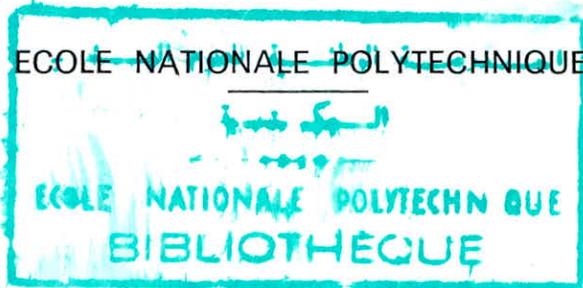


~~21/83~~
2/83

1 ex



Département Hydraulique

PROJET DE FIN D'ETUDES

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DU QUARTIER DIPLOMATIQUE D'ALGER**

4 PLANS

PROPOSE PAR :

D. H. W. A.

ETUDIE PAR :

F. ALIM
A. BENDJILALI

DIRIGE PAR :

Mr. AIT ABDELLAH

5



D E D I C A C E S

A Mes regrettés Père et Mère

A Ma femme et à ma collègue

BENDJILLALI Ahmed.

- A mes parents
- A mon mari et mon collègue
- A mes frères et soeurs ainsi qu'à mes amis.

ALIM Fouzia

REMERCIEMENTS

A Monsieur AIT Abdellah :

Nous tenons à le remercier :

- * pour son accueil et sa gentillesse
- * pour son aide à l'élaboration de cette thèse
- * pour nous avoir permis de profiter de son expérience qu'il reçoit ici la preuve de notre reconnaissance.

A Monsieur le Professeur G.LA PRAY

Nous avons eu l'honneur d'être ses élèves de profiter de son savoir et son expérience et d'admirer sa largeur d'esprit et de compréhension.

Qu'il veuille recevoir ici l'expression de notre profond respect.

A Monsieur le Chef de département Mr.KHETTAB

Nous tenons à le remercier pour son accueil chaleureux et son aide qui nous a facilité notre travail.

Nos remerciements vont également :

- * A tous nos professeurs qui ont contribué à notre formation
- * A toutes les personnes qui nous ont aidé sans oublier les responsables de la DHWA en particulier Messieurs DIAB Boualem, TOUBALIN Abdelkader, SALEM.
- * A Melle SALAH Fatma Zohra pour la frappe.

ABLE DE MATIERES
* * * * *

I ere PARTIE

<u>CHAPITRE -I- //</u>	PAGE
1- Introduction	1
2- Presentation	2
3- Situation	2
 <u>CHAPITRE -II- //</u>	
1- Démographie.....	3
-1-2 Evolution de la population de 1990 à 2010	3
 <u>CHAPITRE -III- //</u>	
-1. Evolution des besoins en eau potable.....	5
-1.1. Besoins domestique	
-1.2. Besoins publics.	
-1.2.1. Besoins scolaire	
-1.2.2. Besoins Sanitaire.....	6
-1.2.3. Besoins municipaux	
-1.3. consommation publique totale.....	7
-2. Besoins en eau potable pour l'an 2010.....	7
-2.1. Besoins domestiques	
-2.2. Besoins publics.....	8
-2.2.1. Besoins Scolaires	
-2.2.2. Besoins Sanitaires	
- 2.2.3. Besoins municipaux	
-2.3. Consommation publiques totale	
-3.4. PERTES:.....	10
 <u>CHAPITRE-IV //</u>	
1. Etude comparative des Ressources.....	11

CHAPITRE -V- //

Dimensionnement de la Conduite (R.1.) de distributionI3

CHAPITRE -VI- //

Dimensionnement du Réservoir.....I5

-1. Rôle des Réservoirs

-2. Détermination de la cote du Réservoir

-3. Calcul de la Capacité théorique du Réservoir.

CHAPITRE -VII- //

1. Réseau de distribution (Horizon 2010).....20

1.1. Schema de fonctionnement du Réseau

1.2. Calcul du débits aux noeuds horizon 2010

1.2.1. Consommation Spécifique

1.2.2. Calcul des débits aux noeuds

1.3. Calcul des débits de pointe : horizon 2010.....21

1.3.1. Débit saisonnier

1.3.2. Débit de pointe horizon 2010

CHAPITRE -VIII- //

1° Calcul du Réseau de distribution24

1.1. méthode de calcul

1.1.1. loi des noeuds

1.1.2. loi des Mailles

1.2. Calcul des mailles.....25

1.2.2. Calcul du coefficients de frottement28

1.2.3. Calcul du débit correctif.....29

1.3. Programme utilisé pour la Résolution des Réseaux.....31
par T.I. 59 programmable.

2. Calcul des pressions au Sol34

CHAPITRE-IX- //

1. Equipement du Réservoir et du Réseau de distribution36

1.1. Equipement du Réservoir.....36

1.1.1. EXECUTION :

1.1.2. Fontainerie du Réservoir.

2. Equipement du Réseau: de distribution.....40.

2^{ème} PARTIE:

CHAPITRE -I- //

Calcul Technico-économique de la Conduite de Refoulement

-1. Introduction.....	44.
-2. Etude Technique	
-3. Etude économique (choix du diamètre économique).....	45
-3.1. Calcul du diamètre économique F ₅ - Réservoir	46
-3.1.1. Frais d'exploitation	
-3.1.2. Frais avec annuité	
-3.1.3. Caractéristique de la Pompe et de la Conduite.....	51
-3.2. Calcul du diamètre économique F ₆ -Réservoir	55
-3.2.1. Frais d'exploitation	
-3.2.2. Frais avec Annuité	
-3.2.3. Caractéristiques de la pompe et de la Conduite	58

CHAPITRE -II //

Etude du coup de Belier	63
1. Introduction	
2. Etude du Réservoir d'aire (arrêt brusque de la pompe	
3. Calcul du Réservoir d'aire	64
3.1. Calcul du Réservoir d'aire F ₅ pt. de joction.....	65
3.2. Calcul du Réservoir d'aire F ₆ - Réservoir	70

CHAPITRE -III- //

Pose des Conduites	76
--------------------------	----

CHAPITRE -IV- //

Protection de la Conduite contre la carrossion'.....	78
--	----

<u>CONCLUSION GENERALE</u> :	79
------------------------------------	----

1ère partie

C H A P I T R E I

P.1

1° - Introduction :

L'objet de notre étude consiste à l'alimentation en eau potable des ZHUN (Zones d'Habitats Urbaines Nouvelles) et en particulier le quartier diplomatique d'Alger (Rouiba).

Le quartier diplomatique dont les travaux de réalisation se termineront en 1990 sera conçu pour près de 25.000 habitants (logements, centre de santé, écoles, lycées etc...).

2° - Présentation :

Le quartier diplomatique (Q.D.) d'Alger (à alimenter en eau potable) se situe à Rouiba à 20 Km au Sud-est d'Alger ; il se présente comme suit :

- 552 logements existants déjà avec une (1) école de 12 classes.
- d'un (1) lot de 1000 logements en préfabriqué léger équipé de 2 écoles de 12 classes chacune, d'un C.E.M. de 800 places et d'un centre de santé.
- d'un lot de 1500 logements avec tous les équipements.
- d'un (1) parc urbain
- d'une (1) cité universitaire de 2000 lits
- d'un (1) centre de formation professionnelle de 400 places.
- d'un (1) lotissement artisanal de 100 lots
- d'un (1) hopital de traumatologie et brulures de 360 lits.
- d'un (1) hopital de recherche et de lutte contre le cancer de 360 lits.
- une (1) maternité urbaine de 50 lits.

.../...

.../...

P.2

- une (1) polyclinique
- un espace vert
- une réserve foncière prévue pour 500 logements
- une galerie commerciale (AGORA)
- une unité des nouvelles galeries algériennes (SINNGA)
- un lycée de 1000 places
- un lot de terrain qui servira de cité pour équipement et service urbain (future daïra, commune, poste de police, P.T.T. ou autre).

3°- Situation

La superficie pour la réalisation de ce nouveau quartier est environ de 128 ha.

La topographie du terrain se présente en un relief pratiquement plat.

1 - Démographie

D'après les renseignements recueillis auprès de la CNERU (EX. CADAT) la fin des travaux du (Q.D.) est prévu pour l'année 1990; qui sera l'année de base pour nos calculs.

En 1990 le quartier sera doté de 3552 logements avec une densité moyenne d'occupation de 6 hab/logt ce qui nous donne une population totale de 21312 habitants.

1-2 Evolution de la population de 1990 à 2010

L'évolution de la population est très importante en Algérie avec un taux de croissance de 3,5 %. Pour cela nous prévoyons cette croissance démographique pour l'horizon 2010.

D'après la formule des intérêts composés, la population en l'an 2010 sera de :

$$P = P_0 (1 + X)^t$$

où :

- P = population en l'an 2010
- P₀ = population en 1990
- X = taux d'accroissement national 3,5 %
- t = nombre d'année (20 ans)

La politique de stabilisation et de fixation de la population rurale et la limite de l'exode rurale nous amène à considérer que le mouvement migratoire est nul.

.../...

- Les calculs de l'évolution de la population sont faits pour 1990,1995,2000,2005,2010 et sont portés dans le tableau suivant :

Année	Evolution de la population (hab)	augmentation (hab)
1990	21312	4000
1995	25312	4751
2000	30063	5642
2005	35705	6702
2010	42407	

C H A P I T R E IIIEvolution des besoins en eau potable du quartier diplomatique

Tous prévoyons les besoins en eau potable pour
2 horizons 2000 et 2010.

1° - Besoins en eau potable pour 2000

Les consommations moyennes journalières sont données par
la D.H.W.A. et les résultats de calcul sont portés sur les tableaux
suivants :

1-1 Besoins domestiques

Population (hab)	Consommation moy.jour l/J/hab	Consommation journalière m ³ /J
30063	175	5261,03

1-2 Besoins publics1-2-1 Besoins scolaires

Nature de l'établissement	Nombre d'élèves	Dotation journalière l/j/élève	Consommation journalière m ³ /j
3 E.F.E.	1440	80	115,2
1 E.F.S.	800	80	64
1 lycée	1000	80	80
1 C.F.P.	400	100	40
1 cité universitaire	2000	85	170

469,20 m³/j.

