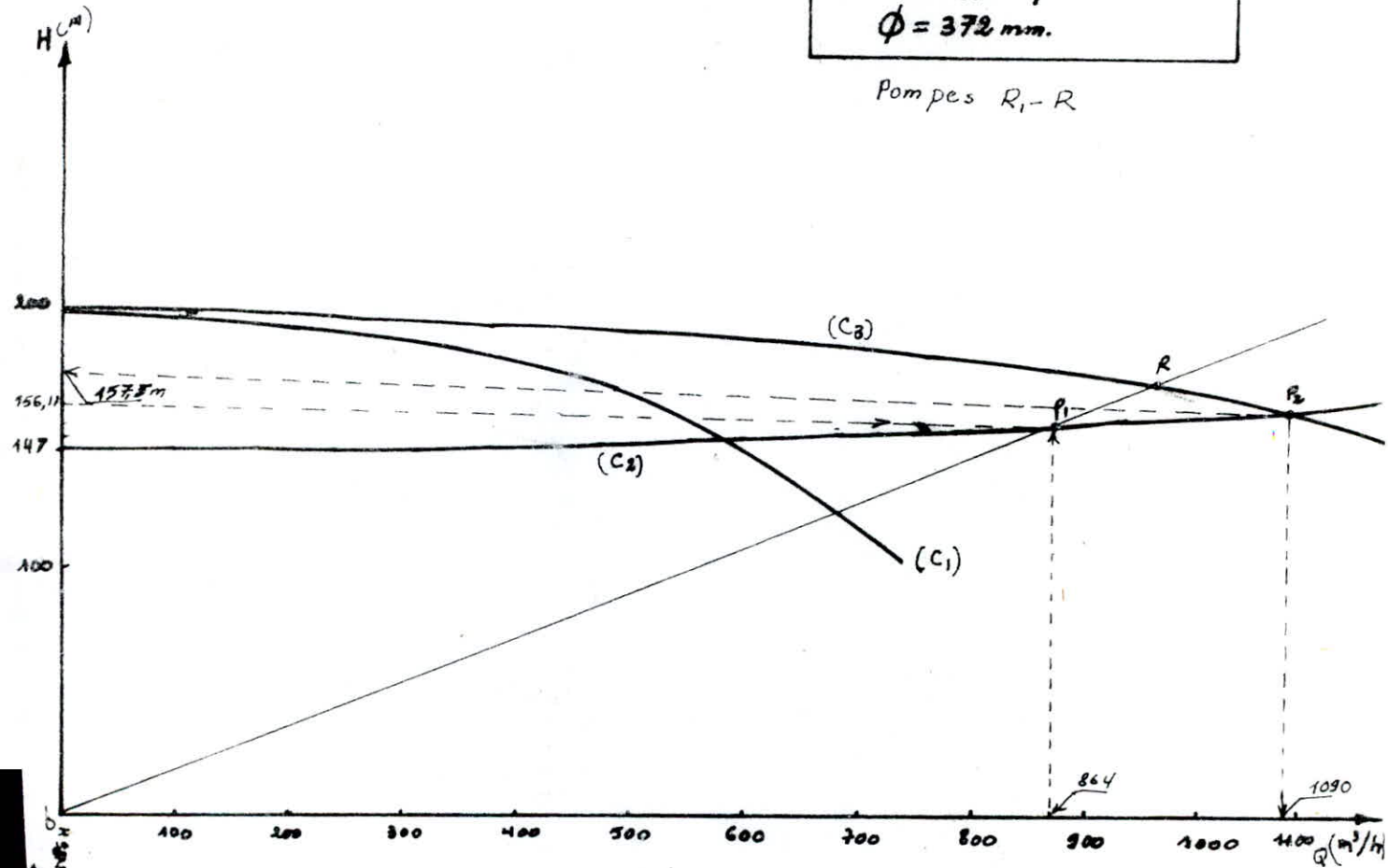
vitesse de rotation : N = 1470 tr/min

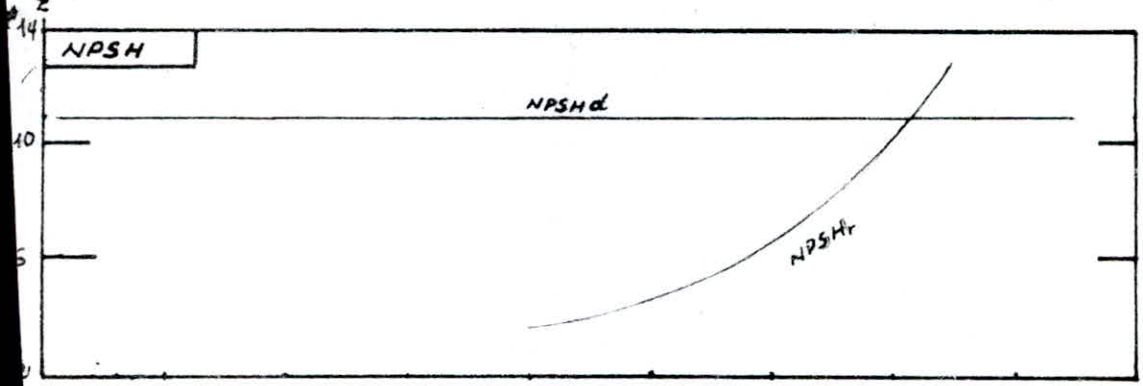
diametre de la roue : Ø 372 mm

Le point d'intersection de la caracteristique de la conduite et de la caractérique resultante des deux pompes se trouve décalé du point de fonctionnement désiré.

JEUMONT-SCHNEIDER
SERIE: NM88
N = 1470 tr/min
ϕ = 372 mm.

Pompes $R_1 - R$





C_1 = caractéristique de la pompe.
C_2 = Caractéristique de la conduite
C_3 = caractéristique de deux pompes en parallèle.

.../...

1° VARIANTE

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est. Le débit à relever sera supérieur à celui désiré et la durée de pompage sera reduite.

Point désiré P_1 $Q = 864\ m^3/h$
$H = 156,11\ m$

Point trouvé P_2 $Q = 1050 m^3/h$
$H = 157,5\ m$

Volume d'eau entrant dans le reservoir pendant 24 h

$$V = 864.24 = 20736\ m^3$$

Le temps de pompage sera reduit à $T = \frac{V}{1090} = 19\ h$

$$P = \frac{\gamma Q H}{3600.N} = \frac{9,81 ; 1090 . 157,5}{3600. 0,78} = 599,76\ KW$$

Energie annuelle

$$E = P. t = 4159335,6\ KWh$$

2° VARIANTE

Elle consiste à vanner sur le refoulement pour creer une perte de charge $(P_3 - P_1) = 177 - 156,11 = 20,89\ m$

$$P = \frac{9,81 . 864 . 177}{3600. 0,76} = 584,32\ KW$$

$$E = Pt = 3802599,2\ KWh$$

3° VARIANTE

Elle consiste au rognage de l'"impulseur de la roue.

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

Q et H sont des coordonnées du point R

$Q = 950\ m^3/h$

$H = 171\ m$

$$m = \left(\frac{q}{Q}\right)^{1/2} = \left(\frac{864}{950}\right)^{1/2} = 0,95$$

Le % de rognage sera donc de 1-m = 5%

$$P = \frac{9,81 . 950 . 171}{3600. 0,79} = 560,35\ KW$$

$$E = Pt = 3886027,25\ KWh$$

4e variante
elle consiste à rechercher une pompe homologne à celle déja considiré mais dont le point de fonctionnement sera celui desiré di. ension de la pompe restenant inchangées, mais la vitesse de rotation subira une modification.
la nouvelle vitesse de la rotation sura déterminée par l'application des lois de la similitude des machines hydroliques .
caracteristique initiale de la pompe

Q(M3/s)	0	200	400	500	600
Hi(m)	200	193	17	165	147
E (%)	68	73	78	71	67

N= 1470 tr/min (vitesse initiele)
D= 0,372 m (diametre de la roue)
caractemistique adimensionelle:
cette caractéristique exucutée avec une seule machine suffit pour determiner quelconque des variation
Q,D,H,on N en fonction des trois autres l'orsque la machine est geometriquement à celui qui fait lobjet des essais:
C1 = Qi/ND3 C2 = Hi/N2 D2

C1	0	7,34.10^{-4}	18,35.10^{-4}	22,02.10^{-4}	14,68.10^{-4}
C_2	6,688.10^{-4}	6,45.10^{-4}	5,98.10^{-4}	4,91.10^{-4}	5,52.10^{-4}
E (%)	68	73	78	71	67

DETERMINATION de la nouvelle vitesse de rotation

$$N = \frac{Q}{C_1 D^3} \qquad N = \frac{1}{D} \left(\frac{H}{C_2}\right)^{1/2}$$

Q etH ETANT le debut et la hauteur disirés
Q = 432 m^3/h Hm1= 156 m

$$N = \frac{2,33\ 105}{C_1} = \qquad N = \frac{33,575258}{(C_2)^{1/2}}$$

En subistituant dans les expressions de N les valeurs cancomittante de C_1 et de C_2 on peut tracer les fonction N= F (C_1) et N= F (C_2)
l'intersection des ces deux fonction nous donne la valeur de la nouvelle vitesse de rotation
N= 1380 tr /min.

En appliqaut les loi de la similitude on a:

En appliquant les loi de la similitude on a :

$$H = \left(\frac{N}{N_1}\right)^2 H_1 \qquad Q = \frac{N}{N_1} Q_1$$

$Qi(m^3/h)$	0	188,84	377,68	472,11	566,53
$Hi(m)$	178,31	172,07	159,58	147,10	131,06

Pour une seule pompe la puissance $P = \frac{9,81 \cdot 432 \cdot 156}{3600 \quad 0,78} \equiv 235,44$ Kw

Pour les deux pompes P = 2.235,44 = 470,&& KW

d'où : E = 4124 908,8 KWh

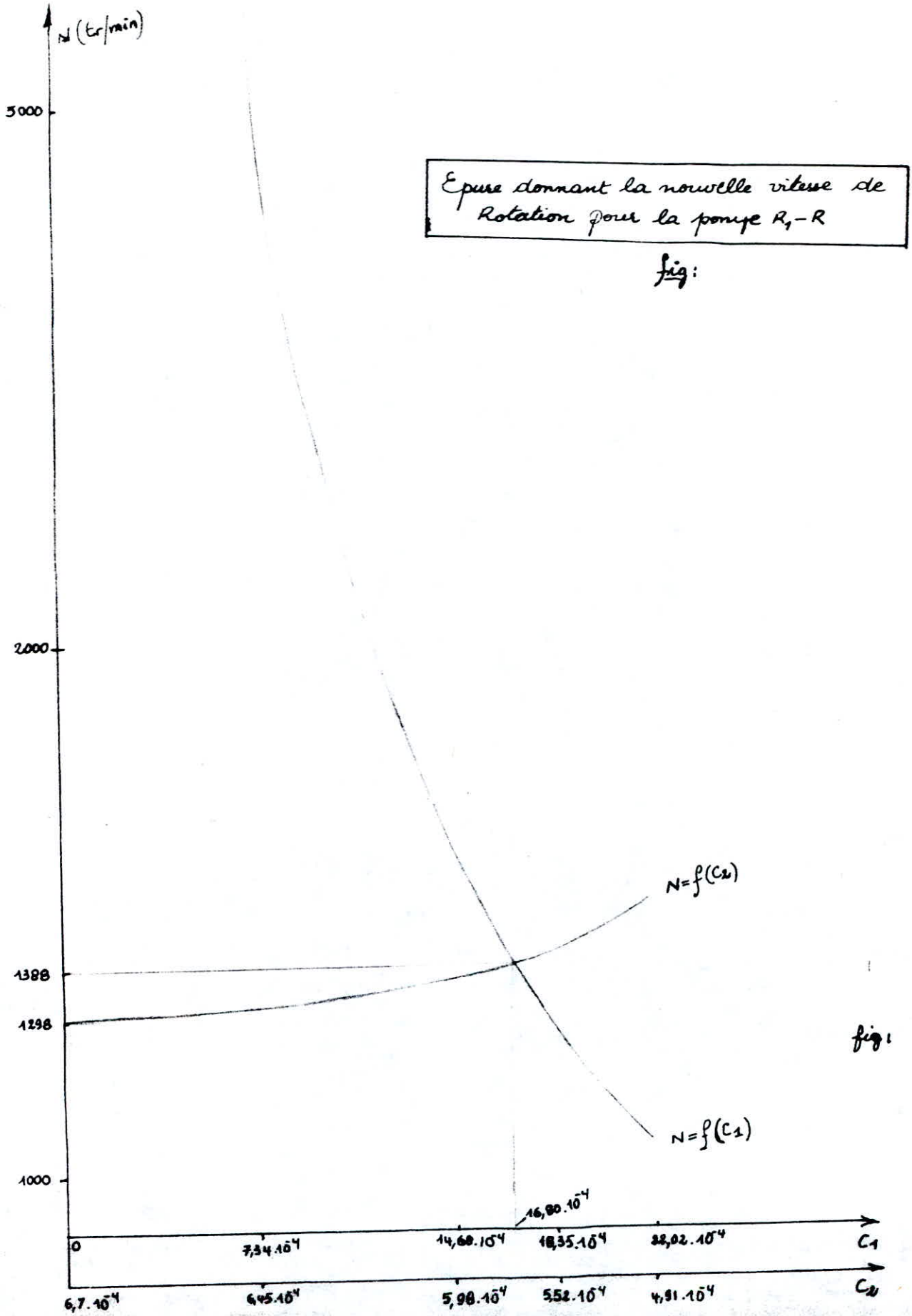
La variation de la vitesse peut être obtenue de plusieurs manières :

1°) En intercalant entre la pompe et le moteur un variable mécanique ou electronique.

2°) En agissant directement sur la vitesse du moteur en utilisant les propriétés du moteur à collecteur.

3°) A partir de la tension alternative un variateur electronique la transformera en tension continue de valeur moyenne reglable qui, appliquée au moteur permettra de faire varier sa vitesse.

4°) En agissant directement sur le moteur asynchrone il est possible d'obtenir des vitesses differentes par commutation du nombre de paires de poles.



Epure donnant la nouvelle vitesse de Rotation pour la pompe $R_1 - R$

fig:

fig:

CONCLUSION :

L'analyse des 4 variantesnous mene à choisir la deuxieme pour raison economique.Elle consiste à faire le vannage sur le refoulement. Une autre pompe de même type doit-être prevue pour la securité.

Choix de pompe pour le forage F/

$Q=80$ L/S $=288 m^3/H$ HMT=19,1m

Le catalogue jeumout-Schneider nous donne une pompe à axe vertical:

Serie: VG-142 .
Vitesse de rotation N= 1550 Tr/min.
Diametre de la roue : 300mm
Rendement max:78 %

Le point de foctionnement P_2 donné par l'intersection des deux courbes est decalé du point de fonctionnement desiré.

Iere Variante:

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est-le debit à relever sera superieur à celui desiré et la dureé de pompage sera reduite.

POINT desiré P_1: $Q= 288 m^3/h$.
$H= 19,1$ M

POINT donné P_2: $Q= 334\ m^3/h$
$H= 19,8$ m

Volume d'eau en haut dans le reservoir pendant 24^h

$V= 288.24 = 6912 m^3$

Le temps de pompage se redùit à:

$$T= \frac{V}{334} = 20\ h$$

Le temps de pompage n'est pas assez reduit par d'inconvenient

$$P= \frac{9481.334.19,8}{3600.0,0} \equiv 25,8\ KW \quad \text{(puissance)}$$

$E=P.T = 192631,30$ K Wh/ an

2eme Variante:

Elle consiste à vannee sur le refoulement pour creer une perte de charge $(P_3-P_1)=21,1 - 19,1=2m$.

P=20 KW

E=146000 KWh an

3eme Variante:

Elle conssiste au rognage de l'impulseur de la roue.

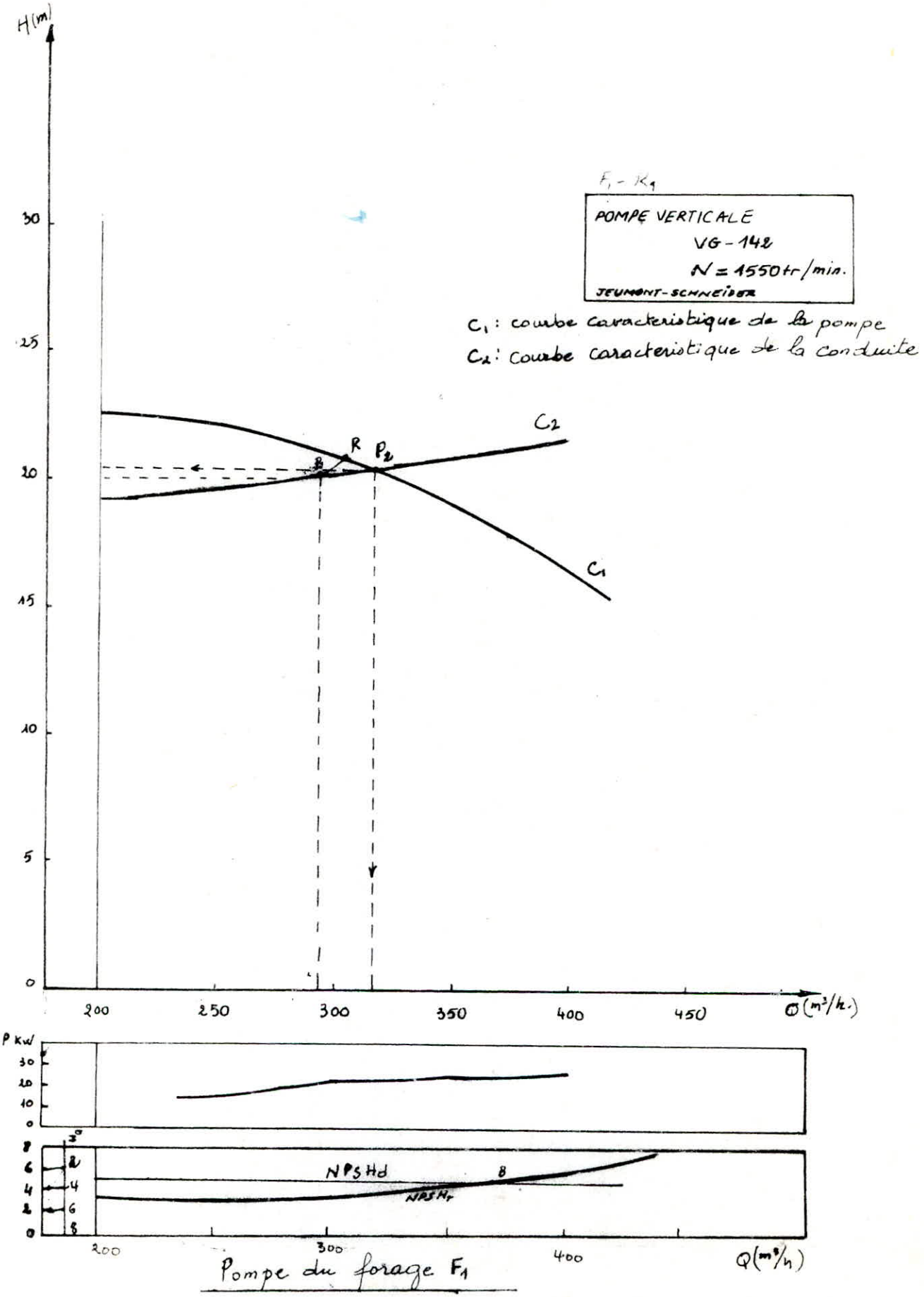
$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{D^2}{d^2}$$

Qet H' sont les coordonneés du point (M)

$H = 21,3m$ $Q = 295 m^3/h$

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

$$m=\left\{\frac{Q}{q}\right\}^{1/2}=0,98.$$



$F_1 - K_1$

POMPE VERTICALE
VG - 142
N = 1550 tr/min.
JEUMONT-SCHNEIDER

C_1 : courbe caractéristique de la pompe
C_2 : courbe caractéristique de la conduite

Pompe du forage F_1

Le % du rognage est de 1-m = 2%

$P = \frac{9,81.21,3.295}{3600.0,2} = 23,8$ KW

E= 191114 KW .

