

10/85

وزارة التعليم والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

A.E.P et assainissement
de la ZHUN
D'EL HACHIMIA

Proposé par :
G.NERU.
BOUIRA

Etudié par :
AYACHE .M
BOURKAIB.T

Dirigé par :
Promoteur :
M: PIMENDY



PROMOTION : JANVIER 85.

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
«O»

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE
«O»

PROJET DE FIN D'ETUDES
«O»

SUJET

**A. E. P. et Assainissement
de la Z.H.UN
D'EL HACHIMIA**

Proposé par :

C. N. E. R. U.
BOUIRA

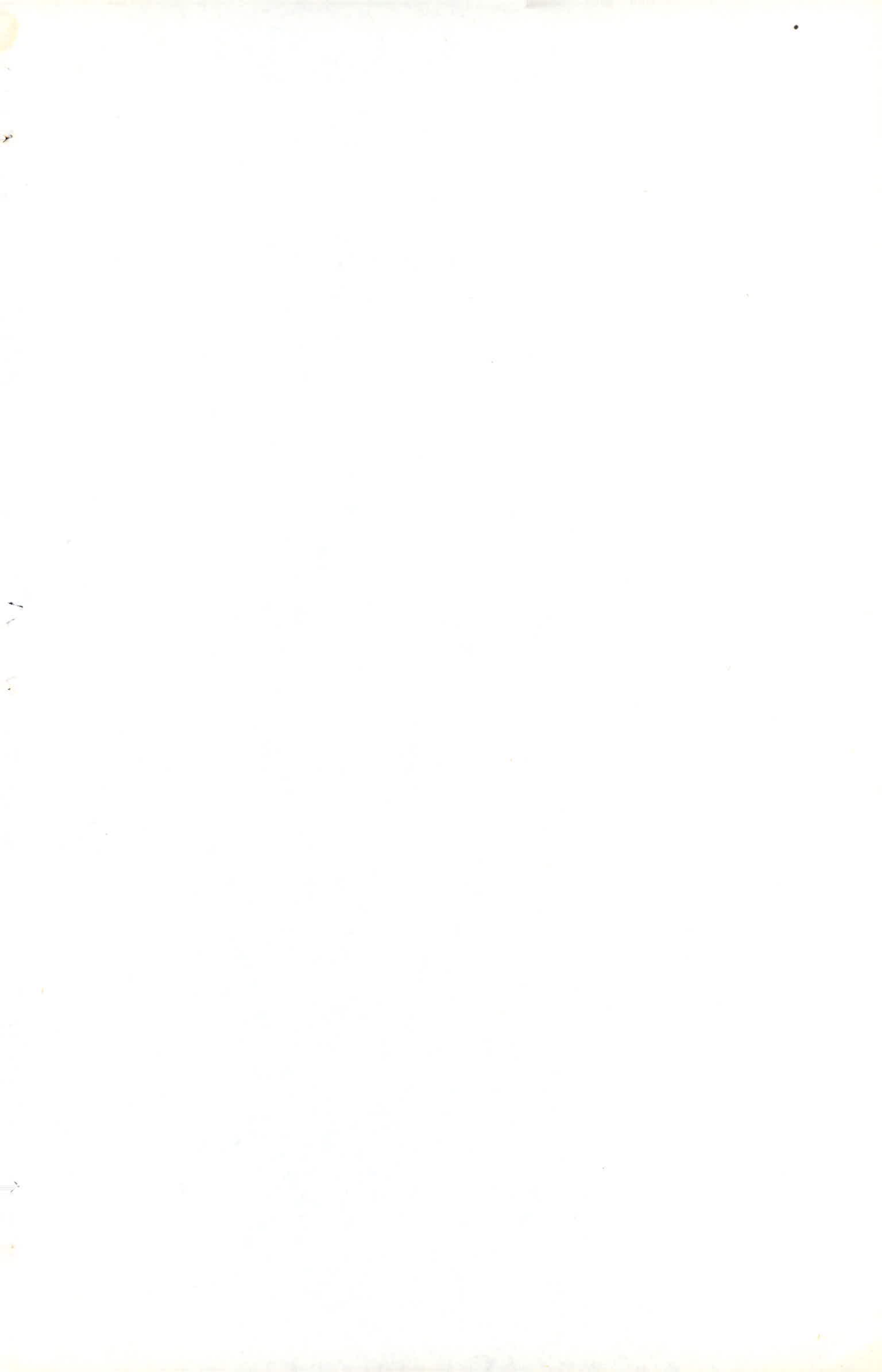
Etudié par :

AYACHE M.
BOURKAIB T.

Dirigé par :

Promoteur : M. PIMENOV

Promotion Janvier 1985



Le present couronnement de mes etudes sera d'abord une respectueuse pensée à la memoire de mon grand-pere .
et je dedie ce modeste travail en signe de reconnaissance .

- /) mon pere et ma mere
- /) mes freres et soeurs
- /) tous mes amis qui m'ont aidés de près ou de loin à la realisation de ce travail .
- /) tous mes freres dans l'ISLAM .

. AYACHE . MILoud .

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

- /) mon regretté pere qui a tant consenti pour ne voir reussir . (que DIEU ait son âme)
- /) ma regrettée mere (que DIEU ait son âme)
- /) ma belle mere qui a très bien su remplacer ma mere .
- /) mes freres et soeurs ainsi que leurs enfants et maris .
- /) tous mes amis
- /) tous mes freres dans l'ISLAM .

• BOURBAIS . TAMAR -

* REMERCIEMENTS *

NOUS TENONS A REMERCIER VIVEMENT:

* NOTRE PROMOTEUR Mr ANATOLI PIMENOV
CHEZ QUI NOUS AVONS TOUJOURS TROUVE UN ACCUEIL CHALEUREUX ET DES
CONSEILS POUR L'ELABORATION DE CE PROJET.

* TOUS LES ENSEIGNANTS QUI ONT CONTRIBUE A NOTRE
FORMATION

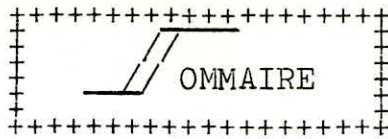
* TOUTES LES PERSONNES QUI NOUS ONT AIDE A L'ELABORATION
DE CE PROJET.

* Mr BOUBRIT RABAH POUR LA FRAPPE.

A Y A C H E . M .

B O U R K A I B . T .

* * * * *



Première Partie: Alimentation en eau potable.

CHAPITRE I Généralités

- 1- Introduction
- 2- Présentation
- 3- Situation géographique
- 4- Situation climatique
- 5- Situation topographique
- 6- Situation actuelle (ressources en eau)
- 7- Situation démographique.

CHAPITRE II Estimation des besoins en eau

- 1- Besoins domestiques
- 2- Besoins publics
 - . Socio-Culturels
 - . Scolaires
 - . Sports et loisirs
 - . Administrations
 - . Sanitaires
 - . Commerces et services
- 3- Tableaux récapitulatifs

CHAPITRE III Variations des débits

- 1- Etude des problèmes posés par la variation des débits
- 2- Calcul des débits

CHAPITRE IV Reservoirs

- 1- Utilité des reservoirs
- 2- Choix du site d'implantation
- 3- Capacité du reservoir
- 4- détermination de la côte du radier
- 5- Dimensionnement du réservoir
- 6- Equipements du réservoir.

CHAPITRE V Distribution

- 1- Détermination des débits aux nœuds
- 2- Calculs du réseau maillé
- 3- Principe de calcul
- 4- Calcul des pressions au sol
- 5- Equipement du réseau de distribution

CHAPITRE VI Adduction

- 1- Etude technique
- 2- Choix du type du tuyau
- 3- Conditions économiques
 - a/ dimensionnement de la bache de reprise
 - b/ méthode de calcul du diamètre économique
- 4- Calcul du diamètre économique F1-B.R
- 5- Calcul du diamètre économique F2-B.R
- 6- Calcul du diamètre économique BR. Réservoir.

CHAPITRE VII

CHOIX DES POMPES

- 1 - Choix du type de pompe.
- 2 - Caractéristique de la conduite
- 3 - Choix du groupe .
 - a) Bache de reprise- réservoir
 - b) forage F_1 - bache de reprise
 - c) forage F_2 - bache de reprise

CHAPITRE VIII

PROTECTION DES CONDUITES

- 1 - Introduction
 - 2 - Protection contre le coup de Belier
 - a) définition
 - b) moyen de protection des installations
 - c) réservoir d'air
 - principe de fonctionnement
 - principe de calcul du réservoir
 - 3- protection des conduites contre la corrosion
 - A- corrosion interne
 - B- corrosion externe
 - corrosion par formation de pile
 - corrosion par suite d'influence d'une source électrique extérieure
- Procédés de lutte contre la corrosion externe .
- a) protection par anode réactive
 - b) protection cathodique par soutirage de courant .

CHAPITRE XI

POSE DE LA CONDUITE

- 1 - largeur de la tranchée
- 2 - Profondeur de la tranchée
- 3 - Fond de la tranchée
- 4 - Modalités et précaution à prendre
- 5 - Ramolayage des feuilles .

/ CHAPITRE I /

Géralités Généralités

- 1- Introduction
- 2- Type d'eau à évacuer
- 3- Situation sanitaire actuelle
- 4- Choix du système d'évacuation.
- 5- Conception du réseau .

/ CHAPITRE II /

Etude des débits à évacuer

- 1- Débit des eaux pluviales .
 - a - coefficient de ruissellement
 - b - intensité
- 2- Débit des eaux usées

/ CHAPITRE III /

PLAN de calcul du réseau d' assainisse-
ment .

--*-- NOMONCLATURE --*--
=====

TABLE DES PLANCHES :

- PLANCHE N° Icalcul du réseau maillé
- PLANCHE N° II.....profil en long du réseau de distribution
tronçons(1.10.11.12.7.4.5.)
- PLANCHE N° III ...profil en long du réseau de distribution
tronçons (2.9.8.7.6.)
- PLANCHE N° IV ...schema d'equipementsdu réseau de distribu-
tion .
- PLANCHE N° Vprofil en long de l'adduction .
(bache de reprise - reservoir)
- PLANCHE N° IVprofil en long du collecteur principal N° I
- PLANCHE N° VII.....profil en long du collecteur principal N° II
- PLANCHE N° VIII...calcul des collecteurs principaux I et II

TABLES DES ABAQUES :

- DIAGRAMME DE MOODY

6 ABAQUES : 8a , 9 , 17c , 17d

- ANNEXE VII : reseaux pluvieux en système unitaire ou séparatif
(Formule de BAZIN)

- ANNEXE X : Variation des débits et des vitesses en fonction de
la hauteur de remplissage .
(Formule de BAZIN)

+++++
| ALIMENTATION EN EAU POTABLE |
+++++

CHAPITRE I

Généralités

1° - Introduction

L'objet de notre présente étude consiste à l'alimentation en eau potable et assainissement de la nouvelle zone d'habitat urbain nouvelle d'El Hachimia.

2° - Présentation

Vu les besoins importants en logements et équipements collectifs causés par la croissance démographique et l'implantation de la future zone industrielle de sidi khaled qui s'étale sur une superficie de 300 hectares. La construction d'une Z.H.U.N s'avère donc nécessaire. La superficie dégagée pour cette Z.H.U.N est de 60 Ha.

3° - Situation Géographique

La Z.H.U.N a alimenter est située à l'Est de la ville d'El Hachimia et à 20 Km au Sud de la ville de Bouira, elle est limitée

- . au Nord par la commune de Bouira
- . au Nord Est par la commune de Bochloul
- . au Sud par la commune de Sour El Ghozlane
- . a l'Ouest par la commune d'Ain Bessem

4° - Situation Climatique

Le climat subit l'influence de la mer mais avec une tendance continentale, l'été est plus chaud et moins humide que sur le littoral, l'hiver plus long et assez froid.

Les vents prédominants sont ceux du Nord et Nord Ouest. La précipitation annuelle de pluie à une durée de 10 jours est de 301 - 400 mm.

5° - Situation Topographique

Le terrain de la Z.H.U.N se relève sensiblement en altitude du Nord-Sud (730 à 760 m) dénivellation moyenne de 30m et d'Est en Ouest (760 à 720 m) dénivellation moyenne de 40m.

Les pentes sont en général faibles de 3%

6° - Ressources

En ce qui concerne les ressources nous avons deux forages:

Forage F2.....47l/s

Forage F1.....52l/s

7° - Situation Démographique

Vu le déficit en logements que vit la ville d'El Hachinia causé par la croissance démographique d'une part et l'implantation des industries d'autre part le CNERU prévoit dans son programme logements de la ZHUN, la construction de 2104 logements avec une densité moyenne d'occupation de 6 habitants par logement, ce qui nous donne une population de 12624 hab.

D'après les renseignements recueillis auprès du CNERU la fin des travaux de la ZHUN est prévue pour l'an 1994. Le taux d'accroissement constaté dans la commune d'El Hachinia est de 3,14%. La population future sera calculée à l'aide de la formule des intérêts composés suivante.

$$P_n = P_0 (1 + t)^n$$

P_n : population future (l'an 2010)

P_0 : population de l'année de base 1994 = 12624

n : nombre d'années séparant les deux horizons $n=16$

t : taux d'accroissement de la population $t=3,14 \%$

$$P_{16} = 12624 (1 + 0,0314)^{16} = 20703 \text{ hab}$$

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

1)- Besoins domestiques:

Population (hab)	Dotation (l/i/hab)	Consommation journalière (m ³ /j)
20703	200	41406

2)- Besoins Publics:

a/ Besoins socio-culturels:

Designation	Nombre D'occupants	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/hab)	Consommation journalière m ³ /j
Salle polyvalente	//	1000	41/j/m ²	4
Bibliothèque	//	1000	41/j/m ²	4
Maison de jeune	//	1000	11/j/m ²	1
Cinéma	//	4000	41/j/m ²	16
TOTAL				25

b/ Besoins Scolaires:

Designation	Nombre d'élèves	Superficie (m ²)	Dotation l/j/hab	Consommation journalières (m ³ /j)
2 crèches	200	//	25	5
3 écoles	2520	//	100	252
C.F.P.A	1000	//	100	100
8 jardins d'enfants	//	8000	5	40
TOTAL				397.00

c/ Besoins pour sports et loisirs

Designation	Nombre d'occupants	Superficie (m2)	Dotation l/j/m2/hab	Consommation journalière (m3/j)
20 aires de jeux	//	24000	2	48
4 stades scolaires	//	24000	2	48
Piscine	//	2000	80	160
Théâtre	//	4000	5	20
T.O.T.A.L				276.00

d/ Besoins administratifs

Désignation	Superficie(m2)	Dotation l/j/hab-m2	Consommation journalière(m3/j)
Antenne APC	1800	10	18
Antenne PTT	800	5	40
Organisation de masse	1000	3	30
TOTAL			25.00

e/ Besoins sanitaires

Désignation	Superficie(m2)	Dotation l/j/hab-m2	Consommation journalière(m3/j)
Polyclinique	7000	5	35
Centres de santé	4000	5	20
4 pharmacies	800	5	4
TOTAL			59.00

f/ besoins pour commerces et service

Désignation	Nombre (hab)	Surface (m2)	Dotation l/j/m2	Consommation journalière m2/j
2 marchés couverts	//	11000	5l/j/m2	55.00
Centre commercial	//	10000	5l/j/m2	50.00
2 restaurants	//	500	5l/j/m2	2,5
4 CAFES	//	500	5l/j/m2	2,5
1 Hotel	100	//	80l/j/p	8.0
Hammam	100	//	60l/j/p	6.0
TOTAL				124.00

TABLEAU RECAPITULATIF

Après l'étude détaillée des besoins. Dressons un tableau récapitulatif afin de déterminer le débit total nécessaire à l'alimentation en eau potable de cette ZHUN.

DESIGNATION	CONSUMMATION JOURNALIERE (m3/j)
Domestiques	4140.60
Socio-culturels	25.00
Scolaires	397.00
Sports et loisirs	276.00
Administration	25.00
Sanitaires	59.00
Commerces et Services	124.00
5046.60	

CHPITRE III

VARIATION DES DEBITS

1- Etude des problèmes posés par la variation des debits

- debit de pointe

$$Q_p = K_p \cdot Q_{\text{moy. jour}}$$

avec $K_p = K_o \cdot k_j$

K_j - coefficient qui tient compte des pertes d'eau dans le rescau de distribution estimée à 20% $K_j = 1,1 \div 1,3$

K_o - coefficient de l'irregularité de la consommation horaire qui est égale au rapport de la consommation maximale horaire par la consommation moyenne horaire

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

le coefficient K_o est calculé d'après la formule suivante

$$K_o = \alpha \cdot \beta \quad \text{ou } 1,2 < \alpha < 1,4$$

et β est donné en fonction de la population

population	1000	1500	2000	6000	10000	20000	50000
β	2	1,8	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

puisque notre population est de 20703 habitants donc $\beta = 1,2$ et en prenant $\alpha = 1,25$ donc K_o sera égal à :

$$K_o = \alpha \cdot \beta = 1,25 \times 1,2 = 1,5$$

et le coefficient de pointe K_p sera donc :

avec $K_j = 1,2$ $K_p = K_o \cdot K_j = 1,5 \times 1,2 = 1,8$

2- calcul des debits

$$Q_{\text{moy. jour}} = 6055,92 \text{ m}^3/\text{j}$$

la consommation maximale journalière est égale à la consommation moyenne journalière multipliée par le coefficient $K_j = 1,2$

la consommation de pointe = consommation moy journalière, multipliée par le coefficient de pointe $K_p = 1,8$

	consommat° moy journalière	consommat° moy Majorée journalière	consommat° maximale journalière	CONSOMMAT° de pointe	Consommat° de pointe
	m ³ /j	m ³ /j	m ³ /j	m ³ /j	l/s
2010	5046,60	6055,92	7267,104	10900,66	126,16

1- 1-) Utilité des réservoirs -

La présence d'un réservoir entre les ouvrages de captage d'adduction et le réseau de distribution a pour rôle de :

- Régulariser le fonctionnement du pompage (en cas de fonctionnement intermittent).
- Assurer l'alimentation du réseau en cas d'indisponibilité des ouvrages à l'amont.
- Assurer les pressions dans le réseau de distribution.
- Assurer aux heures de pointe les débits maximums demandés.
- Maintenir l'eau à l'abri des risques de contamination et lutter contre les fortes variations de températures.
- Combattre efficacement les incendies.

~~2- 1-) Application~~

2 -) Choix du site d'implantation :

Le choix du site d'implantation du réservoir est dicté essentiellement par des considérations de pressions aux points d'alimentation. On devra tenir compte de la cote des points d'alimentation les plus bas et les plus hauts. Le relief de la zone d'habitat urbain nouvelle, de la ville d'El-Hochimia est favorable à la construction d'un réservoir semi-enterré qui est plus économique que celui sur tour.

3 -) Capacité du réservoir

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant et du débit sortant du réservoir pendant les différentes heures de la journée.

On admet par la répartition de la consommation le coefficient horaires (ah) donnés suivant le tableau ().

Le volume du réservoir sera égal à la somme de différences maximales en valeur absolue, plus un volume d'eau de 120 m³ qui doit être matériellement constituée et réservée à l'extinction des incendies de 2 heures /

$$V_R = V_{\max} + V_{\max} + V_{Ri}$$

$$= 944,723 + 448,138 + 120 = 1512,86 \text{ m}^3$$

$$\boxed{V_R = 1600 \text{ M}^3}$$

4- Détermination de la cote du radier du réservoir

La cote du radier du réservoir se calcul d'après la formule :

$$C_R = C_T + H + H_{W1} + P_S + H W E .$$

où C_T = cote du terrain du point le plus haut à alimenter C_T

H = hauteur prise en fonction du nombre d'étage qu'on a $H = R + 4$
 3 M ^par étage H = 15 m.

H = perte de charge dans chaque bâtiment/
 Pour R + 4 on a H = 3 m.

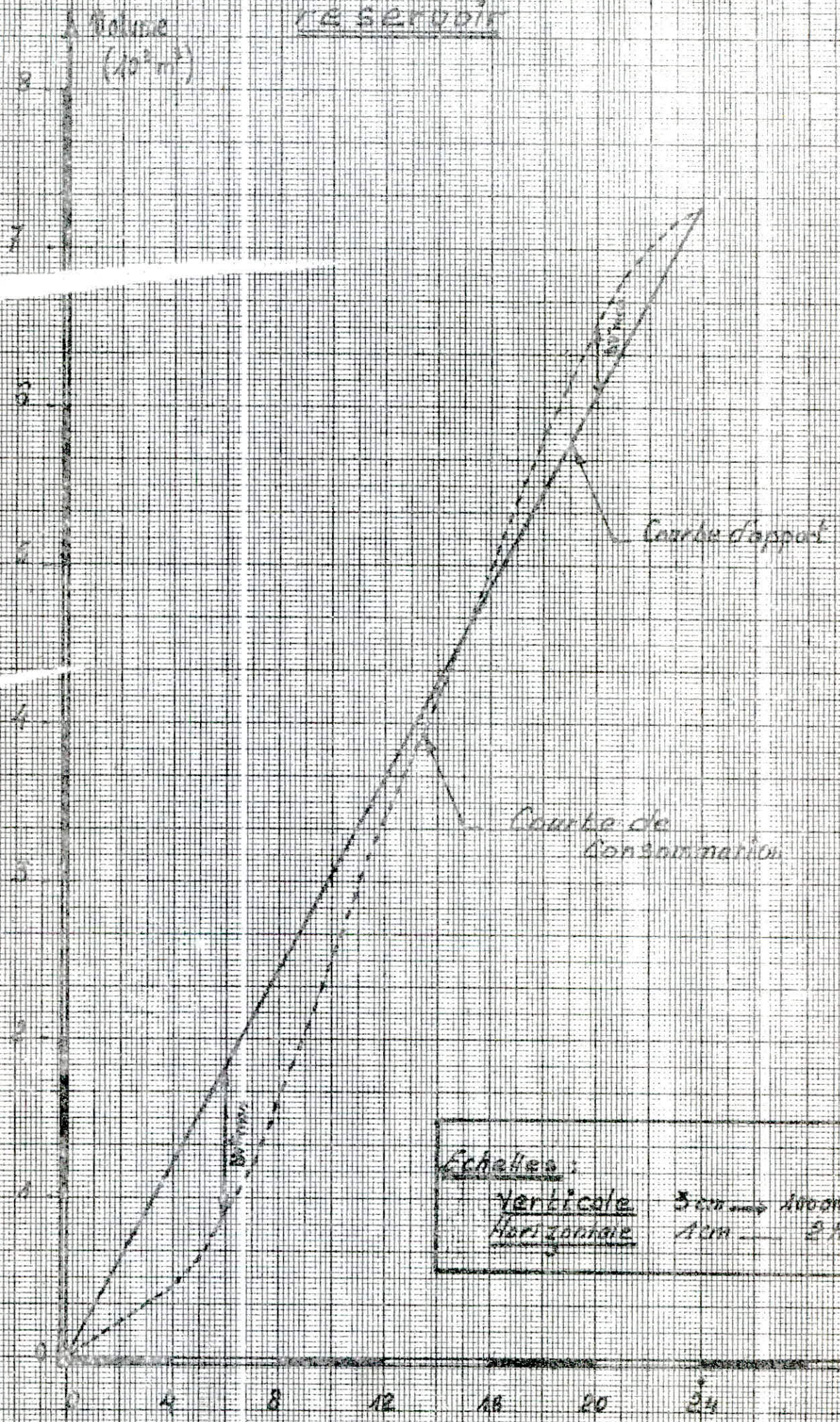
COEFFICIENT DE VARIATION HORAIKE DE CONSOMMATION (A h)

HEURES	P O P U L A T I O N				AGRICULTURE DE TYPE RURAL
	10000	10001- 50000	50001-100000	100 000	
0 - 1	1.0	1.5	3.0	3.35	0.75
1 - 2	1.0	1.5	3.20	3.25	0.75
2 - 3	1.0	1.5	2.50	3.30	1.0
3 - 4	1.5	2.5	3.50	3.20	1.0
4 - 5	2.0	2.5	3.50	3.25	3.0
5 - 6	3.0	3.5	4.10	3.40	5.50
6 - 7	5.0	4.5	4.50	3.85	5.50
7 - 8	6.5	5.5	4.90	4.45	5.50
8 - 9	6.5	6.25	4.90	5.20	3.50
9 - 10	5.5	6.25	5.60	5.05	3.50
10 - 11	4.5	6.25	4.80	4.85	6.0
11 - 12	5.5	6.25	4.70	4.60	8.50
12 - 13	7.0	5.0	4.40	4.60	8.50
13 - 14	7.0	5.0	4.10	4.55	6.0
14 - 15	5.5	5.5	4.20	4.75	5.0
15 - 16	4.5	6.0	4.40	4.75	5.0
16 - 17	5.0	6.0	4.30	4.65	3.50
17 - 18	6.5	5.5	4.10	4.35	3.50
18 - 19	6.5	5.0	4.50	4.40	6.0
19 - 20	5.0	4.5	4.50	4.30	6.0
20 - 21	4.5	4.0	4.50	4.30	6.0
21 - 22	3.0	3.0	4.80	4.20	3.0
22 - 23	2.0	2.0	4.60	3.75	2.0
23 - 24	1.0	1.5	3.30	3.70	1.0

DETERMINATION DU VOLUME DU RESERVOIR

Alt. = th	a h %	Volumes (m ³)		Volume Cumules (m ³)		Différences (m ³)	
		Q _{dt}	Q _{dt} a h $\frac{24}{100}$	V _{apport}	V _{cons}	ΔV^+	ΔV^-
0 - 1	1,5	302,7960	109,0066	302,7960	109,0066	193,7894	
1 - 2	1,5	- " -	- " -	605,5920	218,0132	387,5788	
2 - 3	1,5	- " -	- " -	908,3880	327,0198	518,3682	
3 - 4	1,5	- " -	- " -	1211,1840	436,0264	775,1576	
4 - 5	2,5	- " -	181,6776	1513,9800	617,7040	896,2760	
5 - 6	3,5	- " -	254,3486	1816,7760	872,0526	<u>944,7234</u>	
6 - 7	4,5	- " -	327,0197	2119,5720	1199,0723	920,4997	
7 - 8	5,5	- " -	399,6907	2422,3680	1598,7630	823,6050	
8 - 9	6,25	- " -	454,1940	2725,1640	2052,9570	672,2070	
9 - 10	6,25	- " -	454,1940	3027,9600	2507,1510	520,8090	
10 - 11	6,25	- " -	454,1940	3330,7560	2961,3450	369,4110	
11 - 12	6,25	- " -	454,1940	3633,5520	3415,5390	218,0130	
12 - 13	5,0	- " -	363,3552	3936,3480	3778,8942	157,4538	
13 - 14	5,0	- " -	363,3552	4239,1440	4142,2494	96,8946	
14 - 15	5,5	- " -	399,6907	4541,9400	4541,9400	0,0000	
15 - 16	6,0	- " -	436,0262	4844,7360	4977,9662		133,2302
16 - 17	6,0	- " -	436,0262	5147,5320	5413,9924		265,4604
17 - 18	5,5	- " -	399,6907	5450,3280	5813,6831		363,3551
18 - 19	5,0	- " -	363,3552	5753,1240	6177,0383		423,9143
19 - 20	4,5	- " -	327,0197	6055,9200	6504,0580		<u>448,1300</u>
20 - 21	4,0	- " -	290,6842	6358,7160	6794,7422		436,0262
21 - 22	3,0	- " -	218,0131	6661,5120	7012,7553		351,2433
22 - 23	2,0	- " -	145,3421	6964,3080	7158,0974		193,7894
23 - 24	1,5	- " -	109,0066	7267,1040	7267,1040		0,0000

Calcul du volume du réservoir



PS = Colonne d'eau tenant compte des chauffe-eau et des douches

$$PS = 5 \text{ m}$$

HWE = perte de charge linéaire dans la conduite de distribution

$$H_{WE} = J.L.$$

En premier lieu, on détermine la côte du radier sans tenir compte des pertes de charge linéaires et cela pour fixer la longueur de la conduite de distribution (du réservoir au noeud de jonction) d'où : $C_R = 751 \text{ m}$. Avec cette côte du radier approximative, on peut déterminer la longueur de la conduite séparant le réservoir et le point de raccordement (1) Donc : $L = 255 \text{ m}$.