1-2-2 Besoins sanitaires

P.6

Le quartier diplomatique est doté d'une infrastructure sanitaire très importante dont les consommations journalières sont représentées dans le tableau suivant :

Nature de l'établissement.	Nombre de Lits	Dotation journalière l/j /lit	Consommation journalière m ³ /J
Hopital traumatologie et brulures	360	950	342
Hopital de recherche et lutte contre le cancer	360	950	342
Maternité urbaine	50	550	27,5
Polyclinique centre de santé	-	14000	140

Σ 725,5 m³/J

1-2-3 Besoins municipaux

Le quartier diplomatique est doté de 2 galeries commerciales (AGORA et SNINGA) auxquelles on attribue 10 m³/J

- d'un lotissement artisanal de 100 lots avec une dotation de 100 l/j/lots ce qui nous donne un débit de 10 m³/j.

.../...

1 - 3 Consommation publique totale

Après l'étude détaillée des besoins, dressons un tableau récapitulatif afin de déterminer le débit total nécessaire à l'alimentation du quartier diplomatique à l'horizon 2010.

Type des besoins		Consommation m ³ /j.
Privé	Domestique	5261,03
	Scolaire	469,20
Public	Sanitaire	725,5
	Municipaux	20

Σ 6476 m³/j

2° - Besoins en eau potable pour l'an 20102-1 Besoins domestiques

Population (hab)	Consom.moy.jour l/j/hab	Consommation journal. m ³ /j
42407	200	8481,4

La dotation octroyée sera de 200 l/j/hab. (voir dupont T II page 339) ce qui donne une consommation de 8481,4 à l'horizon 2010.

.../...

2 - 2 Besoins Publics2-2-1 : Besoins scolaires

Nature de l'établissement	Nombre d'élèves	Dotation journalière l/j/élève	Consommation journalière m ³ /j
3 E.F.E.	1440	100	144
1 E.P.S.	800	100	80
1 lycée	1000	100	100
1 C F P	400	125	50
universitaire	2000	100	200

Σ 574

La consommation scolaire totale est de 574 m³/J.

2-2-2 Besoins sanitaires

Nature de l'établissement	Nombre de lits	Dotation journalière l/j/lit	Consommation journalière (m ³ /j)
Hopital traumatologie et brulés	360	1000	360
Hopital de recherche et lutte contre le cancer.	360	1000	360
Maternité urbaine	50	600	30
Polyclinique + centre de santé	-	15000	15

Σ 765

.../...

La consommation journalière totale est de 765 m³/j.

2-2-3 Besoins municipaux :

Pour les besoins municipaux on garde les mêmes dotations que celles de l'an 2000 et ceci d'après la D.A.W.A.

2-3 Consommation publique totale

Après l'étude détaillée des besoins dressons un tableau récapitulatif afin de déterminer le débit total nécessaire à l'alimentation du quartier diplomatique à l'horizon 2010.

Type des besoins		Consommation m ³ /J
Privé	Domestique	8481,4
	Scolaire	574,00
	Sanitaire	765,0
	Municipaux	20,

Σ 9840,4 m³/J

Le débit total est de 9840,4 m³/J pour l'an 2010.

Remarque :

Les consommations spécifiques (l/j/hab) sont tirées de "Dupont tome II". Ce dernier adopte des valeurs de consommation de chaque ville en fonction de son nombre d'habitants, en comparaison avec les valeurs adopter par la S.E.D.A.L. qui sont pratiquement les mêmes.

3-4 Pertes :

Nous devons tenir compte des fuites probables dans le réseau de distribution.

Vu l'état neuf des conduites nous prévoyons une majoration de 15 % sur le débit journalier.

Des résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Horizon	Consommation moyenne journalière m ³ /j.	Majoration de 15 % (m ³ /j)	Consommation journalière totale m ³ /j	Consommation de pointe horaire l/s
2000	6476	971,40	7447,4	258,6
2010	9840,4	1476,06	11316,46	393

donc pour les 2 horizons 2000 et 2010 nous avons les consommations totales journalières respectivement 7447,4 m³/j et 11316,46 m³/j.

C H A P I T R E IV

ETUDE COMPARATIVE DES RESSOURCES :

- La ressource disponible est située dans un champs de forage à BOURIAH.

- D'après l'étude hydrogéologique faite par la D.H.W.A. et l'état d'exploitation de la nappe dans le secteur Reghaia - Rouiba.

- Il en ressort après les essais de pompage que les débits des 9 forages sur les 13 existants varient entre 72 m³/h et 432 m³/h et que deux (2) d'entre eux le F5 et F6 sont situés à l'intérieur des limites du quartier diplomatique.

1-1 - Le forage F5 qui est déjà cédé par la D.H.W.A. à la C.N.E.R.I.U. sert à l'alimentation des 552 logements déjà existants.

Il a les caractéristiques suivantes :

Forage F5 : (Bouriah)

- Réalisation 1956
- Profondeur totale = 50,17 m
- Niveau dynamique : 13,13
- Débit = 162 m³/h → 45 l/s → 3888 m³/j.

1-2 - Le forage F6 appartenant toujours à la D.H.W.A. est situé à proximité du F5 et a les caractéristiques suivantes :

Forage F6 (Boureaah)

- Réalisation 1956
- Profondeur totale = 49,18 m
- Niveau dynamique = 15,50
- Débit d'exploitation = 432 m³/h = 120 l/s = 10368 m³/j.

.../...

.../...

Les besoins en eau potable étant de 7447,4 m³/j à l'horizon 2000 et de 11316,46 m³/j à l'horizon 2010 une comparaison entre les 3 cas suivants s'impose afin de déterminer la solution la plus adéquate pour notre projet.

1ère variante :

Le débit du forage F5 étant de 3888 m³/j on aura un déficit de 3559,4 m³/j en l'an 2000 et de 7428,46 m³/j en l'an 2010 et ceci si on exploite le forage à 100 %.

2ème variante :

L'exploitation des forages F5 et F6 à 100 % nous donne un débit total de 594 m³/h c'est à dire 14256 m³/j ce qui fait que les besoins seront satisfaits en l'an 2000 ainsi qu'en l'an 2010, mais on constatera un surplus de 6827,54 m³/j en l'an 2010.

3ème variante : Utilisation du F6 seul.

L'exploitation du F6 seul à 100 % satisfait les besoins en l'an 2000 avec un débit de 10368 m³/j.

CONCLUSION :

Etant donné que l'exploitation du F5 seul s'avère insuffisante et que celle du F6 le sera en l'an 2010 nous avons suggéré d'exploiter le F6 seul jusqu'à l'an 2000 et de garder le F5 en réserve dans le cas de panne sur la pompe ou les moteurs et d'exploiter à partir de l'an 2010 le F5 plus (+) le F6 et de prévoir un autre forage de réserve.

Dimensionnement de la conduite (R-1) de distribution

$$L = 700 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$$

$$Q = 393 \text{ l/s} = 393 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

On propose une vitesse moyenne de 2 m/s d'où d'après l'équation de continuité on a :

$$Q = V \cdot A \implies A = \frac{Q}{V} = \frac{\pi D^2}{4} \implies D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi V}} = 0,5002 \text{ m}$$

Nous prenons un diamètre normalisé $\phi 500$ d'où $V=2,00 \text{ m/s}$ d'autre part d'après la théorie de la longueur fluidodynamique on sait que pour un profil circulaire plein nous avons $Do = 1,539$.

$$\text{donc } \Lambda = \frac{D}{Do} = \frac{0,5}{1,539} = 0,325 \text{ m.}$$

par application de la formule

$$\frac{Q}{\sqrt{J^7}} = \Lambda^{2,5} (15,96 - 8,681 \text{ en } \frac{\varepsilon}{\Lambda}) \quad (18 \text{ c}) \text{ d'après le formulaire du FEN 199.}$$

$$\text{et avec } \begin{array}{l} \varepsilon = 0,1 \text{ mm} \\ \Lambda = 0,325 \text{ m} \end{array} \quad \text{on tire } \frac{Q}{J} = 5,188 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{or } Q = 0,393 \text{ m}^3/\text{s} \text{ d'où } J = 0,057$$

Calcul de la perte de charge

$$\Delta H = J \cdot L = 0,0057 \times 700 = 3,99 \simeq 4 \text{ m.}$$

.../...

.../...

Les caractéristiques de la conduite R - 1 seront
telles que :

$$L = 700 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$$

$$Q = 0,393 \text{ m}^3/\Delta$$

$$D = 500 \text{ mm}$$

$$V = 2 \text{ m/s}$$

$$J = 0,0057$$

$$\Delta H = 4,00 \text{ m}$$

C H A P I T R E VIDimensionnement du réservoir

1 - Rôle des réservoirs :

La présence d'un réservoir entre les ouvrages de captage et 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'Oumont.
- d'assurer les pressions dans le réseau de distribution.
- Assurer aux heures de pointes les débits maximaux demandés.
- Combattre efficacement les incendies donc l'utilité des réservoirs servent de tampon entre l'adduction et la distribution.

2 - Détermination de la cote du réservoir.

a) on calcule la cote du réservoir d'après la formule

$$C_R = C_T + H + h_{wi} + P_s + h_{we}$$

où : $-C_T =$ cote de terre = 29,8 m

- H = hauteur qu'on prend en fonction du nombre d'étages qu'on a :

par exemple pour notre projet on a : $H = R + 3 = 15$ m

- h_{wi} = pertes de charges dans chaque bâtiment pour $R + 3$ on a $h_{wi} = 3$ m.
- P_s = pression nécessaire pour le quartier
 $P_s = 3$
- h_{we} = perte de charge linéaire égale à :
 $h_{we} = J \cdot L$
ayant $J = 0,0057$ (voir dimensionnement de la conduite R - 1).

.../...