Conclusion:

Nous adaptons la deuxieme variante qui consiste à faire un vannage au refoulement.

Forage F2/

$Q = 80 l/s = 288 m^3/h$

HMT = 22,40 m

TYPE: jeumont-Shneider
SERIE: VG-142
N=1650 tr/min $\eta = 78\%$

Point desiré P2

$q = 288\ m^3/h$

H = 22,40 m

Point de fonctionnement P_1

H = 22,60 m

1ere Variante;

$V = 288.24 = 6914 m^3$

$T = \frac{V}{306} = 22$ h

$P = \frac{9,81.306.24}{3600.0,86} = 26,33$ KW

$E = P.T = 211429,9$ KWh .

2eme Variante:

$P_3 - P_1 = 23,2 - 22,40 = 0,8$ m

$P = \frac{9,81.288.23,2}{3600.0,72} = 25,29$ KW

E = 221522,88 KWh .

3eme Variante:

R (299;23)

$m = \left(\frac{q}{Q}\right)^{1/2} = 0,98$

1-m = 2%

$P = \frac{9,81.23.299}{3600.78} = 24,05$ KW

E = P.T = 210462,65 KWh .

CONCLUSION:

Nous optons pour la troisieme variante -(energie annuelle faible)-

Forage F3:

$Q = 288\ m^3/h$

HMT = 24,60 m

Pompe: Jeumont-Shneider

Serie: VG - 142

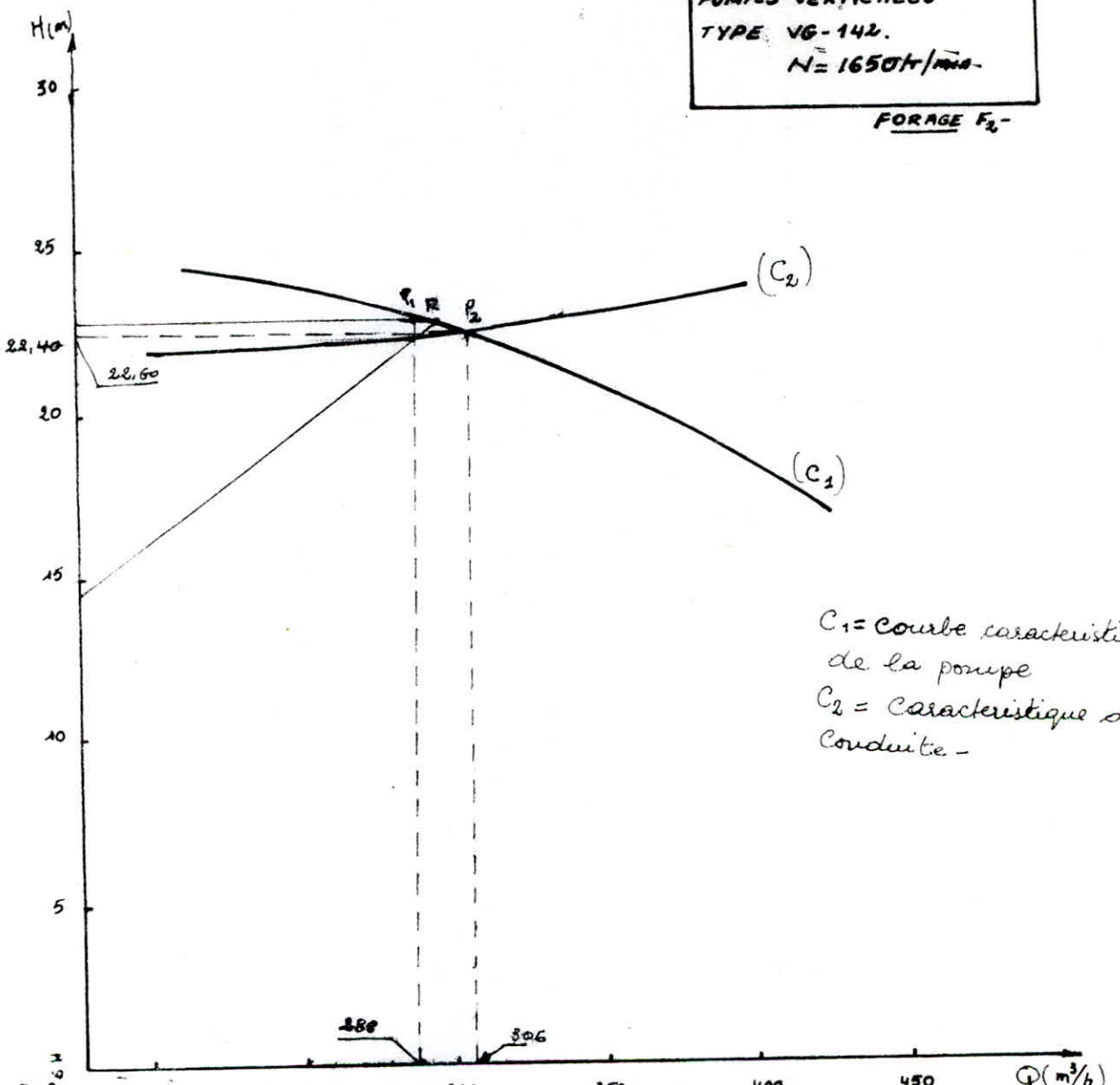
N = 1650 tr/min

$\eta = 78\%$

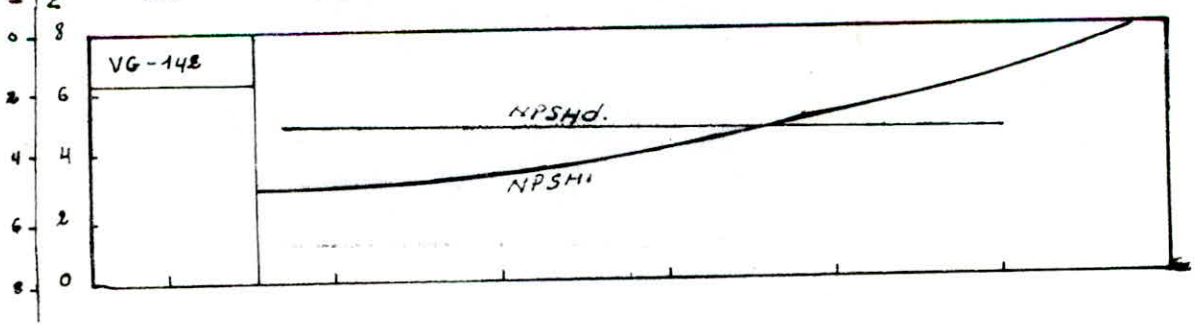
- Le point de fonctionnement coincide avec le point desiré.

POMPES VERTICALES
TYPE VG-142.
N= 1650 tr/mn.

FORAGE F_2-

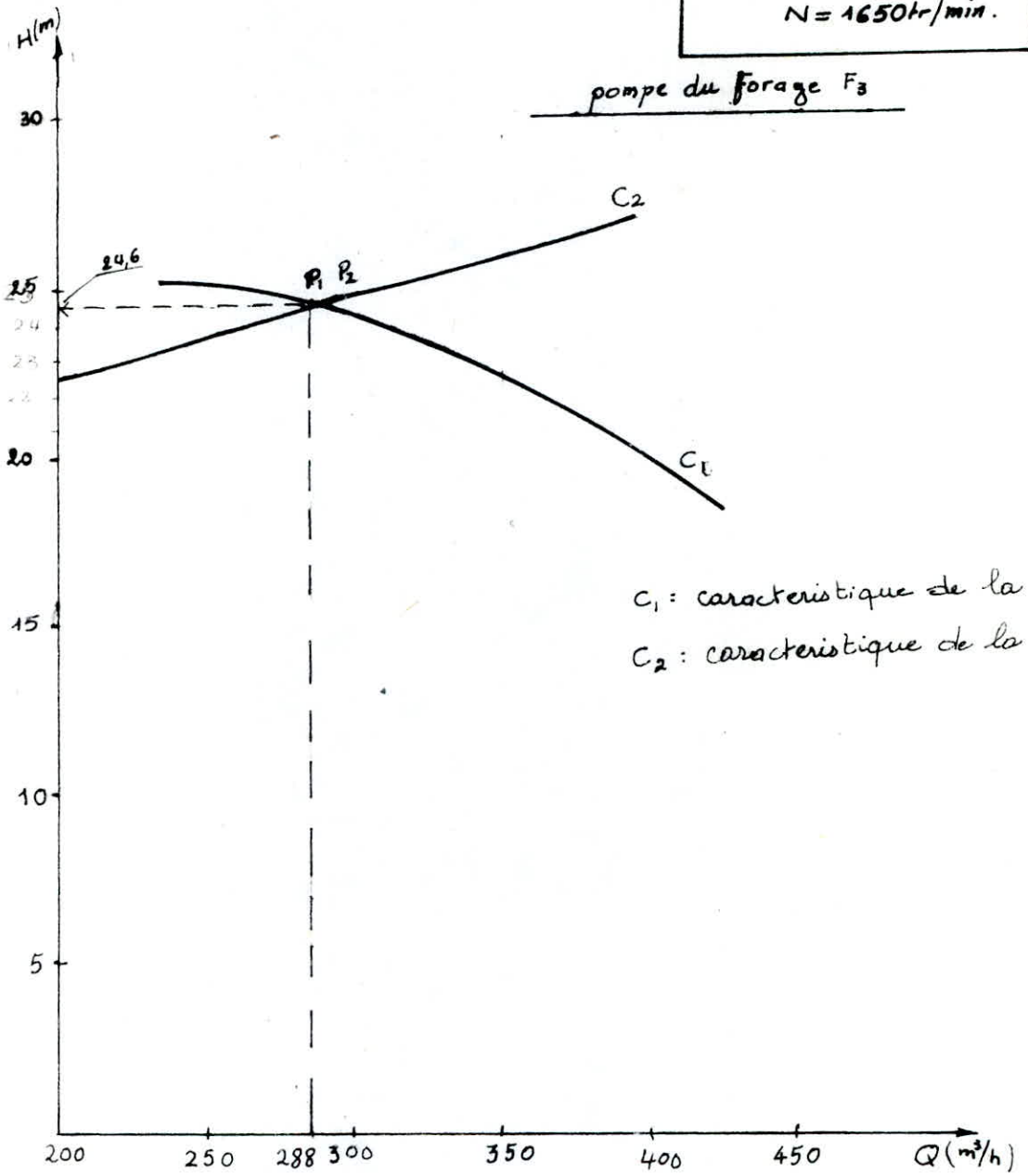


C_1 = Courbe caractéristique de la pompe
C_2 = Caractéristique de la Conduite -



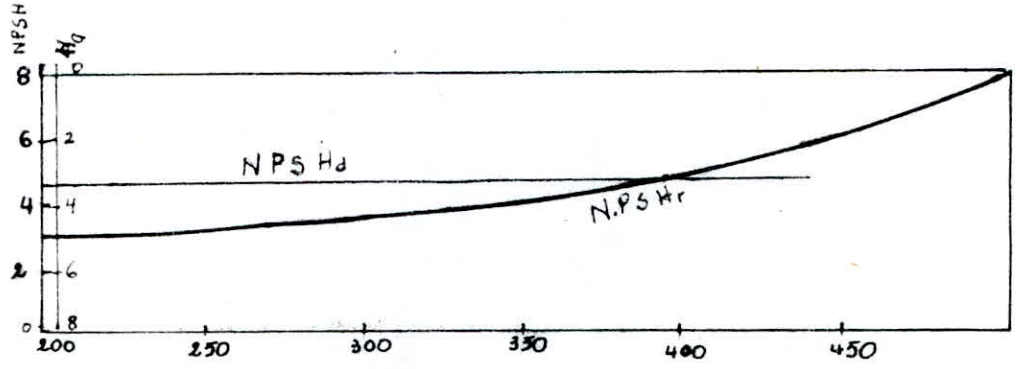
JEUMONT-SHNEIDER
VG - 142
N = 1650tr/min.

pompe du forage F_3



C_1 : caractéristique de la pompe

C_2 : caractéristique de la conduite



C

CHAPITRE VIII

Reseau de distribution

1- Dimensionnement de la conduite étage supérieur :

Données de base :

L= 670 m Q= 68 l/s = 0,068 m /s ε = 1 mm.

On propose la vitesse V= 1,5 m/s

$D = \sqrt{4Q/\pi V} = 0,24m = 240m$

Alors, on prendra un diamétre de 250mm avec une vitesse réelle:

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = 1,385 \text{ m/s}$$

Vérification du régime:

$\frac{\varepsilon}{D_H} = \frac{1}{250} = 0,004$

$R = \frac{V.D}{\nu} = 0,346.10^6$

$D_o = 1,539 \Rightarrow \Lambda = \frac{D_o}{D} = \frac{0,25}{1,539} = 0,16244$

} Moody → Régime turbulaut rugueux

En appliquant la formule:

$$\frac{Q}{\sqrt{J'}} = \Lambda^{2,5}(15,96 - 8,681 \ln \frac{\varepsilon}{\Lambda}) = 0,635$$

Q=0,068 → $J = 11,46.10^{-3}$

Vérification pour la méthode classique:

$F = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D_H})^{-2} = 0,02884$

$J = \frac{f}{d} \frac{V^2}{2g} = \frac{0,02884}{0,25} \cdot \frac{(1,385)^2}{19,62} = 11;40.10^{-3}$

La perte de charge

$\Delta H = J.Le = 11,40.10^{-3}.1,15.670 = 8;70m.$

Dimensionnement de la conduite étage inférieur

Données de base: L=600m ε=1mm Q=51 l/s=0,051 m³/s

Ons suppose la vitesse de 1,5m/s

$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = 0,208m = 208mm$

Alors,on prendra un diamètre de 250mm avec une vitesse réelle: $V = \frac{4Q}{\pi D^2} = 1,038$ m/s

Vérification du régime d'écoulement:

$\frac{\varepsilon}{D_H} = \frac{1}{250} = 4.10$

$R = \frac{V.D}{\nu} = \frac{1,038.0,25}{10^{-6}} = 0,259.10^6$

$D = 1,539 \quad \Lambda = \frac{D_o}{D} = \frac{0,25}{1,539} = 0,16244$

} Moody → Régime turbulant rugueux

En appliquant la formule:

ZÔNE BASSE

$L = 600m$. $Q = 51\,L/S$ $\varepsilon = 1mm$.

On prend $le = 1,5m/s$.

$D = \frac{(4Q)1/2}{\pi V} = 0,208m$.

On prendra un diame de 250 mm AVEC une vitesse reelle de:

$V = \frac{4Q}{\pi D2} = 1,038\ m/s$.