Déterminons les pertes de charges linéaires le long de la conduite R - 1 d'après l'équation de continuité, on peut écrire :

$$Q = V.A = V. \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,12616}{3,14 \cdot 1}} = 0,400 \text{ m}$$

$$Q = 0,12616 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Oⁿ prend un diamètre normalisé $D = 400 \text{ MM}$

La vitesse réelle sera : $V = 1 \text{ m} / \text{s}$.

En faisant appel à la théorie de la longueur fluidodynamique, nous aurons une solution rapide de ce problème.

Supposons que le régime est turbulent rugueux $\Rightarrow \lambda = 1$

Pour le profil circulaire plein, le paramètre de forme $\xi = 1$

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi = 1 \\ D = 0,4 \text{ m} \end{array} \right. \xrightarrow{\text{abaque 9}} \left\{ \begin{array}{l} D_o = 1,539 \\ \frac{4}{P_o} = 0,84 \end{array} \right.$$

$$\lambda = \frac{D}{D_o} = \frac{0,4}{1,539} = 0,26$$

Détermination de $Q / \sqrt{J_r}$

$$\left. \begin{array}{l} \xi = 0,1 \text{ mm} \\ \lambda = 0,26 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{abaque}} \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 2,88 = 2,9$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 2,9 \Rightarrow J_r = \left(\frac{Q}{2,9} \right)^2 = \left(\frac{0,12616}{(2,9)^2} \right)^2 = 1,8925 \cdot 10^{-3}$$

VERIFICATION DU REGIME

$$R = \frac{Q}{1} \cdot \frac{4}{P_0} \cdot \frac{1}{v} = \frac{0,12616}{0,26} \cdot \frac{1}{10^{-6}} = 4,1 \cdot 10^5$$

$$\frac{\epsilon}{D_h} = \frac{0,1 \cdot 10^{-3}}{0,4} = 2,5 \cdot 10^{-4}$$

Diagramme de Moody Régime en transition donc $\lambda \neq 1$

Puisque le régime est en transition, on doit corriger la valeur de J

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

$$\frac{\epsilon}{D_h R} = 2,5 \cdot 10^{-4} \quad \text{abaque 17 c}$$

on constate que la courbe pour la courbe valeur de $\epsilon/D_h = 2,5 \cdot 10^{-4}$ ne figure pas, pour cela, on utilise l'abaque 17 d.

Notre valeur $2,5 \cdot 10^{-4}$ est comprise entre 2 valeurs :

$$\frac{\epsilon}{D_h} = 2 \cdot 10^{-4} \longrightarrow \lambda_J^{5,3} = 1,14$$

$$\frac{\epsilon}{D_h} = 5 \cdot 10^{-4} \longrightarrow \lambda_J^{5,3} = 1,08$$

On trace la droite reliant ces points, puis on mène une verticale de la valeur $\epsilon/D_h = 2,5 \cdot 10^{-4}$; jusqu'à l'intersection avec la droite, d'où :

$$\frac{\epsilon}{D_h} = 2,5 \cdot 10^{-4} \Rightarrow \lambda_J^{5,3} = 1,125$$

$$\frac{J}{J_r} = \lambda_J^{5,3} = 1,125 \Rightarrow J = J_r \cdot \lambda_J^{5,3}$$

$$= 1,8925 \cdot 10^{-3} \cdot 1,125$$

$$J = 2,1290625 \cdot 10^{-3}$$

Donc, les pertes de charge linéaire dans la conduite de distribution sera égale à $L = 255m$

$$H_{we} = J \cdot L = 2,1290625 \cdot 10^{-3} \cdot 255 = 0,54 \text{ m}$$

Ainsi, la vraie valeur de la côte du radier sera égale à :

$$C_r = 751 + 0,54 = 751,54 \text{ m}$$

$\Rightarrow [C_r = 752 \text{ m}]$

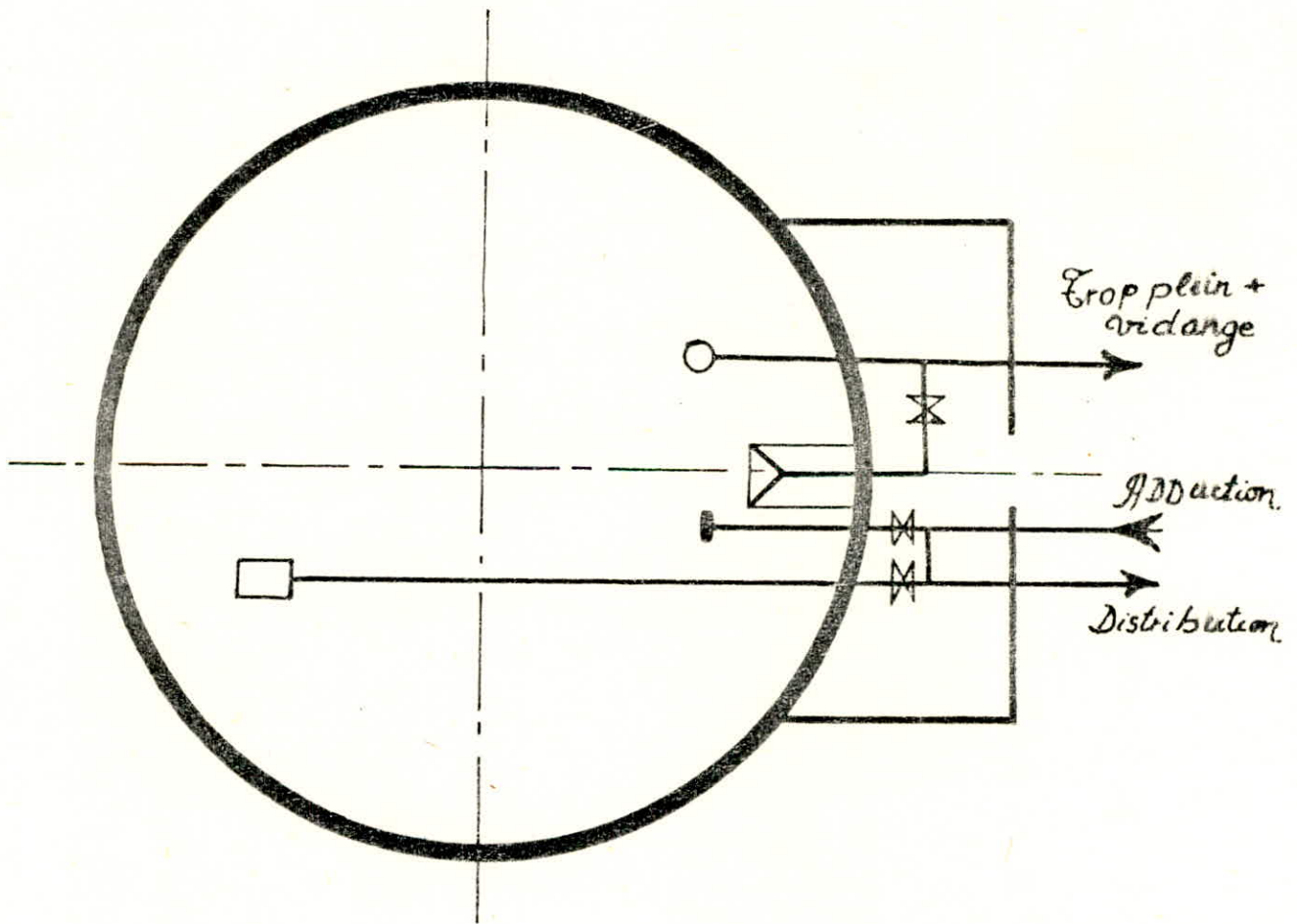
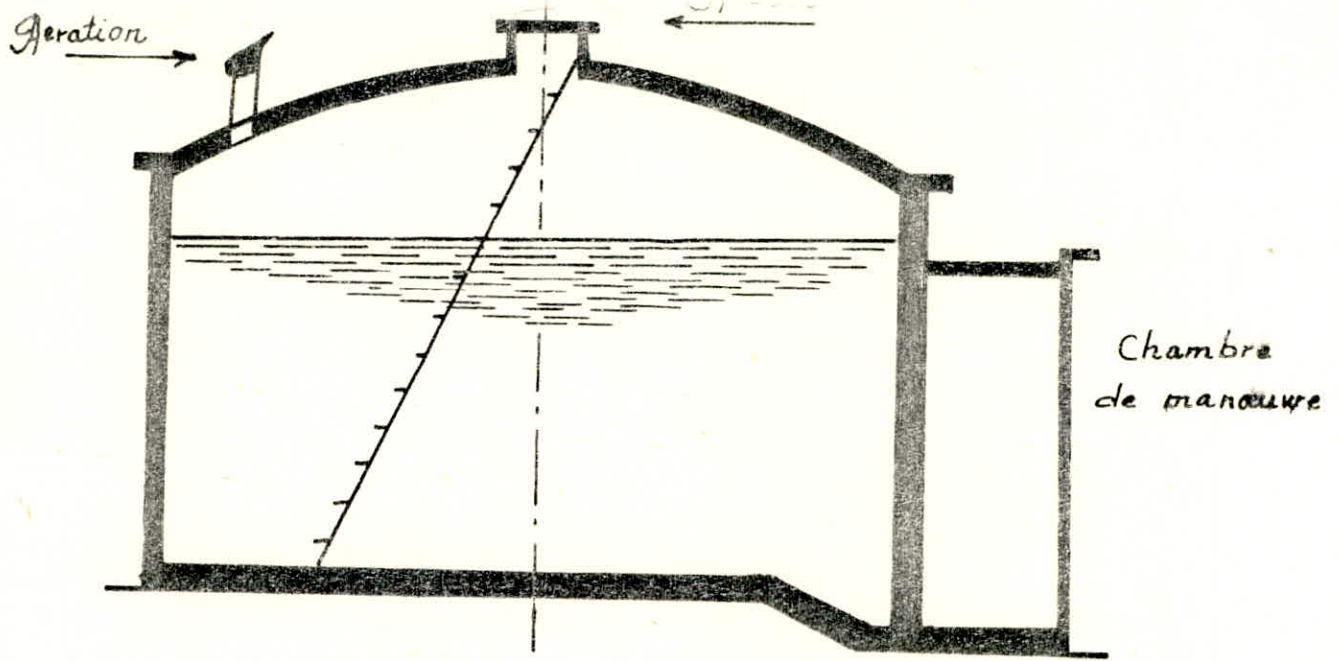
5- DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR

Le volume du réservoir est de 1600 m³. En prenant une hauteur de l'eau de 5m, on pourra déterminer le diamètre de notre réservoir =

$$V = A \cdot H \quad A = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot H$$

$\left\{ \begin{array}{l} D: \text{diamètre du réservoir (m)} \\ H: \text{hauteur d'eau dans le réservoir (m)} \\ V: \text{Volume du réservoir (m}^3\text{)} \end{array} \right.$

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1600}{3,14 \cdot 5}} = 20 \text{ m}$$



Schema en plan d'un reservoir projeté
 fig ()

6 - EQUIPEMENTS DU RESERVOIR

Le réservoir est muni de'une conduite d'alimentation, d'une conduite de distribution d'une conduite de trop plein et d'une conduite de vidange.

* Conduite d'alimentation.

L'arrivée de la conduite de refoulement trouve son emplacement à la partie supérieure du réservoir où elle parvient par surverse. Pour éviter une surveillance constante pendant le remplissage, il convient donc, de rendre automatique l'arrêt de la pompe lorsque le réservoir est plein. Une solution élégante consiste à disposer un robinet à flotteur. Lorsque le réservoir est plein, le flotteur ferme le robinet.

* Conduite de distribution

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution sera disposé à l'opposé de la conduite d'adduction. La conduite de distribution doit être munie d'une crépine placée à 20 cm au-dessus du fond du réservoir, afin d'éviter toute introduction des boues et de sables pouvant se décanter dans la cuve. On doit aussi réserver au minimum 50 Cm au dessus de la génératrice supérieure de la conduite de distribution en cas d'une baisse rapide du plan d'eau.

* Conduite de trop plein

La conduite de trop plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser un niveau déterminé et cela dans le cas où la pompe d'alimentation ne serait pas arrêtée. Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir, elle comportera au départ un évasement en forme de tronc de cône et débouchera à un exutoire voisin. Mais, par crainte de pollution ou introduction d'animaux ou de moustiques dans le réservoir, on aménage un siphon qui maintient en eau un tronçon de la conduite.

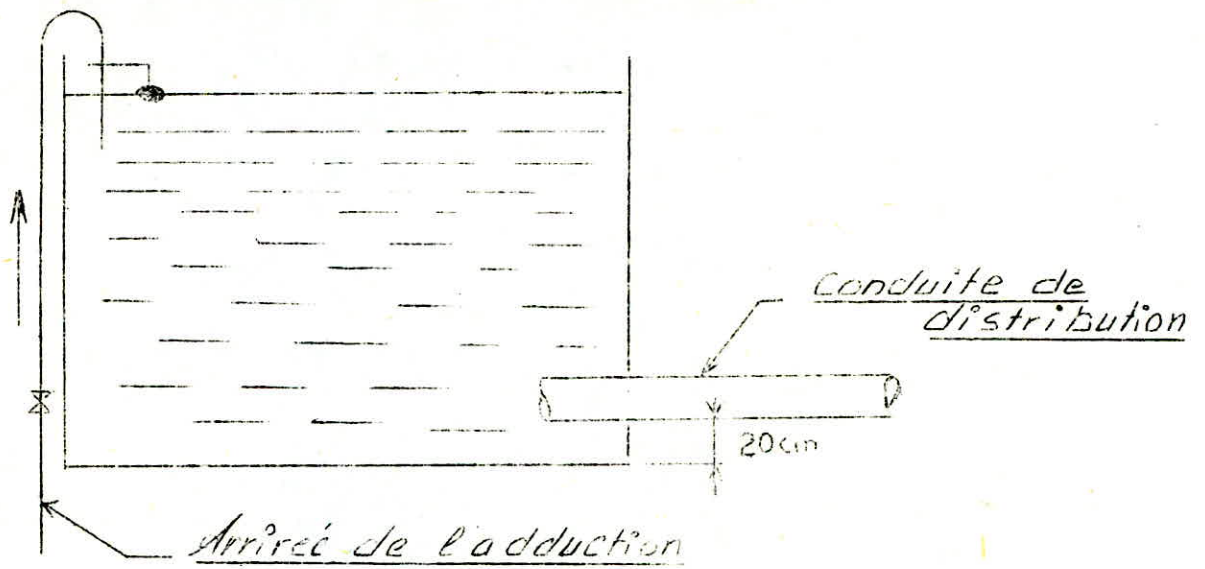
* Conduite de vidange

La conduite de vidange par du point bas du réservoir, et est accordée à la conduite du trop plein. Cette conduite sert à l'inspection et au nettoyage du réservoir ainsi que pour certaines réparations. La conduite de vidange peut comporter un robinet, vanne et un siphon servant de garde eau pour éviter les émanations gazeuses-désagréables en provenance de l'égout.

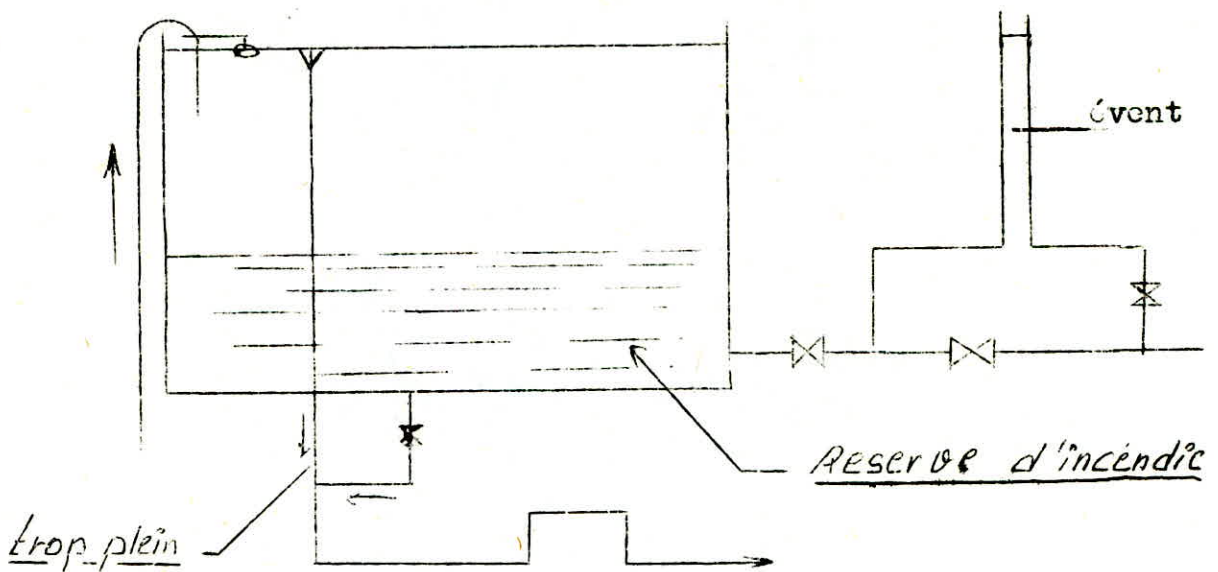
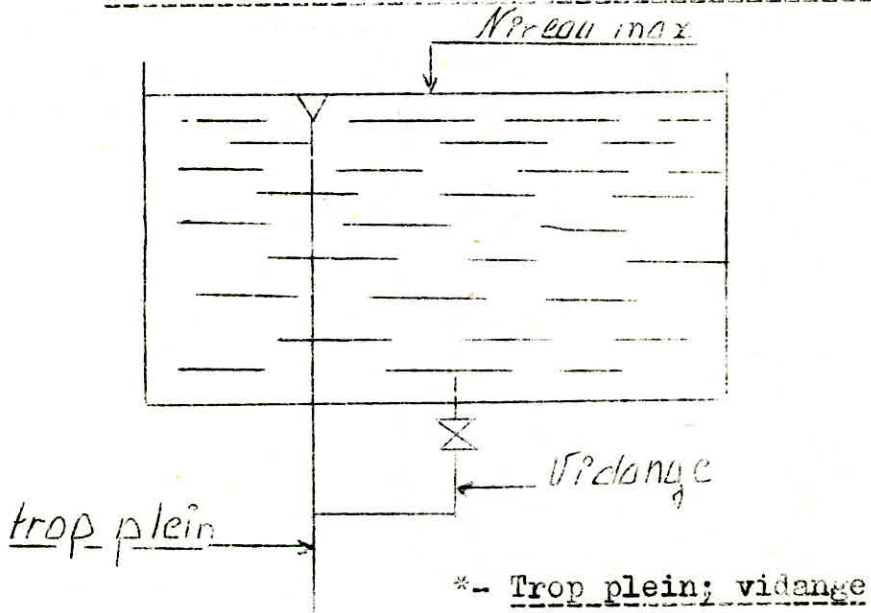
* Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour éviter la stagnation de l'eau au voisinage du fond du réservoir qui aura comme conséquence le développement des micro-organismes et par suite contamination de toute l'eau du réservoir, on adopte le système de matérialisation suivant (fig..)

Le système consiste) prélever dans tous les cas l'eau au voisinage du fond du réservoir mais en le faisant (transiter en service normal par un siphon situé à la côte supérieure de la réserve d'incendie et muni d'un évent qui le désamorce dès que l'eau atteint ce niveau.



Arrivée de l'adduction - départ de distribution



*- reserve d'incendie *-

Le reseau de distribution de notre ZHUN est du type maillé suivant le plan de la voirie on a décomposé cette ZHUN en 8 mailles dans lesquelles les densités seront calculées suivant la répartition de la population.

D'après le plan d'urbanisation, la ZHUN se compose d'une façon générale de densité différente et chaque maille a sa propre densité.

1- Détermination des débits aux noeuds

Pour déterminer le débit de chaque noeud on doit déterminer la zone desservie par ce noeud et cela en utilisant la méthode des médiatrices. Ayant la densité, le nombre d'habitants,

La consommation spécifique correspondante à chaque maille, nous déduisons le débit soutiré dans chaque noeud et on multiplie ce débit par le coefficient de pointe $K_p = 1,3$

Formules de calcul:

$$\text{densité: } d = \frac{N_p}{S_t} \quad (\text{Hab/ha})$$

d: densité de la population

N_p : population occupant la maille

S_t : surface totale de la maille

Consommation spécifique

$$q = \frac{Q_{\text{Moy. jour}}}{N_p} \quad (\text{m}^3/\text{j}/\text{ha}) \quad \text{ou} \quad (\text{l}/\text{j}/\text{hab}) = \frac{6055,92}{2070,3} = 0,29251 \quad \text{m}^3/\text{j}/\text{hab}$$

N_p : population totale de la ZHUN

Population dans chaque zone du noeud

$$N_i = S_i \cdot d \quad S_i: \text{surface de la zone du noeud (ha)}$$

$$\text{Consommation par noeud} \quad Q_i = N_i \cdot q$$

Tous les calculs sont représentés dans le tableau suivant?

-*- CALCUL DES DEBITS SOUTIRES -*-
-----y-----

Mailles	Mailles	surface de zone (ha)	consommation spécifique l/j/hab	densité (hab/ha)	population (ha)	consommation par noeud l/s	coeff de pointe k_p	debits soutirés (l/s)	debits soutiré (l/s)
1	III	1.65	292.51	316	522	1.77	1.8	3.19	319
2	III	1.20	-//-	316	380	1.29	-//-	2.32	7.99
	IV	1.45	-//-	642	931	3.15	-//-	5.67	
3	IV	1.69	-//-	642	1085	3.67	-//-	6.61	15.21
	VI	2.35	-//-	601	1413	4.78	-//-	8.60	
4	VI	2.29	-//-	601	1377	4.66	-//-	8.39	16.83
	VII	2.20	-//-	629	1384	4.69	-//-	8.44	
5	VII	2.01	-//-	629	1265	4.28	-//-	7.71	7.71
6	VII	2.22	-//-	629	1397	4.73	-//-	8.51	9.25
	VIII	1.68	-//-	71	120	0.41	-//-	0.74	
7	V	0.88	-//-	246	216	0.73	-//-	1.31	18.38
	VI	2.20	-//-	601	1323	4.48	-//-	8.06	
	VII	2.17	-//-	629	1386	4.63	-//-	8.34	
	VIII	1.55	-//-	71	110	0.37	-//-	0.67	
8	IV	0.59	-//-	642	379	1.28	-//-	2.30	11.91
	VI	2.16	-//-	601	1299	4.40	-//-	7.92	
	V	1.13	-//-	246	278	0.94	-//-	1.69	
9	III	1.25	-//-	316	395	1.34	-//-	2.41	8.58
	V	0.95	-//-	246	234	0.79	-//-	1.42	
	II	1.34	-//-	583	781	2.64	-//-	4.75	

NOEUDS	MAILLES	SURFACE DE ZONE (HA)	CONSOMMA- TION SPE- CIFIQUE L/J/HAB	DENSITE HAB/HA	POPULA- TION HAB	CONSOMMA- TION PAR NOEUDS L/S	COEFF? DE POINTS Kp	DEBITS SCUTIRES L/S	Σ L/S
10	V	0,87	292,51	642	588	1,89	-1,8-	3,40	11,19
	III	1,50	- " -	316	474	1,60	- " -	2,68	
	II	1,38	- " -	583	805	2,73	- " -	4,91	
11	II	1,34	- " -	583	781	2,64	- " -	4,75	5,67
	I	2,24	- " -	67	151	0,51	- " -	0,92	
12	II	1,34	- " -	583	781	2,64	- " -	4,75	7,71
	I	1,62	- " -	67	109	0,37	- " -	0,67	
	V	1,04	- " -	246	256	0,87	- " -	1,57	
	VII	1,63	- " -	71	117	0,40	- " -	0,72	
13	I	2,19	- " -	67	147	0,50	- " -	0,90	1,66
	VI	1,74	- " -	71	124	0,42	- " -	0,76	
14	I	2,15	- " -	67	145	0,49	- " -	0,88	0,88

26,15 L/S

2- Calcul du réseau maillé

Le calcul du réseau maillé se fait par approximation successives selon la méthode de HARDY - CROSS qui repose sur deux lois fondamentales:

- Loi des nœuds:

En un nœud quelconque du réseau, la somme des débits qui arrivent vers ce nœud est égale à la somme des débits qui en sorte.

- Loi des mailles:

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

3- Principe de calcul.

Après avoir choisi le sens d'écoulement qui sera celui des aiguilles d'une montre. On se fixe une répartition supposé des débit dans le resseau tout en respectant la première loi.

EN fonction de débits répartis en première approximation et moyennant l'intervalle des vitesses acceptables dans le resseau de distribution et en appliquant l'équation de continuité on détermine les diamètre du resseau.