P.16

et $L = 700 \text{ m}$

$h_{we} = 4 \text{ m}$

d'où $C_R = 29,80 + 15 + 3 + 3 + 4 = 54,80 \text{ m} \approx 55 \text{ m}$.

b) on peut déterminer aussi la cote du réservoir suivant la méthode de calcul utilisée par la D.H.W.A. et qui consiste à ajouter 1 bar au dessus du bâtiment le plus haut du réseau.

pour notre quartier nous avons tous les bâtiments du type $R + 3 = 15 \text{ m}$.

donc $C_R = 29,8 + 15 + 10 = 54,8 \approx 55 \text{ m}$

avec : 1 bar = 10 m

3) Calcul de la capacité théorique du réservoir.

On déterminera la capacité théorique du réservoir en tenant compte des variations du débit à l'entrée et à la sortie du réservoir c'est à dire du mode d'exploitation du réservoir.

Envisageons les débits sortants; nous savons qu'ils sont variables selon l'heure de la journée, le jour de la semaine, la saison etc....

Le découpage en tranches horaires pendant lesquelles le débit reste sensiblement constant se fait à l'aide d'un analyseur de débit.

Pour notre quartier et en designant par q le débit horaire moyen nous avons opté le découpage suivant :

de 6 h à 7 h _____, q

de 7 h à 11 h _____, $3,5 q$

de 11 h à 16 h _____, $0,4 q$

de 16 h à 18 h _____, $2 q$

de 18 h à 22 h _____, $0,5 q$

de 22 h à 6 h _____, $1/8 q$

voir Dupont tome II
page 340

à l'aide de ces résultats on peut établir un diagramme pour la détermination du volume théorique du réservoir.

.../...

.../...

Les résultats sont représentés sur le diagramme de la page suivante :

$$V_{\text{tot}} = 10 q$$

$$q = 131 \text{ l/s} = 471,6 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_{\text{tot}} = 10 \cdot 471,6 = 4716 \text{ m}^3$$

règlementairement on prévoit pour l'extinction des incendies (en supposant une durée moyenne d'extinction de 2 h) pour cela une réserve de 120 m³ sera suffisante.

par conséquent on aura

$$4716 + 120 = 4836 \text{ m}^3$$

d'où nous pouvons arrondir le volume à 5000 m³

on propose 2 réservoirs circulaires jumelés de 2500 m³ chacun ayant les caractéristiques suivantes :

$$S \times H = V \quad \text{et} \quad S = \frac{\pi D^2}{4} \quad \Longrightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

$$D = 2 \sqrt{\frac{V}{\pi \cdot h}} = 2 \sqrt{\frac{2500}{\pi \cdot 4}} = 28,21 \text{ m}$$

$$h_{\text{st}} = \frac{V_{\text{st}}}{S} = \frac{120}{625,02} = 0,19 \text{ m.}$$

où h_{st} = hauteur de stockage

S = Section

H = Hauteur

V = Volume

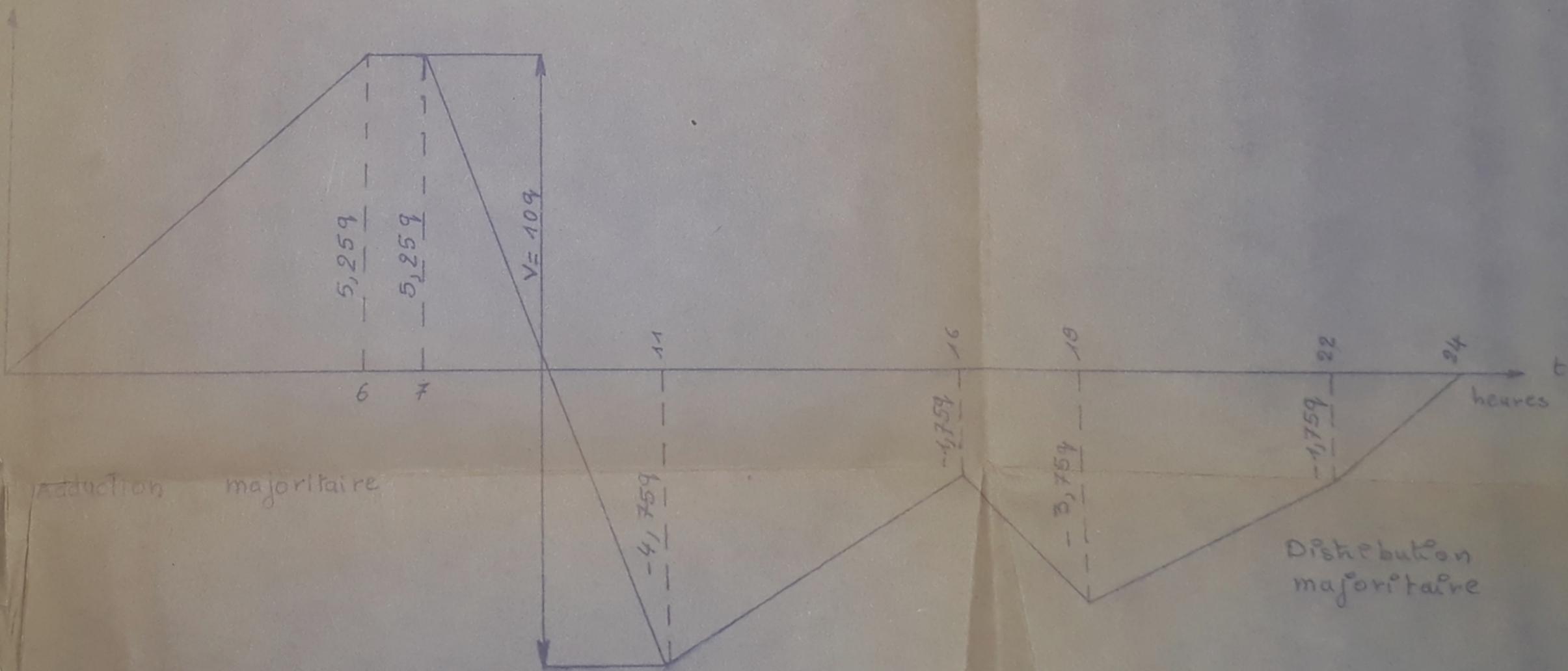
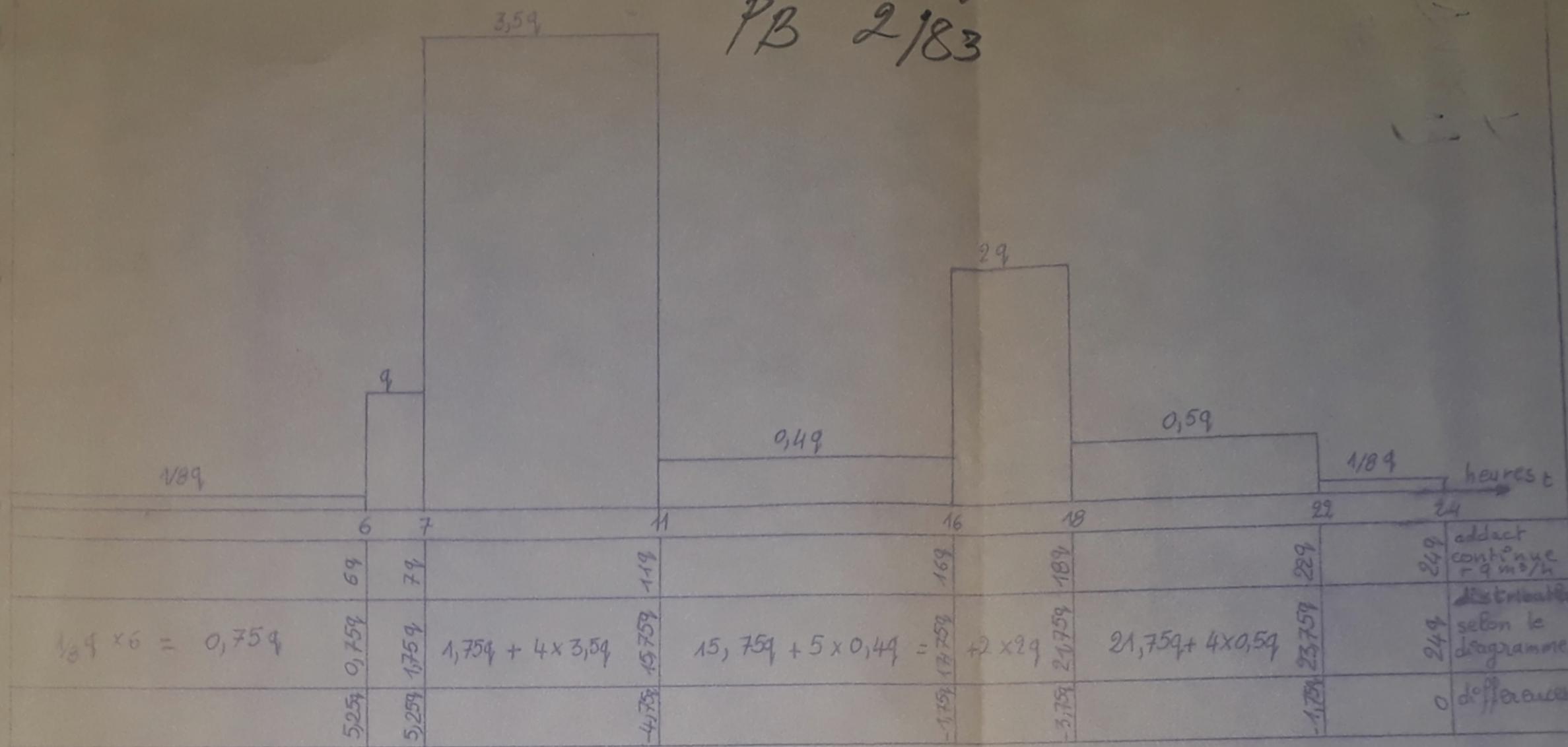
on propose une hauteur

H de 4 m.

V_{st} = Volume socké (volume d'incendie)

.../...