Verification du regime

$\frac{\varepsilon}{D} = \frac{1}{250} = 4.15^{-3}$

$R = \frac{V.D}{\nu} = 2,59.\ 10^5$ } moody R.T.R

$D = 1,539$

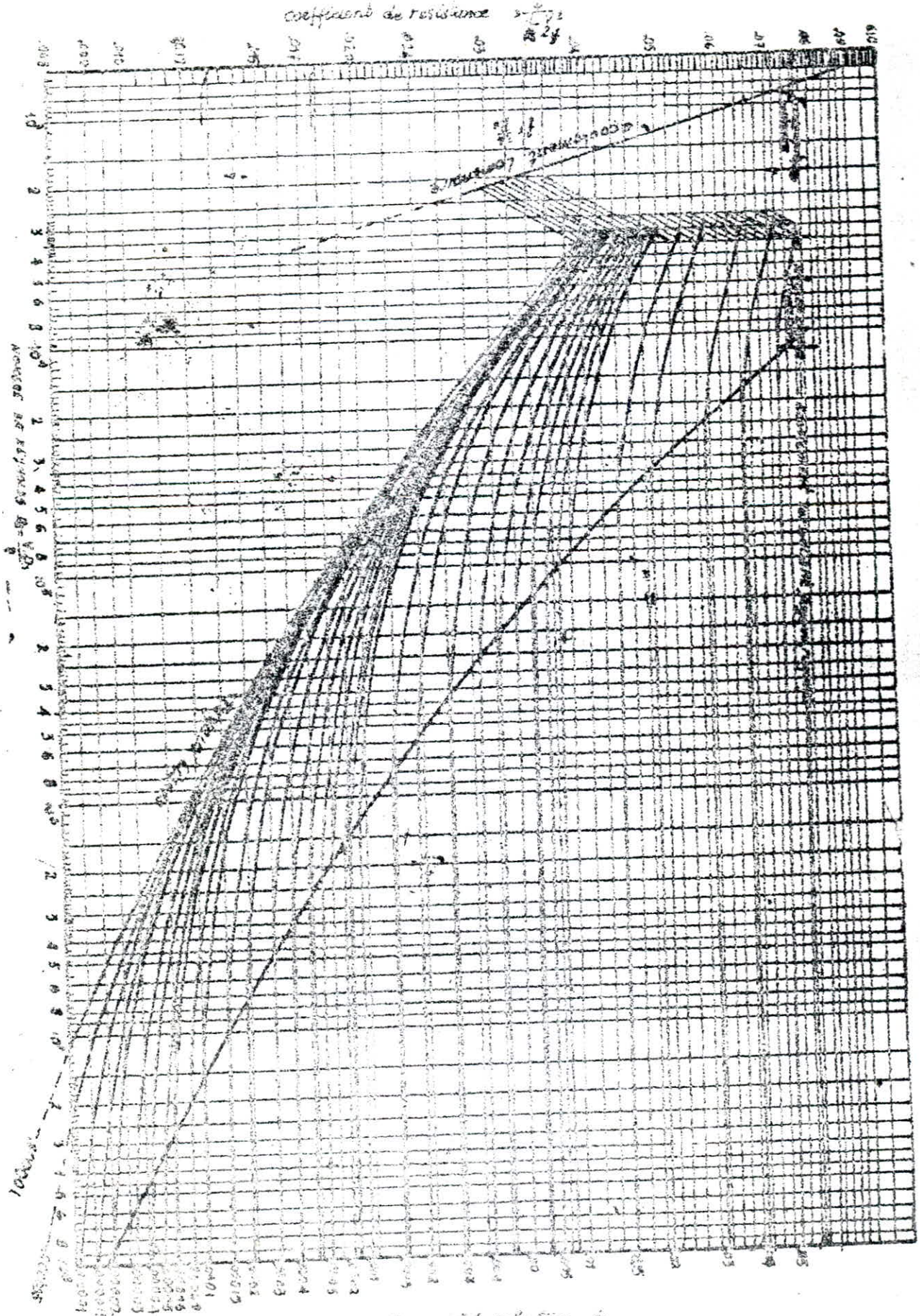
$\frac{D-}{Do} = 0,16244$.

En appliquant la formule :

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

On tire la valeur du gradient de perte de charge (J)

$$J = \left[\frac{Q}{\Lambda^{2,5}\ (\ 15,96 - 8,681\ \ln\ \frac{\varepsilon}{\Lambda}\ )} \right]^2$$



Bh

$\frac{Q}{J^{1/2}} = \Lambda^{2,5}(15,96-8,681 \ln \frac{\varepsilon}{\Lambda}) = 0,63967$

$Q = 0,051 \qquad J = 6,356.10^{-4}$

Vérification pour la méthode classique:

$F = (1,14-0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D_h})^{-2} = 0,02884$

$J = \frac{f v^2}{D 2g} \qquad J = \frac{0,02884}{0,25} \cdot \frac{(1,038)^2}{2.9,81} = 0,635.10^{-3}$

La perte de charge

$\Delta H = J.Le = 0,635.10 \cdot 1,15.600 = 4,40m$

Calcul du réseau maillé:

L'anciènne ville de Dellys est divisée en deux zones:

-La zone haute et la zone basse . Pour ces raisons topographiques nous avons procédé à une distribution étagée

Le reservoir de 1000m³ à côte du radier égale à (127m) allimente la zone basse.

Les reservoirs jumelés de 300 et 2000 allimentent la zone haute.

Bien que le relief est accidenté, un réseau maillé peut être adapté pour chaque étage. Chaque zone comporte quatres mailles.

Le calcul du réseau maillé est effectué par approximation suivant la méthode de hardy-cross qui repose sur deux lois:

1ere lois:

En chaque noeud du réseau la somme des débits rentrant est égale à la somme des débits sortants.

2ième lois:Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algebrique des pertes de charge est nulle.

Principe de calcul:

Dans chaque maille on effectue une répartition des débits et on choisit un sens d'écoulement de manière à satisfaire la première loi et à calculer la perte de charge dans chaque trançon de la maille.

La deuxième loi se traduit par:

ΔHi = Pertes de charge le long d'un trançon .

ri= resistance de la conduite .

Qi= Débit véhiculé par la conduite .

Cette égalité n'est pas vérifiée du premier coup. Il faut donc corriger la répartition des débits jusqu'à satisfaire cette loi.

- Calcul des débits correctifs;

$$Q_i = \frac{\sum_{i=1}^{n} r_i Q_i^2}{2 \sum_{i=1}^{n} | r_i Q_i |}$$

Qi= Débit correctif

ri= resistance de la conduite.

r=J_Q Le.

JQ= gradients de pertes de charge debitaire.

Le=] équivalente.

Le = 1,15L

$J_Q = 0{,}0828 f . D^{-5}$ (Profil circulaire)

F= coefficient de frottement

D= Diamètre de la conduite.

Les corrections apportées pour chaque maille sont éffectuées à partir des débits correctifs de la maille propre et du débit correctif de la maille adjacente affecté du signe moins Sur chaque trençon on effectue la somme algébrique de Qi+DQi pour obtenir un débit Qi +1.

Les approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de (ΔQ) soient proches du zéro, et la somme algébrique des pertes de charge sur un contour quelconque fermé soi inférieur à 0,5m.

- Programme de calcul

LRN 2nd LBe A2nd STF lg 08 RCL 03 : RCL 00= 2nd x02+/-
+1,14= X^2 1/x STO 05 2nd LBL = 2,51xRCL 00x2nd xRCL 04
:4:RCL 01 2nd x : rcl 05 X +RCL 03:3,7:RCL 00=2nd Log
x2+/-= X 1/x STO 06 -RCL 05= 2nd x inv 2nd x t x :RCL 06
STO 05 GTO=2nd LBLx RCL 06x8xRCL 01|x|:2nd x : 9;8:RCL00
Y^X5 = STO 07 R/S X RCL 02 = STO 08 SUM 09 R/s ÷ RCL 01 = STO 10
SUM 11 R/s 2 nd LbL B RCL 09 R/s ÷ RCL 11 R/s ÷ 2 = +/- STO 12
RCL 09 +/- SUM 09 RCL 11 +/- SUM RCL 12 R/S LRN.

1°) INTRODUCTION :

Di ——— STO 00 Li ——— STO 02 ——— STO 04
Qi ——— STO 01 ——— STO 03 Precision : X —— t0,000001

2°/ RESULTATS .

Appuyer sur : A ⟶ Ji

R/s ⟶ Hi

R/s ⟶ $rQi = \frac{\Delta Hi}{Qi}$

repeter la même chose pour chaque troçon de la maille puis appuyer sur

B ⟶ $\sum_{i=1}^{n} \Delta Hi$

R/S ⟶ $\sum \Delta HI/Qi = \sum_{i=1}^{n} ri\ Qi$

R/S ⟶ $\Delta Qi = - \frac{\sum \Delta Hi}{2 \sum_{i=1}^{n} ri\ Qi}$

REMARQUE :

Si ΔQi est negatif, l'introduire avec le signe moins(-) et si avec le signe moins (-) on aura ΔHI $<$ 0 et $\frac{\Delta Hi}{Qi} >$ 0.

Les diametres des canalisations sont choisis de façon à avoir des vitesses d'ecoulement comprises entre 0,4 et 1,5 m/s.
Les resultats des calculs sont portés sur les planches.

CALCULS DES PRESSIONS AU SOL

La determination de la pression de service en un noeud quelconque est obtenu à partir de la côte piezométrique du noeud précédent déminué de pertes de charges occasionnées le long du troçon et la côte du noeud considéré tout on rectant le sens d'écoulement .
pression au sol = côte piezométrique - côte du terrain.
La pression au sol dans tous les points du réseau ne doit pas dépasser cinq (05) bars.
La pression demandée pour un immeuble est Ps = 3N + 3.

N= Nbre d'étages. le chiffre 3 (à droite) represente la valeur de la pression sur les orifices de puisage les plus élevés.

DETERMINATION DES DEBITS AUX NOEUDS :

La ville de Dellys présente une densité homogène de la population.

Le reseau schematique des canalisations a été tracé en fonction des structures d'habitas. Nous avons circonscrit dans le perimètre de la ville un certain nombre de contours fermés constituant des grandes mailles à l'interieur desquelles peuvent être connectées des conduites secondaire.

La superficie desservie par chaque noeuds sera determinée par la methode des mediatrices.

Ayant la densité, le nombre d'habitants et la consommation specifique nous deduisons le debit de pointe de chaque noeud.

Consommation specifique

$$q = \frac{Qmoy.journ}{N} = 200 \text{ l/j/hab}$$

La densité

$$d = \frac{N}{S}$$

La population dans la zone desservie par le noeud est :

$$Ni = Si \cdot d$$

Le debit de noeud sera :

$$Qi = qi.Ni.Kp$$

Calcul des debits soutirés.

Zône basse.

N° des Nœuds	N° des mailles	Surface (ha)	Cons. specifique (l/J/hab)	Densité	population	cons. par. nœud	Coef. de pointe.	Debit soutiré (l/s)
1	I	2,25	200	430	967	2,21	2,6	5,65
2	I	1,48	"	"	644	1,47		3,83
3	I, II	2,15	"	"	925	2,16		5,63
4	I, II	1,73	"	"	744	1,72		5,47
5	II, III	1,70	"	"	722	2,09		5,43
6	II, III	1,40	"	"	595	1,72		5,47
7	III IV	1,60	"	"	680	1,97		5,11
8	III IV	1,60	"	"	680	1,97		5,12
9	IV	1,40	"	"	595	1,72		5,47
10	IV	1,12	"	"	476	1,37		3,82
TOTAL		17,53			7000			51

Sig:

Calcul des debits soutires.

Zône haute.

N° des Nœuds	N° des mailles	Surfaces (ha)	Cons. specifique (l/j/hab)	Densité	Population	Cons. par. nœud (l/s)	Coef. de pointe	Debit Soutiré (l/s)
1	I	1,25	200	430	537	1,25	2,60	3,26
2	I	1,38	"	"	590	1,35	"	3,56
3	I, II	1,72	"	"	740	1,72	"	4,47
4	I, II	1,95	"	"	638	1,96	"	5,91
5	II, III	2,00	"	"	850	2,45	"	8,38
6	II, III	2,06	"	"	875	2,53	"	6,58
7	III, IV	1,40	"	"	595	1,72	"	4,45
8	III, IV	1,20	"	"	510	1,47	"	5,83
9	IV	4,32	"	"	1836	5,31	"	11,81
10	IV	5,24	"	"	2227	6,44	"	13,75
TOTAL		22,44			9573			68

fg

CHAPITRE X

a) Coup de belier

I) Image physique du coup de belier

Le coup de belier est un phénoméne physique qui se manifeste par des oxillations rapides ou s'accompagne des deformations elastiques de la conduitex et du liquides lors:

-D'un arrêt brustal disjonction inopinée groupe electro-pompe.

- D'un demarrage d'une pompe.
- D'une fermiture instantanée ou rapide d'une vanne.

L'elevation brusque de la préssion qui se produit dans une conduite par changement rapides des vitesses d'eaux peut en consequence entrainer des rupture des tuyaux.

Supposons qu'au bout de la conduite ou ferme instantanement une. Dans ce cas la vitesses des particules liquides qui viennent d'arriver à la vanne est annihilée . Laur energie cinétique se transforme en travail de deformation au liquide et de la conduite en faisant montrer lapression (p). Alors du faite de l'elevation de pression p les parois de la conduites s'allonge et le liquide se comprime.

Sur les particules liquides qui sont arrêtés par la vanne se heurtent les autres particules en perdant leur vitésse et produissent la meme surpression. Il en resulte qu'une onde de choc se forme au bout de la conduite se deplace,vers le reservoir avec une vitesse (C) appelée vitesse propagation de choc.

Au moment où l'onde de choc arrive au reservoir le liquide est arrêté(V_o =0) et comprimé dans toute la conduite, ses parois s'allongent et se trouve sous même préssion($P_0 + \Delta P$).

Cet etat n'est pas un etat d"equilibre .Sous l'action de la variation de pression P les particules liquides se précipitent de la conduite vers le reservoir.

Au rëtour le liquide etla conduite reprennent leur etat prenitif correspondant ala prëssion P_o . Letravail de deformation se transforme en energie cinetique et le liquide contenu dans la conduite reprend sa vitesse iniale V_o ET se dirige en sens inverse.

Quand l'onde d'abaissement atteint la vanne A le courant inverse se produit s'etablit dans toute la conduite .La colone liquide tend à ce decoller de la vanne ce qui entraine la naissance d'une surpression négative (- ΔP)

L'onde de choc négative se propage le long de la conduite vers le reservoir en laissant deriére elle la depression (- p)et la vitesse V_o= O. A son arrivée la depression (- P) et la vitesse s'etablit pour un instant dans toute la conduite.

Cet etat n'est pás stable aussi la nivellement de la pression entre le reservoir et la conduite commence. Les particules liquides adjacentes au reservoir entre dans la conduite étant actionnées par la défference de pression P. Ace moment la préssion au bout redevient P_o .

Le phenomene continue jusquà ce qu'il soit amorti par les frottements de l'eau contre la conduite .

Les ondes de pression et de surpression sont caractérisées prr la vitesse de propagation donnée par

$$C = \frac{\sqrt{K/\rho}}{\sqrt{1 + \frac{KD_c}{E\ t'}}}$$

C = CElerité de l'onde (m/s)
K = Coef compressiblité de l'eau (Pa)
ρ = Masse volumique de l'eau (Kg/m^3)
Dc = Diametre de la conduite (m)
E = Module d'élasticité de la conduite (Pa)
t' = Epaisseur de la cnnduite (m)
$(K/\rho)^{1/2}$ = Celerité de l'onde de pression des tuyeaux rigides
(vit. du son dans l'eau)

Lem maximum de la surpression au de la depression est donnée par :

$$b = \pm \frac{CV_o}{g}$$

$$V = \frac{4Q}{\pi D_c^2}$$ vitesse d'ecoulement en regime normal.

$g = 9,8 m/s^2$

II) Moyens de protection.

L'élèvation brusque de la pression qui se produit dans une conduite par changement rapide des vitesses de l'eau peut en consequence entrainer des ruptures - Les moyens de protection contre le coup de belier sont de types divers les plus utilisés sont:

1°/ Le volant d'inertie accouplé au moteur permet d'allonger le temps d'arrêt du moteur cet effet diminue l'intensité du coup de belier lors de la depression -

2°/ La cheminée d'équilibre utilisée pour des hautes géometriques faibles (raison économique). Elle sert à limiter les surpressions et depressions.

3°/ Les soupapes de décharge limitent les surpressions, leur incovenient est la perte d'eau.

4°/ Le reservoir d'air protège contre la surpression et depression.

III)-Arrêt brusque des pompes.

Les calculs sont éffectués avec programme sur TI59

$$Zi = Z_0 \left(\frac{U_0}{U_i}\right)^{1.4}$$

Zi = Pression dans ce reservoir à l'instant ti
U = Volume d'air choisi.
Ui = $U_{(i-1)} \pm \Delta Ui$
ΔUi= Variation du volume d'air.
Ui= $A_c \cdot V_{mi} \cdot t_{ri}$

$$V_{mi} = \frac{V_{(i-1)} + V_{ip}}{2}$$

V_{mi} = vitesse moyenne sur chaque intervalle de temps.

A_c = section de la conduite.

$Tri = \frac{2L}{c}$ temps d'aller retour de l'onde.

V_{mi} = vitesse prise sur chaque intervalle de temps

Zo = Ho - ho + hatm.
Ho=hauteur de refoulement.
ho= hauteur d'eau entre l'axe de la pompe et le plan d'eau dans le reservoir d'air en regime normal.

$\delta_r = 0 \;,\; v > 0$ (depression)
$\delta_r = \beta v^2 \;,\; v < 0$ (surpression)

m= coef. de contraction de la veine liquide
A_t = section de la tuyère.

$$\beta = \frac{1}{2g}\left(\frac{D_t^2}{d^2} - 1\right)\frac{D_o^2}{D_t^2}$$

Coup de belier.

methode bergeron.

Adduction R-R.

S =0,2827 m^2 Ø=600mm L= 5600m
Q =0,24 m^3/s
V_o =0,848 m/s
Hg = 147 m

Célérité.

a = 1018m/s célérité

valeur du coup de belier

$$b = \pm \frac{aV_o}{g} = \pm 88{,}076 \text{ m.}$$

Surpression = 147 + 88 = 235 m
Depression = 147 - 88 = 59 m

COUP DE BELIER : ARRET DE POMPE. 2

NOTICE D'EMPLOI

1). Stocker :

La précision absolue dans le registre T.

K en 00 : coefficient d'élasticité de l'eau (Pa).

E en 01 : module d'élasticité de la conduite (Pa).

t' en 02: épaisseur de la conduite (m).

ε en 03: rugosité de la conduite (m).

D_c en 04: diamétre de la conduite (m).

m en 05: coefficient de contraction de l'orifice.

d en 06: diamétre de l'orifice (m).

D_t en 07: diamétre de la tubulure (m).

L en 08: longueur de la conduite (m).

$h_g + h_{atm}$ en 09- χ en 10- h_{asp} en II - U'_o en 12 (volume d'air au repos)

Q_o en 13: débit nominal (en fonctionnement normal).

2) Appuyer sur A : 0à l'affichage.

RCL 14 : Z'_o = pression dans le reservoir d'air à l'arrêt .

RCL 15 : Z_Q = préssion dans le réservoir, pompe en fonctionnement.

RCL 16 : U'_o = volume d'air du réservoir, pompe en fonctionnement.

RCL 33 : c = célérité de propagation des ondes (m/s).

RCL 34: t_r = temps d'aller et retour de l'onde dans laconduite.