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

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$$

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

avec $A : \text{m}^2$

V : vitesse d'écoulement
m/s

Calcul des mailles:

- Calcul des p.d.c

Les pertes de charges sont calculés d'après la formule de DAVEY-WEISBACH

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

a)- pertes de charge singulières

Les pertes de charge sont exprimés en fonction d'une longueur équivalente (Ley) occasionnant une pertes de charge lors du passage d'un débit.

$$\Delta H_s = f \cdot \frac{L_{ey}}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Ley: longueur équivalente

D : diamètre de la conduite

f : coefficient de frottement

V : vitesse d'écoulement

b)- Les pertes de charge dues aux frottement

Les pertes de charge dues aux frottement sont exprimées par la formule suivante:

$$\Delta H_f = f \cdot \frac{L_G}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

L_G - longueur géométrique de la conduite

c)- Pertes de charge totales

$$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_f$$

$$L_{ey} = 0,15$$

La longueur totale $L_t = L_G + L_{ey}$ et puisque la longueur équivalente est généralement estimée à 15% de la longueur géométrique on peut écrire: $L_t = L_G + 0,15L_G = 1,15L_G$

$$\text{Donc: } \Delta H_t = 1,15 \cdot f \cdot \frac{L_G}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (1)$$

et d'après l'équation de continuité $Q = V \cdot A$ l'expression(1) prend la forme suivante.

$$\Delta H_t = 1,15 \cdot f \cdot \frac{L_G}{D} \cdot \frac{Q^2}{A^2 2g}$$

En profitant des facilités offertes par la longueur Fluide-dynamique, introduisant le concept de la perte de charge débitaire H_Q qui est la perte de charge provoquée par le passage d'un débit unitaire

$$\Delta H_Q = f \cdot \frac{1,15 LG}{2g H^2} = \frac{\Delta H_t}{Q^2}$$

Le gradient de la perte de charge débitaire est égal;

$$J_Q = \frac{\Delta H_Q}{L} \quad \begin{array}{c} +++ \\ | \\ +++ \end{array} \quad J_Q = \frac{\Delta H}{L Q^2} = \frac{J}{Q^2}$$

$$H_Q = \frac{\Delta H}{Q^2} \quad \begin{array}{c} +++ \\ | \\ +++ \end{array} \quad J_Q = \frac{\Delta H_Q}{L} = \frac{f}{2g A^2 D} \text{ m}^6 \cdot \text{s}^{-2}$$

Pour profil circulaire et avec $\epsilon = 3,14 \cdot g = 9,8 \text{ m}^2/\text{s}$ le gradient de la perte de charge débitaire sera égale à .

$$J_Q = 0,082795096 \cdot \frac{f}{D^5} = 0,0828 \cdot \frac{f}{D^5}$$

Pour un régime turbulent rugueux , la perte de charge le long de la conduite est $\Delta H = J \cdot L = J_Q \cdot Q^2 \cdot L = \Delta H_Q \cdot Q^2$

$$\Delta H_Q = J_Q \cdot L$$

Calcul du coefficient de frottement

Le coefficient de frottement est calculé à l'aide de la Formule de COLEBROOK :

$$f_c = \frac{1}{\left[0,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3,7 \cdot D_h} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right) \right]^2}$$

On prend comme première approximation, la valeur de f calculée par NIKURADZE

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

$$f = \frac{1}{\left[1,14 - 0,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{D_h} \right) \right]^2}$$

On procède ensuite par itération jusqu'à ce qu'on trouve la valeur exacte de f avec laquelle on calcule les pertes de charge finale

Calcul du débit correctif:

$$\text{On a } \Delta H = r Q^2$$

Les premiers débits Q_0 supposés de façon à satisfaire la première loi des débits.

Après une première approximation les débits Q_0 sont corrigés par un débit ΔQ_0 .

Le nouveau débit sera $Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$ et on aura une perte de charge égale à $\Delta H = rQ_1^2$

$$\text{d'où } \Delta H = r(Q_0 + \Delta Q_0)^2$$

$\sum \Delta H = \sum r(Q_0 + \Delta Q_0)^2 = 0$ pour que la deuxième loi soit satisfaite

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

ΔQ_0 étant très petit par rapport à Q_0 , élevé au carré l'expression ΔQ_0^2 sera encore plus petite d'où on la néglige.

Ce qui implique que:

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

$$\sum \Delta H = \sum rQ_0^2 + 2 \sum rQ_0 \Delta Q_0 = 0$$

$$2 \sum rQ_0 \Delta Q_0 = - \sum rQ_0^2$$

$$\text{d'où } \Delta Q_0 = - \frac{\sum rQ_0^2}{2 \sum rQ_0}$$

A l'aide de cette formule, nous effectuons les corrections des débits.

Il existe deux types de corrections:

- correction propre de la maille prise avec son signe
- correction de la maille adjacente prise avec le signe inverse.

Remarque:

Tant que la deuxième loi n'est pas vérifiée, on recalcul à chaque fois les pertes de charge (ΔH) et les débits correctif (ΔQ).

Pratiquement, H n'est jamais égale à zéro, pour cela, on se limitera à une perte de charge inférieure à 0,5 m et $Q < 0,51/s$

Les résultats du calcul du réseau sont portés sur la planche N° Les calculs du réseau ont été faites à l'aide de la T I G G avec $\epsilon = 1mm$.

PROGRAMME POUR LE CALCUL DU RESEAU MAILLE
 ++++++
 (H.CROSS) SUR TI 66
 ++++++

LRN Lbl A 2^{nd} StFO8 RCL03 ÷ RCL00 = 2^{nd} Log x 2 $^{+/-6}$ + 1.14
 = x^2 1/x ST0 05

LbL = 2;51 x RCL00 x 2^{nd} x RCL04 ÷ 4 ÷ RCL01 2^{nd} IxI

÷ RCL 05 \sqrt{x} + RCL03 ÷ 3.7 ÷ RCL00 = 2^{nd} Log x 2 $^{+/-}$ = x^2 1/x

ST006 - RCL05 = 2^{nd} IxI inv 2^{nd} x \geq t x^2 RCL 06 ST005 GTO

± LbL x^2 RCL06 x 8 x RCL01 x^2 ÷ 2^{nd} x^2 ÷ 9.8 ÷ RCL00

Y^x 5 = ST007 R/S x RCL02 = ST008 SUM09 R/S ÷ RCL01

= ST010 SUM 11 R/S

LbL B RCL09 R/S ÷ RCL11 R/S ÷ 2 = $^{+/-}$ ST012 RCL09 $^{+/-}$

SUM09 RCL11 $^{+/-}$ SUM11 RCL12 R/S LRN

Introduction

(n) O_i → STO 00

(n^3/s) Q_i → STO 01

(n) L_i → STO 02

(n) ξ → STO 03

(n^2/s) λ → STO 04

Résultats appuyer sur

A → J_i , B → $\sum_{i=1}^n \Delta H_i$

R/S → H_i , R/S → $\sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i}{Q_i}$

R/S → $-\frac{H_i}{Q_i}$, R/S → $\Delta Q = \frac{\sum \Delta H_i}{2 \sum \frac{\Delta H_i}{Q_i}}$

Répéter la même chose pour les n'

tronçons puis appuyer

0,0001 $x \geq t$ (Précision)

Caracteristiques des mailles					1 Approximation			1 Correction					
maille	m.adj	tronçon	Le (m)	D (mm)	Q (l/s)	J	ΔH (m)	rQ	CPM (l/s)	CMA (l/s)	(l/s)	NOUVEAUX DEBITS (l/s)	
I	-	14-13	259.90	80	3.91	0.016116	4.19	1071.27	0.02	-	-0.02	3.89	
	VIII	13-12	371.45	100	-6.97	0.0155013	-5.76	826.11	-	0.15	0.13	-6.84	
	II	12-11	296.70	150	-13.00	0.006241	-1.85	142.43	-	0.27	0.25	-12.75	
	-	11-14	483.00	100	4.97	0.007377	3.56	743.91	-	-	-0.02	4.77	
								0.14	2783.72				
								ΔQ = -0.02					

II	I	11-12	296.70	150	13.00	0.006241	1.85	142.43	-0.27	0.02	-0.25	12.75	
	V	12-9	273.70	150	-13.30	0.006529	-1.79	134.36	-	0.10	-0.17	-13.47	
	III	9-10	294.97	150	-10.65	0.004207	-1.24	116.52	-	0.13	-0.14	-10.79	
	-	10-11	325.45	200	23.46	0.004410	1.43	61.18	-	-	-0.27	23.19	
								0.25	454.49				
								ΔQ = -0.27					

III	II	10-9	294.97	150	10.65	0.004207	1.24	116.52	-0.13	0.27	0.14	10.79	
	IV	9-2	297.85	200	-28.73	0.006590	-1.96	68.32	-	0.23	0.10	-28.63	
	-	2-1	295.55	350	-77.67	0.002499	-0.74	9.51	-	-	-0.13	-77.80	
	-	1-10	303.60	250	45.30	0.005023	1.52	33.66	-	-	-0.13	45.17	
								0.06	228.01				
								ΔQ = -0.13					

IV	I	9-8	166.75	200	17.50	0.002471	0.41	23.54	-0.23	0.10	-0.13	17.37	
	II	8-3	254.15	150	-9.75	0.003534	0.90	92.12	-	0.12	-0.11	-9.86	
	-	3-2	333.5	250	-40.95	0.004117	-1.37	33.48	-	-	0.23	-41.13	
	III	2-9	297.85	200	28.73	0.006590	1.96	68.32	-	0.13	-0.10	28.63	
								0.10	217.46				
								ΔQ = -0.23					

V	VIII	12-7	270.25	150	11.62	0.004998	1.35	116.24	-0.10	0.15	0.05	11.67
	VI	7-8	304.75	150	-15.34	0.008662	-2.64	172.09	-"	0.12	0.02	-15.32
	IV	8-9	166.75	200	-17.50	0.002471	^{0.41} 23.54	23.54	-"	0.23	0.13	-17.37
	II	9-12	273.70	150	13.30	0.006529	1.79	134.36	-"	0.27	0.17	13.47
							0.09	449.23				
							ΔQ = -0.10					

VI	VII	7-4	354.2	100	5.00	0.0080304	2.84	568.87	-0.12	0.01	-0.11	4.89
	-	4-3	646.3	150	-15.99	0.0094056	-6.08	380.16	-"	-	-0.12	-16.11
	IV	3-8	254.15	150	9.75	0.003534	0.90	92.12	-"	0.23	0.11	9.86
	V	8-7	304.75	150	15.34	0.008662	2.64	172.09	-"	0.10	-0.02	15.00
							0.30	1213.24				
							ΔQ = -0.12					

VII	-	6-5	407.1	80	3.55	0.0133114	5.42	1526.5	-0.01	-	-0.01	3.54
	-	5-4	386.4	80	-4.16	0.018222	-7.04	1692.54	-"	-	-0.01	-4.17
	VI	4-7	354.20	100	-5.00	0.0080304	-2.84	586.87	-"	0.12	0.11	-4.89
	VIII	7-6	346.15	80	3.54	0.013237	4.58	1294.38	-"	0.15	0.14	3.68
							0.12	5082.29				
							ΔQ = -0.01					

VIII	V	7-12	270.25	150	-11.62	0.004998	-1.35	116.24	-0.15	0.10	-0.05	-11.67
	I	12-13	371.45	100	6.97	0.0155013	5.76	826.11	-"	0.02	-0.13	6.84
	-	13-6	270.25	150	9.22	0.003165	0.85	92.77	-"	-	-0.15	9.07
	VII	6-7	346.15	80	-3.54	0.013237	-4.58	1294.38	-"	0.01	-0.14	-3.68
							0.68	2329.50				
							ΔQ = -0.15					

Caracteristiques des mailles						2Approximation			2Correction				
maille	m.adj	tronçon	Le (m)	D (mm)	Q (l/s)	J	ΔH (m)	rQ	CPM (l/s)	CMA (l/s)	Total (l/s)	NOUVEAU DEBIT (l/s)	
I	-	14-13	259.9	80	3.89	0.015953	4.15	1065.89	-0.06	-	0.06	3.83	
	VIII	13-12	371.45	100	-6.84	0.014933	-5.55	810.96	-	0.01	0.05	-6.84	
	II	12-11	296.7	150	-12.75	0.006005	-1.78	139.75	-	0.09	0.03	-12.75	
	-	11-14	483.0	160	4.77	0.007317	3.53	740.88	-	-	-0.06	4.77	
							0.35	2757.48					
							$\Delta Q = -0.06$						

II	I	11-12	296.7	150	12.75	0.006005	1.78	139.75	0.09	0.06	0.03	12.75	
	V	12-9	273.7	150	-13.47	0.006695	-1.83	136.04	-	0.18	0.09	-13.31	
	III	9-10	294.97	150	-10.79	0.004317	-1.27	118.02	-	0.22	0.13	-10.66	
	-	10-11	325.45	200	23.19	0.004311	1.40	60.49	-	-	0.09	23.19	
							0.98	454.30					
							$\Delta Q = -0.09$						

III	II	10-9	294.97	150	10.79	0.004317	1.27	118.02	-0.22	0.09	0.13	10.66	
	IV	9-2	297.85	200	-28.63	0.006545	-1.95	68.09	-	0.09	0.13	-28.7	
	-	2-1	293.55	350	-77.80	0.002508	0.74	9.53	-	-	-0.22	-78.0	
	-	1-10	303.60	250	45.17	0.004994	1.52	33.57	-	-	-0.22	44.9	
							0.10	229.21					
							$\Delta Q = -0.22$						

IV	V	9-8	166.75	200	17.37	0.002434	0.40	23.37	0.09	0.18	0.09	17.40	
	VI	8-3	254.15	150	-9.96	0.003613	-0.92	93.13	-	0.04	0.05	-9.9	
	-	3-2	333.50	250	-41.18	0.004157	-1.39	33.67	-	-	0.09	-41.2	
	III	2-9	297.85	200	28.63	0.006544	1.95	68.09	-	0.22	0.13	28.7	
							0.04	218.26					
							$\Delta Q = -0.09$						

V	VIII	12-7	270.25	150	11.67	0.005041	1.36	116.73	-0.18	0.01	-0.17	11.50
	VI	7-8	304.75	150	-15.32	0.008640	-2.63	171.87	-"	0.04	-0.14	-15.46
	IV	8-9	166.75	200	-17.37	0.002435	-0.40	23.37	-"	0.09	-0.09	-17.46
	II	9-12	273.70	150	13.47	0.008695	1.83	136.04	-"	0.09	-0.09	13.38
							0.16	448.01				
							$\Delta Q = -0.18$					

VI	VII	7-4	354.2	100	4.89	0.007695	2.72	556.65	-0.04	0.05	0.01	4.90
	-	4-3	646.3	150	-16.11	0.009546	-6.17	382.97	-"	0	-0.04	-16.15
	IV	3-8	254.15	150	9.86	0.003613	0.92	93.13	-"	0.09	0.05	9.91
	V	8-7	304.75	150	15.32	0.008640	2.63	171.87	-"	0.18	0.14	15.46
							0.10	1204.62				
							$\Delta Q = -0.04$					

VII	-	6-5	407.10	80	3.54	0.013237	5.39	1522.29	-0.05	-	-0.05	3.49
	-	5-4	386.4	80	-4.17	0.019309	-7.07	1696.53	-"	-	-0.05	-4.22
	VI	4-7	354.20	100	-4.89	0.007695	-2.72	556.65	-"	0.04	-0.01	-4.9
	VIII	7-6	346.15	90	3.68	0.014293	4.95	1344.47	-"	0.01	-0.04	3.64
							0.55	5119.94				
							$\Delta Q = -0.05$					

VIII	V	7-12	270.25	150	-11.67	0.005041	-1.36	116.73	-0.01	0.18	0.17	-11.50
	I	12-13	371.45	100	6.94	0.014433	5.55	810.96	-"	0.06	0.05	6.89
	-	13-6	270.25	150	9.07	0.0030642	0.83	91.30	-"	-	-0.01	9.06
	VIII	6-7	346.15	90	-3.68	0.014293	-4.95	1344.47	-"	0.05	0.04	-3.64
							0.07	2363.46				
							$\Delta Q = -0.01$					

Caracteristiques des mailles						3 Approximation			3 Correction				
MAILLE	M-ADJ	TRONÇON	Le (m)	D (mm)	Q l/s	J	ΔH (m)	rQ	CPM l/s	CMA l/s	TOTAL l/s	NOUVEAUX DEBITS l/s	
I	-	14-13	259.90	80	3.83	0.0154699	402	1049.77	0.01	-	-0.01	3.82	
	VIII	13-12	371.45	100	-6.89	0.015150	563	816.79	-	0.06	0.05	-6.84	
	II	12-11	296.70	150	-12.72	0.005977	-177	139.43	-	0.12	0.11	-12.61	
	-	11-14	483.00	100	4.71	0.007136	345	731.79	-	-	0.01	4.70	
							0.07	2737.79					
							ΔQ = -0.01						

II	I	11-12	296.7	150	12.72	0.005977	177	139.43	-0.12	0.01	-0.11	12.61	
	V	12-9	273.7	150	-13.38	0.006607	181	135.15	-	0.04	-0.08	-13.46	
	VII	9-10	294.97	150	-10.66	0.004215	124	116.63	-	0.04	-0.08	-10.74	
	-	10-11	325.45	200	23.10	0.004278	139	60.27	-	-	-0.12	22.98	
							0.11	451.48					
							ΔQ = -0.12						

III	II	10-9	294.97	150	10.66	0.004215	124	116.63	-0.04	0.12	0.08	10.74	
	IV	9-2	297.75	200	-28.76	0.006604	-197	68.39	-	0.14	0.10	-28.66	
	-	2-1	295.55	350	-78.02	0.002522	-0.75	9.55	-	-	-0.04	-78.06	
	-	1-10	303.60	250	44.95	0.004946	150	33.41	-	-	-0.04	44.91	
							0.02	227.98					
							ΔQ = -0.04						

IV	V	9-8	166.75	200	17.46	0.002459	0.41	23.49	-0.14	0.04	-0.10	17.36	
	VI	8-3	254.15	150	-9.91	0.003649	-0.93	93.59	-	0.06	-0.08	-9.99	
	-	3-2	333.5	250	-41.27	0.004175	-1.39	33.74	-	-	-0.14	-41.41	
	VII	2-9	297.85	200	28.76	0.006604	1.97	68.39	-	0.04	-0.10	28.66	
							0.06	219.21					
							ΔQ = -0.14						

V	VIII	12-7	270.25	150	11.50	0.004896	132	115.07	0.04	0.06	0.02	11.50
	VI	7-8	304.75	150	-15.46	0.008797	268	173.42	-	0.06	0.02	-15.46
	III	8-9	166.75	200	-17.46	0.002459	041	23.49	-	0.14	0.10	-17.36
	II	9-12	273.70	150	13.38	0.006607	181	135.15	-	0.12	0.08	13.4
							0.04	447.13				
							$\Delta Q = -0.04$					

VI	VII	7-4	254.2	100	4.9	0.007716	273	557.76	0.06	0.01	-0.05	4.85
	-	4-3	646.3	150	-16.15	0.009593	-6.2	383.9	-	-	-0.06	-16.2
	IV	3-8	254.15	150	9.91	0.003649	0.93	93.59	-	0.14	0.08	9.9
	V	8-7	304.75	150	15.46	0.008797	268	173.42	-	0.04	-0.02	15.4
							0.14	1208.67				
							$\Delta Q = -0.06$					

VII	-	6-5	407.1	80	3.49	0.01287	5.24	1501.25	0.01	-	-0.01	3.42
	-	5-4	386.4	80	-4.22	0.018746	-7.24	1716.5	-	-	0.01	-4.2
	VI	4-7	354.20	100	-4.90	0.007716	-2.73	557.76	-	0.06	0.05	-4.8
	VIII	7-6	346.15	80	3.64	0.01398	4.84	1330.16	-	0.06	0.05	3.6
							0.11	5105.67				
							$\Delta Q = -0.01$					

VIII	V	7-12	270.25	150	-11.5	0.004896	-132	115.07	0.06	0.04	-0.02	-11.5
	I	1-13	371.45	100	6.89	0.01515	5.63	816.79	-	0.01	0.05	6.2
	-	13-6	270.25	150	9.06	0.003057	0.83	91.20	-	-	0.06	9.0
	VII	6-7	346.15	80	-3.64	0.013987	-4.84	1330.16	-	0.01	0.05	-3.6
							0.3	2353.22				
							$\Delta Q = -0.06$					

Répartition définitive des débits dans les tronçons.

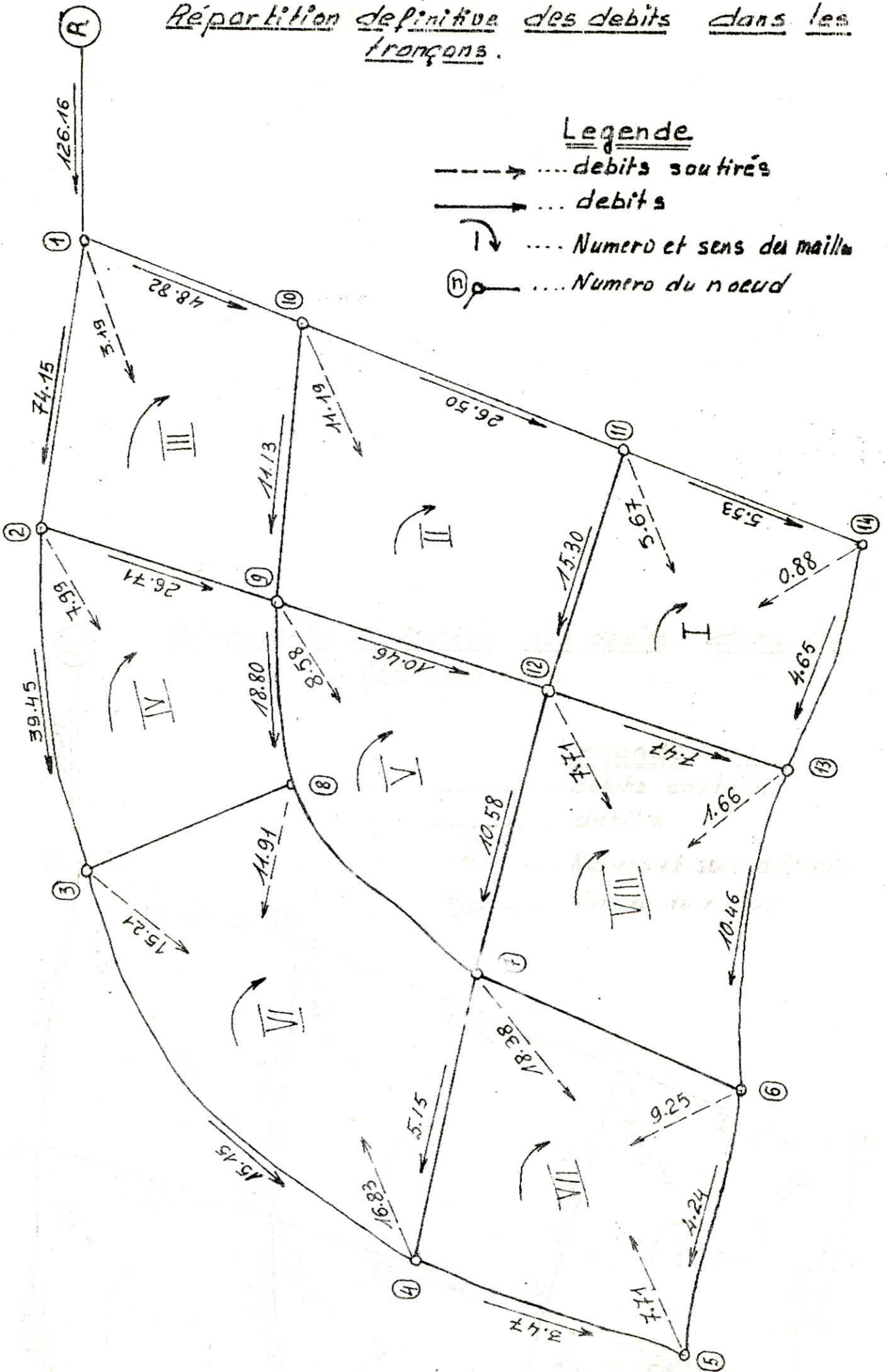
Legende

-----> ... débits soutirés

-----> ... débits

↻ ... Numero et sens du maille

⊙ ... Numero du noeud



4 -) CALCUL DES PRESSIONS AU SOL

Connaissions les côtes le terre de tous les noeuds du réseau. Celle du radier du réservoir ainsi que toutes les pertes de charge le long de chaque tronçon. On Peut déterminer les côtes piésométriques de tous les noeuds et par suite on détermine la pression au sol. Cette dernière devra être déterminée en tenant compte de la hauteur des immeubles. Elle ne devra pas être inférieure à 10 Mères.

La côte piésométrique au bout d'un tronçon est égale à la côte piésométrique au début de ce tronçon moins les pertes de charges le long de ce tronçon.

Tout d'abord on détermine la côte piésométrique du point de raccordement (1), et le réservoir d'après la formule suivante :

$$C_{P1} = C_R - \Delta H_{R-1}$$

où

$$\left\{ \begin{array}{l} C_{P1} \text{ Côte piésométrique du point 1} \\ C_R \text{ Côte du radier du réservoir} \\ \Delta H_{R-1} = \text{Pertes de charges le long de la conduite} \\ \text{R - 1 .} \end{array} \right.$$

Et la pression au sol est déterminée d'après la formule suivante :

$$P = C_p - C_t \quad C_T = \text{Côte du terrain.}$$

Les résultats de calculs sont portés dans le tableau suivant :

MAILLES	TRANCONS	ALTITUDES (M)		P.D.C. (M)	COTES PIEZOMETRIQUES (M)		PRESSIONS AU SOL (M)
		AMONTS	AVALES		AMONTS	AVALES	
III	R - 1	752	726.85	0.54		751.46	24.61
	1 - 10	726.85	720.76	1.50	751.46	749.96	29.20
	10 - 9	720.76	721.72	1.26	749.96	748.70	26.93
	9 - 2	721.72	726.20	1.95	748.70	750.65	24.45
	2 - 1	726.20	726.85	0.75	750.65	751.40	24.55
II	10 - 11	720.76	712.82	1.38	749.96	748.58	35.76
	11 - 12	712.82	711.00	1.74	748.58	746.84	35.84
	12 - 9	711.00	721.72	1.83	746.84	748.67	26.95
	9 - 10	721.72	720.76	1.26	748.67	749.93	29.17
I	11 - 14	712.82	700.00	3.43	748.58	754.15	54.15
	14 - 13	700.00	692.90				
	13 - 12	692.90	711.00	5.55	741.29	746.70	35.70
	12 - 11	711.00	712.82	1.74	746.70	745.44	35.52
VIII	12 - 13	711.00	692.90	5.55	746.84	741.29	48.39
	13 - 6	692.90	695.24	0.81	741.29	740.48	45.24
	6 - 7	695.24	709.23	4.97	740.48	745.45	36.22
	7 - 12	709.23	711.00	1.33	745.45	746.78	35.77

CALCUL DES RESSIONS DE ERVICE

(suite)

MAILLES	TRONCONS	A L T I T U D E S (M)		P.D.G. (M)	COTES PIEZOMETRIQUES (M)		PRESSIONS DE SERVICE
		AMONTS	AVALES		AMONTS	AVALES	
IV	2 - 9	725.20	721.72	1.95	750.65	748.70	26.98
	9 - 8	721.72	715.51	0.40	748.70	748.30	32.69
	8 - 3	715.51	720.50	0.94	748.30	749.24	20.74
	3 - 2	720.50	725.20	1.40	749.24	750.64	24.44
V	9 - 12	721.72	711.00	1.83	748.67	746.84	35.84
	12 - 7	711.00	709.23	1.33	746.84	745.51	36.28
	7 - 8	709.23	715.51	2.67	745.51	748.18	32.57
	8 - 9	715.51	721.72	0.40	748.18	748.58	25.86
VI	3 - 8	720.50	715.51	0.94	749.24	748.30	32.69
	8 - 7	715.51	709.23	2.67	748.30	745.63	36.40
	7 - 4	709.23	701.95	2.60	745.63	742.95	41.00
	4 - 3	701.95	720.50	5.24	742.95	740.19	28.69
VII	7 - 6	709.23	695.24	4.94	745.45	740.51	45.27
	6 - 5	695.24	695.00	5.21	740.51	735.30	39.30
	5 - 4	695.00	701.95	7.20	735.30	742.58	40.53
	4 - 7	701.95	709.23	2.60	742.58	745.25	36.03

5/ EQUIPEMENTS DU RESEAU DE DISTRIBUTION

- Type de canalisations utilisées

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en acier. Les diamètres utilisés varient entre 80 et 350 mm de diamètre.

- Appareils et accessoires du réseau

Les accessoires qui doivent être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants:

Robinetts-Vannes:

Les robinets-vannes sont des appareils qui permettent l'isolement des différents tronçons du réseau de distribution afin d'effectuer d'éventuelles réparations. Ces robinets seront disposés à chaque nœud. Ils présentent l'avantage d'une ouverture et d'une fermeture lentes de sorte que leurs manœuvres n'apportent généralement pas de perturbation sensible dans le réseau.