Avant page 19
PB 2/83



CONCLUSION

- 2 réservoirs de
- $V_T = 2500 \text{ m}^3$ chacun
 - $V_{st} = 120 \text{ m}^3$
 - $D = 28,21 \text{ m}$
 - $h = 4 \text{ m}$
 - $h_{st} = 0,19 \text{ m}$
 - Revanche $s = 0,5 \text{ m}$.

d'où $H = 4 + 0,5 = 4,5 \text{ m}$

Schéma et côté des différents niveaux dans le Réservoir.



1° Réseau (Horizon 2010)1-1- Schéma de fonctionnement du réseau

Le réseau est alimenté par un réservoir ; à l'heure de pointe ce réseau a un débit de transit de 393 l/s.

L'eau arrive des forages vers le réservoir par une conduite d'adduction.

L'étude de cette conduite et sa protection seront faites dans les chapitres qui suivront.

La conduite reliant le réservoir au réseau possède une longueur de 700 m (voir dimensionnement de la conduite R - 1).

1-2- Calcul des débits aux noeuds-horizon 20101-2-1 Consommations spécifiques

Le quartier étant constitué essentiellement d'immeubles de 3 étages nous avons opté pour une consommation moyenne de 200 l/s pour tout le quartier avec cette consommation nous avons calculé les débits aux noeuds correspondants.

1-2-2 Calcul des débits aux noeuds

Tout d'abord on calcule la surface desservie par le noeud et cela en utilisant la méthode des médiatrices qui consiste à tracer les médiatrices. Les tronçons des conduites dont l'intersection forme un contour fermé autour du noeud, qui représente la superficie desservie par le noeud.

.../...

.../...

Ayant la superficie pour chaque noeud et la densité correspondante ; nous pouvons avoir la population possible et le volume moyen journalier à l'aide des 2 formules suivantes :

(1) $P = s d$ où : P = population possible
 s = superficie desservie par le noeud en ha.
 d = densité de la population en hab/ha.

(2) $Q = P C$ où : Q = débit au noeud = volume journalier
 C = consommation spécifique en l/j/ha.

1-3-1 1-3 Calcul des débits de pointe : horizon 2010

1-3-1 Débit saisonnier

Pour obtenir le débit saisonnier on multiplie le débit moyen journalier par un coefficient K 1 tenant compte des variations des consommations pendant les différentes périodes de l'année.

On a d'après " Dupont tome II" $1,1 < K1 < 1,5$.

Nous avons opté pour $K 1 = 1,3$.

1-3-2 Débit de pointe - horizon 2010

Ayant le débit saisonnier; on le multiplie par le coefficient de pointe K 2 pour avoir le débit de pointe horaire.

Le coefficient de pointe est égal au rapport de la consommation de pointe sur la consommation moyenne journalière.

.../...

.../... P.22

D'après les normes nationales ainsi que d'après
" Dupont tome II " nous avons pris $K_2 = 3$.

- Remarque :
- Les résultats des débits sont arrondis au chiffre supérieur.
 - Les résultats de calcul sont portés dans le tableau suivant .

TABLEAU DE CALCUL DES DEBITS DE POINTE

HORIZON 2010

noeuds	zone	surface desservie par le noeud (ha)	densite (hab/ha)	Population Possible (hab)	Consbom spécifique journaliere (l/h/ha)	VOLUME moyenn journaliere (m ³ /j)	debit suborniel $K=4,3$ (l/s)	debit de pointe $K=3$ (l/s)	debits arrondis (l/s)
1	FD	2,87	331	950	200	190	2,86	8,58	9
2	FD	3,18	"	1053	"	210,6	3,17	9,51	10
3	FD	3,25	"	1076	"	215,2	3,24	9,72	10
4	FD	7,90	"	2615	"	523,0	7,86	23,58	24
5	FD	7,62	"	2522	"	504,4	7,59	22,77	23
6	FD	5,19	"	1718	"	343,6	5,17	15,51	16
7	FD	2,53	"	837	"	167,4	2,52	7,56	8
8	FD	5,56	"	1840	"	368	5,57	16,61	17
9	FD	5,86	"	1940	"	388	5,84	17,52	18
10	FD	9,56	"	3164	"	632,8	9,52	28,56	29
11	FD	10,24	"	3289	"	677,8	10,20	30,60	31
12	FD	6,50	"	2152	"	430,4	6,50	19,50	20
13	FD	3,88	"	1083	"	256,5	3,86	11,58	12
14	FD	6,55	"	2168	"	433,6	6,52	19,56	20
15	FD	6,27	"	2075	"	415	6,24	18,72	19
16	FD	9,59	"	3174	"	634,8	9,55	28,65	29
17	FD	5,75	"	1903	"	380,6	5,73	17,18	17
18	FD	4,86	"	1609	"	321,8	4,84	14,52	15
19	FD	3,87	"	1281	"	256,6	3,85	11,56	12
20	FD	3,25	"	1078	"	215,2	3,24	9,71	10
21	FD	5,53	"	1830	"	366	5,51	16,53	17
22	FD	5,52	"	1827	"	365,4	5,50	16,50	17
23	FD	3,26	"	1079	"	215,8	3,25	9,75	10
		$\Sigma=128$		42263		8512,50	128,13		393

1° Calcul du réseau de distribution (horizon 2010)

(voir schéma du réseau aux pages suivantes)

Le calcul du réseau a été fait à l'aide d'une (T I 59 programmable).

1-1 Méthode de calcul.

Le bouchage du réseau sous forme de mailles à l'avantage d'améliorer la disponibilité d'exploitation de l'installation pour le calcul des débits passants par les tronçons qui forment les mailles du réseau de distribution; nous appliquons la méthode d'Hardy-cross; qui repose sur deux lois principales.

Ces 2 lois sont rapprochées des lois de Kierchoff en électricité.

1-1-1 Loi des noeuds

En un noeud quelconque du réseau la somme des débits qui arrivent vers ce noeud est égale à la somme des débits qui le quitte.

1-1-2 Loi des mailles

Le long des branches formant un circuit orienté et fermé la somme algébrique des pertes de charges doit être nulle.

.../...

.../...

Remarque :

En partant d'une répartition supposée des débits dans le réseau; tout en respectant la première loi, on procède par approximation afin de définir le sens et le débit réel passant dans chaque tronçon.

1-2 Calcul des mailles

En appliquant la formule de Darcy Weisbach, pour les pertes de charges singulières :

$$\Delta H = f \frac{L}{D_h} \frac{v^2}{2g}$$

où : L = longueur géométrique du tronçon (conduite) en (m)

f = coefficient de frottement

Dh = D = diamètre de la conduite

V = vitesse d'écoulement.

d'après l'équation de continuité on a :

$$Q = V.A. \quad \text{d'où} \quad V = \frac{Q}{A} \quad \text{où} \quad \begin{array}{l} Q = \text{débit en (m}^3/\text{s)} \\ A = \text{section de la conduite} \\ \text{en (m}^2\text{)}. \end{array}$$

par conséquent :

$$\Delta H = f \frac{L}{D} \frac{Q^2}{2g A^2} \quad \Longrightarrow \quad \frac{\Delta H}{Q^2} = \frac{f L}{2g D A^2}$$

.../...

.../...

En profitant des facilités offertes par la théorie de la longueur fluidodynamique introduisant le concept de la perte de charge débitaire ΔH_Q qui est la perte de charge provoquée par le passage d'un débit égal à l'unité.

$$\Delta H_Q = f \frac{L}{2 g D A^2} = \frac{\Delta H}{Q^2}$$

ayant la dimension $L^{-5} T^2$ en S.I. $m^{-5} s^2$

avec le gradient de la perte de charge débitaire on a :

$$\left. \begin{aligned} J_Q &= \frac{H_Q}{L} \\ \Delta H_Q &= \frac{\Delta H}{Q^2} \end{aligned} \right\} \implies J_Q = \frac{\Delta H}{L Q^2} = \frac{J}{Q^2}$$

$$J_Q = \frac{H_Q}{L} = \frac{f}{2g A^2 D}$$

La dimension de J_Q est $L^{-6} T^2$ en S.I. on a $m^{-6} s^2$ pour les profils circulaires avec $\pi = 3,14$ et $g = 9,8 \text{ m/s}^2$

$$J_Q = 8,27 \cdot 10^{-2} \frac{f}{D^5}$$

$m^{-6} s^2$

.../...

.../...

En zone de pleine turbulence $f = f_r$ ne dépend que de la rugosité relative de la conduite donc J_Q sera considérée comme constante caractéristique de la conduite, mais la valeur de J_Q n'est plus valable pour un régime de transition.

$$f_r = 2 G D_h \cdot A^2 J_Q$$

ayant $\eta = 3,14$ et $g = 9,8 \text{ m/s}^2$

$$f_r = 12,9 D^5 J_Q$$

Pour un régime turbulent rugueuse, la perte de charge le long de la conduite sera exprimée par :

$$\Delta H = j L = J_Q Q^2 L = Q^2 \Delta H_Q$$

et $J_{Qr} = \Delta H_Q = r$

d'où on obtient la formule suivante

$$\boxed{\Delta H = r Q^2}$$

$$r = \Delta H_Q = J_Q L$$

Cette formule sera utilisée par la suite dans nos calculs.

.../...

.../...

1-2-1 Calcul de r

$$\Delta H = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} = f \frac{L}{D} \frac{Q^2}{2g A^2} = f \frac{L}{D^5} \frac{8Q^2}{g \pi^2}$$

on prend Q en l/s et D en mm

$$r = \frac{16}{2g \pi^2} 10^9 f \frac{L}{D^5}$$

avec $\pi = 3,14$ et $g = 9,8 \text{ m/s}^2$

$$\text{on aura : } r = 827,11170 \cdot 10^5 f \frac{L}{D^5}$$

et

$$\Delta H = 827,11170 \cdot 10^5 f \frac{L}{D^5} Q^2$$

1-2-2 Calcul du coefficient de frottement (f)

Le coefficient de frottement est calculé à l'aide de la formule de Colebrook.

On prend comme première approximation la valeur de f calculé par NIKURDZE qui est :

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

.../...