RCL 35: constante de calcul= $Z'_o\ U'^{1.4}_o$

RCL 36: g/c

RCL 37: α - RCL 38 : β

RCL 39: A_c = section de la conduite - RCL 40 : $A_c\ t_r$

3). Afficher une valeur hypothétique de V_{2ip}. Appuyer sur B. : affichage de N_i .

$V_{(2i+1)}$ R 18- U_{i-1} 19 - δ 20 - ε 21- V_{2ip} 23 é"

Vm_i 24 - ΔU_i 25 - U_i 26 - Z_i 27 - H_i 28

ΔV_i 29 - Δy_i 30 - N_i 31 - t_i 32 - Q_{2ip} 41

Recommencer le processis 3) pour le calcul au pas suivant.

Pour recommencer les calculs depuis l'arrêt de la pompe, appuyer sur A.

COUP DE BELIER : ARRET DE POMPE 4

PROGRAMME

Nombre de pas utilisés : 329 .

Nombre de mémoires utilisées : 42

000	76	2nd Lbl	053	43	RCL	106	01	1	159	75	--
001	11	A	054	08	08	107	93	.	160	43	RCL
002	43	RCL	055	95	=	108	01	1	161	07	07
003	09	09	056	42	STO	109	04	4	162	35	1/X
004	75	-	057	32	32	110	95	=	163	33	X^2
005	43	RCL	058	42	STO	111	35	1/X	164	95	=
006	10	10	059	34	34	112	33	X^2	165	33	X^2
007	75	-	060	65	X	113	65	X	166	55	:
008	43	RCL	061	53	(	114	43	RCL	167	01	1
009	11	11	062	89	2nd π	115	08	08	168	09	9
010	95	=	063	65	X	116	55	:	169	93	.
011	42	STO	064	43	RCL	117	01	1	170	06	6
012	14	14	065	04	04	118	09	9	171	65	X
013	65	X	066	33	X^2	119	93	.	172	43	RCL
014	43	RCL	067	55	:	120	06	6	173	04	04
015	12	12	068	04	4	121	55	:	174	45	Y^2
016	45	y^x	069	54	)	122	43	RCL	175	04	4
017	01	1	070	42	STO	123	04	04	176	95	=
018	93	.	071	39	39	124	95	=	177	42	STO
019	04	4	072	95	=	125	42	STO	178	38	38
020	95	=	073	42	STO	126	37	37	179	00	0
021	42	STO	074	40	40	127	65	X	180	42	STO
022	35	35	075	43	RCL	128	43	RCL	181	31	31
023	43	RCL	076	13	13	129	17	17	182	91	R/S
024	00	00	077	55	:	130	33	x^2	183	76	2nd LbL
025	55	:	078	43	RCL	131	85	+	184	12	B
026	01	1	079	39	39	132	43	RCL	185	42	STO
027	00	0	080	95	=	133	14	14	186	22	22
028	00	0	081	42	STO	134	95	=	187	77	2nd x=t
029	00	0	082	17	17	135	42	STO	188	68	2nd NOP
030	55	:	083	42	STO	136	15	15	189	33	X^2
031	53	(	084	18	18	137	35	1/X	190	65	X
032	01	1	085	09	9	138	65	X	191	43	RCL
033	85	+	086	93	.	139	43	RCL	192	38	38
034	43	RCL	087	08	8	140	35	35	193	95	=
035	00	00	088	55	:	141	95	=	194	42	STO
036	65	X	089	43	RCL	142	22	INV	195	20	20
037	43	RCL	090	33	33	143	45	y^x	196	61	GTO
038	04	04	091	95	=	144	01	1	197	95	=
039	55	:	092	42	STO	145	93	.	198	76	2nd LbL
040	43	RCL	093	36	36	146	04	4	199	68	2nd NOP
041	01	01	094	43	RCL	147	95	=	200	00	0
042	55	:	095	03	03	148	42	STO	201	42	STO
043	43	RCL	096	55	:	149	19	19	202	20	20
044	02	02	097	43	RCL	150	42	STO	203	76	2nd LbL
045	95	=	098	04	04	151	16	16	204	95	=
046	34	$\sqrt{x}$	099	95	=	152	43	RCL	205	43	RCL
047	42	STO	100	23	lnX	153	05	05	206	22	22
048	33	33	101	65	X	154	35	1/X	207	65	X
049	35	1/x	102	93	.	155	55	:	208	50	2nd |x|
050	65	X	103	08	8	156	43	RCL	209	65	X
051	02	2	104	06	6	157	06	06	210	43	RCL
052	65	X	105	75	-	158	33	X^2	211	37	37

COUP DE BELIER : ARRET DE POMPE

PROGRAMME (suite)

212	95	=
213	42	STO
214	21	21
215	43	RCL
216	22	22
217	85	+
218	43	RCL
219	17	17
220	95	=
221	55	÷
222	02	2
223	95	=
224	42	STO
225	24	24
226	65	X
227	43	RCL
228	40	40
229	95	=
230	42	STO
231	25	25
232	85	+
233	43	RCL
234	19	19
235	95	=
236	42	STO
237	26	26
238	45	Yx
239	01	1
240	93	.
241	04	4
242	94	+/-
243	65	X
244	43	RCL
245	35	35
246	95	=
247	42	STO
248	27	27
249	75	-
250	43	RCL
251	21	21
252	85	+
253	43	RCL
254	20	20
255	75	-
256	43	RCL
257	14	14
258	95	=
259	42	STO
260	30	30
261	65	X
262	43	RCL
263	36	36
264	95	=
265	42	STO
266	29	29
267	85	+
268	43	RCL
269	18	18
270	95	=
271	42	STO
272	23	23
273	75	-
274	43	RCL
275	22	22
276	95	=
277	50	2nd |X|
278	22	INV
279	77	2nd X t
280	69	2nd OP
281	43	RCL
282	23	23
283	12	B
284	76	2nd LBL
285	69	2nd OP
286	43	RCL
287	23	23
288	42	STO
289	17	17
290	65	X
291	43	RCL
292	39	39
293	95	=
294	42	STO
295	41	41
296	43	RCL
297	23	23
298	85	+
299	43	RCL
300	29	29
301	95	=
302	42	STO
303	18	18
304	43	RCL
305	26	26
306	42	STO
307	19	19
308	43	RCL
309	27	27
310	85	+
311	43	RCL
312	20	20
313	85	+
314	43	RCL
315	10	10
316	95	=
317	42	STO
318	28	28
319	01	1
320	44	SUM
321	31	31
322	43	RCL
323	34	34
324	44	SUM
325	32	32
326	43	RCL
327	31	31
328	91	R/S

Dimension de la tuyère.(Voir duport).

$$\frac{v_1}{v_2} = \frac{\phi^2}{d^2} = \frac{\phi^2}{(0,92d)^2} = K$$

"d" est choisi pour que "K" soit compris entre 15 et 20

ϕ = 600 mm d = 0,15 m

Dt = 0,30 m

$$\frac{V_1}{V_2} = 18,90 \qquad \frac{V_3}{V_1} = \frac{2\phi}{d^2} = 32$$

$$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \; C$$

C = coef. de perte de charge dans une tuyère donnée en fonction de m.

$$\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} \; C'$$

$$m = \left(\frac{0,92d}{Dt}\right)^2 = 0,21 \longrightarrow C = 0,63$$

$$m = \frac{d^2/2}{D_t^2} = 0,125 \longrightarrow C' = 0,77$$

Calcul du volume d'air (Vo)

Zo = 147 + 10 = 157 m.c.e

$$Ho = \frac{Vo^2}{2g} = 0,037 \text{ m}$$

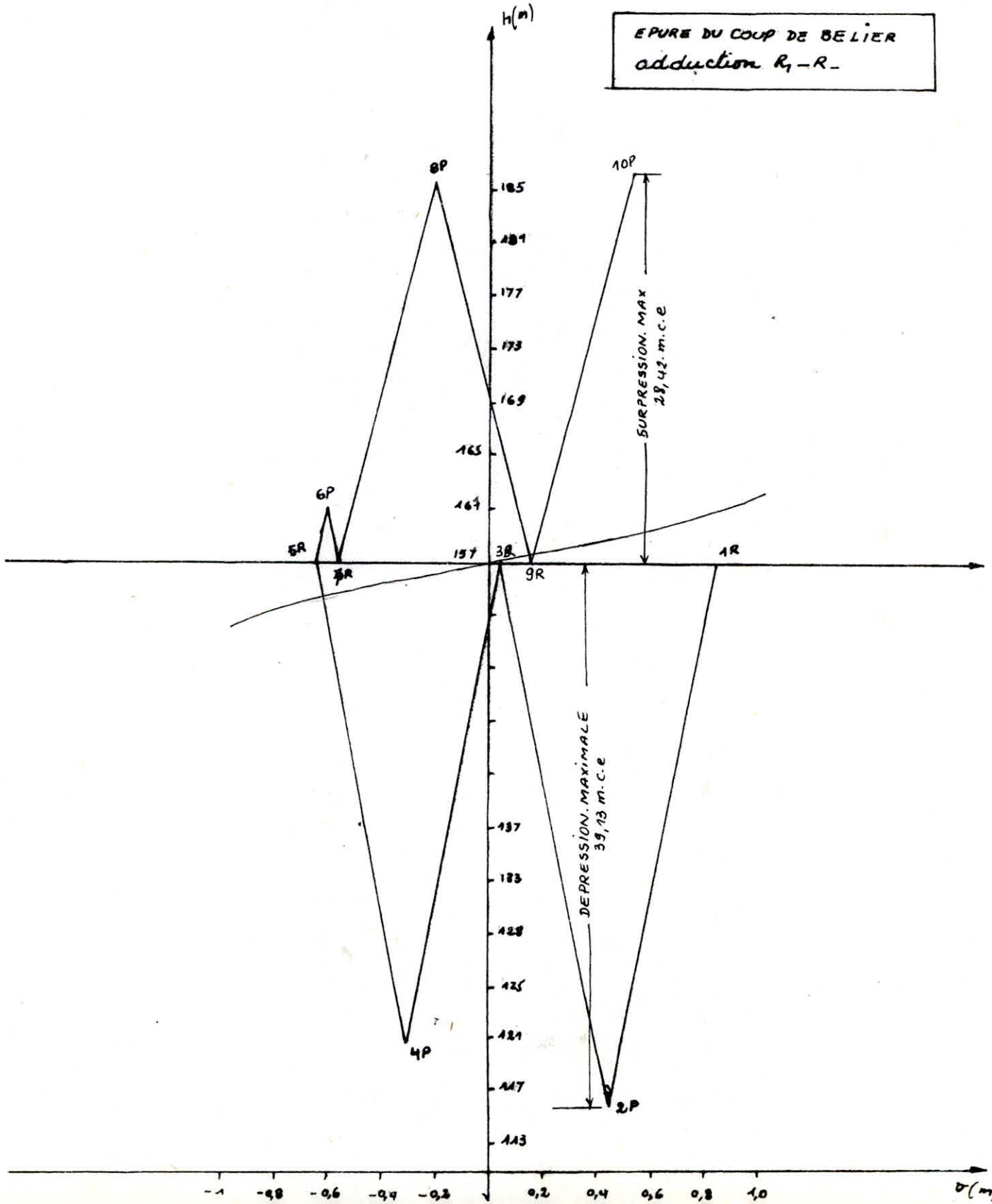
$$\frac{Ho}{Zo} = 2,36.10^{-4} \longrightarrow \frac{Vo}{Ls} = 0,005$$

$$Vo = L.S.\ 0,005 = 7,9 \text{ m}^3$$

COUP DE BELIER-ARRET DES POMPES

ADDUCTION: R_1-R

intervales de temps	variation du vol d'air U=svm.	volume d'air U	pression dans le reservoir air Z	vitesse de la tubulure .montée: V_1=19V descente: V_2=32V	perte de charge de la tuyere. $h=\frac{V^2}{2g}$ $h_2=v_2^2/2g/C2g$ .C	pression de la coud avec perte de charge montée=Z- h_1 descente=Z+ h_2	perte de charge au refoulement	pres.de la conduite sans perte charge montée=Z- h_1- descente=Z+ h_2+	vitesse lue sur le graphique V	designation du point	vitesse moyenne Vm	vitesse finale choisie V
0	0	8	164,771	-	-	164,77	7,77	157	0,849	1R	-	-
1e	2,021	10,021	120,200	8,517	2,329	117,871	2,19	115,681	0,450	2P	0,649	0,450
2e	0,239	10,261	116,288	-9,491	3,535	119,824	0,948	120,770	-0,296	4P	0,077	-0,296
3e	-1,400	8,861	142,803	-19,314	14,639	157,443	3,929	161,372	-0,603	6P	-0,450	-0,603
4e	-1,386	7,475	181,201	-9,201	3,323	184,526	0,8917	185,419	-0,287	8P	-0,445	-0,287
5e	-0,082	7,393	184,020	4,439	0,633	183,389	0,595	182,791	0,234	10P	-0,026	0,234
6e	1,011	8,404	153,781	7,850	1,979	151,801	1,861	149,941	0,415	12P	0,325	


EPURE DU COUP DE BELIER
adduction R1 – R–
H(m)
8P
10P
185
181
177
173
169
165
161
157
SURPRESSION. MAX
28,42 m.c.e
6P
5R
3R
3R
9R
1R
137
133
128
125
121
117
113
DEPRESSION. MAXIMALE
39,13 m.c.e
4P
2P
-1
-0,8
-0,6
-0,4
-0,2
0,2
0,4
0,6
0,8
1,0
v(m/s)

Coup de bélier

F1-R1

1) Arrêt brusque .

Données de base.

$K = 2,15\ 10^{9}\ Pa$ $\quad m = 0,62$ $\quad ho = 2\ m$

$E = 2,10^{11}\ Pa$ $\quad d = 0,09\ m$ $\quad hasp = 3,6\ m.$

$T' = 0,003\ m$ $\quad D_t = 0,15\ m$ $\quad U_o = 0,5\ m^3$

$= 0,001\ m$ $\quad l = 340\ m$ $\quad Q_o = 0,08\ m^3/s.$

$Dc = 0,35\ m$ $\quad hg+hatm = 28\ m$

$$C = \frac{\sqrt{k/S}}{1+\frac{KD}{Et}} = 977\ m/s.$$

$$b = \frac{C.V_o}{y} \quad 82,9\ m \qquad V_o = \frac{4Q_o}{\pi D^2} = 0,8315.\ m/s.$$

$Ho = H_{g-hasp} = 18,07 - 3,6 = 14,47\ m$

surpression = 97,40m

depression = - 68,43.m.

Resultats:

$Z_{o=} = 22,40$

$Z_o = 23,30$

$U_o = 0,486$

$C = 976,620$

$tr = 69,627$

$Zo.U_o = 8,488$

$G/c = 1,0\ 10^{-2}$

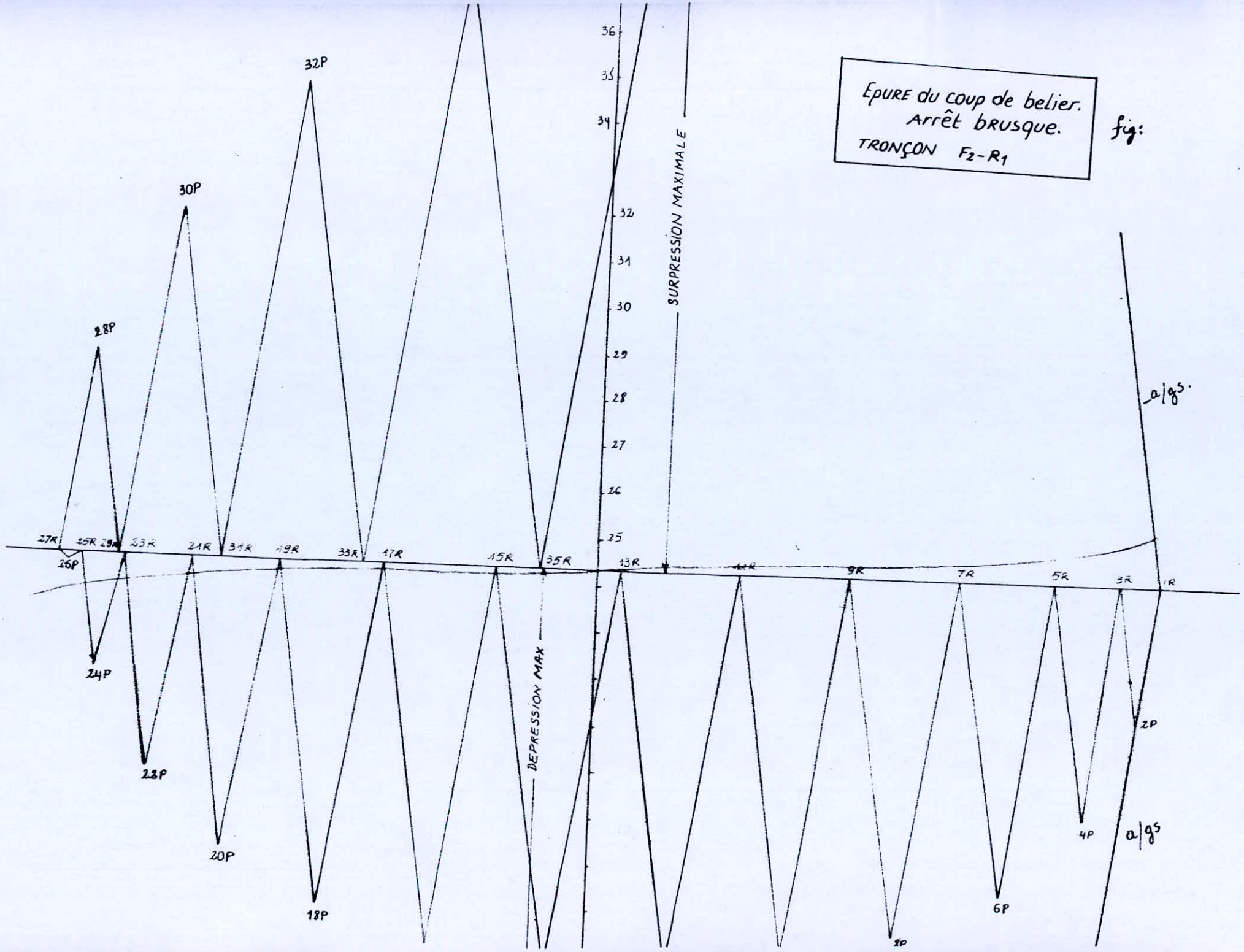
$\alpha = 1,298$

$\beta = 18,32$

$Ac = 9,62.10^{-2}$

$A_c.tr = 6,698.10^{-2}$

ti	au	ai	zi	$V_R(2i+1)$	Sr	p;d.c+ah	p.d.c au refoulement	pression sans p;d.c.	Vitesse veip	VM	vitesse choisie Vi	Q 2 ip
0	—	0,486	23,30	0,768	—	25,30	1,03	24,27	0,8315	—	0	0,08
01	$5,4.10^{-2}$	0,540	20,07	0,660	0	22,07	0,830	21,240	0,799	0,815	0,799	$7,69.10^{-2}$
02	0,050	0,591	17,70	0,523	0	19,70	0,662	19,038	0,714	0,757	0,714	0,0687
03	0,043	0,635	16,02	0,367	0	18,02	0,455	17,565	0,591	0,653	0,591	0,0569
04	0,034	0,670	14,87	0,199	0	16,87	0,257	16,613	0,445	0,518	0,445	0,0428
05	0,024	0,694	14,14	0,258	0	16,14	0,104	16,036	0,283	0,364	0,283	0,0272
06	0,013	0,707	13,77	-0,148	0	15,77	0,016	15,754	0,112	0,197	0,112	0,0108
07	$0,2.10^{-3}$	0,709	13,72	-0,315	0	15,72	$4,85.10^{-3}$	15,715	-0,061	0,025	-0,061	0,0058
08	-0;009	0,699	13,99	-0,467	0	15,99	-0,069	16,059	-0,231	-0,146	-0,231	-0,0222
09	-0,020	0,678	14,60	-0,597	0	16,60	-0,199	16,799	-0,391	-0,311	-0,391	-0,0376
10	-0,031	0,647	15,59	-0,694	0	17,59	-0,368	17,958	-0,532	-0,462	-0,532	-0,0512
11	-0,039	0,608	17,02	-0,748	0	19,02	-0,541	19,561	-0,645	-0,589	-0,645	-0,0621
12	-0,045	0,562	18,99	-0,750	0	20,99	-0,676	21,666	-0,721	-0,683	-0,721	-0,0694
13	-0,049	0,513	21,59	-0,687	0	23,59	-0,729	24,319	-0,749	-0,735	-0,749	-0,0721
14	-0,049	0,464	24,86	-0,551	0	26,80	-0,671	27,531	-0,718	-0,734	-0,718	-0,0691
15	-0,044	0,419	28,67	-0,343	0	30,67	-0,498	31,168	-0,619	-0,669	-0,619	-0,0595
16	-0,035	0,383	32,48	-0,083	0	34,48	-0,260	34,740	-0,447	-0,533	-0,447	-0,0326
17	-0,022	0,316	35,30	0,19	0	37,30	-0,260	37,359	-0,213	-0,330	-0,213	0,0205
18	-0,005	0,355	36,05		0	38,05	0,003	38,047	-0,053	-0,080	0,053	0,0051


Épure du coup de belier.
Arrêt brusque.
TRONÇON F2-R1
fig:
SURPRESSION MAXIMALE
DEPRESSION MAX
a/gs.
a/gs
36
35
34
32
31
30
29
28
27
26
25
32P
30P
28P
26P
24P
22P
20P
18P
6P
4P
2P
27R
25R
23R
21R
19R
17R
15R
13R
9R
7R
5R
3R
1R

PH 00985
Avant p. 68

Epure du coup de belier.
Arrêt brusque.
TRONÇON F_2-R_1

fig:

SURPRESSION MAXIMALE

DEPRESSION MAX

38 37 36 35 34 32 31 30 29 28 27 26 25

36P 34P 32P 30P 28P 27R 25R 23R 21R 31R 19R 33R 17R 15R 35R 13R 11R 9R 7R 5R 3R 1R

26P 24P 22P 20P 18P 16P 14P 12P 10P 8P 6P 4P 2P

-0,8 -0,7 -0,6 -0,5 -0,4 -0,3 -0,2 -0,1 0 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1

a/gs

Arrêt brusque de la pompe-F_3-R_1

D=350mm L=1000m

HNT=24,60m ΔH=3,02m

H_g =21,58m H_q=3,28m

Données

$K=2,15.10^9$ Pa $m=0,62$ H_o=2m

$E=2.10^{11}$ Pa d=0,09m h_{asp}=3,28 m

t'=0,003m Dt=0,15m $U_o=1m^3$

ξ =0,001m L=1000m Q_o=0,08m3/s

Dc=0,35m $Hg+h_{atm}$=31,58m

C=977m/s

b=82,9m Ssurpression=101,20m $V_o=\frac{UQ}{\pi D^2}$ =0,8315

H_o=18,3m Dépression= -64,6m

Resultatas

Z'_o=26,30

Z_o=28,54

U_o=0,933

C= 977

t_r=2,04

$Z'_o.Uo^{1,4}$=26,30

g/c=0,001

α =3,82

B=18,32

$A_c=9,62;10^{-2}$

A_{ctr}=0,197

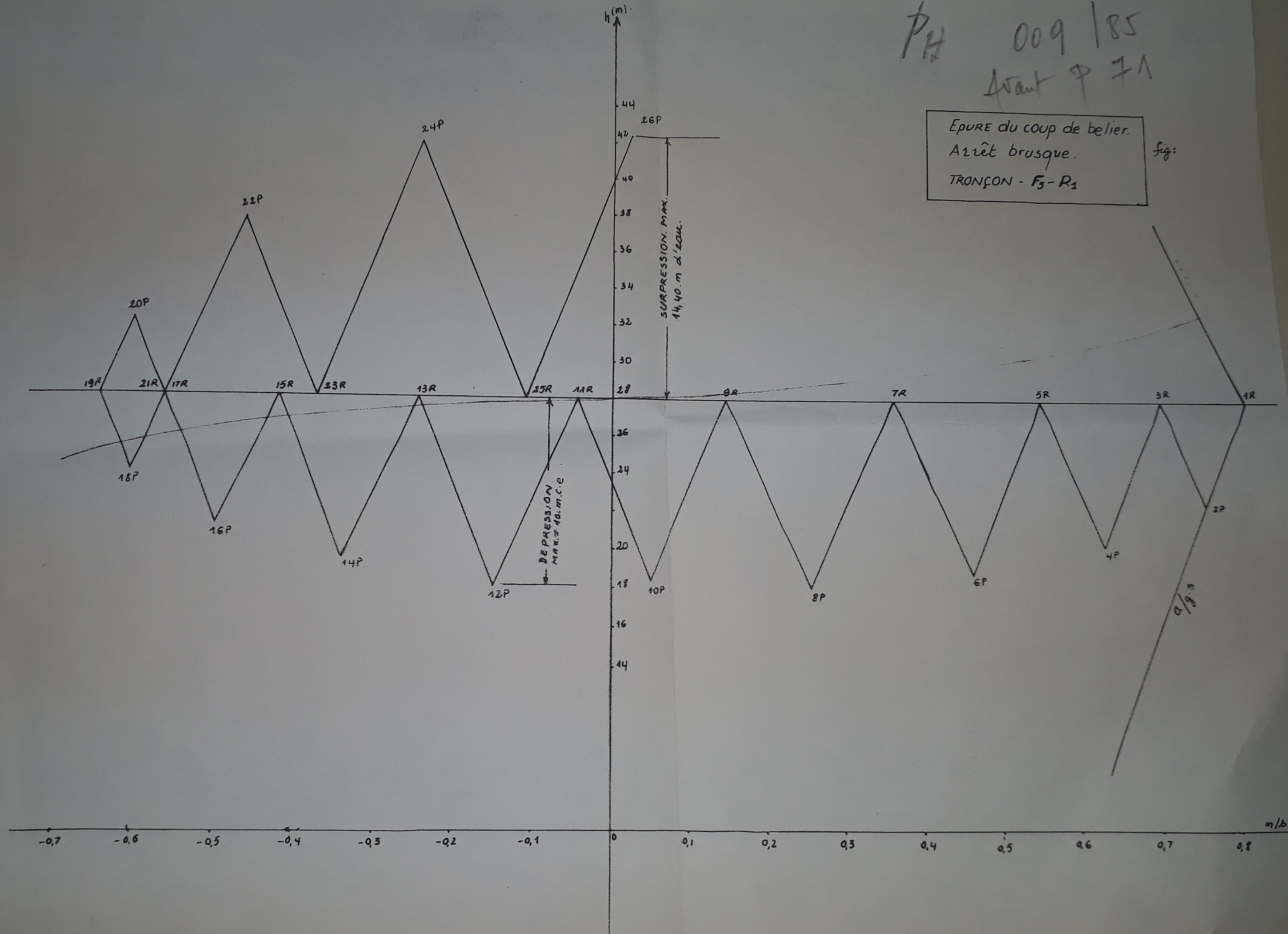
	25	26	27	18	20	21		23	24	41		
t1	ΔU	Ui	Zi	V(2i+1)R	Perte de charge P.D.C	(PRESSION) F.D.C refonlt	Pression sans F.D.C	V2IP	Vmi	vitesses choisies Vi	Q2ip	
0	-	0,933	28,94	-	-	30,94	3,02	27,970	8,8315	-	-	0,08	1 R
10	0,158	1,090	23,237	0,723	0	25,237	2,300	22,937	0,777	0,804	0,777	0;0748	
20	0,139	1,232	19;633	0,558	0	21,633	1,569	20,064	0,641	0,709	0,641	0,0616	
30	0,108	1,340	17,443	0,364	0	19,443	0,813	18,630	0,461	0,551	0,461	0,0443	
40	0,071	1,412	16,226	0,157	0	18,226	0,259	17,967	0,260	0,361	0,260	0,0250	
50	0,030	1?442	15,744	-0,054	0	17,744	0,009	17,735	0,051	0,155	0,051	0,0049	
60	0,010	1,432	15,907	-0,261	0	17,907	-0?096	18;000	-0,158	-0,054	-0,158	-0,0152	
70	-0,050	1,380	16,725	-0,444	0	18,725	-0,476	19,200	-0,353	-0,255	-0,353	-0,0340	
80	-0,085	1,296	18,289	-0,584	-	20;289	-1,011	21,300	-0,514	-0,433	-0,514	-0,0495	
90	-0,112	1,184	20,763	-0,666	-	22,763	-1,490	24,253	-0,625	-0,569	-0,525	-0,0501	
100	-0,127	1,056	24,353	-0,670	-	26,353	-1,706	28,059	-0,668	-0,646	-0,668	-0,0642	
110	-0,127	0,928	29,162	-0,583	-	31,162	-1,501	32,663	-0,627	-0,647	-0;627	-0,0603	
120	-0,109	0,818	34,785	-0,394	-	36,785	-0,912	37,697	-0,488	-0,558	-0?488	-0,0470	
130	-0?073	0,745	39,683	-0?120	-	41,683	-0,253	41;936	-0,257	-0,373	-0,257	-0,0247	
140	-0,022	0,732	41,412	0,182	-	43,412	0,003	42,409	0,030	-0,113	+0,030	0,0029	

PH 009/85

Avant P. 71

Epure du coup de belier.
Arrêt brusque.
TRONÇON - $F_3 - R_1$

fig:



POSE DES CONDUITES.

La pose en terre s'éffectue dans une tranchée de largeur suffisante, au niveau des points on établit des élargissement de tranchées de façon à faciliter le travail. Le fond de la tranchée sera purgé de grosses pièrres et sera convenablement dréssé.
Ensuite il sera recouvert d'un lit de pose de 0, 20 m d'épaisseur bien piloné et bien nivelé. Ce lit de pose sera constitué par du gravier dans les terres ordinaires et par de la pière cassée pour jouer le rôle de dranis, dans les terrains impérméables, ou par un lit de béton maigre dans les parties rocheuses en pente.

La profondeur de la tranchée est de 1 m à partir de la génératrice supérieure de la conduite.

Pour les adductions en acier, les joints soudés seront éxécutés au dessus de la fouille ou les tuyaux seront maintenues par des bois disposés en travers de la tranchée.

On préconise un remblai de terre tamissée qui sera damée et arrosé par couche successives de 30 cm, au dessus de la conduite, le reste du remblai sera en terre tout-venant.

Traverse des Routes :

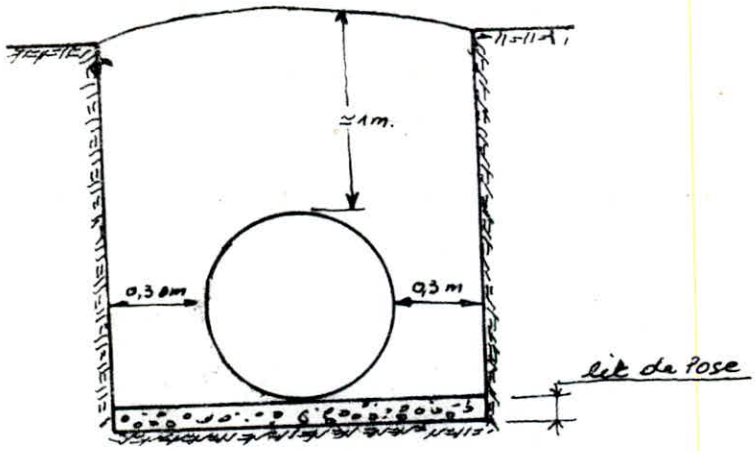
En raison des charges à supporter qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, on prévoit alors des gaines dans lesquelles des conduites seront introduites afin de les proteger contre les chocs et les vibrations.

Butées :

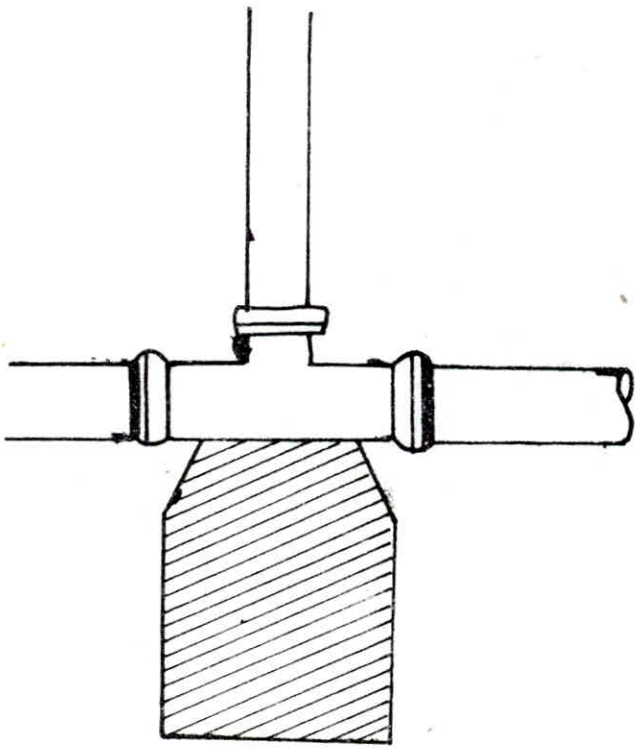
Dans le changement de direction et dans le branchement il y'a tendance à un déboitement des joints ou une rupture des soudures sous la pousée exercée par l'eau, On prévoit alors des butées en béton qui s'oppose-ront à ces effets.

désinfection de la canalisation.

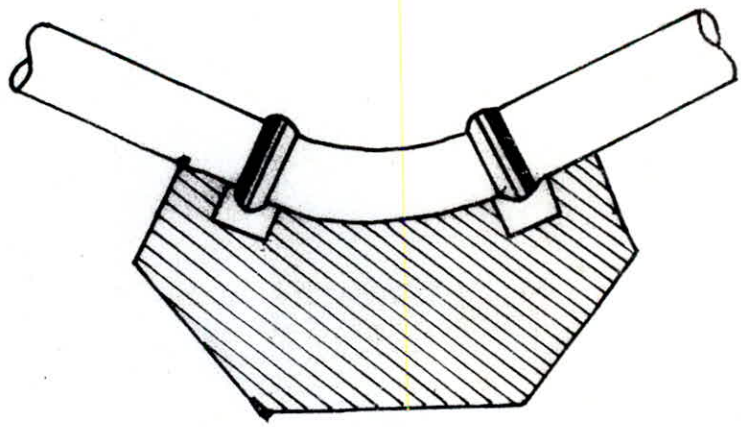
Avant la livraison de l'eau à la consommation, il est recommandée de procéder à la désinféction du réseau, la désinfection peut s'effectuer soit au chlore, soit au perananganate de potassium suivant les instructions du laboratoire agrée.



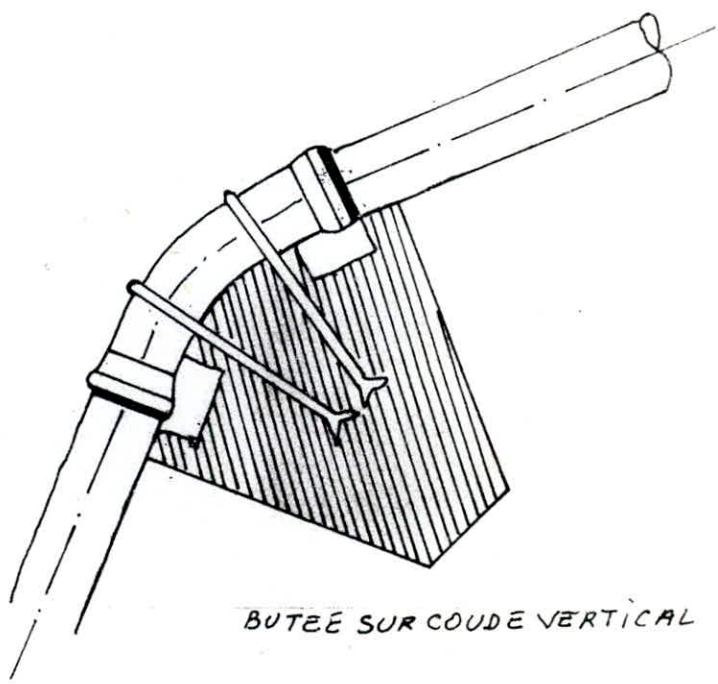
POSE EN TRANCHEE



BUTEE SUR BRANCHEMENT



BUTEE SUR COUDE HORIZONTAL



BUTEE SUR COUDE VERTICAL

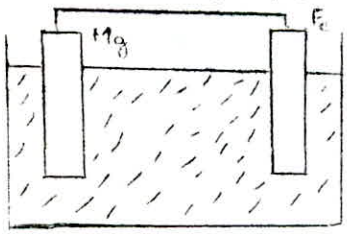
PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

a/ Protection externe

La corrosion est une attaque du métal dûe aux phénomènes extereurs ou interieurs, en liaison soit avec la nature du sol soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage du réseau, soit avec la nature de l'eau transportée.