Décharge:

La décharge n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du réseau en vue de la vidange de la conduite. Cette évacuation s'effectue à l'égout voisin. Ce robinet sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

Ventouse:

Les ventouses seront disposées dans les points hauts du réseau en vue d'évacuer l'air abandonné par l'eau où il se trouvait dissous. Si cet air ne peut s'échapper il (se trouvait) peut contrarier grandement l'écoulement. Ces appareils permettent aussi l'admission de l'air dans la conduite lorsque l'on procède à sa vidange. Dans les ventouses ont un double

Bouches d'incendie:

Les bouches d'incendie seront disposées ou raccordées sur les conduites capables d'assurer un débit minimal de 17 l/s.

Bouches d'arrosage:

Ces bouches d'arrosage seront placées aux alentours des jardins publics et espaces verts.

CHAPITRE IV

ADDITION

1- Etude technique: (choix du tracé)

En vue de l'établissement de la conduite d'adduction, il sera nécessaire de respecter dans la mesure du possible certains impératifs à savoir:

- la recherche d'un profil en long aussi régulier que possible.
- Eviter en effet les contres-pentes qui, au droit du point haut ainsi formé peuvent donner lieu en exploitations à des cantonnements d'air.
- faciliter l'acheminement du matériel et cela en suivant l'accotement des routes.
- le tracé doit être le plus court possible entre le captage et le réservoir.

2- Choix du type de canalisation.

Toutes les conduites ont été prise en acier vu leur disponibilité sur le marché et permettent une pose beaucoup plus souple parcequ'on peut les cintrer, les découper et les souder sur le chantier de plus ils sont plus économiques que les tuyaux en fonte et s'adaptent mieux dans les adductions au niveau de la ville.

3- Conditions économiques

Vu la disposition des deux forages F1 et F2, on est amené à construire une bache de reprise située à ~~à~~ 65m du forage F1 et à 290m de F2. Cette bache est destinée à recevoir la totalité des débits des deux forages et le refouler ensuite au réservoir. Donc on doit déterminer le diamètre économique entre F1 - bache de reprise, F2 - B R et B R - réservoir

a/ Dimensionnement de la bache

la bache sera dimensionnée avec la plus grande différences de volume absolue entre le volume d'apport cumulé et le volume de refoulement cumulé (voir tableau 1)

- le debit de pompage disponible est celui des 2 puits

$$Q_p = Q_1 + Q_2 = 52 + 47 = 99 \text{ l/s}$$

- le débit de refoulement vers le reservoir est le debit de la consommation maximale journalière

$$Q_{\text{cons. jour}} = Q_r = 84.11 \text{ l/s} = 302.80 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Choisissons le temps de ~~xxxxxxx~~ refoulement $t_r = 24\text{h}$

Donc le temps de pompage sera égale:

$$Q_r \cdot 24 = Q_p \cdot t_p \text{ entraine } t_p = \frac{Q_r \cdot 24}{Q_p} = 20\text{h}$$

Calcul du volume de la bache de reprise

$$Q \text{ refoulé} = 84.11 \text{ l/s} = 302.80 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{temps de refoulement } t = 24 \text{ heures}$$

$$Q \text{ pompage} = 99 \text{ l/s} = 356.40 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{temps de pompage } t = 20 \text{ heures.}$$

Temps	t (h)	temps de refoulement (h)	Volume refoulé (m ³)	Volume refoulé cumulé (m ³)
0 - 4	4	4	1211.2	1211.20
4 - 10	6	6	1816.8	3028.00
10 - 16	6	6	1816.8	4844.80
16 - 20	4	4	1211.2	6056.00
20 - 24	4	4	1211.2	7267.20
	24	24		

Temps	t (h)	temps de pompage (h)	Volume pompé (m ³)	Volume cumulé pompé (m ³)
0 - 4	4	3	1069.2	1069.2
4 - 10	6	6	2138.4	3207.6
10 - 16	6	5	1782	4989.6
16 - 20	4	3	1069.2	6058.8
20 - 24	4	3	1069.2	7128.00
	24	20		

temps	0 - 4	4 - 10	10 - 16	16 - 20	20 - 24
V Cumulé	142	179.6	144.8	2.8	139.2

§ TABLEAU I)

Donc on remarque que la plus grande différence de volume valeur absolue enregistrée pendant une journée entre le pompage et le refoulement est égale à 179.6 m³. donc le volume de la bache reprise sera égale à 200 m³

La hauteur de la lame d'eau dans la bache est prise égale à 3,5 m, donc le diamètre sera égale:

$$V = A.H = \frac{\pi D^2}{4} H \implies D = \sqrt{\frac{4 \cdot 200}{\pi \cdot 3,5}} = 8,5 \text{ m}$$

Donc notre bache sera dimensionnée comme suite:

$$V = 200 \text{ m}^3$$

$$H = 3,5 \text{ m}$$

$$D = 8,5 \text{ m}$$

b/ Méthode de calcul du diamètre économique

Une fois le tracé choisi il se pose le problème de dimensionnement de la conduite d'adduction, c'est à dire la détermination du diamètre économique.

Pour déterminer ce diamètre on doit réaliser une optimisation entre

- les frais d'amortissement de la conduite
- les frais d'exploitation

Formules utilisées.

Pour se faire une idée du diamètre économique, on peut utiliser la formule empirique suivante:

$$D = \sqrt{Q} \dots (1)$$

ensuite nous ferons les calculs pour une série de diamètres inférieurs et supérieurs à la valeur donnée par la formule (1)

Calcul des pertes de charges

les pertes de charge sont de deux types:

- les pertes de charges linéaires
- les pertes de charge singulières

les pertes de charges linéaires sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des conduites, elles sont exprimées par la formule suivante $H = I \cdot L$ I : gradient de perte de charge

le gradient de la pertes de charge est calculé d'après la formule de Darcy Weisbach $J = \frac{f}{8h} \cdot \frac{v^2}{2g}$

où h = diamètre de la conduite (m)

v . vitesse de l'eau dans la conduite (m/s)

f : coefficient de frottement.

le coefficient de frottement f est calculé à l'aide de la formule de COLEBROCK

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

On prend comme première approximation la valeur de f calculée par la formule de NEKURADZE.

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

où ϵ/Dh : rugosité relative de la conduite

ϵ : rugosité absolue de la conduite = $4 \cdot 10^{-4}$ m

R_e : nombre de reynolds

On procède ensuite par itération jusqu'à ce qu'on trouve la valeur exacte de f avec laquelle on calcul I

Les pertes de charges singulières occasionnées par les vannes robinets etc sont estimée à 15% des pertes de charges linéaire donc

$$\Delta H_s = 0,15 \cdot \Delta H_e$$

et enfin les pertes de charges totales seront égales à:

$$\Delta H_T = \Delta H_e + \Delta H_s = 1,15 \Delta H_e$$

Hauteur manométrique (H_{mt})

La hauteur manométrique représente la hauteur sur laquelle l'eau doit être élevée.

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_T + \Delta H_a$$

où H_g = la hauteur géométrique de refoulement donnée par la différence de niveau entre le plan de départ à l'aspiration et l'arrivée de la conduite au réservoir

ΔH_T = pertes de charges totale au refoulement

ΔH_a = pertes de charges à l'aspiration.

Puissance absorbée par la pompe

Elle est donnée par la formule suivante:

$$P = \frac{9.81 \cdot Q \cdot H_{mt}}{r}$$

Q = débit refoulé (m^3/s)

r = rendement

PRIX DE REVIENT DU METTRE LINEAIRE

Le prix de revient du mètre linéaire des conduites posées est donné par le tableau suivant:

Ømm	tuyaux (ml)	Soudure	Terrassement	Pose	10% transport et manutention	Prix de revient
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	16.15	267.22
300	216.63	7,30	70.00	20.00	19.14	333.07
350	301.11	9,26	72.00	30.00	25.23	437.60
400	345.17	11,27	75.00	40.00	29.00	500.44
500	432.05	17,22	85.00	60.00	34.18	628.45
600	//	23.17	85.00	80.00	52.25	//

4/ Calcul du diamètre économique F₁ - Bache de reprises

- Données: Q = 521/s
 L = 290 m
 $\epsilon = 4 \cdot 10^{-4} \text{ m}$
 $\lambda = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

le calcul du diamètre économique tient compte des frais d'amortissement et des frais d'exploitation.

- Frais d'amortissement

On détermine avant tout la valeur approximative de ce diamètre par la formule de Bennin

$$D = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{0,052} = 0,228 = 250 \text{ mm}$$

faisons ensuite le calcul pour une série de diamètres inférieures et supérieures à ce diamètre, trouvés les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite jusqu'à la pose multiplié par l'annuité.

Nous supposons la conduite amortie sur une période de 30 ans ce qui nous conduit un calcul de l'annuité "A" déterminées par la formule suivante

$$A = i + \frac{L}{(1+i)^n - 1} \quad \text{avec } n=30 \text{ ans durée d'exploitation}$$

$$i=0,08 \quad \text{taux d'intérêt.}$$

$$A = 0,08 + \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} = 0,088827$$

Ømm	Longueur (m)	Prix (ml) (DA)	Prix de la conduite Pc	Annuité	Pc X Annuité (DA)
150	290	184.93	53629.70	0.088827	4763.76
200	//	229.56	66572.10	//	5913.43
250	//	267.22	77493.80	//	6883.54
300	//	333.07	96590.30	//	8579.83
350	//	437.60	126904.00	//	11272.5

FRAIS D'EXPLOITATION

- Calcul des Hmt

$$Q = 0,052 \text{ M/S}$$

$$Hmt = HG + \Delta H_a + \Delta H_L$$

$$L = 290 \text{ m}$$

$$HG = 29,5 \text{ M}$$

$$\Delta H_a = 2M$$

- BASE DE REPRISE :

ϕ	V M/S	Re10	J	ΔH_L M	ΔH_s m	ΔH_t m	fr	ft	hmt
150	2.94	4.41	0.076945374	22.31	3.35	25.66	0.02570554	0.026171096	57.16
200	1.66	3.32	0.0171032.67	4.90	0.75	5.73	0.023701463	0.024444109	37.23
250	1.06	2.65	0.00535640	1.55	0.23	1.70	0.022433997	0.023334201	33.20
300	0.74	2.22	0.00210249	0.61	0.09	0.70	0.021416265	0.022576044	32.20
350	0.54	1.89	$9.23 \cdot 10^{-4}$	0.27	0.04	0.31	0.020600059	0.022061745	31.01

$$Q = 52 \text{ L/S} = 0.052 \text{ M/S}$$

ϕ (mm)	Hmt m	$P = \frac{981}{N} \cdot HMT$ KW	Puissance annuelle PX2CX365 = E	Prix de l'energie R=E E= 0.19DA/KWH
150	57.16	41.65	304045.60	57760.55
200	37.23	27.13	190049.00	37629.31
250	33.20	24.25	177025.00	33634.75
300	32.20	23.47	171331.00	32552.09
350	31.01	23.10	169214.00	32150.66

B I L A N

Diamètre (mm)	150	200	250	300	350
Amortissement da	4763.76	5213.43	6003.54	8579.83	11272.5
Exploitation (DA)	57760.55	37629.31	33634.75	32552.09	32150.66
TOTAL (DA)	62532.31	43542.74	40518.29	41132.72	43423.16

CONCLUSION : D'après les résultats obtenus au tableau ci-dessus, on remarque que le diamètre économique est de $\phi = 250$.

5X Calcul du diamètre économique F2 - Bache de reprise

Données: $Q = 47 \text{ L/S}$ $L = 65 \text{ m}$ $v = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Déterminons la valeur approximative de diamètre économique et cela en utilisant la formule de BONIN : $D = Q = 0,047 = 0,216 \text{ m} = 250 \text{ mm}$

-Frais d'amortissement .

Calcul de l'annuité : $N = 30 \text{ ans}$ $i = 8\%$ $A = i \cdot \frac{1}{(1+i)^N} = 0,088827$

ϕ (mm)	longueur (m)	Prix ml (D.A)	prix de la conduite PC	ANNUITE	PCXANNUITE ((DA)
200	65	229.56	14661,40	0.088827	1302,33
250	"	267,22	17369.30	"	1542.86
300	"	333.07	21649.55	"	1923.06
350	"	437.60	28444.00	"	2526.60
400	"	500.44	32528.60	"	2889.42

- Frais d'exploitation

Calcul des H_{nt}

$$H_{nt} = H_g + H_A + \Delta H_t$$

$$H_g = 21 \text{ m}$$

$$H_{asp} = 2 \text{ m}$$

ϕ	v (m/s)	$R \cdot 10^4$	J	H_2 (m)	H_s (m)	H_t (m)	f r	F_t	H_{nt}
200	1,50	30.00	0,01406302	0.91	0.14	1.05	0.02378146	0.0245909	24.05
250	0,96	24.00	0.0044034	0.29	0.04	0.33	0.0224340	0.0234124	23.23
300	0.67	20.10	0.00017313270	0.11	0.02	0.13	0.021416265	0.022678113	23.13
350	0.49	17.15	7.765.10 ⁻⁴	0.05	0.008	0.058	0.020608859	0.022185768	23.06
400	0.37	14.80	3.819.10 ⁻⁴	0.02	0.003	0.023	0.019945795	0.021869214	23.02

ϕ (mm)	Hnt (n)	$P = \frac{9,81 Q}{N} \cdot \frac{Hnt}{KW}$	puissance annuel (kwh) PX20X365 =E	Prix de l'énergie R=E.C C=0,19DA/KWH
200	24.05	15.84	115632.00	21970.08
250	23.33	15.37	112201.00	21318.19
300	23.13	15.23	111179.00	21124.01
350	23.06	15.19	110887.00	21068.53
400	23.02	15.16	110668.00	2102692

BILAN

F 2 - BACHE DE REPRISE

DIAMETRE	200	250	300	350	400
AMORTISSEMENT DA	1302.33	1542.86	1923.06	2526.60	2889.42
EXPLCITATION	2197008	21318.19	21124.01	21068.53	21026.92
T O T A L	23272.41	22861.05	23047.07	23595.13	23916.34

CONCLUSION : D'après les résultats obtenus au tableau ci-dessus, on remarque que le diamètre économique est de 250mm

6/ Calcul du diamètre économique bache de reprise - Reservoir

Données : $Q = 84.111 : s$ $L = 650m$ $= 4 \cdot 10^{-4} M$ $V = 10^{-6} M^2/S$

FRAIS D'AMORTISSEMENT

- Formule de BONIN : $D = \sqrt[3]{VQ} = \sqrt[3]{76,08411} = 0,290 m = 300mm$

- Calcul de l'annuité $i = 6\%$ $n = 30$ ans

$$A = i \times \frac{I}{(1+i)^n - 1} = 0,00827$$

FRAIS D'AMORTISSEMENT (bache de reprise - réservoir)

ϕ mm	longueur	prix du nul	prix de la conduite (PC)	ANNUITE	AxPC (DA)
200	650	229256	149214	0,0088.27	13254.23
250	"	267.22	1736.93	0,0088.27	15428.62
300	"	333.07	21649.55	"	19230.65
350	"	437.60	2844.40	"	25265.95
400	"	500.44	325286	"	28894.18

ETUDE D'EXPLOITATION

- Calcul des Hmt

$$Hmt = Hg + H_{la} + \Delta Ht$$

$$HG = 44,5 \text{ m}$$

$$H_{la} = 0,5 \text{ m}$$

ϕ	V_m/S	Re_{10}	J	ΔH_{ll} (m)	ΔH_s (m)	ΔH_t (m)	Fr	Fr	Hm
200	2.60	53.60	0.04410521	28.68	4.30	32.97	0.023701463	0.024230311	77.97
250	1.71	42.75	0.013749700	8.94	1.34	10.28	0.022433997	0.023040709	55.20
300	1.19	35.70	0.005344022	3.47	0.52	3.99	0.022193035	0.022193035	48.99
350	0.87	30.45	0.002380000	1.55	0.23	1.78	0.021570859	0.021570867	46.70
400	0.70	28.00	0.0001316959	0.86	0.13	0.99	0.02147735X	0.0211071341	45.99
450	0.53	23.85	$6.614 \cdot 10^{-4}$	0.43	0.06	0.49	0.019307137	0.020760093	45.49

$$Q = 84.11 \text{ L/s}$$

ϕ (mm)	Hmt (m)	$P = \frac{981 Q}{n} \cdot hmt$ (kw)	puissance annuels kwh $P \times 24 \times 365 = E$	Prix de l'energie $R = E \cdot e$ $e = 0.19 \text{ DA / KWH}$
200	77.97	91.90	805100.77	15296914
250	55.20	65.16	57000091	10045369
300	48.99	57.75	50585977	96113.36
350	46.70	55.14	48303901	91777.56
400	45.99	54.21	474802.44	9022766
450	45.49	53.62	46971956	89246.72

BILAN

DIAMETRE	200	250	300	350	400	450
Amortissement	13254.23	15420.63	19230.65	25265.95	20094.10	
Exploitation	152969.14	100453.69	96113.36	91777.56	90227.66	
total	166223.37	123802.32	115344.01	117043.51	119121.04	

Conclusion : D'après les résultats obtenus au tableau ci-dessus, on remarque que le diamètre économique est le / 300.

1. CHOIX DU TYPE DE POMPE :

Le choix du type de pompe à adopter est fonction du type débit à refouler (Q) et de la hauteur d'élevation (H_{mt}). La pompe choisie doit fonctionner dans la zone de son rendement maximal conduisant au coût le plus faible du mètre cube d'eau élevé. LE POINT de fonctionnement est obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de la conduite et de la pompe.

2. CARACTERISTIQUES DE LA CONDUITE ET DE LA POMPE:

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement sera tracée en se donnant des débits supérieurs et des débits inférieurs au débit fixe tout en calculant les pertes de charge afin de déterminer leur hauteur manométrique correspondantes. La courbe caractéristique de la pompe sera déterminée d'après le débit et la hauteur manométrique à laquelle il sera élevé ainsi que le rendement.

3. CHOIX DU GROUPE :

A(a) Bache de reprise - réservoir

$$Q = 184.11 \text{ L/S} = 302.8 \text{ m}^3 / \text{H}$$

$$H_{mt} = 48.92 \text{ m}$$

Notre pompe sera équipée d'une pompe à axe horizontal; Une seconde pompe de même type sera placée pour le secours.

Du catalogue Jeumont Schneider pour pompes immergées, nous déterminons la pompe répondant aux caractéristiques ci-dessus.

— Groupe Men150-400

— Nombre de tours $N = 1450 \text{ tours/min}$

— Rendement $\eta = 74 \%$

Sur la figure N nous avons tracé la caractéristique de la conduite de refoulement, de diamètre 300mm et de longueur 550m, et la caractéristique de la pompe du catalogue.

Remarque:

— Le point P de débit $Q = 302.8 \text{ m}^3 / \text{h}$ et $H_{mt} = 48.92 \text{ m}$ représente le fonctionnement désiré.

— La courbe caractéristique QH de la pompe coupe celle de la conduite au point P' qui représente le point de fonctionnement de la pompe avec un débit $Q' = 316.25 \text{ m}^3 / \text{h}$ et $H_{mt} = 49.25 \text{ m}$.

== TABLEAU PERMETTANT DE TRACER LA COURBE CARACTERISTIQUE ==

== DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT ==

 (FORMULE) : - B A CHE DE REPRISE -RESERVOIR -

Q = 0,03411 m³/S ϕ = 300 mm L = 650 m E = 0,4 mm V = 10⁻⁶ m²/S H_{nt} = 40,92 V = 1,9 mm HG = 44,5

Q (m ³ /S)	Q (M ³ /H)	V (m/S)	R 10 ⁵	J	ΔHl (m)	ΔHs (m)	ΔHt (m)	Fr	Ft	H _{nt} (m)
0.0273	100	0.39	1.18000	0.0006050	0.39	0.06	0.45	0.214026	0.02339.60	45.45
0.0417	150	0.59	1.77	0.0013497	0.60	0.13	1.01	"	0.02202206	46.01
0.0556	200	0.79	2.37	0.00230710	1.55	0.23	1.70	"	0.02251396	46.70
0.0694	250	0.93	2.94	0.00364365	2.37	0.36	2.73	"	0.0223300	47.73
0.0833	300	1.10	3.54	0.00525135	3.41	0.51	3.92	"	0.022190706	48.92
0.0972	350	1.30	4.14	0.00715145	4.65	0.70	5.35	"	0.022103261	50.35
0.1111	400	1.57	4.71	0.00922735	6.00	0.90	6.90	"	0.022034251	51.90
0.1250	450	1.77	5.31	0.01169762	7.60	1.14	8.74	"	0.021977072	53.74

Q (m³/h)

500

400

300

200

100

0

20

40

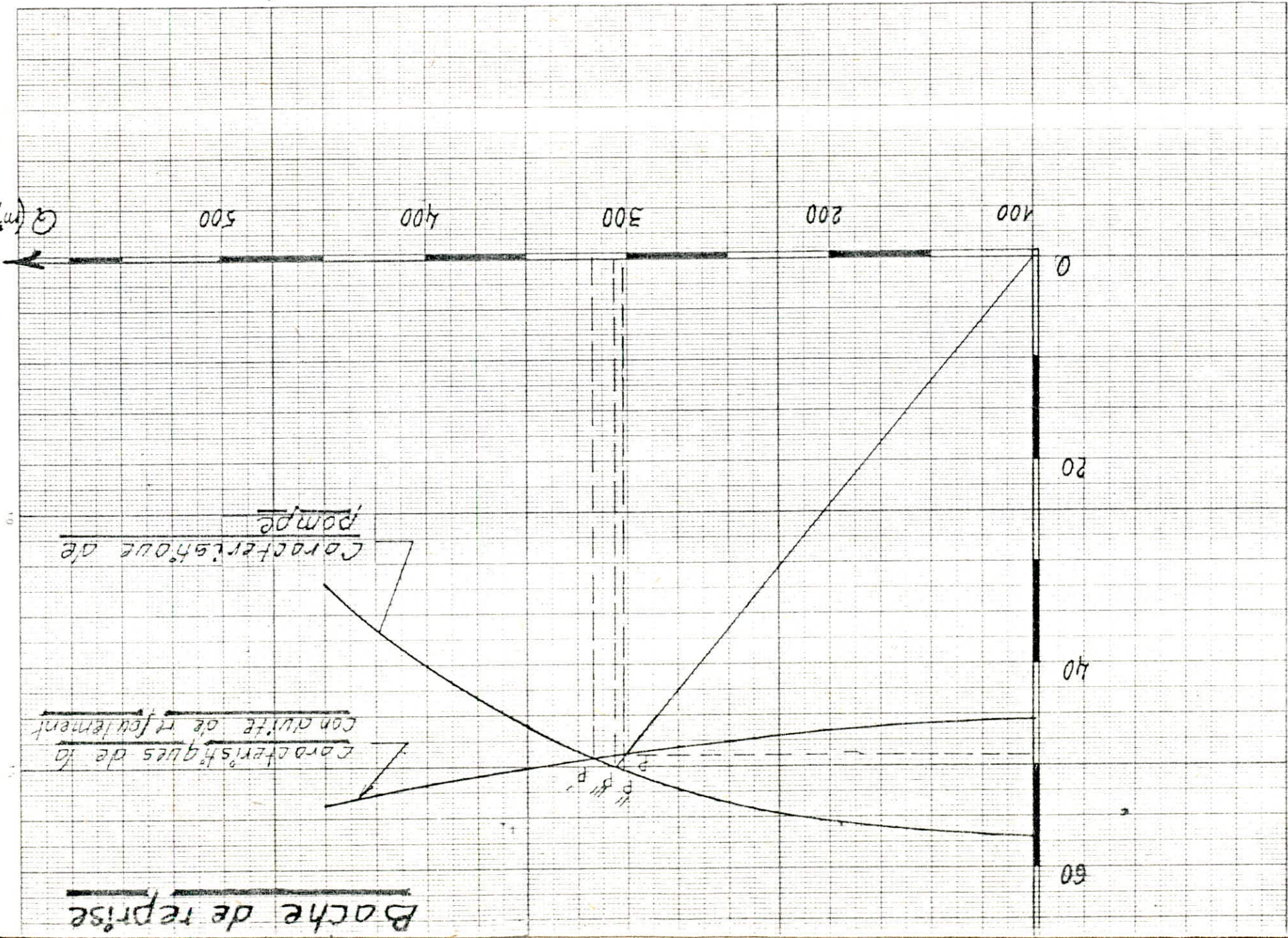
60

Caractéristiques de la pompe

Caractéristiques de la conduite de refoulement

Bac de reprise

P
P
P
P



En joignant le point P à l'origine du graphe, l'intersection de la droite OP avec la courbe QH nous donne le point P'' dont les coordonnées sont :

Q'' m ³ /h	H'' _{mt} (m)
306.25	50.00

Pour le point P:

$$Q = 302.8 \text{ m}^3/\text{h} = 0.08411 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{mt} = 48.92 \text{ m}$$

$$\text{D'où: } \eta = \sqrt{\frac{Q}{Q''}} = \sqrt{\frac{302.8}{306.25}} = 0.99$$

Le pourcentage de rognage est de:

$$1 - 0.99 = 0.01 = 1 \% < 20 \%$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$W_p = \frac{9.81 \cdot 0.08411 \cdot 48.92}{0.74} = 54.55 \text{ KWW}$$

On remarque que la plus petite puissance est obtenue par le rognage dont le pourcentage est de 1%, et puisque la méthode du rognage n'est plus utilisée alors nous garderons la même pompe.

Vu la différence qui existe entre les deux debits et les deux hauteurs , on étudiera les différentes possibilités pour les rapprocher le plus possible .

Première variante :

Si on accepte le point de fonctionnement de la pompe (P'), on doit diminuer le temps de pompage et on gardera un rendement satisfaisant .

pour le point P : $Q=302,8\text{m}^3/\text{h}$ $H_{mt}=48,92\text{m}$

pour le point P' : $Q=316,25\text{m}^3/\text{h}$ $H_{mt}=49,25\text{m}$

Le volume entrant dans le réservoir est de :

$$V=302,8 \times 24$$

$$=7267,20\text{m}^3$$

d'où le temps de pompage se réduira à :

$$t = \frac{7267,20}{316,25} =$$

$$t=22,98\text{h} \text{ soit } t=23\text{h}$$

La puissance absorbée dans ce cas :

$$W_p = \frac{9,81 \cdot Q \cdot H}{\eta} = \frac{9,81 \cdot 0,0878 \cdot 49,25}{0,74}$$

$$W_p=57,32 \text{ Kw}$$

-Deuxième variante:

Cette deuxième variante consiste à vanner sur le refoulement pour créer une perte de charge égale à P''P avec le même temps de pompage .

$$P''P = 50,25 - 48,92$$

$$=1,33 \text{ m}$$

La puissance absorbée est de :

$$W_p = \frac{9,81 \cdot 0,08411 \cdot 50,25}{0,74}$$

$$W_p=56,03 \text{ Kw}$$

-Troisième variante :

La troisième variante consiste au rognage de la roue de la pompe de façon à abaisser la courbe QH au point désiré P .

On a la relation suivante :

$$\frac{Q'''}{Q} = \frac{H'''}{H} = \frac{D}{\bar{d}}$$

Le diamètre de la roue rognée : $d=nD$ ou n: étant le coefficient de rognage.