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

1-2-3 Calcul du débit correctif

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 nous aurons une perte de charge égale à :

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 2ème loi soit satisfaite.

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

ΔQ_0 étant très petit par rapport à Q_0 ; ΔQ_0^2 est encore plus petit et par suite on le néglige.

Ce qui implique que :

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

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

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

donc :
$$\Delta Q_0 = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0} \quad (3')$$

Ainsi donc, à l'aide de cette formule nous effectuons les corrections des débits.

Les pertes de charges auront le signe affecté aux débits correspondants car elles croissent dans le sens de l'écoulement tandis que les ΔQ prennent le signe opposé à la somme des pertes de charges.

- Remarque :
- tant que la 2ème loi n'est pas vérifiée on recalcule à chaque fois les pertes de charges (ΔH) et les débits correctifs (ΔQ).
 - pratiquement on n'arrive jamais à une perte de charge nulle dans une maille. Pour cela on se limitera à une perte de charge de 0,05 m pour nos calculs.
 - ce calcul est valable pour une seule maille par contre notre réseau est constitué de 10, par conséquent nous avons des mailles adjacentes; ce qui implique que les débits se corrigent 2 fois pour les tronçons communs.
 - les corrections relatives aux tronçons communs seront prises avec le signe contraire à celui trouvé réellement; afin de trouver le même débit dans le tronçon commun aux 2 mailles adjacentes.

.../...

Les résultats du calcul du réseau sont portés sur la planche n° 1 ainsi que sur le schéma du réseau.

N.B. Le calcul du réseau a été fait à l'aide d'une calculatrice programmable Ti 59.

1-3 Programme utilisé pour la résolution des réseaux.

1-3-1 Programme pour la TI 59 pour le calcul d'une maille.

LRN RCL 01 $\frac{\cdot}{\cdot}$ RCL 00 = Ln x x0,86 + 1,14 = X² $\frac{I}{X}$ X RCL 04
 X RCL 02 X RCL 03 X² $\frac{\cdot}{\cdot}$ 01 Y X 5 = SUM 2nd pause
 (3 fois) 2 nd /X/ X 2000 $\frac{\cdot}{\cdot}$ RCL 03 = SUM 07 end pause
 (3 fois) RST R/S.

- Les mémoires de stockage étant :

\mathcal{E} (mm)	_____	STO 00
D (mm)	_____	STO 01
L (m)	_____	STO 02
Q (1/s)	_____	STO 03
827,111710 ⁵	_____	STO 04

.../...

.../...

On obtient l'affichage des résultats suivants

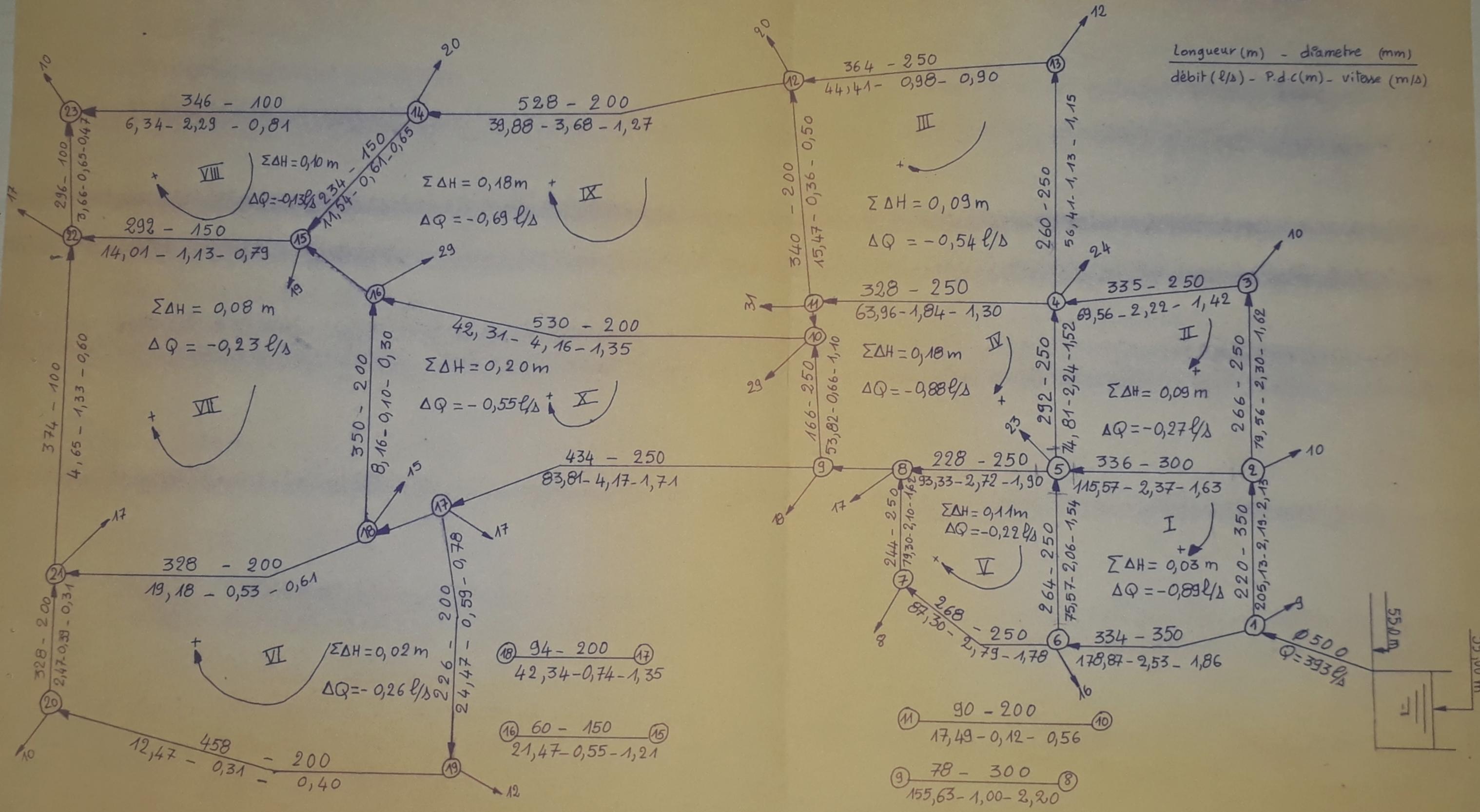
On appuie sur RST R/S la 1ère valeur affichée est celle de ΔH avec le signe correspondant.

La 2ème valeur affichée est celle de $2 \Delta H/Q$ qui sera toujours positif.

SCHEMA DU RESEAU

DESIGNATION

Longueur (m) - diametre (mm)
debit (l/s) - P.d.c(m) - vitesse (m/s)



2° Calcul des pressions au sol du réseau

Nous connaissons les côtes de terre de tous les nœuds (voir plan de situation du quartier) et on a calculé celle du réservoir.

On a aussi la perte de charge sur le tronçon

R-1 ainsi que sur tous les autres tronçons du réseau.

Les pressions au sol sont dans un intervalle normal, elles varient entre : 21,2 m et 35,23 m.

Les résultats de calcul des pressions au sol sont portés dans les tableaux de la page suivante.

N.B.: Nous avons tracé 2 profils en long de quelques tronçons du réseau que nous avons jugé suffisant dans notre projet il en sera de même pour le reste des tronçons.

Les tronçons : R-1 6 7 8 9 17 18 21 22 (planche n° 4)

R-1 2 3 4 11 10 16 18 21 22 (planche n° 3).

calcul des pressions au sol

horizon 2010

Triangons	ΔH (m)	côtes du terrain		côtes piezométriques		Pressions au sol (m)
		Amont	Aval	Amont	Aval	
R-1	-4,00	55,00	29,80	—	51,00	21,2
1-2	-2,19	29,80	27,00	51,00	48,81	21,81
2-5	-2,37	27,00	16,00	48,81	46,44	30,44
5-6	2,06	16,00	16,80	46,44	48,50	31,70
6-1	2,53	16,80	29,80	48,50	51,03	21,23
2-3	-2,30	27,00	23,30	48,81	46,51	23,21
3-4	-2,22	23,30	15,50	46,51	44,29	28,79
4-5	2,24	15,50	16,00	44,29	46,53	30,53
5-2	2,37	16,00	27,00	46,53	48,90	21,90
4-13	-1,13	15,50	19,00	44,29	43,16	24,16
13-12	-0,98	19,00	13,70	43,16	42,18	28,48
12-11	0,36	13,70	12,0	42,18	42,54	30,54
11-4	1,84	12,00	15,50	42,54	44,38	28,88
4-11	-1,84	15,50	12,0	44,38	42,54	30,54
10	-0,12	12,00	11,70	42,54	42,42	30,72
9	0,66	11,70	11,50	42,42	43,08	31,58
8	1,00	11,50	12,50	43,08	44,08	31,58
5	2,72	12,50	16,00	44,08	46,80	30,80
4	-2,24	16,0	15,50	46,80	44,56	29,06
6	-2,06	16,0	16,80	46,80	44,74	27,94
7	-2,79	16,80	12,30	44,74	47,53	35,23
8	2,10	12,30	15,50	47,53	49,63	34,13
5	-2,72	15,50	16,00	49,63	46,91	30,91

17-18	0,59	12,00	11,30	39,11	39,70	28,40
18-20	0,31	11,30	12,30	39,70	40,01	27,71
20-21	0,39	12,20	12,00	40,01	40,40	28,40
21-18	-0,53	12,00	10,80	40,40	39,87	29,07
18-17	-0,74	10,80	12,00	39,87	39,13	27,13
16-15	-0,55	12,00	12,10	38,44	37,89	25,79
15-22	-0,10	12,10	12,60	37,89	37,79	25,19
22-21	0,53	12,60	12,80	37,79	38,32	26,32
21-18	1,33	12,80	11,80	38,32	39,65	28,85
18-16	-1,13	10,80	12,00	39,65	38,52	26,52
14-15	0,61	11,70	12,10	38,50	39,11	27,01
15-22	1,13	12,10	12,60	39,11	40,24	27,64
22-23	0,65	12,60	12,50	40,24	40,89	28,39
23-14	-2,29	12,50	11,70	40,89	38,60	26,90
10-11	0,12	11,70	12,0	42,42	42,54	30,54
11-12	-0,36	12,00	13,70	42,54	42,18	28,48
12-14	-3,68	13,70	11,70	42,18	38,50	26,80
14-15	-0,61	11,70	12,10	38,50	37,89	25,79
15-16	0,55	12,10	12,0	37,89	38,44	26,44
16-10	4,16	12,00	11,70	38,44	42,60	30,90
8-10	-0,66	11,50	11,70	43,08	42,42	30,72
10-16	-4,16	11,70	12,0	42,42	38,26	26,26
16-18	0,11	12,00	10,80	38,26	38,37	27,57
18-17	0,74	10,80	12,00	38,37	39,11	27,11
17-19	4,17	12,00	11,50	39,11	43,28	31,78

1- Equipement du réservoir et du réseau de distribution.