1°/ Corrosion par formation de pile.

L'attaque de la conduite en aiier enterrée peut se comparer au phénomène electro lytique de deux métaux différent plongés dans un bac d'electrolyte, par exemple le fer et le magnésiune.



- Le fer se protége et joue le rôle de cathode caracterisé par une fiction du métal.
- L'autre métal attaqué joue le rôle d'amode caracterisé par une oxydatin.

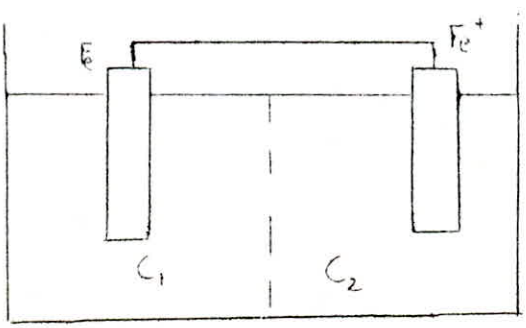
$$Fe^{2+} + 2e^- \longrightarrow Fe$$

$$Mg \longrightarrow Mg^{2+} + 2e^-$$

L'atome de magnésiun ionisé se trouvant en solution se combinera avec d'autres élements.
Dans un 2ème cas, si nous prenons le fer et le cuivre, nous obtenons

- Cathode: $Cu^{2+} + 2\bar{e} \longrightarrow Cu$
- Anode: $Fe \longrightarrow Fe^{2+} + 2\bar{e}$

Dans ce cas nous constatons que c'est le fer qui se trouve attaqué et le cuivre protegé ; C'est ainsi qu'a été dressé la liste des elements métalliques dans l'ordre du pouvoir qu'ils ont de réduire les ions des autres métaux.
Pour deux métaux donnés, celui qui présente le plus haut potentiel par rapport à l'autre représente la cathode et se trouve protegé, tandis que l'autre métal joue le rôle d'amode et se dessout.
Le même phénoméne se produit quand deux barres de même métal sont plongées dans un électrolyte et placées en deux points de concentration différentes, ce phénoméne s'appelle: pile de concentration.



C_1 et C_2 sont des concentrations de l'électrolyte. La la pile de concentration peut donc avoir lieu dans le cas d'une canalisation en acier enterré dans le sol qui par sa nature heterogéne et son humidité relative joue le rôle d'electolyte à concentrations différentes en tout point.
Des concentrations pratiques ont montré que les terrains argileux, maricageux et humides sont anodiques- tandis que les terrains secs et bien aérés sont cathodiques.

2/ Corrosion sous l'influence d'une installation electrique exterieure

Dans ce cas la corrosion se produit sous l'action des courants vagabondsémis par des sources electriques de courant continu. Ces sources sont généralement situées au voisinage des canalisations.

Protection cathodique

La protection cathodique d'un réseau de canalisation en acier entérré est recommandée dans tous les cas. Elle consiste à donner le rôle de cathode à la conduite et lui imposer un potentiel minimal de 0,77 volt par rapport à l'electrode de référence d'hydrogéne.

En pratique on fait en sorte d'assurer un potentiel égal à (0,9-1,0 volt) qui assure une sécurité totale en tenant compte des fluctuations de potentiel.
Nous ne disposons pas de données concernant les caractérestiqués du sol, nous présentons donc le mode de protection cathodique utilisé largement .

../...

- Protection cathodique par anode réactive.

Elle consiste à relier la conduite à un métal plus éléctro-négatif que le fer formant ainsi une pile dont la cathode est la canalisation.

Les métaux utilisés comme anodes réactives sont le zinc et le magnésium. Ils sont présentés en cylindre ou section trapézoïdole avec des poids variables.

La pose des anodes doit s'effectuer dans des sols de basse résistivité pour faciliter le passage des courants, et elles doivent être posées (de 2 à 4) de la canalisation.

- Protection cathodique par soutirage de courant.

- Cette méthode consiste à relier la conduite à la borne négative d'une source éléctrique de courant continu. La borne positive sera raccordée à une prise de terre constituée par de vieux rails enterrés dans un milieu humide à environ 100 m de la conduite.

le courant en quittant la prise de terre, regagne la borne négative de la source éléctrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique du rail. Ce dispositif permet de protéger éfficacement le réseau.

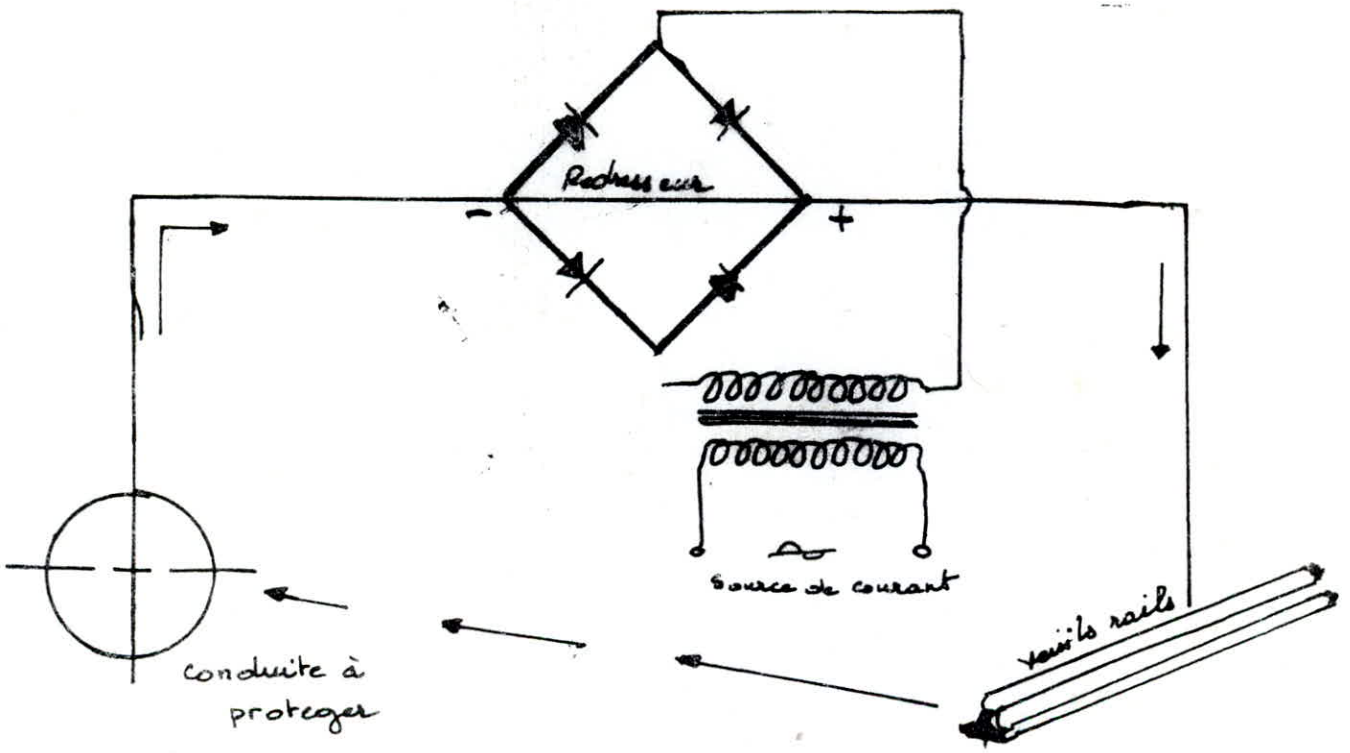
L'inconvénient de ce procédé est la dissolution importante de l'anode constituée par le vieux rail . On pourra remplacer ce dernier par une anode en graphique ou en ferro-silicium.

2- Protection interne :

Les eaux naturelles ne sont en fait pas pures et contiennent differents elements chimiques qui peuvent parfois provoquer lacorrosion interne des conduites .

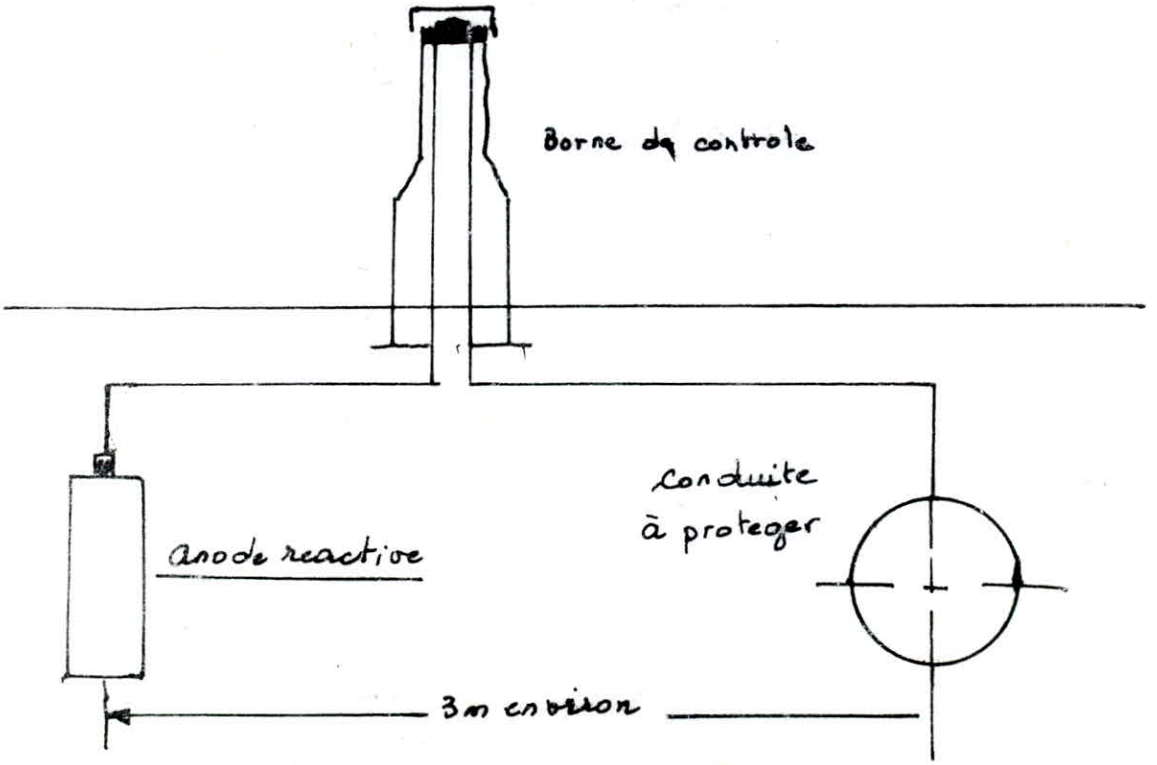
Par éxemple la présence du fer dans l'eau,même à des faibles doses peut etre la cause de perforation dela conduite .

Pour y remedier, on recommande un revetement interieur à la base de bitume .



Schema de protection par soutirage de courant.

-Schema de protection par anode reactive -



ASSAINISSEMENT

INTRODUCTION

L'assainissement a pour objet d'assurer d'evacuation des eaux useès et des eaux pluviales dans des conditions satisfaisantes pour la santé pubique.

Types d'eaux usseès

Les eaux à evacuer sont de types divers :

- eaux u seès d'origine domestique
- eaux de ruissellement
- eaux industrielles.

l'assainissement collectif constitue la solution préferable.

Tracé des Collecteurs

L'evacuation séffectue par gravité - Dans l'établissement du projet la topographie joue un rôle déterminant - On est donc appelé à rechercher des pentes minimales de 0,005 m.p.m. afin d'améliorer le régime des vitesses et satisfaire la condition d'autocurage.

Les collecteurs de rues doivent être placés dans les rues prevues par le plan d'urbanisme.

Les contre-inclinaisons à eviter si c'est possible pour la profondeur à laquelle on place les canaux d'eaux useès, on doit tenir compte de la profondeur des caveès.

Condition d'Ecoulement

Vue que les eaux useès contiennement diverses matières organiques et minérales afin d'eviter d'eventuels depôts il y a lieu de satisfaire la condition d'autocurage en adoptant des vitesses d'écoulement superieures à 0,7m/s.

En outre la vitesse d'écoulement ne doit pas dépasser la valeur de 4m/s qui peut préalablement provoquer la corrosion mecanique des canalisations.

méthode de calcul

1. Débit d'eaux useès

La quantité d'eaux usees est estimeè à 80% de la consommation en eau potable la plus forte de l'anneé.

Qu = 0,8d.s.q.kp. (l/s)
d = densité de la population (hab/ha)
s = surface de la zône d'influence - (ha)
q = cons.moy. en eau (ℓ/j/hab)
kp = Coef de pointe (2,6)

2. Débit de ruissellement

Qp = Ck . I. Ak.

Qp = débit d'eau pluvial pour chaque bassin d'apport (l/s)
Ck = Coef de reussellement
Ik = Intensité de pluie (l/s/ha)
Ak = Surface du bassin d'apport - (ha).

le débit total d'eaux usees à evacuer est égale à la somme des débits d'eaux useès et des eaux pluviales.

Les surface des zônes à assainir sont calculeés géometriquement.

Pour la ville seul collecteur principal au niveau de la zône basse.

le débit à evacuer dans chaque trançon est égal à la somme des débits des eaux useès et des eaux pluviales.

Le dimensionnement s'effectue par cumulation débits transités.

Calcul des diametres des trançons

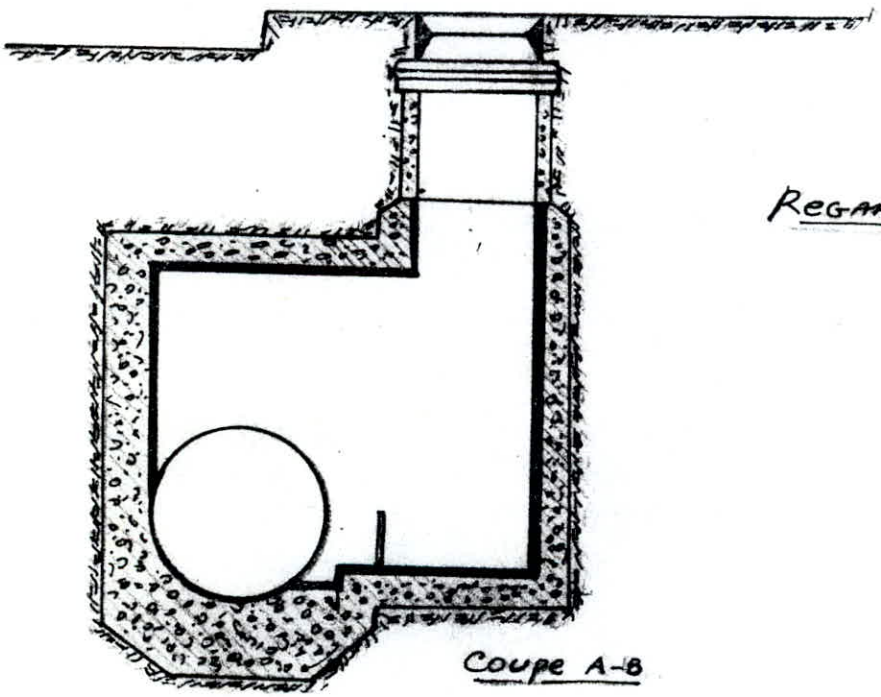
Les diametres des tronçons sont calculés en fonction du débit (Q. cumulé) et de la pente du terrain en utilisant des valeurs abasiques " Formule de BAZIN pour profils circulaires."

Sur le même abaque (VII) On tire les valeurs des vitesse à pleine section (Vps), le débit à pleine section (Qps)

H = D. rp
H = Hauteur de remplissage

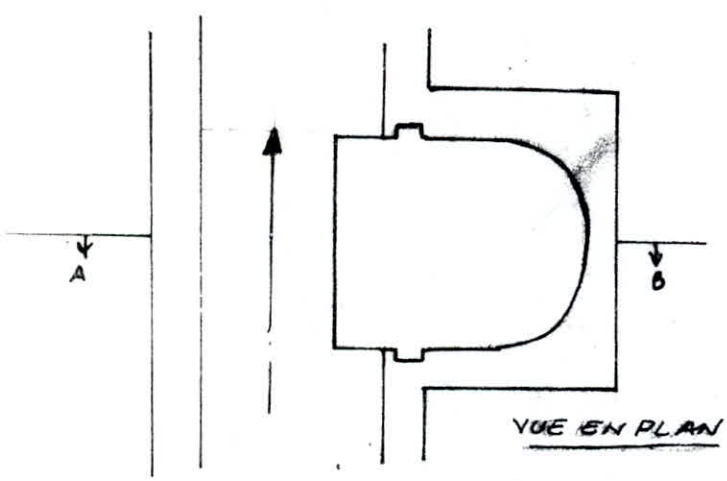
V = Vps. rv
V = vitesse raelle dans la tronçon
V_{ps} = vitesse à pleine section

r_v = Rapport des vitesses.