L'expression précédente devient.

$$\frac{Q'''}{Q} = \frac{H'''}{H} = \frac{D}{d} = \frac{1}{n^2} \implies n = \left(\frac{Q}{Q'''} \right)^{1/2}$$

L4

$$Q = 521/S = 187.20 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{nt} = 33.28 \text{ m}$$

Notre forage sera équipé d'un groupe électro-pompe immergé à axe vertical. On a prévu une pompe identique de secours. Du catalogue on a :

Groupe électro-pompe immergé 12220R 2h/GB40.

Diamètre de la roue $D = 276 \text{ mm}$

Nombre de tours $N = 2850 \text{ tr/min}$

RENDEMENT $= 74 \%$

Puissance max absorbée $P_p = 26.8 \text{ KW}$

Puissance nominale du moteur $P_n = 30 \text{ KW}$

La caractéristique de la conduite de diamètre 250 mm et longueur 290 m ainsi que la caractéristique de la pompe sont représentées sur le schéma

- Le point P de débit $Q = 187,20 \text{ m}^3/\text{h}$ et $H_{nt} = 33,28 \text{ m}$ représente le point de fonctionnement désiré.

- La courbe QH coupe la caractéristique de la conduite au point P' qui est le point de fonctionnement de la pompe avec un débit $Q' = 210 \text{ m}^3/\text{h}$ et $H_{nt} = 33,80 \text{ m}$ qui est différent du point de fonctionnement désiré.

Pour la résolution de ce problème, trois cas sont possibles.

- Première variante :

Si on accepte le point de fonctionnement de la pompe qui se trouve à proximité du point désiré ; cela engendre une diminution du temps de pompage et un rendement satisfaisant.

Pour cela nous avons

$$P'(210 \text{ m}^3/\text{h} ; 33,80 \text{ m}) \quad \text{OU} \quad P'(0,058 \text{ m}^3/\text{s} ; 33,80 \text{ m})$$

$$P(187,20 \text{ m}^3/\text{h} ; 33,28 \text{ m}) \quad \text{OU} \quad P(0,052 \text{ m}^3/\text{s} ; 33,28 \text{ m})$$

- Le volume entrant dans la bache est de :

$$V = 187,20 \times 20 = 3744 \text{ m}^3$$

- Le temps de pompage se réduit à :

$$t = \frac{3744}{210} = 17,83 \text{ h} \text{ soit } 18 \text{ h}$$

- La puissance absorbée est de :

$$W_p = \frac{9,81 \cdot 0,058 \cdot 33,80}{0,74} = 25,99 \text{ Kw}$$

== TABLEAU PERMETTANT DE TRACER LA COURBE CARACTERISTIQUE ==
 == DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT ==

(FORAGE F1 - BACHE DE REPRISE)

Q= 187,20 M³/H

∅ =250 MM

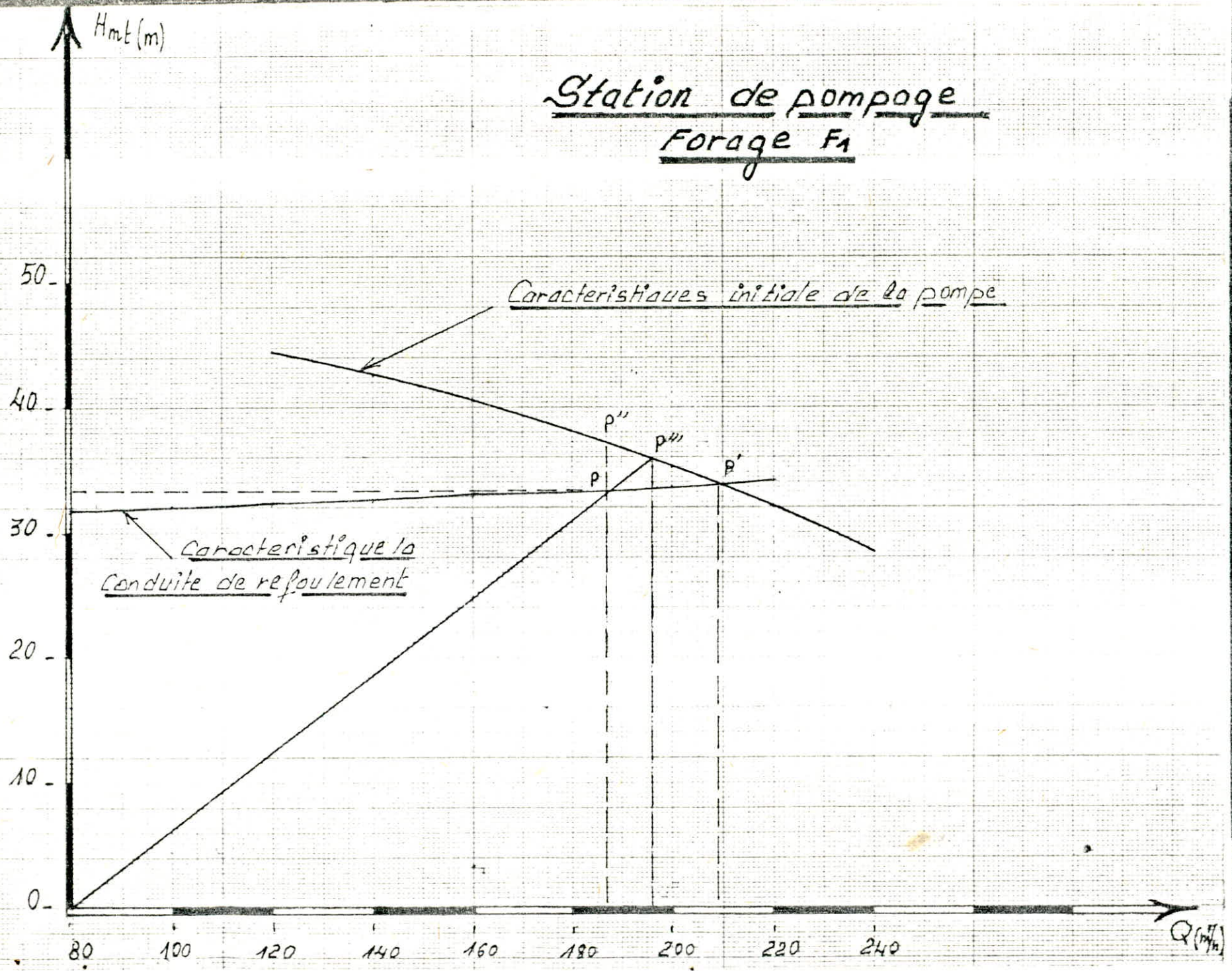
Hmt= 33,28 m

HG = 29,5 m

Hasp=2M L= 290M

QM ³ /S	QM ³ /H	VM/S	R.10 ⁴	Fr	Ft	J	ΔH _L (m)	ΔH _S (m)	ΔHt (m)	Hmt(m)
0.0222	80	0.45	11.25	0.022433997	0.024294551	0.001002986	0.29	0.04	0.33	31.83
0.0278	100	0.57	14.25	- " -	0.023957303	0.0015868965	0.46	0.07	0.53	32.05
0.0333	120	0.68	17.00	- " -	0.023745203	0.0022384876	0.65	0.10	0.75	32.25
0.0389	140	0.79	19.75	- " -	0.02358834	0.0030013217	0.87	0.13	1.00	32.50
0.0444	160	0.90	22.50	- " -	0.023467564	0.0038753775	1.12	0.17	1.29	32.79
0.0500	180	1.02	25.50	- " -	0.023363934	0.0049557261	1.44	0.22	1.66	33.16
0.0556	200	1.13	28.25	- " -	0.0232873	0.0060622942	1.76	0.26	2.02	33.52
0.0611	220	1.25	31.25	- " -	0.0232184	0.0073962793	2.14	0.32	2.46	33.96

Station de pompage
Forage F₁



• Deuxieme variante

On vanne sur le refoulement pour creer une perte de charge egale à :

$$P''P = 37.20 \text{ } \& \text{ } 33.28 = 3.92\text{m}$$

La puissance absorbee est :

$$w_p = \frac{9.81 \quad 0.052 \quad 37.20}{0.74} = 25.64 \text{ KW}$$

- Troisieme variante

On rogne la roue de la pompe de facon à faire passer la courbe (QH) par le point P.

Le pourcentage de rognage est donne par l'equation suivante :

$$\frac{H'''}{H} = \frac{Q'''}{Q} = \frac{1}{n^2} \implies n = \sqrt{\frac{Q}{Q'''}}$$

n:coefficient affectant le diametre de la roue .

On joigne le point P à l'origine du graphe , l'intersection de la droite OP avec la courbe QH nous donne le point P''' de coordonnee: Q'''=196n/h et Hnt = 36,00 m

$$d'ou : n = \sqrt{\frac{187,20}{196}} = 0,98$$

Le pourcentage de rognage est de :

$$1 \& \text{ } 0.98 = 0.02 = 2 \% \quad 20 \%$$

Le diametre de la roue rogneé est :

$$d = n \cdot D = 0.98 \cdot 276 = 270.48\text{mm}$$

La puissance absorbee par la pompe:

$$w_p = \frac{9.81 \quad 0.052 \quad 33.23}{0.74} = 22.94 \text{ KW}$$

On remarque qua la plus petite puissance est obtenue par le rognage dont le pourcentage est de 2%. Et comme cette valeur est tres faible, donc on gardera la roue pompe.

c) FORAGE F2--BACHE DE REPRISE

$$Q = 47 \text{ l/s} = 169.20 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{nt} = 23.33 \text{ m}$$

Notre forage sera équipé d'un groupe électro-pompe immergé à axe vertical, et une pompe identique de secours.

Du catalogue on a :

- Groupe électro-pompe immergé 12220R 1f/TB25

- Diamètre de la roue D =

- Nombre de tours N = 2850 tr/mn

- Rendement $\eta = 71\%$

- Puissance max absorbée par la pompe Pp = 18 KW

- Puissance nominale du moteur Pn = 18.3KW

La caractéristique de la conduite de diamètre 250mm et de longueur 65mètres ainsi que la caractéristique de la pompe sont représentés sur la fig 3

- Le point P de débit Q = 169.20 m³/h et H_{nt} = 33.28m représente le point de fonctionnement désiré.

- La courbe (QH) coupe la caractéristique de la conduite au point P' qui est le point de fonctionnement de la pompe avec un débit Q' = 190 m³/h et H_{nt} = 23.45 m et qui est différent du point de fonctionnement désiré.

3 cas se présentent :

- Première variante

On accepte le point de fonctionnement de la pompe, on doit diminuer le temps de pompage et un rendement satisfaisant.

Pour cela, nous avons :

$$\text{Pour le point P : } Q = 169.20 \text{ m}^3/\text{h} = 0.047 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{nt} = 23.33 \text{ m}$$

$$\text{Pour le point P' : } Q = 190 \text{ m}^3/\text{h} = 0.053 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{nt} = 23.45 \text{ m}$$

Le volume entrant dans la bache

$$V = 169.20 \times 20 = 3384 \text{ m}^3$$

Le temps de pompage se réduit à :

$$t = \frac{3384}{190} = 17.81 \text{ h} = 18 \text{ h}$$

La puissance absorbée par la pompe

$$W_p = \frac{9.81 \times 0.053 \times 23.45}{0.705} = 17.29 \text{ KW}$$

Et

- Deuxième variante

On vanne sur le refoulement pour créer perte de charge égale à :

$$P''P = 24.5 - 23.33 = 1.17 \text{ m}$$

== TABLEAU PERMETTANT DE TRACER LA COURBE CARACTERISTIQUE ==

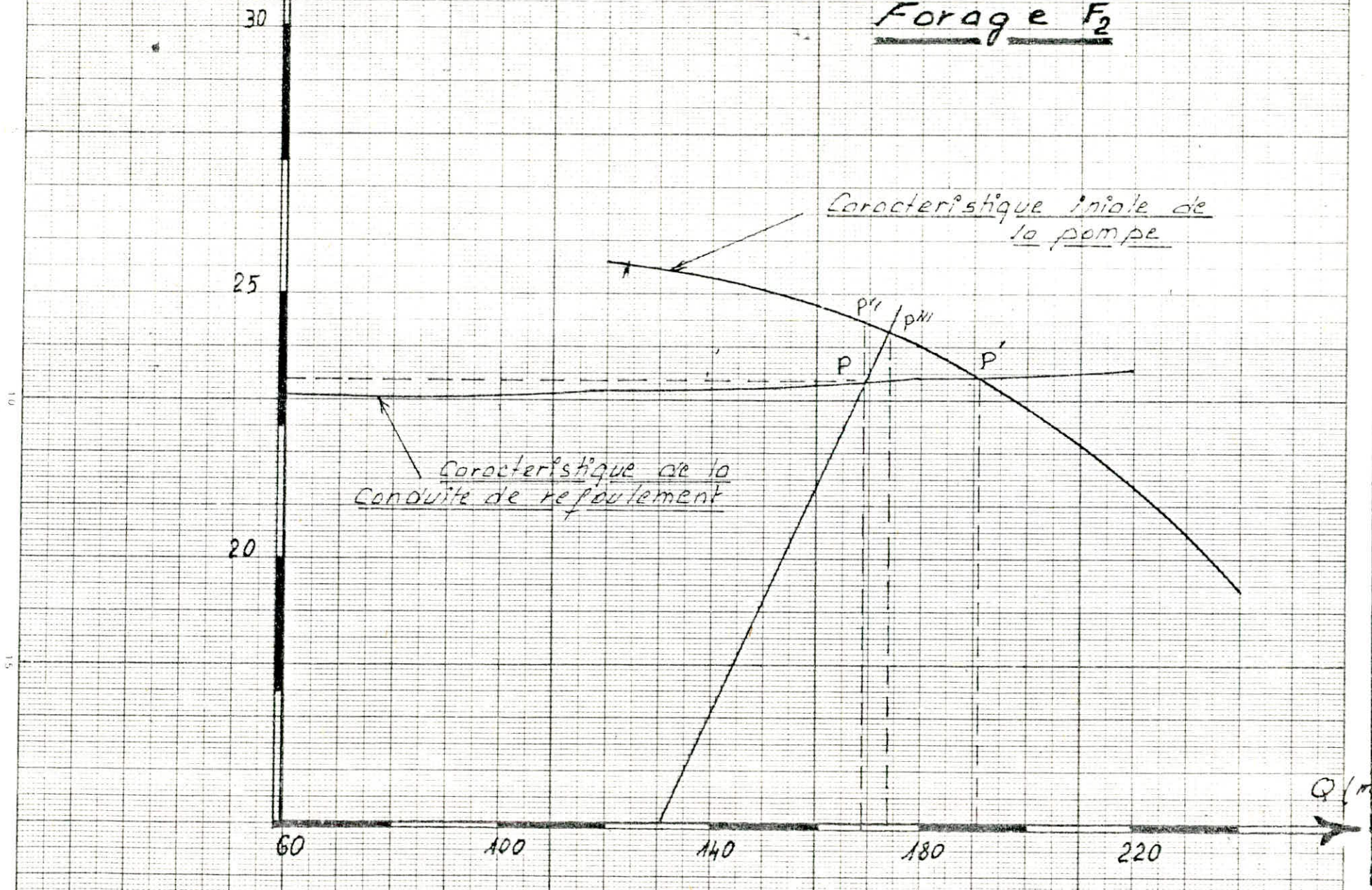
== DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT ==

(FORAGE F2 -- BACHE DE REPRISE)

Q = 0.047 M³/S ϕ = 250 MM Ent = HG = Hasp = 2m L = 65m

Q _M /S	Q _M /H	VM/S	R.104	Fr	F T	J	H _L (m)	H _S (m)	H _t (m)	H _{ant} (m)
0.0167	60	0.34	8.50	0.0224340	0.0247861	5.8415 10 ⁻⁴	0.04	0.006	0.05	23.05
0.0222	80	0.45	11.25	- " -	0.0242946	1.00299 10 ⁻³	0.06	0.01	0.07	23.07
0.0278	100	0.57	14.25	- " -	0.0239573	1.5869 10 ⁻³	0.10	0.01	0.11	23.11
0.0333	120	0.68	17.00	- " -	0.0237452	2.23849 10 ⁻³	0.14	0.02	0.16	23.16
0.0389	140	0.79	19.75	- " -	0.0235883	3.001516 10 ⁻³	0.19	0.03	0.22	23.22
0.0444	150	0.90	22.50	- " -	0.0234476	3.87538 10 ⁻³	0.25	0.04	0.29	23.29
0.0500	180	1.02	25.50	- " -	0.0233639	4.9557 10 ⁻³	0.32	0.05	0.37	23.37
0.0555	200	1.13	28.25	- " -	0.0232875	6.05 10 ⁻³	0.39	0.06	0.45	23.45
0.0611	226	1.24	31.00	- " -	0.0232237	7.28 10 ⁻³	0.47	0.07	0.54	23.54

Station de pompage
Forage F₂



La puissance absorbée par la pompe:

$$W_p = \frac{9.81 \times 0.047 \times 24.5}{0.71} = 15.91 \text{ KW}$$

Troisième variante

La troisième solution se présente comme suit:

On rogne la roue de la pompe de façon à faire passer la courbe (QH) par le point de fonctionnement désiré P.

Le pourcentage de rognage est donné par l'équation suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{Q}{Q''}}$$

L'intersection de la droite OP avec la courbe (QH) nous donne le point P'' de coordonnées :

$$Q'' = 147 \frac{\text{m}^3}{\text{S}}$$

$$H'' = 24.30 \text{ m}$$

$$\text{D'où } \eta = \sqrt{\frac{169.20}{174}} = 0.99$$

Le pourcentage de rognage est de:

$$1 - 0.99 = 0.01 = 1\% \quad 20\%$$

Le diamètre de la roue :

$$d = \eta \times D = 0.99 \times$$

La puissance absorbée par la pompe:

$$W_p = \frac{9.81 \times 0.047 \times 23.33}{0.71} = 15.15 \text{ KW}$$

* On remarque que la plus petite puissance est obtenue par rognage dont le pourcentage est de 1 % ;

DONC, puisque cette valeur est très faible, on gardera la roue de la pompe.

1- Introduction:

Un projet d'alimentation en eau potable est réalisé dans le but de répondre aux besoins de l'agglomération en eau durant une période. Donc on doit assurer au réseau de canalisation un bon entretien et cela en prenant les mesures qui s'imposent à d'éventuelles dégradations dues à plusieurs facteurs

- à savoir
- le problème de la corrosion
 - phénomènes du coup de Belier.

2- Protection contre le coup de Belier

a/ Définition

Le coup de Belier est un phénomène oscillatoire, qui se traduit par des dépressions et des surpressions importantes susceptibles d'entraîner des ruptures des tuyaux, dont les causes les plus fréquentes sont:

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée d'un ou de 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 de sectionnement ou d'un robinet d'isolation placé au bout d'une conduite d'adduction

Donc il est indispensable d'étudier des moyens propres à limiter les effets de ce phénomène en installant des dispositifs anti-Belier

b/ Moyens de protection des installations

Il est impossible de supprimer totalement les effets du coup de Belier mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Les appareils anti-Bélier les plus utilisés sont les suivants:

- les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions
- les soupapes de décharge qui interviennent à la fois dans la protection contre les surpressions
- les cheminées d'équilibres et les réservoirs d'airs qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

Ces appareils anti-bélier devront limiter la dépression et la surpression.

Dans notre présente étude nous avons opté pour un réservoir d'air parcequ'il est très efficace et c'est le système anti-Bélier le plus répandu pour les adductions de petites et moyenne importance et son placement ne tient pas compte du relief.

c/ Réservoir d'air

Le réservoir d'air est une cuve cylindrique raccordé à la conduite de refoulement par une tubulure munie d'un organe d'étranglement qui sert à accroître les pertes de charge au moment du remplissage.

Principe de fonctionnement du réservoir d'air

Après disjonction des groupes, l'alimentation de la veine liquide s'effectue à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée avec la conduite de refoulement à l'aval du clapet.

A la disjonction, le clapet se ferme, une partie de l'eau est chassée dans la conduite, à ce moment là, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la vitesse, toute l'eau revient en arrière est remonte dans la cloche.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci à travers l'organe d'étranglement.

principe de calcul du réservoir d'air

Le réservoir d'air sera déterminé par la méthode graphique de Bergeron. Cette dernière consiste à déterminer par approximations successives les vitesses de l'eau dans la conduite de refoulement au niveau du réservoir d'air pendant les oscillations.

L'intervalle de temps entre deux vitesses successives est: $\theta = \frac{2L}{a}$

θ : temps d'allier-retour de l'onde entre la pompe et le réservoir

En partant d'un volume initial du réservoir d'air (choisi arbitrairement) et en utilisant la valeur choisie pour la vitesse finale (V_f) de l'eau dans l'intervalle de temps considérée (θ) on calcule successivement à la fin de cet intervalle, la pression dans le réservoir, puis celle en aval de l'étranglement et en aval du diaphragme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite.

On vérifie alors en menant une horizontale passant par la valeur de la pression finale, occupant la droite $\frac{+a}{g.S}$ au droit de V_f , sinon on refait les calculs avec une autre valeur de V_f .

Pour le premier intervalle θ , $V_{mi} = \frac{V_0 + V_{f1}}{2}$

où V_0 : vitesse de l'eau en fonctionnement normal

V_f : vitesse finale choisie. Pour les autres intervalles:

$$V_{mi} = \frac{V_{fi-1} + V_{fi}}{2}$$

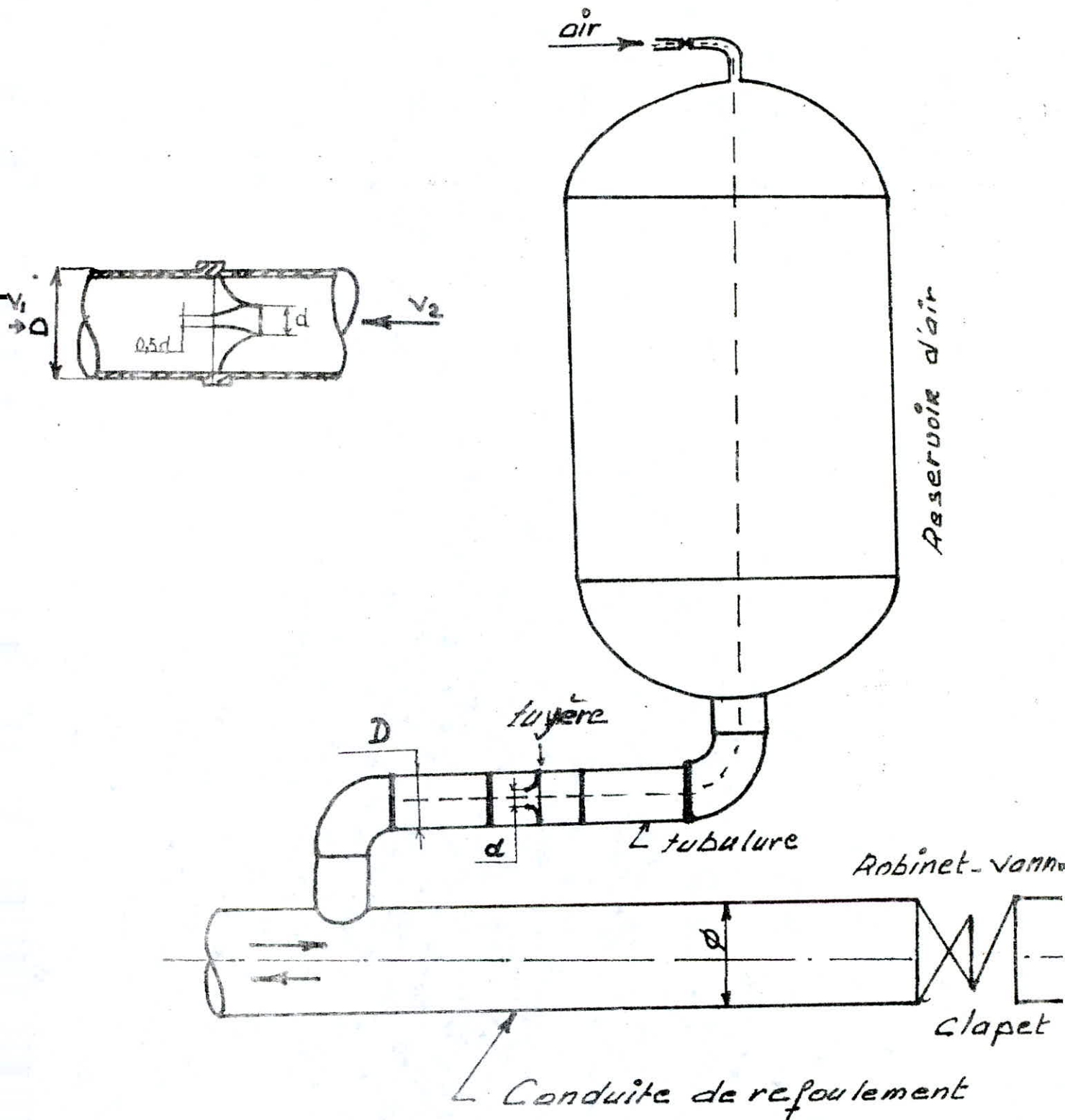
Il faudra faire attention aux vitesses négatives, lorsque l'eau revient vers le réservoir d'air.

A la fin du premier intervalle, le volume d'air du réservoir (U) sera égal au volume d'air choisi arbitrairement (U_0) augmenté de la quantité trouvée à la colonne précédente. Pour les autres intervalles, les volumes s'ajoutent lorsque l'eau monte, et se retranchent dans le cas contraire $U = U_0 \pm U$ avec $U = S\theta.V_m$

S : section de la conduite ; θ : intervalle de temps considéré

U_m : vitesse moyenne.

Schema d'un reservoir d'air



Pression dans le réservoir d'air

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

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

δ_0 : p.d.c dans la conduite en régime de fonctionnement normal
donc : $Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) \cdot U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$

Z_0 : étant la pression absolue exprimée en mètre d'eau (si on néglige la hauteur d'eau dans le réservoir d'air au dessus de l'axe de la conduite)

$Z_0 = H_0 + 10m$ (H_0 = hauteur géométrique)

U_0 : volume d'air initial choisi arbitrairement

U : volume d'air dans le réservoir à la fin de l'intervalle considéré.

Pertes de charges dans la conduite de refoulement

Elles sont données par : $f = 1,15 \cdot f_c \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2F}$

$$\text{où } f_c = \left[-0,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{37D} + \frac{2,5}{Re \sqrt{f_n}} \right) \right]^{-2}$$

En première approximation, on prend le coefficient de frottement de NIKURADZE /: $f_c = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2}$

L'organe d'étranglement est une tuyère.

A la montée de l'eau on a la valeur de la vitesse V_1 en fonction de la vitesse finale V_f dans la conduite.

- A la montée de l'eau, le coefficient de débit de la tuyère est de 0,92

$$\text{on a } \frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d^2} = \frac{\phi^2}{(0,92d)^2} = k$$

avec ϕ : diamètre de la conduite de refoulement

d : diamètre de la veine contractée

V_1 : vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la montée de l'eau

V_f / vitesse finale de l'eau dans la conduite de refoulement à la fin de l'intervalle de temps θ

d sera choisi pour que K reste compris entre 15 et 20
 la perte de charge h_1 à la montée de l'eau est évaluée en fonction
 du rapport (m) des sections de la veine contractée (d') est de
 la tubulure (D)

$$m = \frac{d'^2}{D^2} \quad \text{où} \quad D = \frac{\Phi}{2}$$

$$\text{d'où : } \Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cdot C$$

C: coefficient de p.d.c déterminé
 en fonction de (m) d'après le
 graphe.