1-1 Equipement du Réservoir.

Vu la capacité importante d'eau à distribuer journallement (5000 m³/j) nous avons opté pour deux réservoirs circulaires jumelés semi enterrés notre choix a été porté sur ce type de réservoir.

Vu les avantages qu'ils présentent.

- Economie sur les frais de construction
- Etude architecturale très simplifié
- Etencheité peux facile à réaliser
- Conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

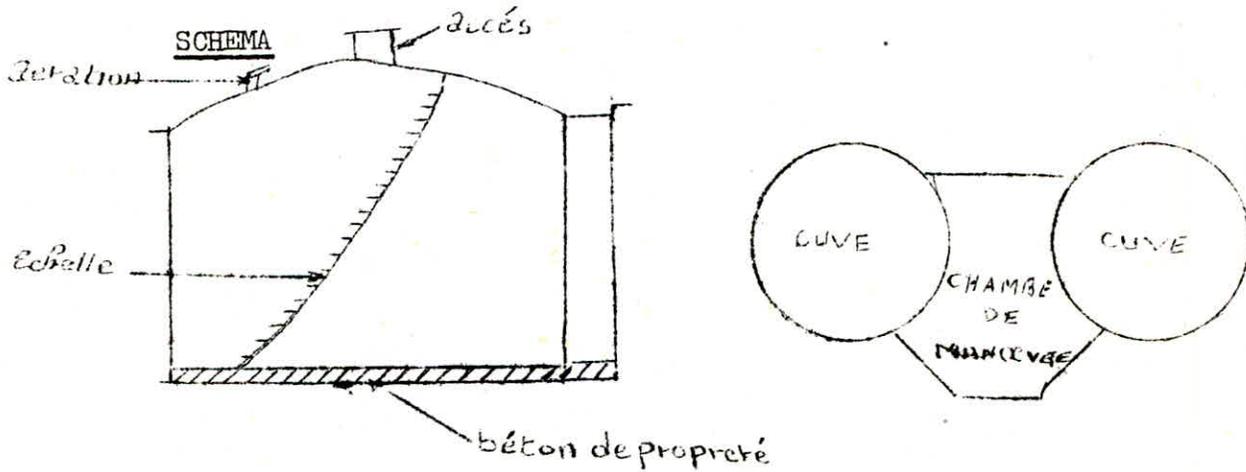
1-1-1 Exécution

- La chambre de manoeuvre est prévue entre les deux cuves.
- Il sera exécuté en béton ordinaire dont les cuves reposeront sur un radier établi au dessus d'un béton de propreté
- La couverture sera étanche et protégée par la terre sur 0,25 m d'épaisseur.

Pour les visites on prévoie un accès comprenant un regard et une echelle.

.../...

- une ventilation sera conçue de manière à éviter l'entrée d'insectes et de petits animaux.
- Les autres dimensions étant calculés déjà (voir page (19)).



1-1-2 Fontainerie du réservoir

Chacun des compartiments du réservoir est muni :

- a) d'une conduite d'alimentation
- b) d'une conduite de distribution
- c) d'une conduite de trop-plein
- d) d'une conduite de vidange ou de décharge.

a) Conduite d'alimentation.

L'arrivée de la conduite de refoulement dans le réservoir se fait en siphon et doit être installée du côté opposé de la conduite de départ.

b) conduite de distribution .

La conduite de distribution doit être d'une crepine simple en cuivre placée à (0,15 m) au dessus du fond du réservoir afin d'éviter la pénétration des dépôts dans la conduite. Nous prévoyons aussi une vanne sur le départ de la conduite pour isoler rapidement le réservoir en cas de rupture sur la conduite.

c) conduite de trop-plein.

La conduite de trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser un niveau bien déterminé.

Cette conduite ne comporte pas de robinet sur son parcours pour éviter l'introduction d'animaux ou de moustiques dans le réservoir on ménagera un joint hydraulique constitué par un syphon qui maintient en eau le tronçon du trop-plein.

d) conduite de vidange ou de decharge.

Elle part du point le plus bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein et comporte un robinet vanne.

1-1-3 Réserve d'incendie

Nous allons adopté le dispositif suivant :

Constitué d'un syphon qui se desamorce quand le niveau de la réserve est atteint.

Son fonctionnement se fait de la manière suivante :

- En service normal la vanne 1 est ouverte et la vanne 2 est fermée.

Si le niveau dans le réservoir devait atteindre la réserve (N).

.../...

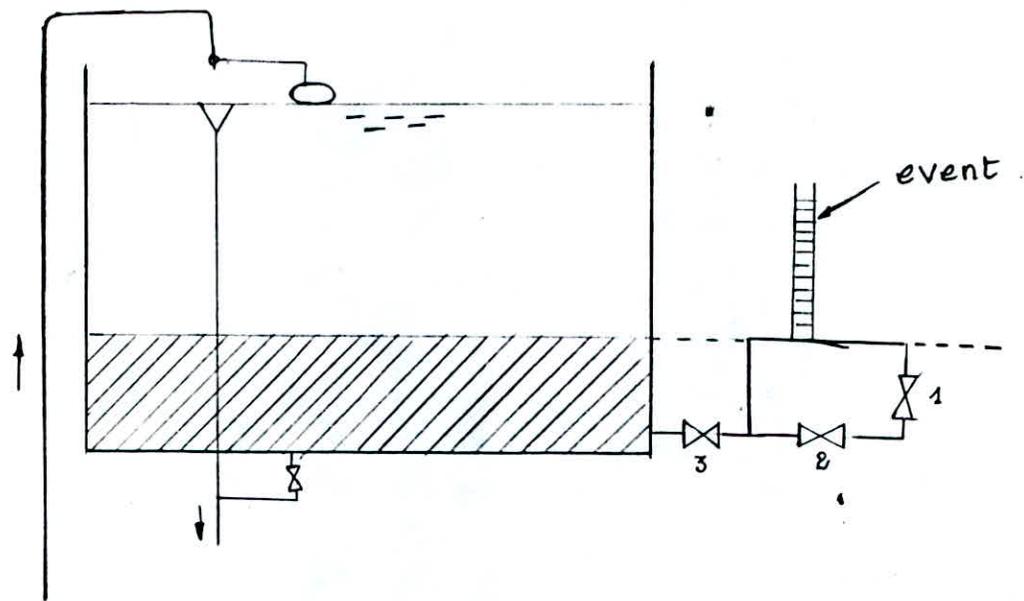
La syphon se desamorcerait et la réserve ne serait pas entamée ,grâce à l'event ouvert à l'air libre.

- en cas de sinistre on ouvre la vanne (2) afin que la réserve puisse être renouvelée tout en restant imprenable.

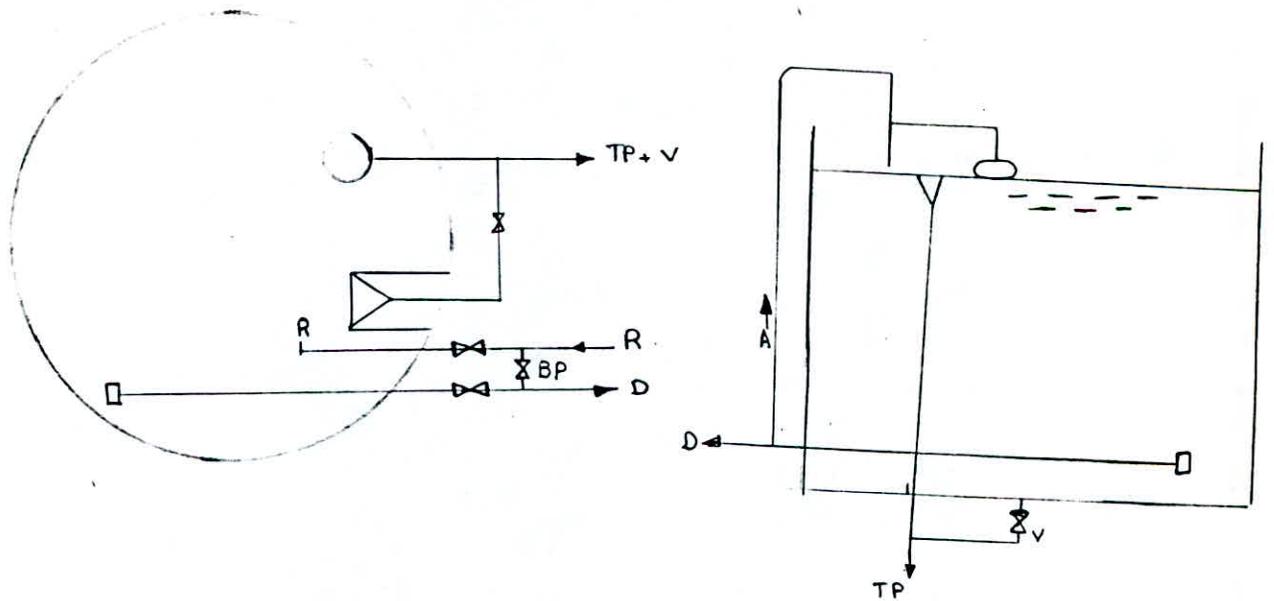
- en cas de réparation de 1 ou 2 il est utile de prévoir un troisième robinet vanne (3) qui serait normalement ouvert .