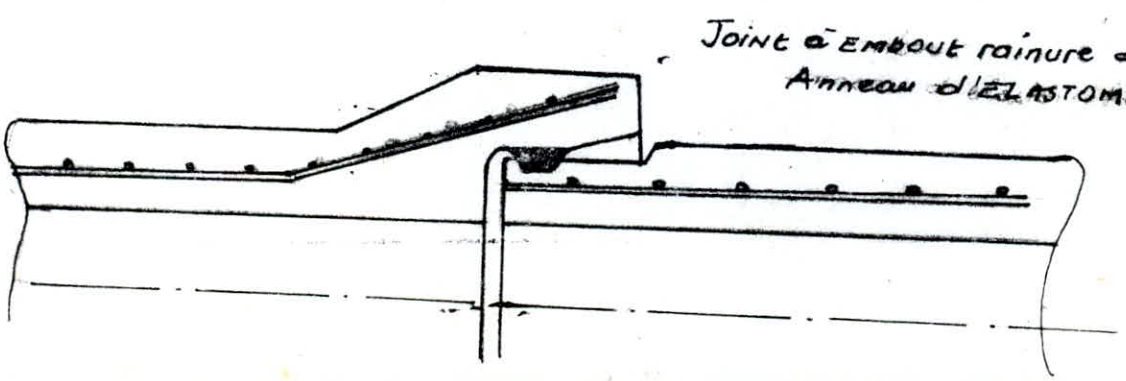


REGARD DE VISITE

Coupe A-B



VUE EN PLAN



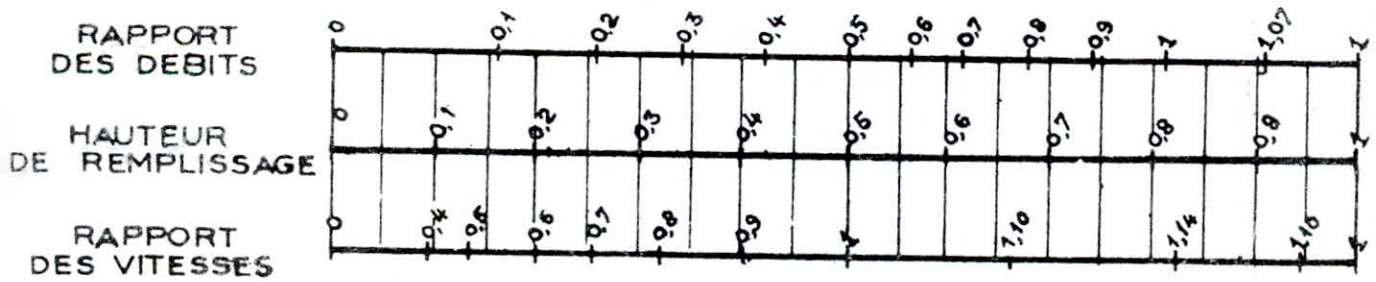
Joint à embout rainure avec
Anneau d'ELASTOMETRE.

ANNEXE X

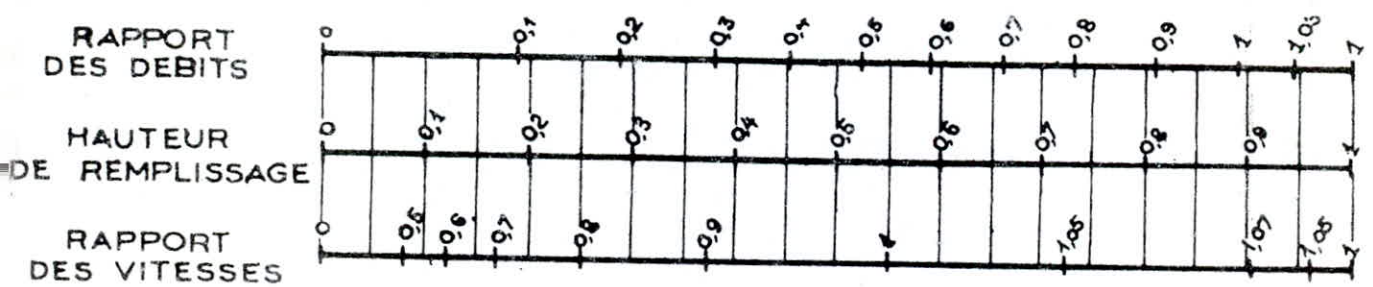
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés

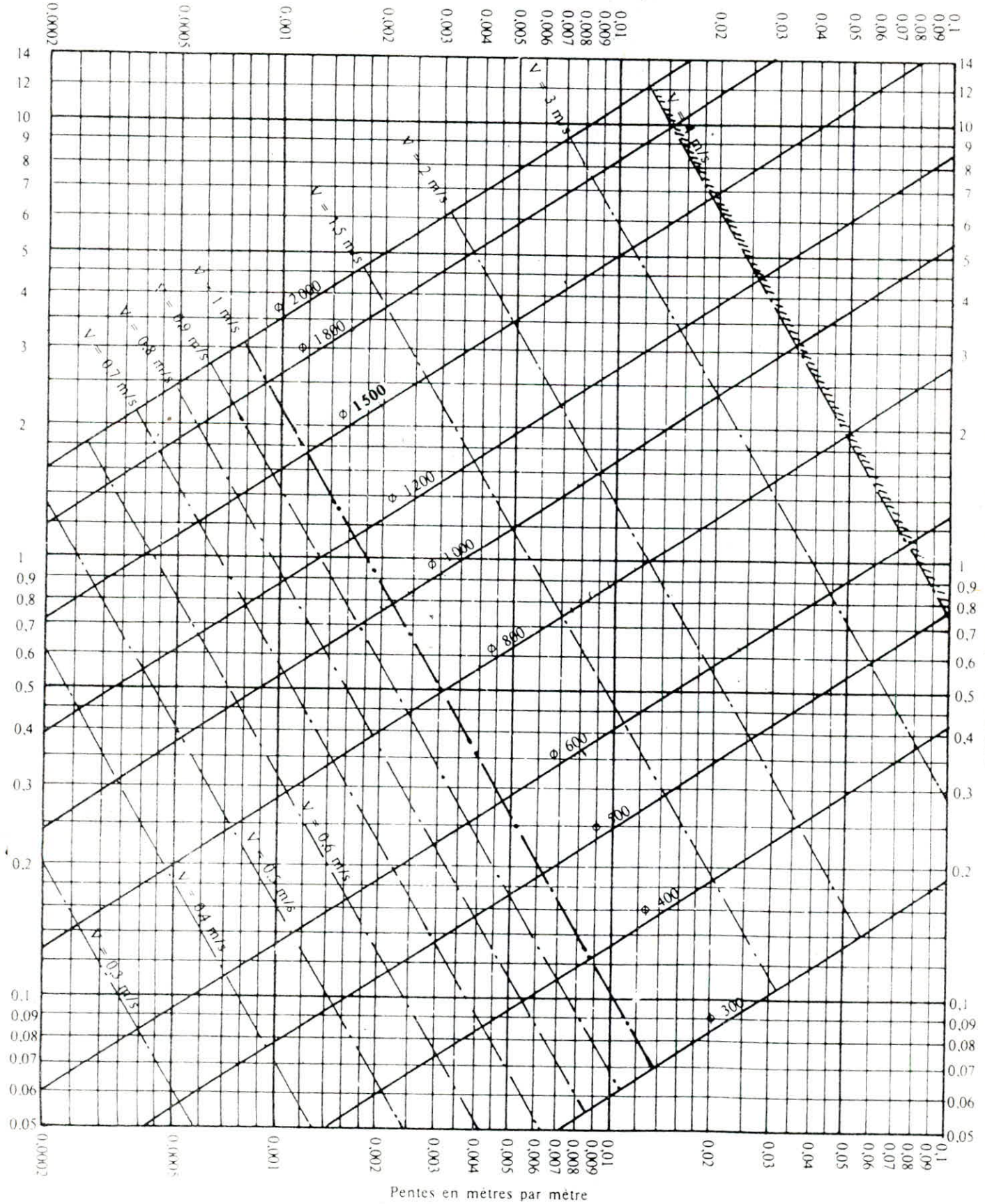


Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

ANNEXE VII

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)



Calcul du deversoir d'Orage

Le moyen le plus employé pour la separation des eaux dans le reseau des [illegible] est le deversoir d'orage avec seuil de deversement.

Souvent de longs seuils sont nécessaires . Un deversoir immediatement après est à recommander.

Dimensionnement

Caractéristiques initiales

D = 1800mm. J = 0,24% (Tronçon d'arriveé)

débit de pointe par temps sec / Qts = 110,893 l/s
débit de pointe par temps de pluie : Qtp = 2810,893 l/s
débit à pleine section : Qps = 3500 l/s

le débit allant vers la station d'épuration est de
QkI = 2. Qts = 221,786 l/s.

le débit allant vers l'éxutoire sera de :
Qo = Qtp - QkI = 2589,107 l/s

calcul du niveau d'eau dans le tuyau d'arriveé par temps de pluie :

$$rQ = \frac{Qtp}{Qps} = 0,803 \qquad rh = 68\% \qquad h_{tp} = 1224mm.$$

débit entrant dans la station :

$$rQ = \frac{Qki}{Qps} = 0,063 \qquad rh = 10\% \qquad H_{ts} = 288mm$$

hts = hauteur du seuil du deversoir.

Hauteur d'eau au dessus de la crête du déversoir

$$h = h_{tp} - h_{ts} = 1044mm$$

Calcul de la longueur du deversoir

$$Qo = \frac{3}{2} \cdot \mu \cdot b. (2g)^{1/2} h^{3/2}$$

Qo = débit versé

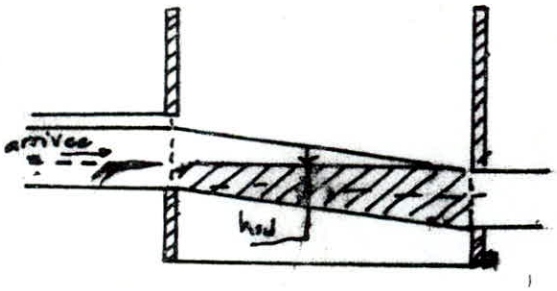
$$b = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{\mu} \cdot \frac{Qo}{(2g)^{1/2} \cdot H_o^{3/2}}$$

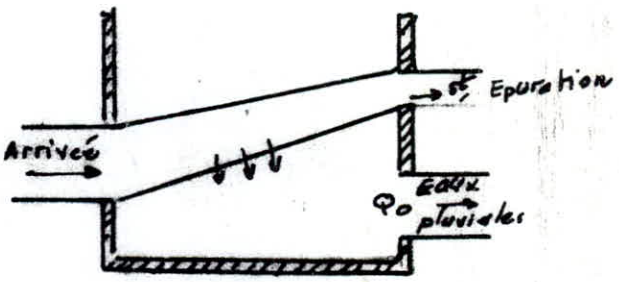
[illegible] débit $\mu = 0,6$ Coef de débit

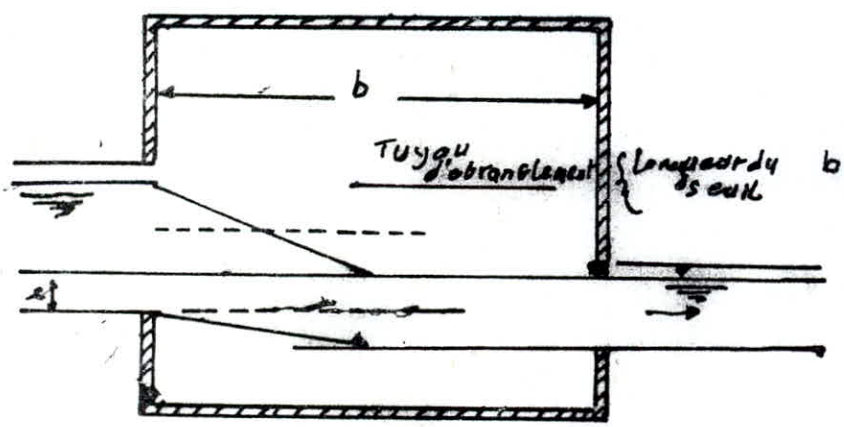
[illegible] = On suppose $ho = \frac{h}{2} = \frac{1044}{2} = 522mm$

On trouve b = 3,90m avec une securité de 50% on prend

b = 5,90m.







$$h_0 = \frac{4-h}{2}$$

$$b = \frac{3}{2} \frac{Q_0}{\mu \sqrt{2g}\, h_0^{3/2}}$$

Déversoir d'orage.

CONCLUSION.

La presente etude a eté elaboreé avec un manque de donneés concernant :

- Le reseau existant.
- Les cartes topographiques à grande echelle de la ville de Dellys.
- Les caracteristiques du sol servant pour la protection contre la corrosion.

Enfin souhaitons que ce modeste travail puisse servir de Reference pour une etude plus detailleé.

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

1. CARLIER . M.

Hydraulique générale et appliquée (EYROLLES 1980)

2. DUPONT. A.

Hydraulique urbaine - Tome I et II - (EYROLLES 1978)

3. GOMELLA ET GUERRE

Les eaux useés dans les agglomérations rurales et urbaines Tome I (COLLECTE).

4. GOMELLA ET GUERRE.

La distribution d'eau dans les agglomérations rurales et urbaines - (EYROLLES).

5. KHATCHATRAIN. P.

Reseau de distribution - POLYCOPE I.H.B 1982)

6. LAPRAY.G.

Theorié de la longueur fluido-dynamique
polycope d'hydraulique générale III (POLYCOPE E.N.P.A.)

7. LENCASTRE. A.

Manuel d'hydraulique générale (EYROLLES 1982).

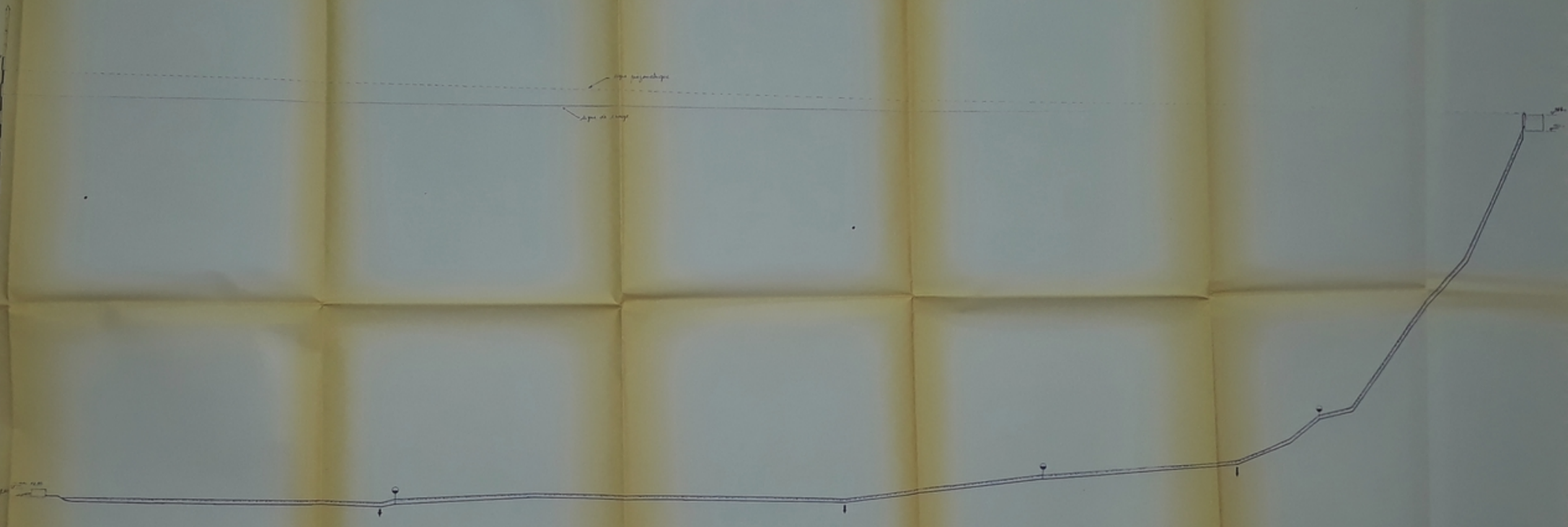
8. UNIVERSITE STUTTGART

Cours d'assainissement urbain (O.P.U ALGER 1974).

9. NAOUMENKO.I

Hydraulique générale et appliqueé (POLYCOPE I.N.A.)