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

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \frac{\Phi^2}{d^2} = K'$$

V_2 : vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la descente
 de l'eau

$$m' = \frac{0,5 \cdot d^2 t}{D^2}$$

en fonction de la valeur de m' on tire le coefficient de pertes
 de charge dans une tuyère

m : rapport des sections de la veine contractée (diamètre d')
 et de la tubulure (D_t)

$$\text{d'où : } \Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} \cdot C'$$

la pression absolue dans la conduite sera en faisant

$Z - h_1$ quand l'eau monte

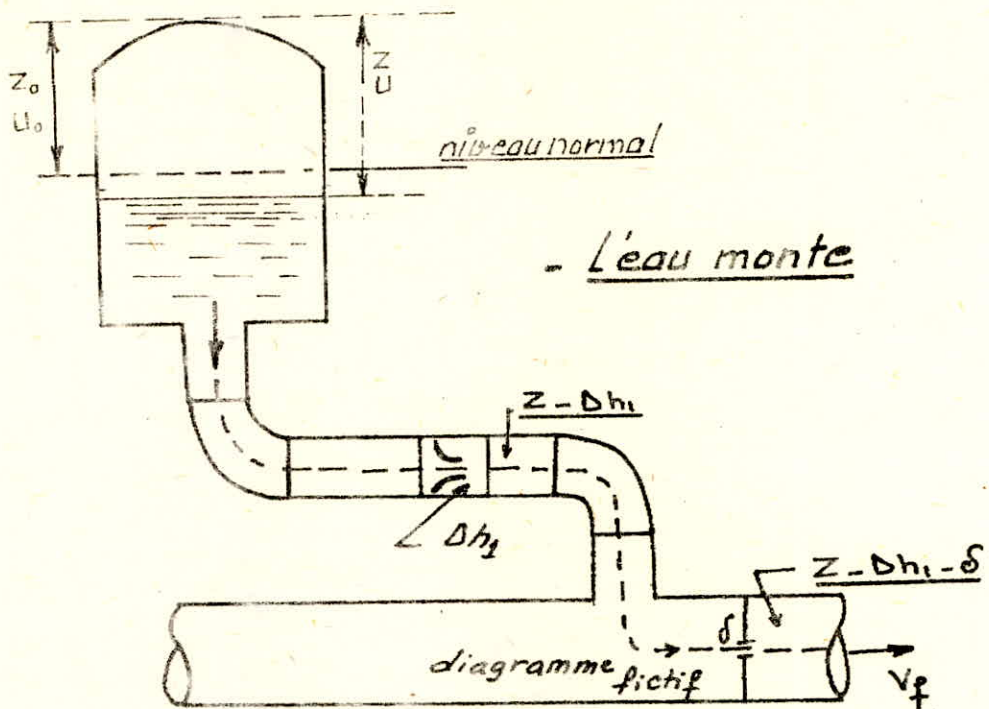
et $Z + h_2$ quand l'eau descend

En cherchant sur la parabole des p.d.c dans la conduite la valeur
 pour la vitesse V_f considérée, la pression finale absolue dans la conduite

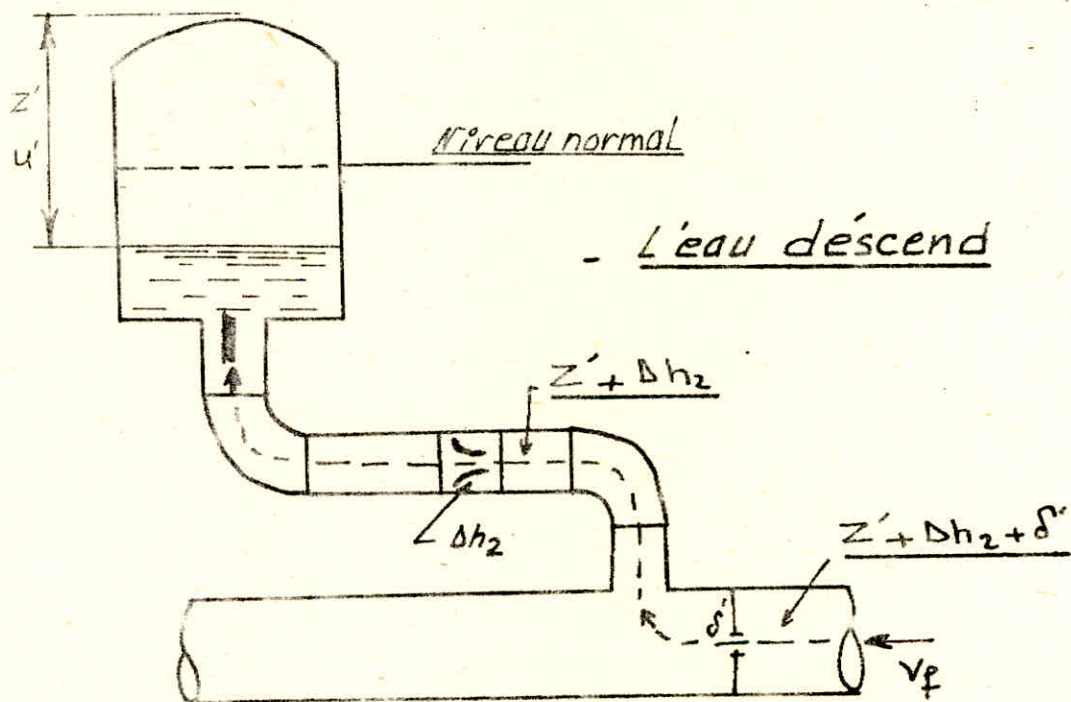
s'obtient en faisant $Z - h_1 - \sigma$ qd l'eau monte

$Z + h_2 + \sigma$ qd l'eau descend

Avec cette valeur de la pression finale absolue on mène
 une horizontale qui coupe la droite $\frac{g}{9S}$ en un point et qui devra
 correspondre à la valeur de la vitesse V_f fixée au départ.



Partes de charge successives à la montée de l'eau dans la conduite



Partes de charge successives à la descente de l'eau dans le réservoir

Calcul du réservoir d'air

1- Station de pompage - Réservoir

Données :

$$O = 300 \text{ mm}$$

$$L = 650 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 4 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

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

$$s = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot (0,3)^2}{4} = 0,0707 \text{ m}^2$$

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

$$H_g = 44,50 \text{ m}$$

$$Q = 302,80 \text{ m}^3/\text{s} = 84,11 \text{ l/s}$$

$$v = 1,19 \text{ m/s}$$

1- Calcul de la célérité

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$a = \sqrt{\frac{\frac{K}{\rho}}{1 + \frac{K \cdot \phi}{E \cdot e}}}$$

ou $K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$: coeff. de compressibilité de l'eau

a : célérité de l'onde (m/s)

$E = 2 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$: module d'élasticité de la conduite

$\rho = 10^3 \text{ Kg/m}^3$: masse volumique de l'eau

$e = 5 \cdot 10^{-3} \text{ m}$: épaisseur de la conduite

$\phi = 0,3 \text{ m}$: diamètre de la conduite .

d'où :

$$a = \sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 10^{-3}}{1 + \frac{2,15 \cdot 10 \cdot 0,3}{2 \cdot 10^{11} \cdot 5 \cdot 10^{-3}}}}$$

$$a = 1143,24 \text{ m/s}$$

2- Le temps d'aller et retour de l'onde :

$$0 = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 650}{1143.24} = 1.14 \text{ S}$$

3- La valeur maximale que peut atteindre le coup de beller

$$h_{\max} = \frac{a V_0}{g} = \frac{1143.24 \times 1.19}{9.8} = 138.82 \text{ M}$$

4 - Au moment du retour de l'onde, la surpression peut atteindre :

$$H_g + h_{\max} = 44.50 + 138.82 = 183.32 \text{ m}$$

5 - La depression peut atteindre :

$$H_g - h_{\max} = 44.5 - 138.82 = -94.32 \text{ m}$$

6 - Dimensionnement du dispositif d'etraglement :

$$D = \frac{\phi}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ MM}$$

7 - Ala monteé de l'eau la tuyere ayant un coefficient de debit egal à 0.92 :

$$\frac{V_1}{V_F} = \frac{\phi^2}{d^2} = \frac{\phi^2}{(0.92d)^2} = K \quad (1)$$

d sera choisi pour que K soit compris entre 15 ET 20.

Prenons $k = 17$

de l' expression (1) on peut ecrire :

$$d = \frac{\phi^2}{(0.92)^2 \cdot K} = \frac{300^2}{(0.92 \times 17)^2} = 79.09 \text{ mm}$$

Donc la valeur de K sera egale à:

$$K = \frac{\phi^2}{(0.92d)^2} = \frac{(300)^2}{(0.92 \times 80)^2} = 16.61$$

$$K = 16.61$$

De l'expression (1) on peut écrire :

$$\frac{V_1}{V_f} = k = 16,61 \implies V_1 = 16,61 V_f$$

par ailleurs :

$$m = \frac{d'^2}{D^2} = \frac{(0,92 \cdot 80)^2}{(150)^2} = 0,24$$

Moyennant l'abaque donnant le coefficient de perte de charge C dans une tuyère (DUPONT tome II p 279) , on a :

$$m = 0,24 \implies C = 0,585$$

la perte de charge dans la tuyère :

$$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cdot C = \frac{0,585}{2 \cdot 9,81} \cdot V_1^2 = 0,02982 V_1^2$$

8- A la descente de l'eau/:

$$\frac{V_2}{V_f} = k' = \frac{\frac{\phi^2}{4}}{0,5 \cdot \frac{d^2}{4}} = \frac{2\phi^2}{d^2} = \frac{2 \cdot (300)^2}{(80)^2} = 28,125$$

$$\text{d'où : } V_2 = k' \cdot V_f = 28,125 \cdot V_f$$

$$\text{par ailleurs : } m' = \frac{d^2}{D^2} = \frac{(80)^2 \cdot 0,5}{(150)^2} = 0,142$$

De l'abaque donnant la valeur de la perte de charge C' dans une tuyère on a pour $m' = 0,142 \implies C' = 0,745$

$$\text{Ainsi donc : } \Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} \cdot C' = \frac{0,745}{2 \cdot 9,81} \cdot V_2^2 = 0,03797 V_2^2$$

9- Pression dans la conduite avec pertes de charge .

$$\text{Montée : } Z - \Delta h_1 = Z - 0,02982 V_1^2$$

$$\text{Descente : } Z + \Delta h_2 = Z + 0,03797 V_2^2$$

10 - Porte de charge au refoulement:

Elles sont données par l'expression suivante

$$\delta = 1,15 \cdot f_c \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V_f^2}{2g} \quad \delta_0: \text{perte de charge en fonctionnement normale}$$

$$\approx 3,99 \text{ m}$$

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

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

11- Détermination de la pente:

$$h = \frac{a}{g \cdot s} = \frac{1143,24}{9,81 \cdot 0,0707} = 1648,35 \text{ m}$$

- Echelle des vitesses

On transforme l'échelle des vitesses en échelle

des débits 1 cm \longrightarrow 0,1 m/s

$$q = V \cdot S = 0,1 \cdot 0,0707 = 7,07 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

donc : 1 cm \longrightarrow $7,07 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$

$$X \longrightarrow 1 \text{ m}^3/\text{s} \quad \Rightarrow \quad X = 141,4427 \text{ cm}$$

- Echelle des pressions :

L'échelle est graduée à raison de 1 cm pour 5m,

donc, 1648,35 seront représentés par 329,67 cm

$$\text{ainsi tg } \alpha = \frac{h}{q} = \frac{329,67}{141,4427} = 2,33$$

$$\alpha = 66^\circ 77'$$

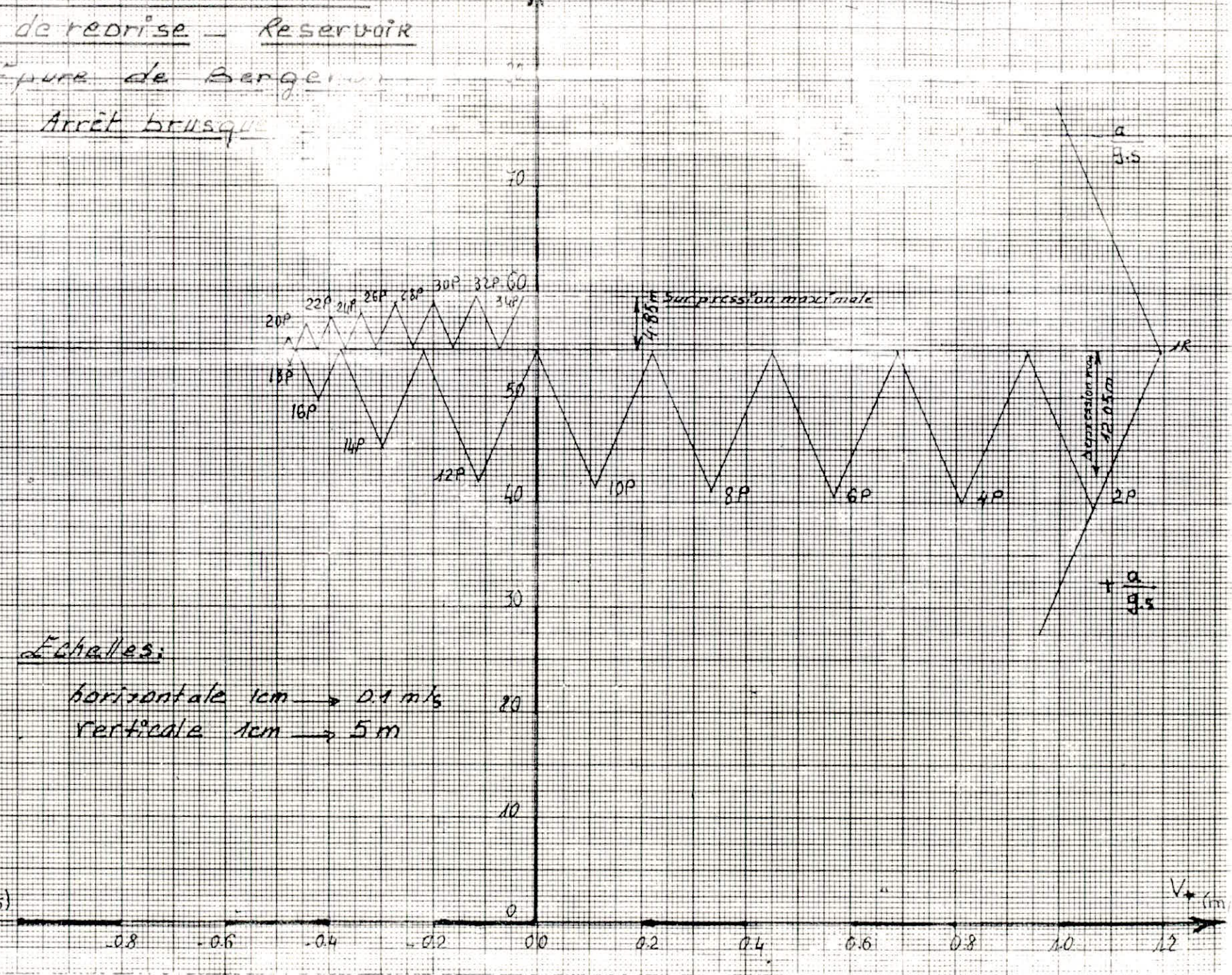
Resultats de Calcul du coup de Belier (Bache de reprise-Reservoir)

(Arret brusque)

Intervalle de temps θ	Variation du Volume d'air $\Delta U = 5.0 \cdot U_0 \cdot \theta$ (m^3)	Volume d'air $U = U_0 + \Delta U$ (m^3)	Pression dans le réservoir d'air $Z = (Z_0 - \frac{\rho \cdot g \cdot U_0}{\rho \cdot g \cdot U}) \cdot U_0$ (m)	Vitesse dans la tubulaire montée: $V_1 = 16.6 \cdot U_0 \cdot \theta$ descente: $V_2 = 28.125 \theta$ (m/s)	Pente de charge dans la tuyère montée: $\Delta h_1 = 0.0299 U_0 \cdot \theta^2$ descente: $\Delta h_2 = 0.0397 \theta^2$ (m)	Pression dans la conduite P.D.C. montée: $Z_1 + \Delta h_1$ descente: $Z_2 + \Delta h_2$ (m)	Perte de charge au reboulement S (m)	Pression dans la conduite dans la bache montée: $Z - \Delta h_1 - \delta$ descente: $Z + \Delta h_2 + \delta$ (m)	Vitesse lue sur le graphique U_g (m/s)	Designation point	Vitesse moyenne Montée: $\frac{U_1 + U_0}{2}$ Descente: $\frac{U_2 + U_0}{2}$ (m/s)	Vitesse finale Choixic $U_{p, m. l.}$ (m/s)
0	0	$U_0 = 1m^3$	58.49	-	-	58.49	3.99	54.50	$V_0 = 1.19$	1R	-	-
0	0.0909	1.0909	51.780	17.699	9.33	42.45	3.21	39.24	1.065	2P	1.128	1.06
20	0.0756	1.166	47.17	13.45	5.39	41.78	1.98	39.90	0.81	4P	0.937	0.8
30	0.0556	1.220	44.196	9.468	2.67	41.523	0.94	40.58	0.57	6P	0.69	0.5
40	0.036	1.256	42.510	5.48	0.89	41.615	0.33	41.53	0.33	8P	0.45	0.3
50	0.0177	1.274	41.672	1.827	0.10	41.57	0.041	41.53	0.11	10P	0.22	0.1
60	-0.0002	1.274	41.672	3.23	0.39	42.07	0.045	42.11	-0.115	12P	-0.025	-0.11
70	-0.0167	1.257	42.46	8.437	2.70	45.16	0.27	45.43	-0.30	14P	-0.2075	-0.3
80	-0.029	1.228	43.87	11.910	5.30	49.17	0.52	49.69	-0.42	16P	-0.36	-0.4
90	-0.036	1.192	45.74	13.36	6.78	52.52	0.66	53.18	-0.475	18P	-0.447	-0.4
100	-0.0385	1.153	47.92	13.50	6.92	54.84	0.68	55.52	-0.48	20P	-0.477	-0.4
110	-0.0373	1.116	50.16	12.516	5.95	56.11	0.58	56.69	-0.445	22P	-0.462	-0.4
120	-0.034	1.082	52.38	11.11	4.69	57.07	0.46	57.53	-0.395	24P	-0.42	-0.3
130	-0.0296	1.052	54.48	9.56	3.47	57.95	0.35	58.30	-0.34	26P	-0.367	-0.3
140	-0.0248	1.027	56.35	7.73	2.27	58.62	0.23	58.85	-0.275	28P	-0.307	-0.2
150	-0.0191	1.008	57.94	5.62	1.20	59.04	0.13	59.17	-0.20	30P	-0.237	-0.2
160	-0.0127	0.995	59.90	3.23	0.40	59.30	0.045	59.34	-0.115	32P	-0.157	-0.1

Calcul du réservoir d'air
 Bache de reprise - Réservoir
 Epure de Bergeron
 Arrêt brusque

Pression (m)



Echelles:

horizontale 1cm → 0.1 m/s
 verticale 1cm → 5 m

V (m/s)

V (m)

CONCLUSION.

On constate que la dépression h_1 et la surpression atteignent respectivement 12,05 m et 4,85 m.

Vu les résultats obtenus (voir tableau) , l'air peut occuper un volume maximum $U = 1,274 \text{ m}^3$.

Mais le réservoir doit contenir encore de l'eau, en évitant le passage de l'air dans la conduite, nous prendrons un volume total égal à $1,5 \text{ m}^3$.

2- Forage F 1 - Bache de reprise :

Données:

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

$$L = 290 \text{ m}$$

$$\xi = 0,4 \text{ mm}$$

$$\gamma = 10^6 \text{ n}^2/\text{s}$$

$$s = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot (0,25)^2}{4} = 0,049 \text{ n}^2$$

$$Q = 0,052 \text{ n}^3/\text{s}$$

$$v = 1,06 \text{ n/s}$$

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

$$H_g = 29,5 \text{ n}$$

1) - Calcul de la célérité

$$a = \sqrt{\frac{K/\gamma}{1 + \frac{K \cdot O}{E \cdot e}}} = \sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 10^{-3}}{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,25}{2 \cdot 10^{11} \cdot 5 \cdot 10^{-3}}}}$$

$$a = 1182,53 \text{ n/s}$$

2) - Le temps d'aller et retour de l'onde :

$$O = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 290}{1182,53} = 0,49 \text{ s}$$

3) - Valeur maximale que peut atteindre le coup de Béliet :

$$h_{\text{max}} = \frac{a \cdot v_0}{g} = \frac{1182,53 \cdot 1,06}{9,81}$$

$$h_{\text{max}} = 127,78 \text{ n}$$

4) - Au moment du retour de l'onde , la surpression peut atteindre:

$$H_g + H_{\text{max}} = 29,5 + 127,78$$

$$\begin{array}{|c|} \hline \text{+++++} \\ \hline H_g + h_{\text{max}} = 157,28 \text{ n} \\ \hline \text{+++++} \\ \hline \end{array}$$

5) La dépression peut atteindre

$$H_g - h_{\max} = 29,5 - 127,78$$

$$H_g - h_{\max} = -98,28 \text{ m}$$

6) Dimensionnement du dispositif d'étranglement

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

7) À la montée de l'eau, la tuyère ayant un coefficient de débit 0,92

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{(0,92d)^2} = K \quad (1)$$

d sera choisi pour que K soit compris entre 15 ET 20
on prend $K = 18$.

De (1) on aura :

$$d = \frac{\phi^2}{(0,92)^2 \cdot K} = \frac{(250)^2}{(0,92)^2 \cdot 18} = 64,049$$

$$d = 65 \text{ mm}$$

La valeur de K sera égale à :

$$K = \frac{\phi^2}{(0,92 d)^2} = \frac{250^2}{(0,92 \cdot 65)^2} =$$

$$\underline{K = 17,48}$$

de l'expression (1) on peut écrire :

$$\frac{V_1}{V_f} = K \quad V_1 = K \cdot V_f = 17,48 V_f$$

$$\text{Par ailleurs: } d = \frac{d^2}{D^2} = \frac{(0,92 \cdot 65)^2}{(125)^2} = 0,23$$

DE l'abaque donnant la valeur de C :

$$n = 0,23 \quad C = 0,60$$

Ainsi donc :

$$h_1 = \frac{C}{2 \cdot g} \cdot V_1^2 = \frac{0,60}{2 \cdot 9,81} V_1^2 = 0,0306 V_1^2$$

$$h_1 = 0,0306 V_1^2$$

A la descente de l'eau

$$\frac{V_2}{V_f} = K' = \frac{2 \phi^2}{d^2} = \frac{2 \cdot (250)^2}{(-65)^2} = 29,586$$

$$V_2 = 29,586 V_f$$

$$n' = \frac{d^2/2}{D^2} = \frac{(65)^2 \cdot 0,5}{(125)^2} = 0,135$$

De l'abaque: pour $n' = 0,135$ on a $C = 0,757$

La perte de charge :

$$h_2 = \frac{C'}{2g} \cdot V_2^2 = \frac{0,757}{2 \cdot 9,81} \cdot V_2^2$$

$$h_2 = 0,0386 V_2^2$$

9) Pression dans la conduite avec perte de charge

Montée : $Z - h_1 = Z - 0,0306 V_1^2$

Descente : $Z + h_2 = Z + 0,0386 V_2^2$

10) Détermination de la pente

$$h = \frac{a}{g^s} = \frac{1182,53}{9,81 \cdot 0,049} = 2460,07 \text{ m}$$

Echelle de vitesses :

On transforme l'échelle des vitesses en échelle des débits. L'échelle est graduée à raison de 1 cm pour 0,05 m/s.

$$1 \text{ cm} \longrightarrow 0,05 ; 0,049 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$X = 408,16 \text{ cm}$$

Echelle des pressions :

$$1 \text{ cm} \longrightarrow 2,5 \text{ m}$$

$$y \longrightarrow 2460,07 \text{ m}$$

d'où $y = 984,028 \text{ m}$

donc : $tg = \frac{h}{q} = \frac{984,028}{408,16}$

$tg = 2,41$

$$\alpha = 67,47$$

Resultat de Calcul du Coup de Belier (Forage F₁-Bache de reprise)

(Arrêt brusque.)

Intervalle de temps. θ	Variation du Volume d'eau $\Delta U = S \cdot \theta \cdot V_m$ (m ³)	Volume d'eau $U = \Delta U + U_0$ (m ³)	Pression dans le réservoir d'eau $Z = \frac{U \cdot 10^6}{\rho \cdot g \cdot V}$ (m)	Vitesse dans la tubulure. montée: $V_1 = 16.64 \cdot \sqrt{V}$ descente: $V_2 = 26.125 \cdot \sqrt{V}$	Pentes de charge dans la tuyère montée: $Dh_1 = 0.0258 \theta^2$ descente: $Dh_2 = 0.03737 \theta^2$ (m)	Pression dans la conduite d'asc. P.d.c. montée: $Z + Dh_1$ descente: $Z - Dh_2$ (m)	Pertes de charge au frottement θ (m)	Pression dans la conduite par P.d.c. montée: $Z - Dh_1 - \theta$ descente: $Z - Dh_2 + \theta$ (m)	Vitesse lue sur le graphique V.f. (m/s)	Désignation du point	Vitesse moyenne $V_{mi} = \frac{V_1 + V_2}{2}$ (m/s)	Vitesse finale
0	0	$U_0 = 0.6$	44.28	—	—	44.28	1.78	39.50	$V_0 = 106$	1R	—	—
0	0.024	0.624	39.07	14.96	8.80	30.28	1.5	28.78	0.97	2P	1.015	0.
20	0.021	0.645	37.30	14.02	6.01	31.29	1.03	30.26	0.802	4P	0.886	0.
30	0.017	0.662	35.97	11.48	4.03	31.94	0.70	31.24	0.66	6P	0.731	0.
40	0.014	0.676	34.93	9.21	2.60	32.33	0.45	31.87	0.527	8P	0.593	0.
50	0.011	0.687	34.15	7.08	1.53	32.62	0.273	32.35	0.405	10P	0.466	0.
60	0.00833	0.695	33.60	5.07	0.79	32.81	0.144	32.67	0.29	12P	0.347	0.
70	0.00557	0.700	32.26	3.06	0.29	32.97	0.055	32.91	0.175	14P	0.232	0.
80	0.0029	0.703	33.07	1.17	0.042	33.03	0.009	33.02	0.067	16P	0.121	0.
90	0.000348	0.703	33.07	1.12	0.05	33.12	0.003	33.12	-0.038	18P	0.014	-0.
100	-0.00207	0.701	33.20	3.99	0.61	33.81	0.034	33.84	-0.135	20P	-0.086	-0.
110	-0.00423	0.697	33.47	6.42	1.52	35.06	0.083	35.14	-0.217	22P	-0.176	-0.
120	-0.00593	0.691	33.87	8.22	2.61	36.48	0.133	36.61	-0.278	24P	-0.247	-0.
130	-0.00711	0.684	34.36	9.32	3.35	37.71	0.168	37.88	-0.315	26P	-0.296	-0.
140	-0.00775	0.676	34.94	9.82	3.72	38.65	0.186	38.84	-0.332	28P	-0.323	-0.
150	-0.00804	0.668	35.52	10.00	3.86	39.38	0.193	39.57	-0.338	30P	-0.335	-0.