(voir Schéma).

Schémat de matérialisation de la réserve d'incendie.



schema de materialisation de la reserve d'incendie.



schema de materialisation du Reservoir

2 - Equipement du réseau de distribution:

2-1) Type de canalisation utilisées :

Le réseau est constitué d'un assemblage de tuyaux en Acier de longueur de 6 à 7,5 m et d'épaisseur de 3 à 8 mm et les diamètres utilisés varient entre ϕ 100 à ϕ 500 mm.

Ces canalisations en charge peuvent atteindre une pression de 40 bars.

2-2) Appareils et accessoires du réseau:

Nous donnons un bref aperçu sur les accessoires qui peuvent être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution.

a) Robinets vannes

Ces appareils permettent l'isolement des divers tronçons du réseau de distribution lors d'une réparation sur l'un d'entre eux, pour limiter la gêne ainsi occasionnée.

Ils permettent également de régler les débits.

Leur manoeuvre peut s'effectuer à partir du sol au moyen d'une clef dite bequille; cette clef est introduite dans une bouche à clef sallé sur le trottoir.

b) Décharge :

Ils sont des robinets placés au droits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qu'il sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie. Et cette eau sera évacuée sur le réseau d'irrigation.

c) Clapets

Qui ont pour rôle d'empêcher le retour d'eau en sens contraire de l'écoulement prévu.

...//...

d) Les ventouses :

La présence d'air dans les points hauts pourrait occasionner la détérioration de la canalisation et la perturbation de l'écoulement. donc pour parier à ces éventuelles incidents on prévoit des ventouses au droit de chaque point haut pour éliminer les contonnements d'air et permettent en outre l'admission de l'air dans la conduite lorsqu'on procède à sa vidange.

Pour notre réseau les ventouses à boule flottante.

e) Les bouches d'incendies :

Les bouches et les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur des conduites capable d'assurer un débit minimal de 17 l/s. avec une pression de 10 m d'eau.

f) Les Tés:

Ils sont utilisés à chaque ramification et au niveau de chaque ramification il existe différents diamètres pour cela nous devons utiliser aussi des convergents afin de pouvoir les placer.

TABLEAU RECAPITULATIF DES ACCESSOIRES DU RESEAU

Noeuds	Nature et nombre d'accessoires	Noeuds	Nature et nombre d'accessoires
Noeud (1)	2 R.V 1 T 350/350 3 joints Gibault 1 Reducteur 350/80 1 T 350/80 et 1 B.I.	Noeud (7)	2 R V 250 1 coude 250 2 joints Gibault
Noeud (2)	1 R V 350 1 R V 250 1 R V 300 4 joints Gibault 1 T 300/300 1 Reducteur 350/300 1 Reducteur 300/250 1 T 250/300 1 T 250/80 et 1 B I 1 Reducteur 250/80	Noeud (8)	2 R V 250 1 R V 300 1 T 250/250 1 Reducteur 300/250 3 joints Gibault
Noeud (3)	2 R V 250 1 T 250/250 1 T 250/80 et 1 B.I 1 Reducteur 250/80 3 joints Gibault	Noeud (9)	2 R V 250 1 R V 300 1 R V 150 2 T 250/250 1 Reducteur 250/150 4 joints Gibault
Noeuds (4)	4 R V 250 2 T 250/250 1 T 250/80 et 1 BI 1 Reducteur 250/80 5 joints Gibault	Noeud (10)	1 R V 250 2 R V 200 1 T 200/200 1 T 200/80 et 1 B.I 1 Reducteur 250/200 1 Reducteur 200/80 3 joints Gibault
Noeud (5)	3 R V 250 1 R V 300 2 T 250/250 1 T 250/80 et 1 B.I 1 Reducteur 300/250 1 Reducteur 250/80 4 joints Gibault	Noeud (11)	2 R V 200 1 R V 250 1 T 200/200 1 Reducteur 250/200 3 joints Gibault
Noeud (6)	2 R V 250 1 R V 350 1 T 250/250 1 Reducteur 350/250 3 joints Gibault	Noeud (12)	2 R V 200 1 R V 250 1 T 200/200 1 T 200/80 et 1 B.I 1 Reducteur 200/80 1 Reducteur 250/200 3 joints Gibault
		Noeud (13)	2 R V 250 1 T 250/80 et 1 B I 1 reducteur 250/80 1 coude 250 2 joints

Noeuds	Nature et nombre d'accessoires	Noeuds	Nature et nombre d'accessoires
Noeud (14)	1 R V 200 1 R V 100 1 R V 150 1 T 150/100 1 T 150/80 et 1 B.I 1 Reducteur 150/80 1 Reducteur 150/100 3 Joints Gibault	Noeud (20)	1 R V 100 1 R V 200 1 T 200/80 et 1 B.I 1 Reducteur 200/80 1 Reducteur 200/100 1 coude 200 3 joints Gibault
Noeud (15)	3 R V 150 1 T 150/150 3 joints Gibault	Noeud (21)	2 R V 100 1 R V 200 1 T 100/100 1 T 200/80 et 1 B.I 1 Reducteur 200/80 1 Reducteur 200/100 3 joints Gibault
Noeuds (16)	2 R V 200 1 R V 150 1 T 200/150 1 T 200/80 et 1 B.I 1 Reducteur 200/80 1 Reducteur 200/150 3 joints Gibault	Noeud (22)	2 R V 100 1 R V 150 1 T 100/80 1 Reducteur 150/100 3 joints Gibault
Noeud (17)	1 R V 250 2 R V 200 1 T 200/200 1 Reducteur 250/200 3 joints Gibault	Noeud (23)	2 R V 100 1 coude 100 2 joints Gibault
Noeud (18)	3 R V 200 1 T 200/200 1 T 200/80 et 1 B.I 1 Reducteur 200/80 3 joints Gibault		
Noeud (19)	2 R V 200 1 R V 150 1 T 250/150 1 T 200/80 et 1 B.I 1 Reducteur 200/150 1 Reducteur 200/80 3 joints Gibault		

C H A P I T R E I °

Calcul technico-économique de la conduite de refoulement

1° Introduction

- L'adduction par refoulement dont le captage (forages) se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.
- Ces eaux seront relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement.
- En vue d'établir cette canalisation une étude technique et économique doit être faite.

2° Etude Technique (choix du profil)

Le plan topographique du quartier diplomatique nous présente une pente régulière des forages jusqu'au réservoir ce qui nous a permis de tracer un cheminement de la conduite de refoulement avec une pente toujours dans le même sens, vers le réservoir d'accumulation avec un profil en plan le plus court, en suivant les accotements de la voirie.

L'absence de contre-pente nous évite le centonnement d'air dans les points hauts qui pourraient endommager la conduite vu les avantages techniques que présente ce profil, nous avons opté pour son tracé (voir plan de situation) dont nous allons calculer les diamètres les plus économiques.

.../...

3° Etude économique (choix du diamètre économique)

- Etant donné que nous avons à refouler vers le réservoir à partir de ~~base~~ ^{deux} forages (F5 et F6), une étude de deux diamètres les plus économiques s'impose.

- Pour la détermination de ces deux diamètres on doit réaliser une optimisation entre :

- les frais des canalisations à placer
- Les frais d'exploitation des différentes pompes utilisées (choix des pompes).

Le prix de revient du mètre linéaire des conduites posées (prix adapté par la S.N.S.) est donné par le tableau suivant:

∅ (mm)	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	/

3-1 - Calcul du diamètre économique F5 Réservoir3-1-1 Frais d'exploitation :

- débit : $Q = 45 \text{ l/s}$.
- Niveau dynamique : $N.D = 13,13 \text{ m}$
- diamètre du forage 10 pouces : (1 pouce = 2,54 cm)
- longueur de la conduite : $L = 1875 \text{ m}$
- $\xi = 0,1 \text{ mm}$
- $\nu = 10^{-6}$

en première approximation le diamètre nous est donné par la formule de Bohlin.

$$D = \sqrt[4]{Q} = \sqrt[4]{0,045} = 0,212 \text{ m}$$

$$D \approx 200 \text{ mm}$$

- Calcul du nombre de Reynolds

$$Rr = \frac{V D}{\nu}$$

- Calcul de la vitesse d'après l'équation de continuité :

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

- calcul des coefficients de frottement par Nikuradzé et coolebrok.

ayant le nombre de Reynolds (Rr) et la rugosité absolue (ξ) on se réfère au diagramme de Moody pour déterminer le régime.

Pour un régime turbulent rugueux Nikuradzé nous donne

$$Fr = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D})^{-2}$$

.../...

Pour un régime de transition d'après Colebrook nous avons

$$f_0 = \left[0,86 \ln \left(\frac{\epsilon/D}{3,7} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{f_r}} \right) \right]^{-2}$$

qu'on détermine en utilisant le même programme pour le calcul du réseau.

- calcul du gradient de la perte de charge d'après Darcy - Weisbach.

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

- calcul de la perte de charge linéaire

$$\Delta H \text{ lin} = J \cdot L$$

- calcul de la perte de charge singulière (locale) elle est estimée à 15 % de la perte de charge linéaire.

$$\Delta H \text{ loc} = 0,15 \Delta H \text{ lin}$$

- calcul de la perte de charge totale

$$\Delta H \text{ totale} = \Delta H \text{ lin} + \Delta H \text{ loc}$$

- calcul de la Hmt.

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_{T0} + h_a.$$

avec H_g = hauteur de refoulement

$$H_g = (TP + 0,5) - ND.$$

TP = trop plein réservoir

$h_a = 3 \text{ m}$

une fois la Hmt déterminée nous nous référons au catalogue des pompes duquel nous tirons la Hmt pratique et le rendement de la pompe correspondante.

.../...