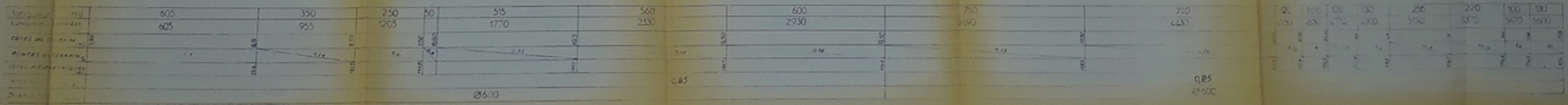
PROFIL EN LONG
CONDUITE DE REFOULEMENT

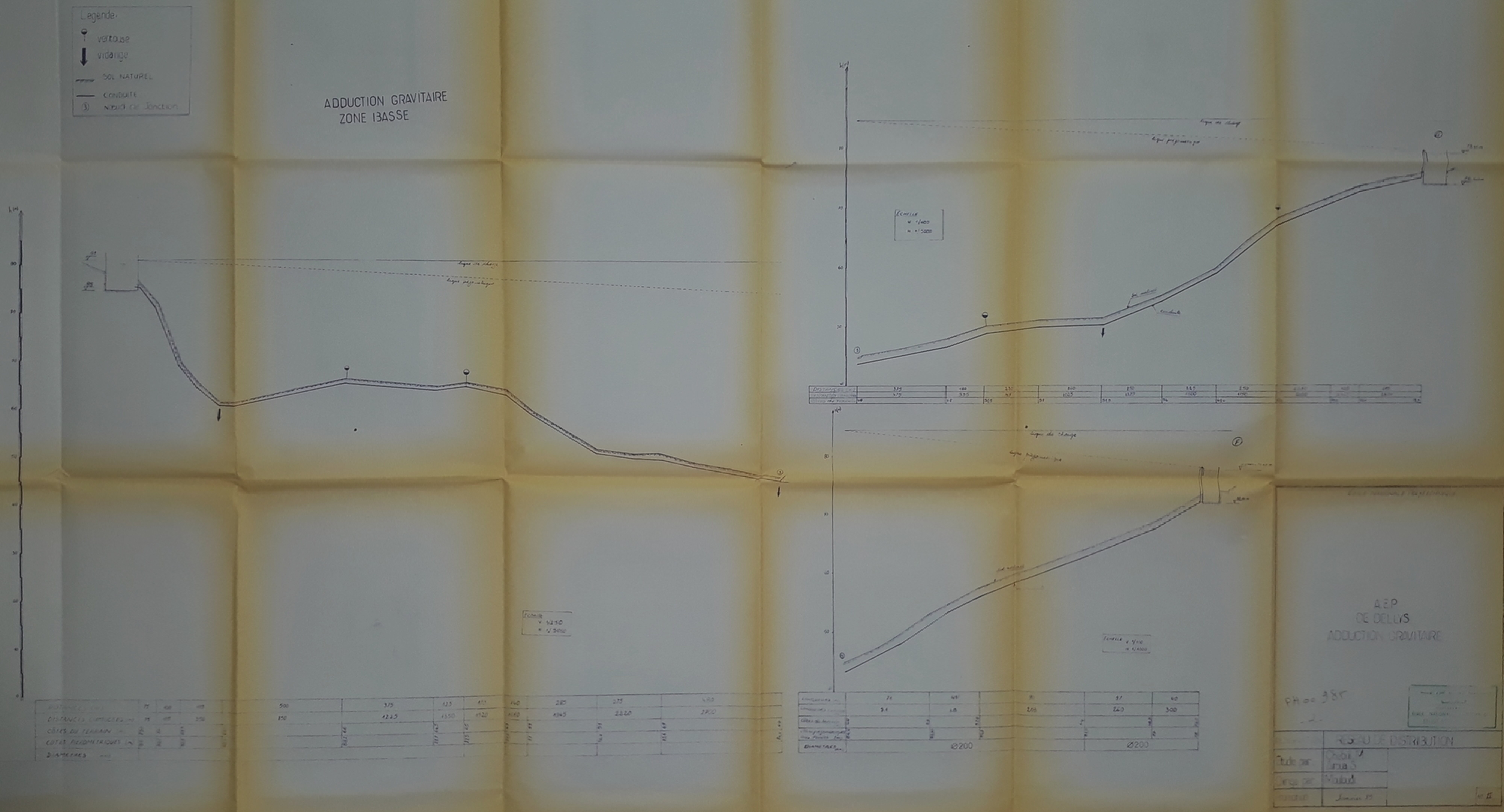


LEGENDE

- VENTOUSE
- ROBINET DE DECHARGE
- Sol naturel
- conduite

Echelle V 1/500
H 1/5000





Legende
ventouse
vidange
SOL NATUREL
CONDUITE
Noeud de Jonction
ADDUCTION GRAVITAIRE
ZONE BASSE
DISTANCES CUMULEES
COTES DU TERRAIN
COTES PIEZOMETRIQUES
DIAMETRES
Ø200
Ø200
A.E.P
DE DELLYS
ADDUCTION GRAVITAIRE
RESEAU DE DISTRIBUTION
Etudie par
Dirige par

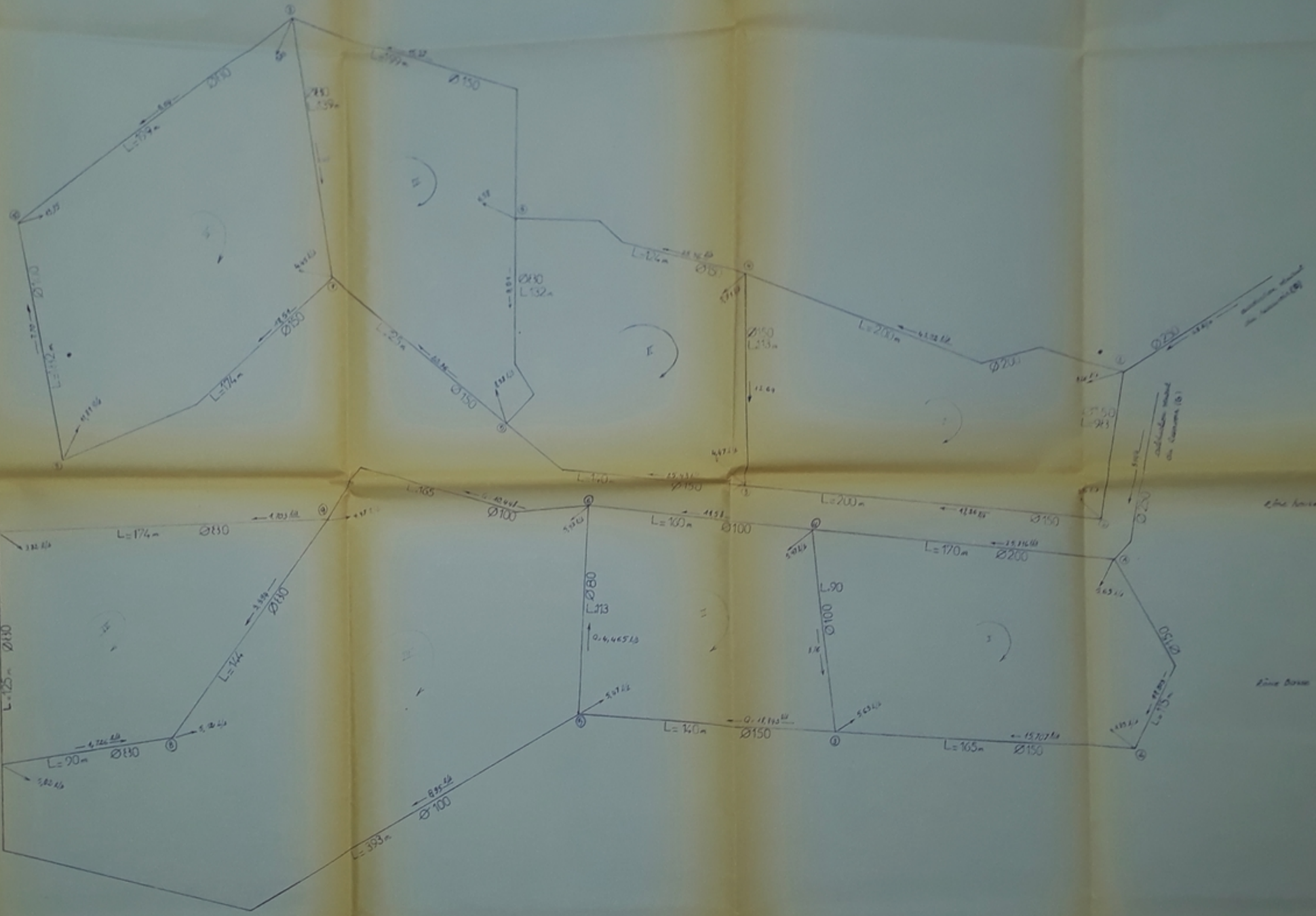
Ecole Nationale Polytechnique

A E P

VILLE DE DELLYS

PH00975

-03-



Echelle	1/1000
Désignation	PLAN DU RESEAU DE DISTRIBUTION
Etudié par	CHEBILI M ARDUA S
Dirigé par	Mr MOULOUDI
Promotion	JANVIER 88

N° III

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

CONSOMMATION EN EAU POTABLE PAR SECTEURS ET ZONES

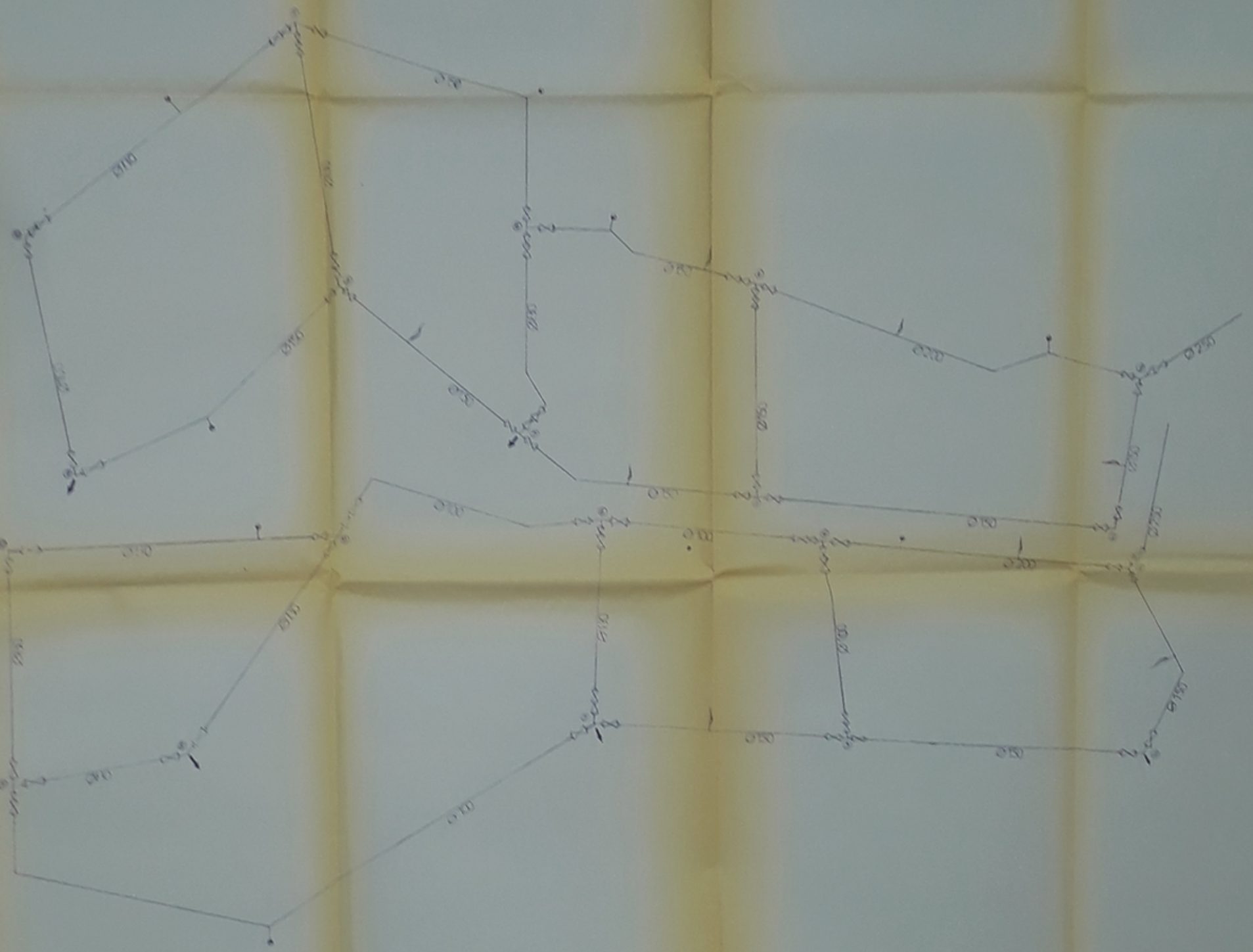
ETUDE PAR	CHEBILI. M AROUA. S	
DIRIGE PAR	Mr MILOUDI	N3

Légende:

J8600 Hd



PLAN D'EQUIPEMENT



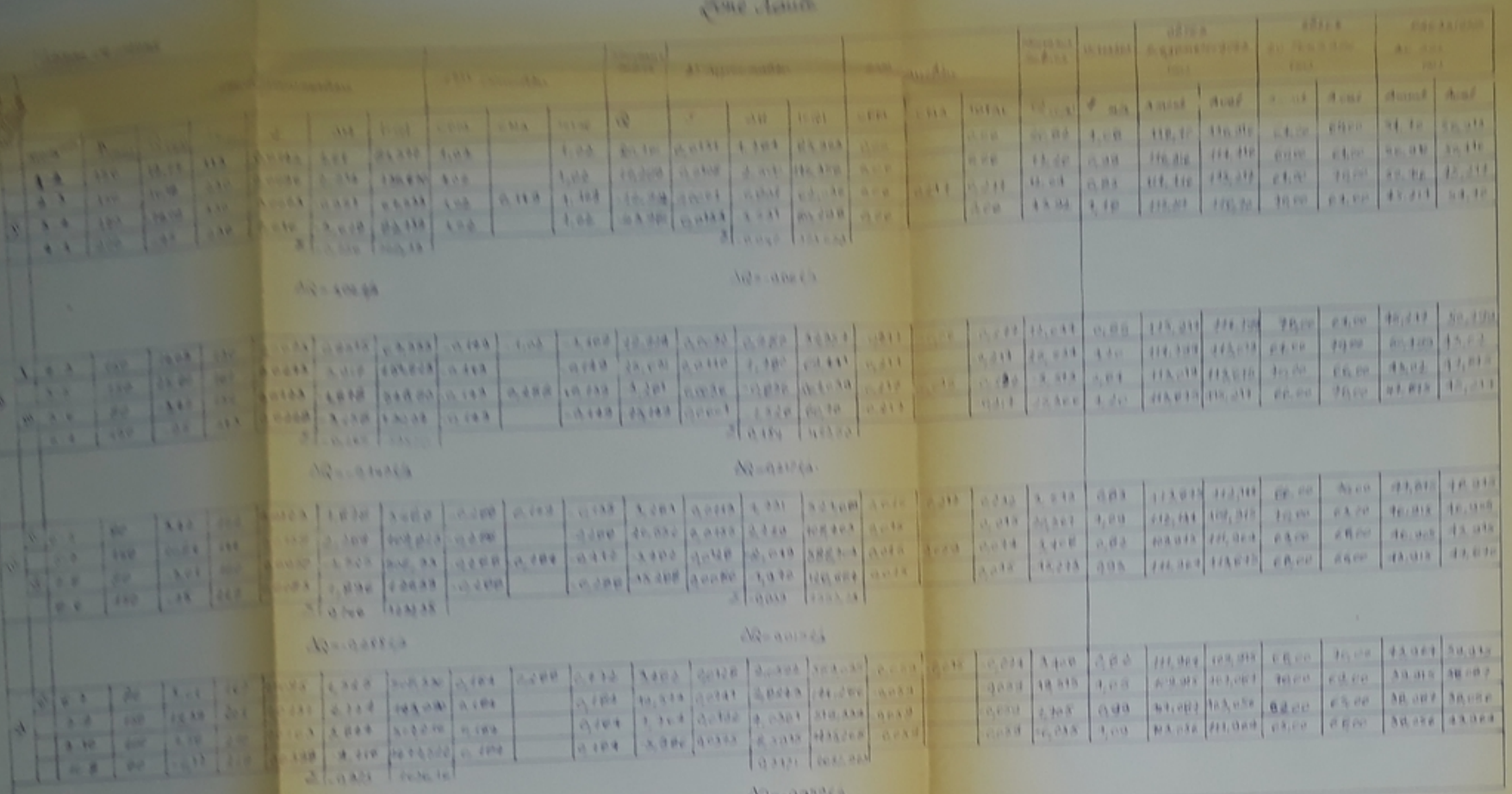
LEGENDE

- vanne avec joints
- cône de reduction
- ventouse
- vidange
- Reseau d'irrigation

A.E.P

Tableau de calcul

Zone haute



AEP
VILLE DE BELLYS
ZONE HAUTE

PM=0.985
a.t=

DESIGNATION	TABLEAU DE CALCUL DU RESEAU MAILLE
ETUDIE PAR	ABDUL B. CHERIFOU
DESSINE PAR	M. MOUSSOUNI
	JANVIER 99

COLLECTEUR PRINCIPAL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

VILLE DE DELLYS

Tableau de calcul

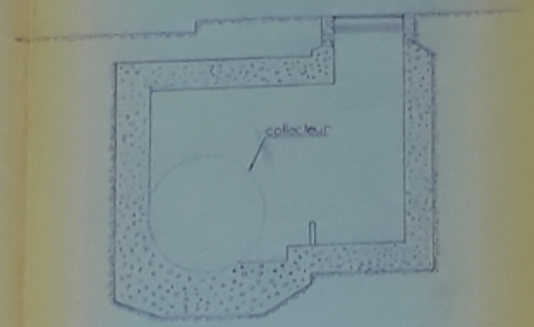
Tronçons	N° de Regard d'départ	Surfaces des bassins (ha)	Coefficients de ruissellement C	Intensité de pluie (l/s/ha)	Débits d'eaux usées $Q_{EU} = \frac{N \times K}{86400}$ (l/s)	Débits Pluviaux $Q = 2,78 \times C \times I \times A$ (l/s)	Débits Cumulés $Q = Q_{EU} + Q_P$ (l/s)	Longueurs des tronçons (m)	Longueurs Cumulées (m)	Cotes sol Amont	Cotes sol Aval	Cotes Radier Amont	Cotes Radier Aval	Pentes (%)	Vitesse à pleine section (m/s)	Caractéristiques hydrauliques $\frac{Q}{Q_{pl}}$	$\frac{H}{R_{pl}}$	$\frac{V}{V_{pl}}$	H=h+D (mm)	$V = \frac{V}{V_{pl}} \times V_{pl}$	Vérification $V \geq 0,60$ m/s
A-B	1	4,60	0,60	180	2,82	2592	736,78	246	246	6,00	5,30	4,00	3,30	0,33	1000	1,40	0,987	0,730	1,445	0,730	1,316	0,94
B-C	2	6,80	0,65	180	4,17	3832,56	1088,56	368	584	5,90	5,10	3,50	3,10	0,85	1200	1,50	1,40	0,969	0,79	1,430	0,748	1,326	0,78
C-D	3	7,00	0,65	180	587,50	3853,13	1180,63	316	900	5,90	4,70	3,10	2,60	0,85	1500	1,60	1,50	0,986	0,80	1,474	1,200	1,498	0,78
D-E	4	9,70	0,65	180	604,50	5245	1793,08	432	792	4,70	4,50	2,60	2,14	0,24	1500	1,60	1,55	0,705	0,67	1,100	1,850	1,405	0,81
E-F	5	4,50	0,85	180	618,50	4,50	2810,89	468	960	4,50	4,20	2,14	1,72	0,24	1800	1,70	1,60	0,803	0,68	1,405	1,850	1,547	0,84
F-G	–	–	–	–	–	–	2810,89	500	1460	4,20	4,00	1,72	1,00	0,24	1800	3,10	1,60	0,803	0,68	1,405	1,850	1,547	0,84

LEGENDE

- regard de visite
- raccordement entre deux tronçons
- sol
- radier du collecteur

Echelle (V: 1/20, H: 1/250)

Regard de visite



ASSAINISSEMENT
ville de Dellys

PAI 003 85
- 08 -

Tronçon	Collecteur Principal
Etudié par	CADEL
Dessiné par	
Contrôlé par	