(Suite)

160	-0.00802	0.660	36.12	9.76	3.68	39.80	0.184	39.98	-0.33	32P	-0.334	-0.33
170	-0.00778	0.652	36.74	9.41	3.42	40.16	0.172	40.33	-0.318	34P	-0.324	-0.318
180	-0.00744	0.644	37.38	9.02	3.14	40.52	0.158	40.68	-0.305	36P	-0.31	-0.305
190	-0.00699	0.637	37.96	8.22	2.61	40.57	0.133	40.70	-0.275	38P	-0.291	-0.275
200	-0.00639	0.631	38.50	7.54	2.20	40.70	0.112	40.81	-0.255	40P	-0.266	-0.255
210	-0.00586	0.625	38.99	6.95	1.82	40.81	0.094	40.90	-0.232	42P	-0.240	-0.232
220	-0.00528	0.620	39.43	6.45	1.46	40.89	0.076	40.97	-0.208	44P	-0.22	-0.208
230	-0.00468	0.615	39.86	5.94	1.13	40.99	0.06	41.05	-0.183	46P	-0.196	-0.183
240	-0.00406	0.611	40.24	5.59	0.81	41.05	0.044	41.09	-0.155	48P	-0.169	-0.155
250	-0.00338	0.608	40.56	5.76	0.55	41.11	0.03	41.14	-0.127	50P	-0.141	-0.127
260	-0.00272	0.605	40.80	2.96	0.34	41.14	0.02	41.16	-0.10	52P	-0.113	-0.10
270	-0.00208	0.603	40.99	2.16	0.18	41.17	0.011	41.18	-0.073	54P	-0.086	-0.073
280	-0.00139	0.602	41.12	1.27	0.062	41.15	0.004	41.19	-0.043	56P	-0.058	-0.043
290	-0.00067	0.601	41.19	0.385	0.0057	41.20	0.0008	41.20	-0.013	58P	-0.028	-0.013

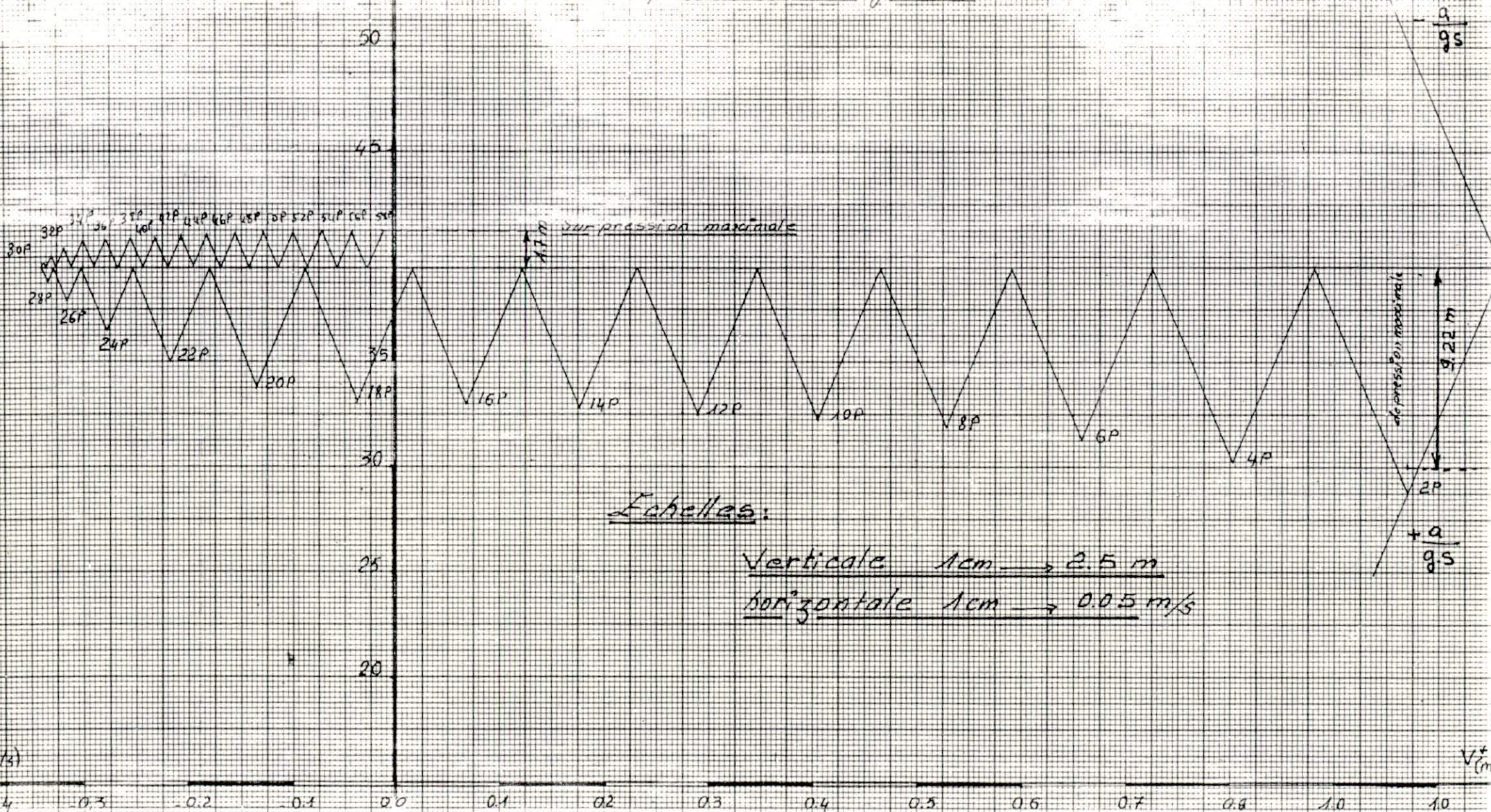
(Suite)

L'ALCUI DU RESERVOIR D'AIR

Forage F₁ - Bache de reprise

Arrêt brusque

Exp. de Bergeron



CONCLUSION

On constate que la dépression et la surpression atteignent respectivement 9,22 m et 1,70 m.

Vu les résultats obtenus (voir tableau) , l'air peut occuper un volume maximum $U = 0,703 \text{ m}^3$.

Mais le réservoir doit contenir encore de l'eau, en évitant le passage de l'air dans la conduite , nous prendrons un volume total égal à $0,90 \text{ m}^3$.

Quelque soit le matériau dont est constituée la conduite peut-être attaquée par l'eau véhiculée soit par le terrain de pose. Cette attaque ayant un effet néfaste pour le réseau de canalisation et pour la santé humaine, exige des mesures préventives. Comme notre canalisation qui est en acier qui est très sensible à la corrosion, il y a lieu d'examiner les causes chimiques et électrochimiques des phénomènes de corrosion.

Avant la pose des conduites dans le sol, il est de première nécessité, d'avoir certaines données, pour mettre en évidence le phénomène de la corrosion et l'éviter par des moyens de protection. Quoiqu'on ne dispose pas de ces données concernant le terrain, nous allons essayer d'exposer le phénomène de la corrosion sous sa forme générale.

On distingue deux types de corrosion :

- Corrosion externe
- Corrosion interne.

A- Corrosion interne :

La Corrosion interne est caractérisée par une attaque du métal dûe à des causes trouvant ainsi leur origine dans l'eau chargée.

L'acier non protégée au contact de l'eau, se trouve normalement corrodé. Cette corrosion naturelle dépend d'un certain nombre de facteurs notamment :

- PH
- Teneur en oxygène dissout
- Vitesse de circulation de l'eau

Le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tels que CO₂ et H₂S. On remarque dans la pratique que si le PH de l'eau inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion on a intérêt à augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxygénation.

Les eaux fortement minéralisées provoquent dans la canalisation des dépôts se fixant sur la paroi surtout si la vitesse est faible, ces dépôts constituent autant de petites piles dans milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales de métal.

- Les procédés de lutte qui peuvent être retenus sont :
 - Interposition d'un film protecteur entre l'eau et le métal (enduit bitumineux).
- Modification des caractéristiques de l'eau à véhiculer par un traitement approprié.

B- Corrosion externe

La corrosion externe est due essentiellement à des phénomènes extérieurs le plus souvent soit :

- avec des installations électriques,
- soit avec la nature du sol.

Si ces phénomènes sont importants il peut se produire une destruction rapide des conduites, donc il sera nécessaire d'attacher une grande importance à ces phénomènes.

* Corrosion par formation de pile :

Ce phénomène peut être compris à deux métaux différents, plongés dans un bac d'électrolyse, ou une électrode va se corroder au profit de l'autre. Dans le cas d'une conduite, cette dernière jouera le rôle d'anode et se trouve attaquée.

* Corrosion par suite d'influence d'une source électrique extér.

Cette corrosion est produite par électrolyse due à des courants vagabonds.

Procédés de lutte contre la corrosion externe :

Parmi les procédés de lutte contre la corrosion (autre que le revêtement extérieur), on distingue deux procédés les plus utilisés :

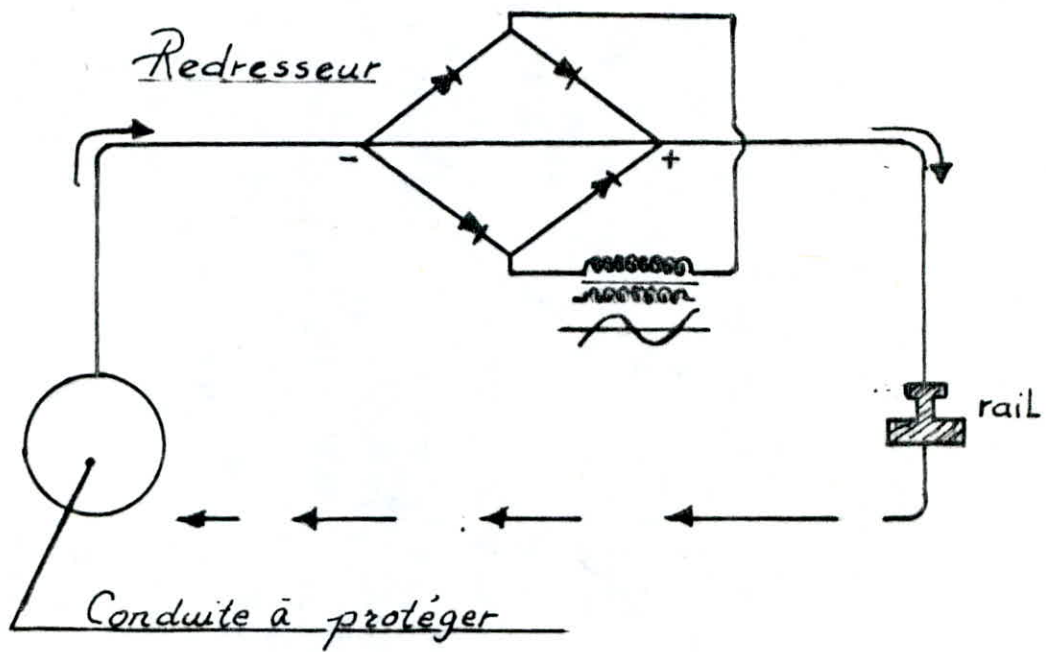
a) - Protection par anode réactive :

Elle se base sur le principe suivant : on relie la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que l'acier. Cette pièce va se corroder en jouant le rôle d'anode au profit de la conduite.

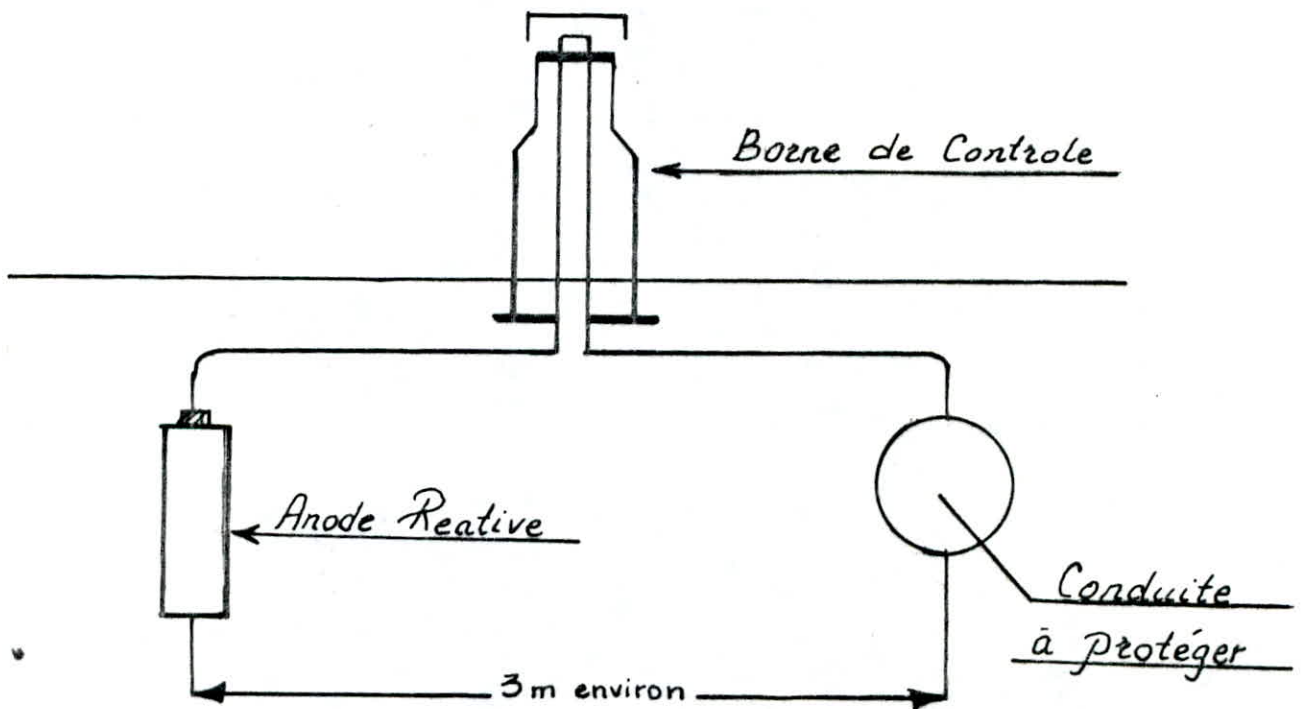
b) - Protection cathodique par soutirage de courant :

Le principe est le suivant : à partir d'une source électrique de courant continu, on relie la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive étant raccordée à une prise de terre constituée ordinairement par de vieux rails enterrés dans un milieu humide à une distance assez grande de la conduite.

Le courant, en quittant la prise de terre, regagnera le pôle négative de la source électrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique des vieux rails.



Protection par Soutirage de courant fig ()



Protection par Anode Reactive fig ()

1 - LARGEUR DE LA TRANCHEE

La pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante pour que les ouvriers puissent y disposer les tuyaux commodement (0,60 m minimum) .

Au droits des joints , on établit des niches , c'est à dire , des des elargissements de tranchée pour faciliter le raccordement et l'operation de soudure .

La largeur de la tranchée est donnée par la relation :

$$B = D + 2 \cdot 0.30 \quad (m)$$

avec B: largeur de la tranchée (m)

D: diamètre de la conduite (m)

2- PROFONDEUR DE LA TRANCHEE

La profondeur de la tranchée est fonction du diamètre de la conduite . Elle est choisie de telle manière que la température de l'eau reste constante, par conséquent, d'éviter les dégats qui pourront être causés par d'importants gel et de préserver la conduite contre les sollicitations des charges mobiles.

La profondeur de la tranchée est donnée par :

$$h = D + 0.80 \quad (m)$$

3- FOND DE LA TRANCHEE

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de pose de 0,15 m à 0,20 m d'épaisseur bien pillonnée et bien nivelé

Ce lit de pose est constitué par :

- du gravier pour les terrains ordinaires
- de la pierre cassée pour des terrains imperméables et rocheux , formant ainsi des drains .

- un lit de béton maigre dans les parties très en pente .

Lorsque le terrain est bon , pas risque d'affaissement dus aux variations de charge et ne présentant pas d'arrêtes rocheuses susceptibles d'endommager les conduites , ceux - ci sont simplement posés sur un lit de sable d'au moins de 0,20 m d'épaisseur

4- Remblai de des fouilles

Le remblai se fait soigneusement par couches successives arrosés et bien tassés et s'effectue avec de la terre des déblais (expurgée de tous gros élément) .

Au delà de 0,30 m au dessus de la conduite , le remblaiement est achevé avec du tout- venant à l'aide d'engins

mécaniques éventuellement .

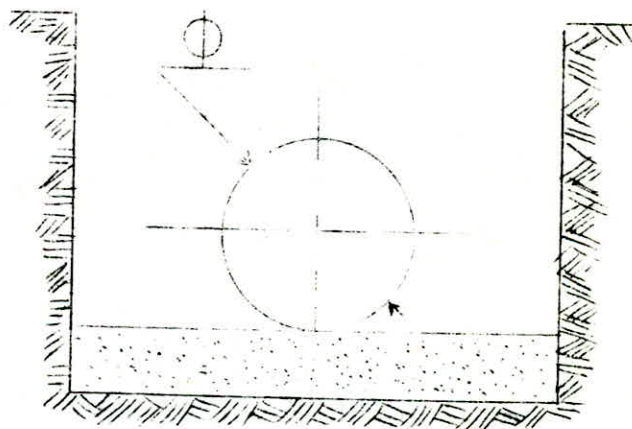
5- MODALITES ET PRECAUTIONS A PRENDRE

- Avant la descente en fouille , les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs .
- Avant la pose des tuyaux , les revêtements doivent être reconstitués partout où ils auraient été détériorés .
- Avant de procéder au remblayage , un essai général(c'est à dire , la mise en pression générale du réseau par le réservoir) est nécessaire .
- Les robinets vannes de branchement seront fermés pendant 48 heures pour pouvoir constater les pertes par rapport à la capacité du réseau .
- Ne pas rebayer lorsque la conduite est sous pression .
- La cote du fond de la tranchée d'une conduite d'AEP est plus grande que celle des eaux usées .

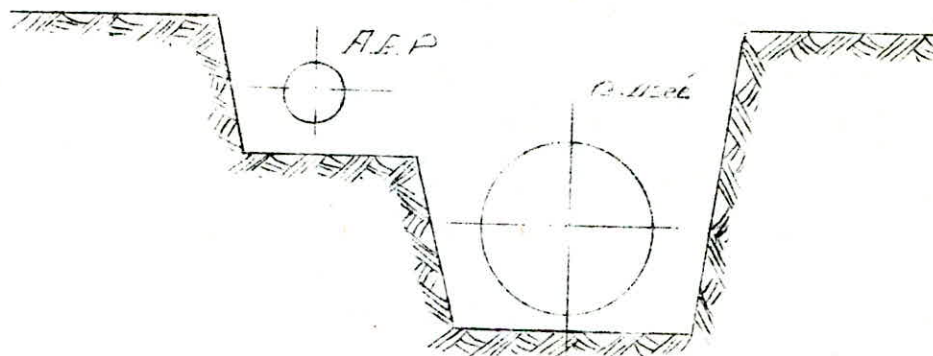
6- TRAVERSEE DE ROUTE

La pose de la conduite sera prévu dans des gaines dont le diamètre est supérieur à celui de la conduite dans laquelle la canalisation est introduite et cela dans le but de protéger la canalisation des chocs des vibrations et d'évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée .

POSE D'UNE CONDUITE DANS UNE TRANCHÉE



- PROXIMITE D'UNE CONDUITE D'EAU USEE



+++++
+ ASSAINISSEMENT +
+++++

CHAPITRE I / GENERALITES :

1- INTRODUCTION :

La seconde partie de notre étude a pour but d'assainir la Z.H. U. N après l'avoir alimentée en eau potable.

L'assainissement est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique, le plus rapidement possible, et sans stagnation les déchets provenant d'une agglomération humaine ou, plus généralement d'un centre d'activité économique, de telle façon que les produits évacués ne puissent souiller au delà d'une limite admissible l'environnement.

2- TYPE D'EAU A EVACUER:

D'après les données recueillies auprès du CNERU, les eaux à évacuer sont de deux types :

a) eaux d'origine domestique:

- eaux ménagères (cuisine, toilette, lessives, etc.....)
- eaux vannes (en provenance des W.C)

b) eaux de ruissellement:

- eaux de pluie
- eaux de lavage
- eaux de drainage

3- SITUATION SANITAIRE ACTUELLE :

L'assainissement de la ville d'ELHACHIMIA est assuré par un système unitaire. Il en sera de même pour notre Z.H.U.N. Les collecteurs principaux situés débouchent dans l'oued situé au nord-ouest de la ville.

4- CHOIX DU SYSTEME D'EVACUATION:

Comme nous l'avons déjà dit, notre Z.H.U. sera assainie par un système unitaire. Dans ce cas toutes les eaux sont recueillies dans un système unique de collecte. Le système nécessite des ouvrages (bouches d'égouts, regards de visite) relativement importants, afin de véhiculer les débits de pointe de ruissellement. Il présente des avantages telle que la simplicité, le faible encombrement et l'économie.

5 - CONCEPTION DU RESEAU :

Pour remplir ses fonctions d'une façon économique et efficace à la fois, le réseau d'évacuation devra tirer partie au maximum de

la topographie locale. En particulier, il conviendra d'éviter les longueurs des canalisations inutiles et surtout d'éviter les profondeurs couteuses en terrassement. Les canalisations doivent suivre toujours le point le plus bas du bassin d'apport et conduisent les les eaux par la voie la plus courte ~~****~~ jusqu'au point de rejet.

Selon la topographie, les eaux usées et pluviales de notre Z.H.U.N seront évacuées par deux collecteurs principaux (I, II)

- Collecteur I : 3-8-7-4-5-6-13

- Collecteur II : 10- 9 - 12- 13

~~Notons~~ Notons que le réseau doit dans la mesure du possible être autocureur. La vitesse d'autocurage est comprise entre 0.4m /S et 4m/S.

CHAPITRE II : ETUDE DES DEBITS A EVACUER

1 - DEBIT DES EAUX PLUVIALES :

Les débits d'eau pluviales sont déterminés par la méthode dite "rationnelle" et qui est donnée par la formule suivante:

$$Q = C \cdot i \cdot A$$

avec :

C : coefficient de ruissellement

i : intensité moyenne de précipitation (l/s/ha)

A : surface du bassin d'apport (ha)

Q : débit d'apport d'un tronçon donné l/S

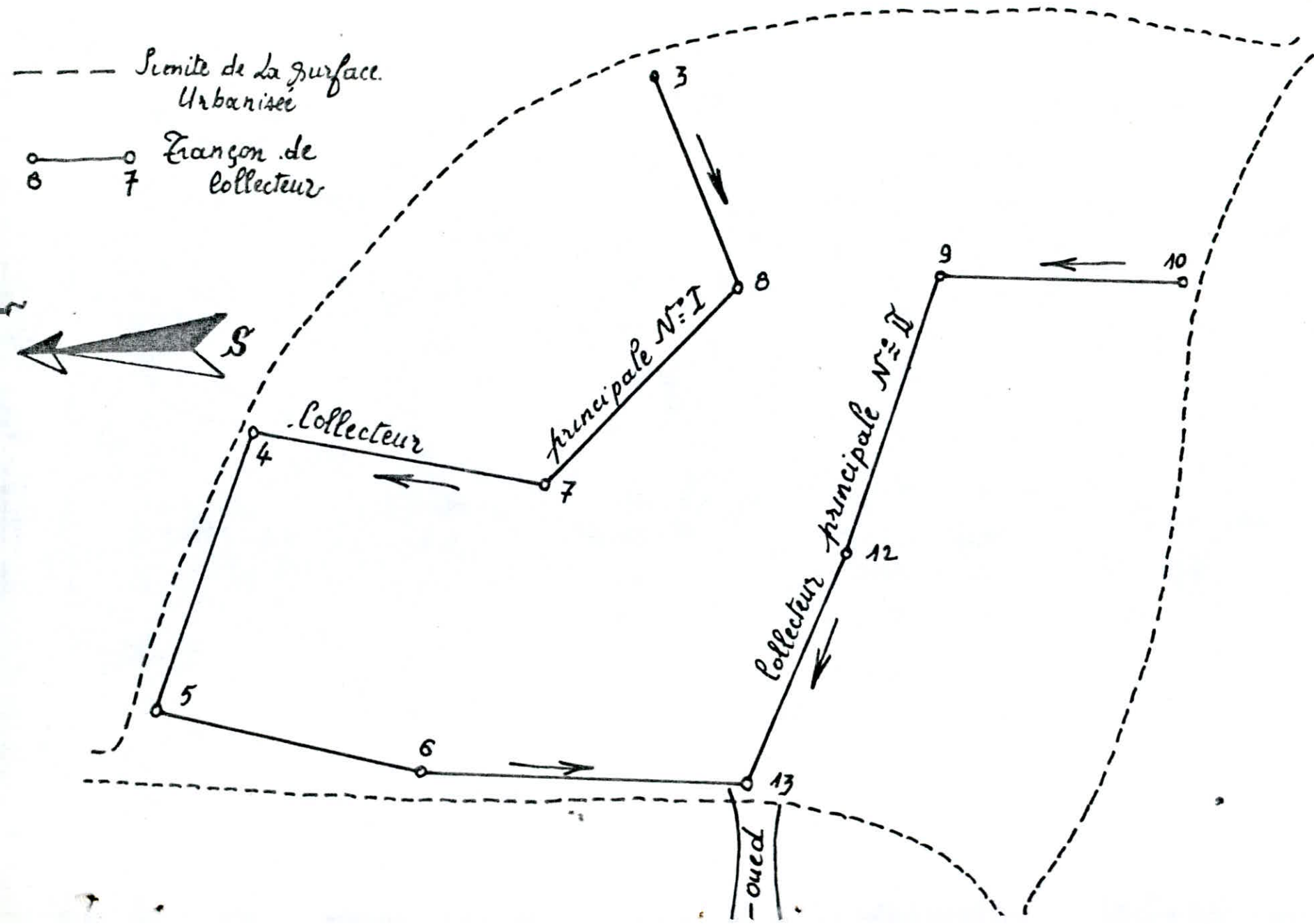
a) Coefficient de ruissellement

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

Les aires drainées sont découpées en aires partielles (toiture, chaussées, etc...) auxquelles des coefficients élémentaires sont appliqués. Mais la méthode peut toutefois être utilisée sans décomposition en aires élémentaires en utilisant les coefficients moyens suivant:

- habitations très denses	0,9
- habitations denses	0,6 - 0,7
- habitations moins denses.....	0,4 - 0,5
- quartiers résidentiels	0,2 - 0,3
- zones industrielles	0,2 - 0,3
- squares, jardins, prairies	0,05- 0,2

Vue en plan des Collecteurs principaux.



b) Intensité de la pluie :

Une pluie plus intense étant la plus courte. Une précipitation pluviale est caractérisé par son intensité et sa durée.

L'intensité moyenne pour notre Z.H.U. est :

$$i = 192 \text{ l/S.ha pour une durée :}$$

$$t = 10 \text{ mn (extraite des données fournis par CNERU)}$$

2 - DEBITS DES EAUX USEES :

Le calcul porte essentiellement sur l'estimation des quantités des rejets provenant des habitations et lieux d'activités ainsi que leurs qualités.

En se basant sur les résultats acquis en alimentation en eau potable (première partie de notre étude) on détermine ces dits débits.

On estime que le rejet est évalué à 80% de la consommation moyenne journalière.

CHAPITRE III : PLAN DE CALCUL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Tous les calculs concernant le dimensionnement du réseau d'assainissement sont portés sur le tableau ()

- COLONNE 1 : elle désigne la numérotation des tronçons .
- COLONNE 2 : " " " des bassins d'apport .
- COLONNE 3 : elle représente les longueurs de chaque tronçon
- COLONNE 4 : elle représente les longueurs cumulées
- COLONNE 5 : elle nous donne la surface du bassin d'apport exprimée en ha .
- colonne 6 : elle nous donne le coefficient de ruissellement pour chaque bassin d'apport .
- colonne 7 : elle représente l'intensité de la pluie qui est de 192; 2 l/S.ha
- Colonne 8 & 8 elle représente les débits des eaux pluviales exprimés en l/S . $Q_p = C. i. A$
- COLONNE 9 : elle représente le débit des eaux usées qui est égal à 80 % du débit des eaux de consommation.
- COLONNE 10 : elle représente le débit total des débits des eaux pluviales et des eaux usées .
- COLONNE 11 ; elle représente le cumul des débits précédents .
- COLONNE 12 ET 13 : elles représentent respectivement les cotes avant et aval du terrain .
- COLONNE 14 et 15 : elles représentent respectivement les cotes avant et aval du radier .

- COLONNE 16 : elle designe la pente qui est la difference de cote amont et aval sur la longueur du collecteur respectif
- COLONNE 17 : ayant la pente et le debit, et à l'aide de l'annex VII (la collecte) on determine le diametre correspondant .
- COLONNE 18. 19 : ayant la pente et en projetant cette valeur s sur le diametre de la canalisation donné et d'apres l'annexe VII on determine la valeur du debit en pleine section (Q_{ps} en m³/S) et celle de la vitesse de pleine section V_{ps} en m/S .
- COLONNE 20 : elle correspond au rapport des debits (r Q)
- COLONNE 21 . 22 : avec la valeur de rQ et à l'aide de l'annexe X (ouvrages circulaires) on determine respectivement le rapport de hauteur de remplissage et le rapport des vitesses
- COLONNE 23 : c'est le produit du diametre et du rapport des hauteurs .
- COLONNE 24 : elle correspond à la vitesse de l' eau pour le debit Q . Elle est egale au produit de la vitesse en pleine section et du rapport de vitesse .
- COLONNE 25 : elle exprime la vitesse de l' eau correspondant au 1/10 du debit à pleine section: c'est la vitesse d'auto-curage. Elle est egale au produit de la vitesse à pleine section par 0,6 .

REMARQUE :

On obtient des diametres variant entre 600 ET 1500mm et des vitesses d'auto-curage satisfaisantes .

POSE DES CONDUITES

a)- Choix du materiau des canalisations

Pour notre présente étude nous avons utilisé des tuyaux cylindriques en béton armé qui sont les plus utilisés en Algérie et sont réalisées avec des diamètres qui peuvent atteindre 3000 mm ce qui correspond bien à notre cas ou les diamètres se situent entre 600 et 1500 mm.

Ces tuyaux seront assemblés par des joints à embout rainuré et anneau d'élastomère plein qui assure l'étanchéité au joint rainuré.

L'étanchéité est obtenue par la compression régulière de l'anneau au cours de l'emboîtement.

Ce joint souple accepte les légères déviations angulaires résultant des mouvements possibles du terrain.

b)- Emplacement

Les canalisations doivent être disposées suffisamment bas par rapport à la canalisation d'eau potable.

Puisque les rues de notre ZHOU ont une largeur de moins de 15 m de largeur alors les égouts seront placés dans l'axe de la chaussée.

Dans les rues plus larges la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.

c)- Exécution de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être égale au minimum à 0,60 m ou au diamètre extérieur de la canalisation augmenté de 0,50 m . Pour faciliter l'emplacement des joints on doit créer des niches dans les parois de la tranchée.

d)- Remblaiement des tranchées

Un premier remblaiement doit être effectué jusqu'à une hauteur de 0,15 m au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation , il doit être réalisé à la main mais dépourvus des éléments capables de dégrader la conduction

La deuxième étape de l'emblaiement s'effectue à l'aide d'engins mécaniques tout en tenant compte que la terre ne doit contenir des blocs de roches.

OUVRAGES DU RESEAU:

Pour assurer un bon entretien du réseau ,on prévoit les équipements suivants :

-REGARDS DE VISITE

Les regards de visite seront disposés à tous les points de jonction, de changement de direction.

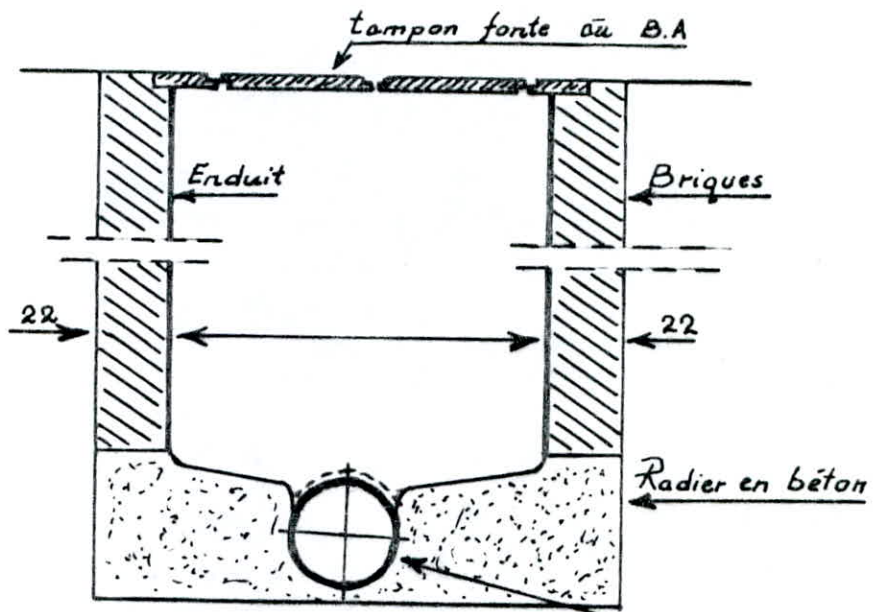
Ils seront placés à chaque 80metres au maximum .

-BOUCHES -D'EGOUTS

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

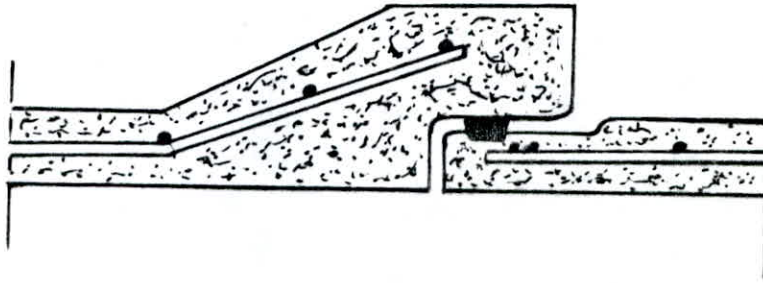
Elles sont établies aux points bas des caniveaux correspondant à une jonction de rues, il peut être parfois nécessaire d'établir une ou plusieurs bouches d'égout intermédiaires.

Ces bouches d'égout peuvent aussi permettre une aération des canaux .



$\frac{1}{2}$ Caniveau en grès de même diamètre que la canalisation

Regard de Visite fig()



Joint à embout rainuré et anneau d'élastomère plein fig()

C O N C L U S I O N

Dans notre présente thèse, nous avons étudié tous les points concernant l'exploitation des ressources en eau, adduction, distribution et assainissement ainsi que les moyens de protection des installations hydraulique pour leur assurer un bon entretien.

L'un des problèmes auquel nous nous sommes heurtés est l'absence d'éléments numériques et des coefficients expérimentaux (dotation, coefficient a_h etc ...) qui ont influencés sur la précision des résultats.

On a souvent eu recours à des ouvrages et des publications étrangères et ce par suite de manque de données propres à notre pays.

Enfin nous souhaitons que cette présente étude puisse servir de référence pour le projet d'alimentation en eau potable et l'assainissement de la zone d'habitat urbain nouvelle d'El hachimia.

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

I - ALIMENTATION EN EAU POTABLE .

- * HYDRAULIQUE URBAINE TOME II.....A. DUFOUR
- * DISTRIBUTION D'EAU DANS LES AGGLOMERATIONS
URBAINES ET RURALESC.GOMELLA
H.GUERRE
- * THEORIE DE LA LONGUEUR FLUIDODYNAMIQUE ..G.LAPRAY

II - ASSAINISSEMENT

- * LES EAUX USEES DANS LES AGGLOMERATIONS
URBAINE OU RURALES.....C.GOMELLA
H.GUERRE
- la collecte -
- * COURS D'ASSAINISSEMENT URBAIN.....UNIVERSITE
TECHNIQUE D'ALGER

- * CATALOGUES DES POMPESJEUMENT SCHEIDER

N°	Nom	Sexe	Date de naissance	1 ^{re} Approbation			2 ^e Approbation			3 ^e Approbation			4 ^e Approbation			5 ^e Approbation			Total	Moyenne
				J	M	PQ	J	M	PQ	J	M	PQ	J	M	PQ	J	M	PQ		
1	...	M
2	...	F

BIBLIOTHEQUE

PH 01085
1

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Departement Hydraulique

Projet de fin d'étude

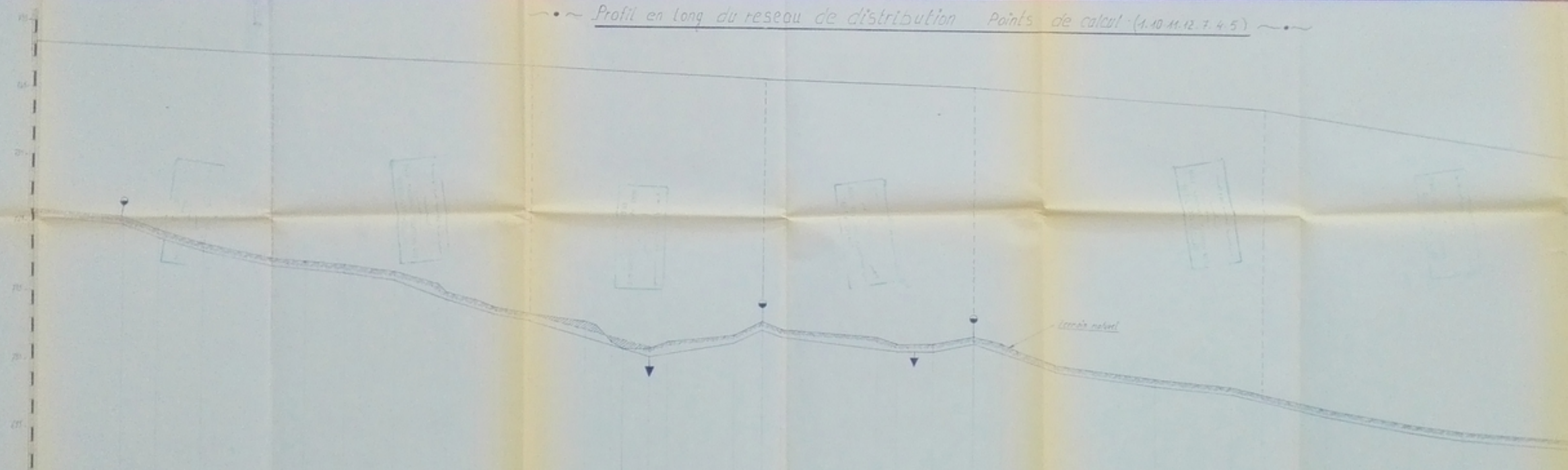
AEP et assainissement de la ZHUN d'El Hachimia

(Planche N° I)

Departement	Hydraulique
TITRE de l'étude	Distribution
TITRE de dessin	Calcul du reseau maile
Dessiné par	BOURABO T A. OCHF M
Maître d'œuvre	M. A. PIMENTA

~•~ Profil en long du reseau de distribution Points de calcul (1.10.11.12.7.4.5) ~•~

Page 2 de 3

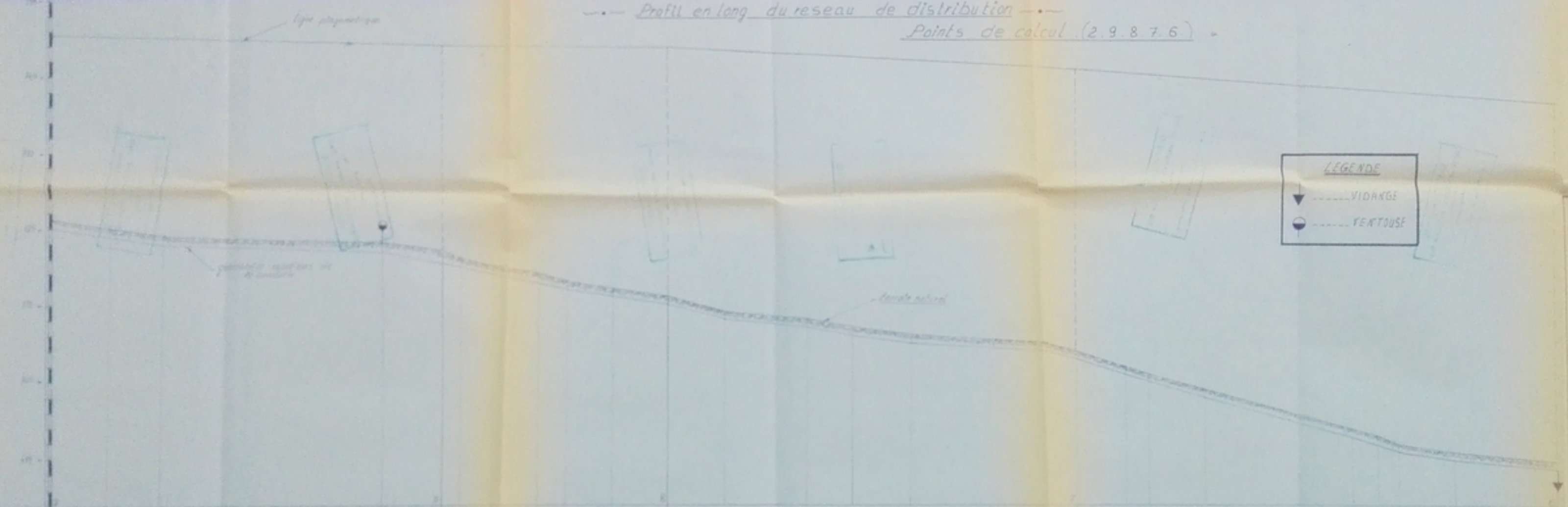


ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE
Département Hydraulique
Projet de fin d'études
AEP et assainissement de la
ZHUN d'EL-Hachimia
(Planche N°1)

Longueur	500		300						200				150				80				40	
Diamètre (mm)	500		300						200				150				80				40	
Longueur parcellaire (m)	15	45	15	45	45	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	
Longueur cumulée (m)	15	60	75	120	165	210	255	300	345	390	435	480	525	570	615	660	705	750	795	840	885	930
Cotes de terrain (m)	82	80	78	76	74	72	70	68	66	64	62	60	58	56	54	52	50	48	46	44	42	40
Cotes de la conduite (m)	80	78	76	74	72	70	68	66	64	62	60	58	56	54	52	50	48	46	44	42	40	38
Pentes de la conduite (m/m)	0.000	0.011	0.022	0.033	0.044	0.055	0.066	0.077	0.088	0.099	0.110	0.121	0.132	0.143	0.154	0.165	0.176	0.187	0.198	0.209	0.220	0.231

Longueur	500		300						200				150				80				40	
Volume (m³)	15	45	15	45	45	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	15	45	
Volume cumulé (m³)	15	60	75	120	165	210	255	300	345	390	435	480	525	570	615	660	705	750	795	840	885	930

Profil en long du reseau de distribution
Points de calcul (2.9.8.7.6)



LEGENDE

▼ VIDANGE

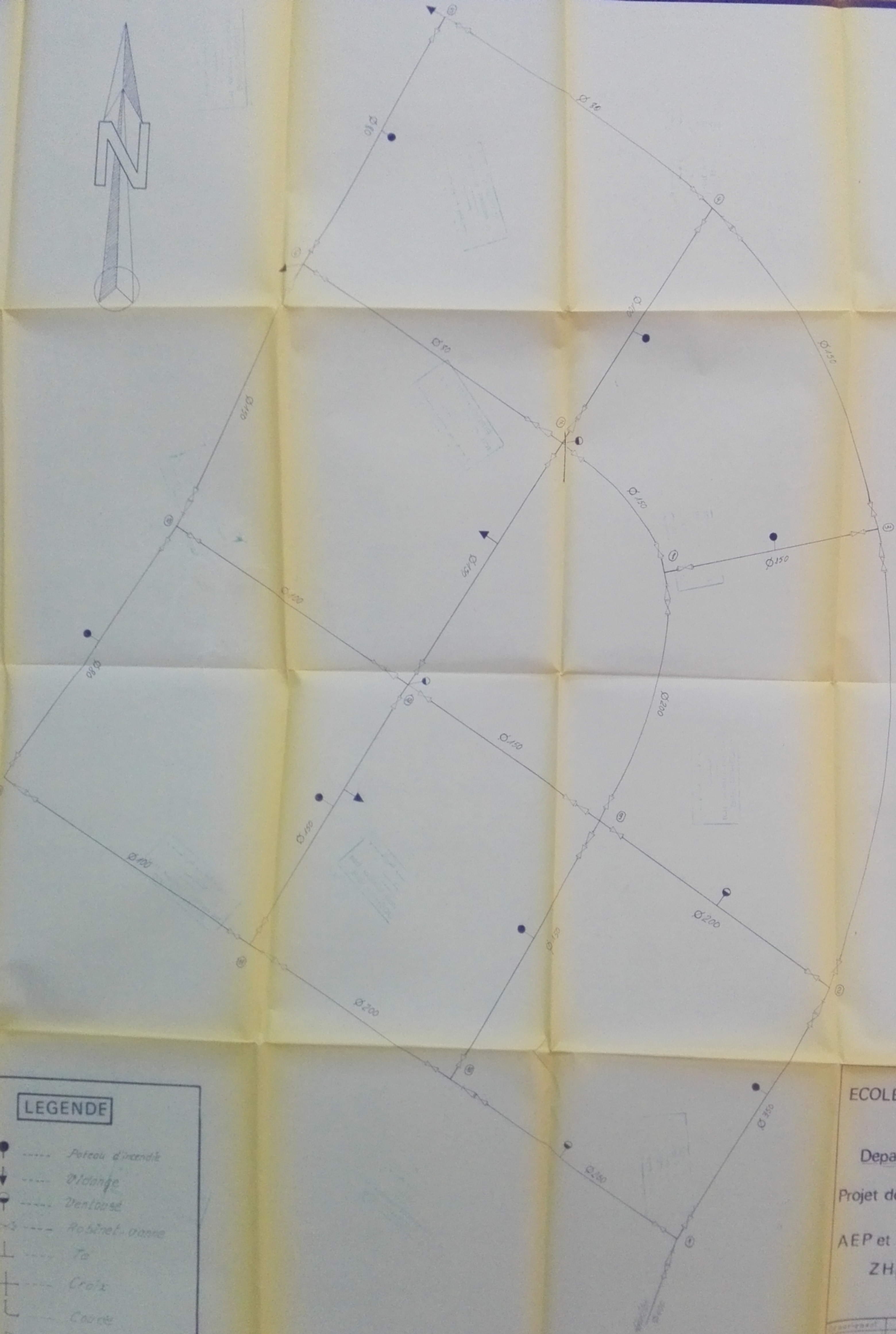
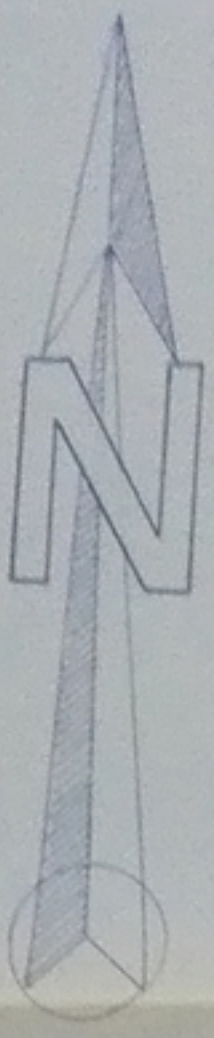
● VENTOUSE

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE
Departement -Hydraulique
Projet de fin d'étude
AEP et assainissement de la
ZHUN d'El Hachimia

(Planche N° III)

Distance (m)	0	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375	400	425	450	475	500	525	550	575	600	625	650	675	700	725	750		
Altitude (m)	38.5	38.0	37.5	37.0	36.5	36.0	35.5	35.0	34.5	34.0	33.5	33.0	32.5	32.0	31.5	31.0	30.5	30.0	29.5	29.0	28.5	28.0	27.5	27.0	26.5	26.0	25.5	25.0	24.5	24.0	23.5	23.0	
Altitude (m)	38.5	38.0	37.5	37.0	36.5	36.0	35.5	35.0	34.5	34.0	33.5	33.0	32.5	32.0	31.5	31.0	30.5	30.0	29.5	29.0	28.5	28.0	27.5	27.0	26.5	26.0	25.5	25.0	24.5	24.0	23.5	23.0	
Altitude (m)	38.5	38.0	37.5	37.0	36.5	36.0	35.5	35.0	34.5	34.0	33.5	33.0	32.5	32.0	31.5	31.0	30.5	30.0	29.5	29.0	28.5	28.0	27.5	27.0	26.5	26.0	25.5	25.0	24.5	24.0	23.5	23.0	23.0
Altitude (m)	38.5	38.0	37.5	37.0	36.5	36.0	35.5	35.0	34.5	34.0	33.5	33.0	32.5	32.0	31.5	31.0	30.5	30.0	29.5	29.0	28.5	28.0	27.5	27.0	26.5	26.0	25.5	25.0	24.5	24.0	23.5	23.0	23.0

Departement	Hydraulique	
Titre de l'etude	Etude de distribution d'eau potable de la ZHUN d'El Hachimia	
Titre de dessin	Profil en long du reseau de distribution	Page N° 2
Dresse par	M ^r Ayman M M ^r Bassem T	Revisé par M ^r Elwan
Verifié par	M ^r Bassem Elwan	



LEGENDE

- Poste d'incendie
- ▼ Vidange
- Ventouse
- ⊗ Robinet-vanne
- ⊥ To
- ⊕ Croix
- ┌ Courbe
- △ Côte

PHOTO 2

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Departement Hydraulique

Projet de fin d'études

AEP et assainissement de la

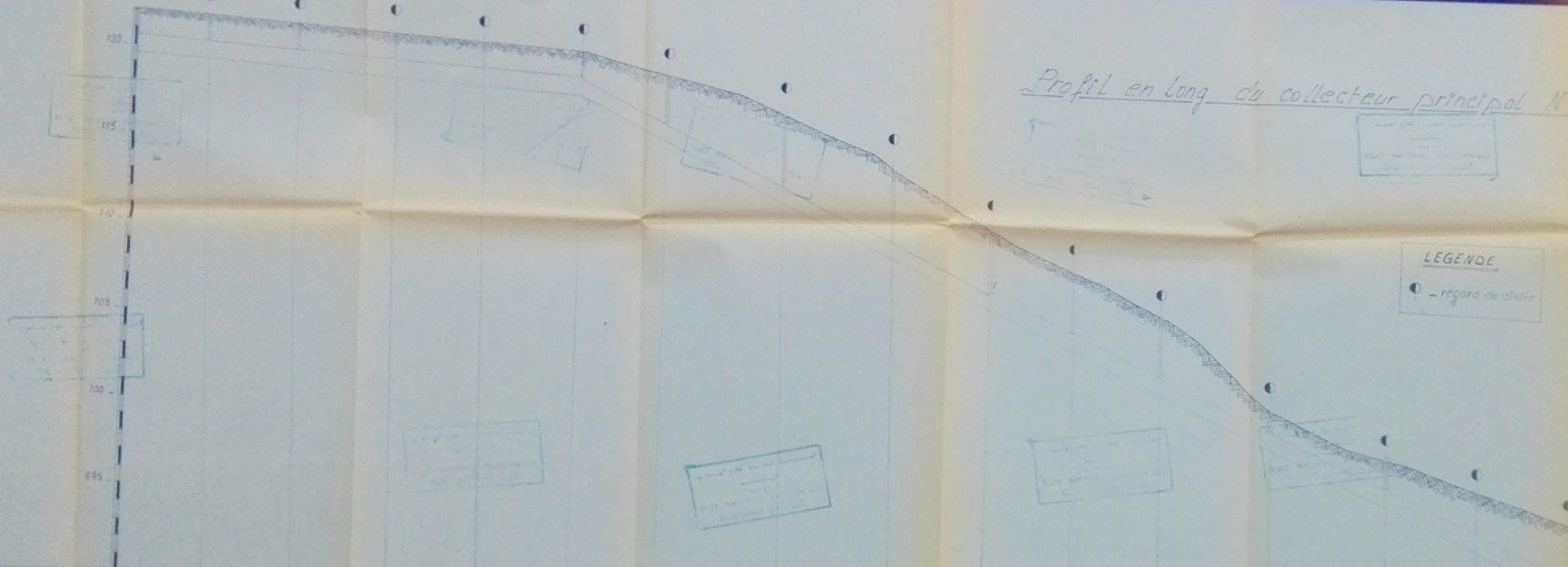
ZHUN d'El-Hachimia

(Planche N°IV)

Titre	Hydraulique distribution	Date	
Travaux effectués	Equipements du réseau de distribution		
Travaux par	MOUENIAH T Ayache M		
Travaux par	M. S. ALIENOV		

Profil en long du collecteur principal N°II

PH0108C
04



LEGENDE
○ - regard de visite

ECOLE NATIONALE POLY
TECHNIQUE

Departement Hydraulique

Projet de fin d'étude

AEP et assainissement de la
ZHUN d'el Hachimia

(Planche n° VIII)

Tronçons	0														9	42														45
Diamètres (mm)	4000														3000	800														1000
Longueurs partielles (m)	50	50	34.5	50	50	50	10	64	54	50	50	61	62	50	50															
Longueurs cumulées (m)	50	100	134.5	184.5	234.5	284.5	294.5	358.5	412.5	462.5	512.5	573.5	635.5	685.5	735.5															
Cotes de terrain naturel	715	714	713	712	711	710	709	708	707	706	705	704	703	702	701															
Cotes de cadastre	715	714	713	712	711	710	709	708	707	706	705	704	703	702	701															
Pentes de cadastre (‰)	0.033														0.0326															

Departement	Hydraulique	
Titre de l'élève	Assainissement de la ZHUN d'el Hachimia	
Titre de dessin	Profil en long du collecteur principal N°II	Date: Janvier 71
Dessiné par	SARKHA T Ayache M	Échelle: V 1/100
Approuvé par	M. Anis T. Hachimi	1/1/1971