- calcul de la puissance de la pompe

$$P = \frac{9,8 Q \cdot H_{mt}}{\eta} = \text{KW}$$

η = rendement

- calcul de l'énergie :

$$E = P \times 24 \times 365.$$

ayant l'énergie nous pouvons avoir le prix total de l'énergie par an.

le prix du Kwh = 0,19 DA (d'après SONEGGAZ)

3-1-2 Frais avec annuité:

L'annuité est donnée par la formule suivante

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

i = taux d'annuité $i = 8\%$ (adopté en Algérie)

n = nombre d'années d'amortissement $n = 20$ ans.

$$\text{d'où} \quad A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{20} - 1} + 0,08 = 0,102.$$

La plus petite somme du prix avec annuité et les frais d'énergie nous donne le diamètre le plus économique.

Les résultats de calculs sont portés dans les tableaux suivants.

.../...

ϕ (mm)	V (m/s)	IR 104	fr	fc	J	H linéaire (m)	H locale (m)	H totale (m)	HMT (m)	HMT pratique (m)	η %	puissance P=9,8XQXHMT	Energie E= P X24X365	Prix de l'énergie E X 0,19
150	2,55	38,25	0,0181	0,0192	0,0425	79,69	11,95	91,64	141,01	147,00	88	73,67	645349,20	122616,35
200	1,43	28,6	0,0170	0,0187	0,0098	18,38	2,76	21,14	70,51	73,0	86	37,43	327886,80	62298,49
250	0,92	23,0	0,0162	0,0185	0,0032	6,00	0,90	6,90	56,27	73,0	86	37,43	327886,80	62298,49
300	0,64	19,2	0,0155	0,0185	0,0013	2,44	0,37	2,81	52,18	73,0	86	37,43	327886,80	62298,49

Tableau des frais avec annuité F5 Réservoir

ϕ (m)	Prix unitaire (DA)	L (m)	Prix total	Prix avec annuité
150	184,93	1875	346743,75	35367,86
200	229,56	1875	430425	43903,35
250	267,22	1875	501037,5	51105,83
300	333,07	1875	624506,25	63699,64

Tableau du diamètre économique F5 Réservoir

ϕ (mm)	Prix avec annuité	Frais d'énergie	Prix total de la conduite	Diamètre économique
150	35367,86	122616,35	157984,21	
200	43903,35	62298,49	106201,84	ϕ 200
250	51105,83	62298,49	113404,32	
300	63699,64	62298,49	125998,13	

3-1-3 - Caractéristiques de la pompe et de la conduite :

Pour le diamètre économique ϕ 200 ; nous avons une pompe immergée du type Bu.12 - 24024 / 3 b ; N = 2900 trs/min choisie dans le catalogue (en fonction du débit $Q = 0,045 \text{ m}^3/\text{s}$) et Hmt = 70,51 m)

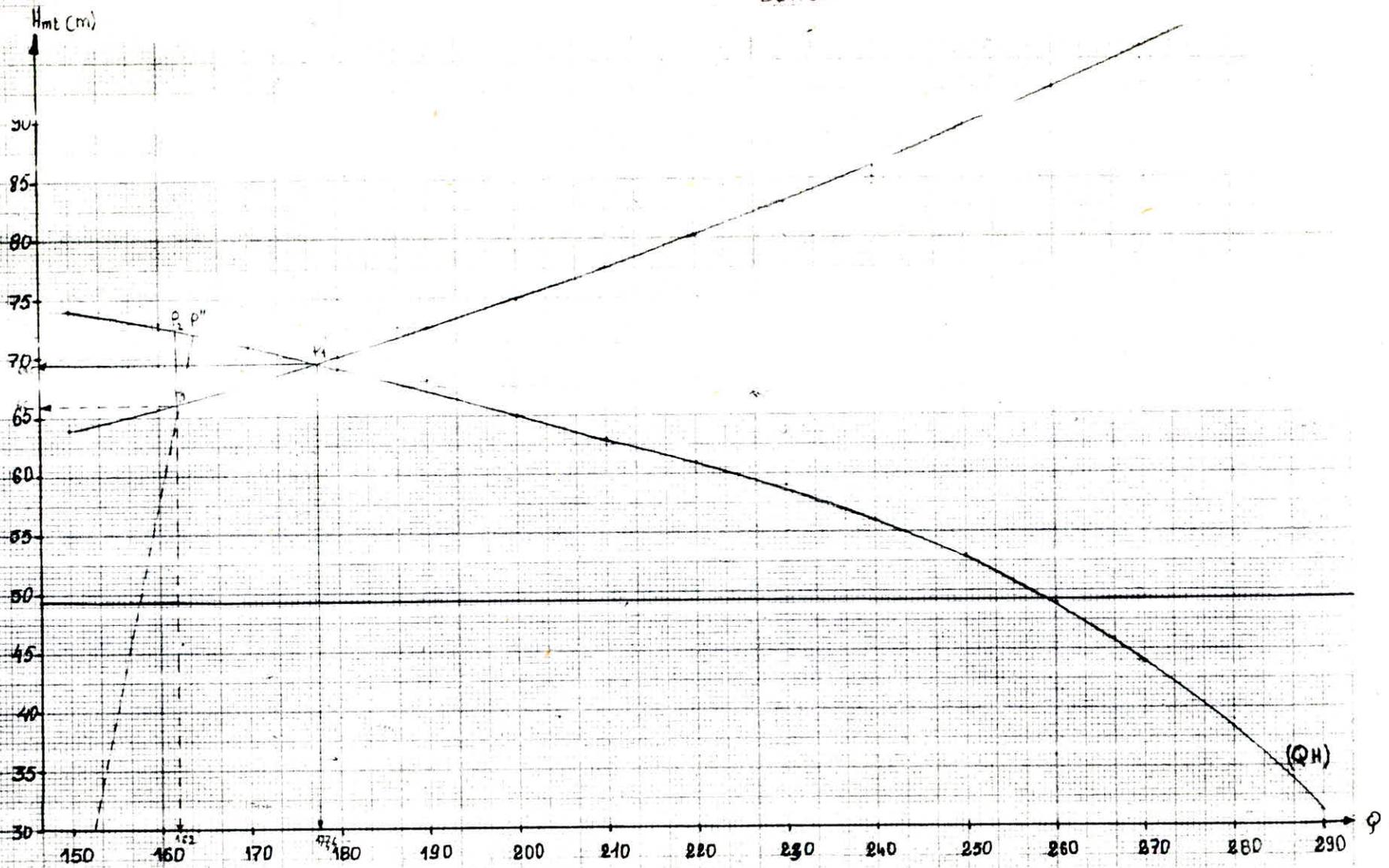
type de moteur : H 1260/2

Hmt pratique = 73.

rendement $\eta = 86 \%$

Sur le schéma n°21 nous avons tracé la caractéristique de la conduite de refoulement de diamètre 200 mm et de longueur 1875 m et la caractéristique de la pompe choisie du catalogue.

SCHEMA N° 2



Echelle.

Vert: 1cm → 5m
 Horiz: 1,5cm → 10 m³/h

F₀ - Reservoir

CCM SULZER

Sur le schéma n° 1

* Le point P 1 de débit $Q = 162 \text{ m}^3/\text{h}$ et $H = 66 \text{ m}$ représente le point de fonctionnement désiré.

* La courbe QH qui coupe la courbe caractéristique de la conduite au point P'1 qui représente le point de fonctionnement de la pompe avec un débit $Q^0 = 177,6 \text{ m}^3/\text{h}$ et $H = 69,5 \text{ m}$.

Vu la différence qui existe entre les 2 débits et les 2 hauteurs on étudiera les différentes possibilités pour les rapprocher le plus possible.

1ère variante :

Si on accepte le point de fonctionnement de la pompe (P'1) on doit diminuer le temps de pompage et on gardera un rendement satisfaisant.

* Pour le point P'1 :

$$Q = 177,6 \text{ m}^3/\text{h} = 49,33 \text{ l/s}$$

$$H = 69,5 \text{ m}$$

* Pour le point désiré P 1 :

$$Q = 162 \text{ m}^3/\text{h} = 45 \text{ l/s}$$

$$H = 70,51 \text{ m}$$

* Le volume entrant dans le réservoir est de :

$$0,045 \times 24 \times 3600 = 3888 \text{ m}^3$$

d'où le temps de pompage se réduira à :

$$t = \frac{3888}{0,04933 \times 3600} \approx 21,89 \approx 22 \text{ h.}$$

* La puissance absorbée dans ces conditions sera de :

$$N_p = \frac{9,8 Q \cdot H}{0,86} = \frac{9,81 \times 0,04933 \times 69,5}{0,86} = 39,11 \text{ KW}$$

et avec une majoration de 10 %

$$N_p = 43,02 \text{ KW.}$$

2ème variante :

La 2ème solution consiste à vanner sur le refoulement pour créer une p.d.c. égale à $P1 - P2 = 6,5$ m et pour cela nous avons pour le même temps de pompage; cette p.d.c engendre un gaspillage d'énergie, donc présente des inconvénients.

3ème variante :

La 3ème solution consiste au rognage de l'impulseur de façon à abaisser la courbe Q H au point désiré P1.

* calcul du pourcentage de rognage :

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

m = coefficient ($m < 1$) affectant le diamètre D de l'impulseur
l'intersection de la droite OP_1 avec QH nous donne un point P'' de coordonnées :

$$Q = 164 \text{ m}^3/\text{h} = 45,56 \text{ l/s}$$

$$H = 73 \text{ m}$$

Pour $P1$: $q = 162 \text{ m}^3/\text{h} = 45 \text{ l/s}$

$$H = 66 \text{ m}$$

$$\frac{73}{70,51} = \frac{45,56}{45} = \frac{1}{m^2} = 1,03$$

$$\frac{1}{m^2} = 1,02 \Rightarrow m = 0,99$$

par conséquent on a le pourcentage de rognage :

$$1 - 0,99 = 0,01 = 1 \%$$

avec un temps de pompage de 24/24 et $\eta = 86 \%$.

La puissance absorbée est de :

$$N_p = 9,81 \cdot \frac{QH}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,045 \times 70,51}{0,86} = 36,19 \text{ KW}$$

avec une majoration de 10 %

$$N_p = 33,88 + 3,388 = 37,68 \text{ KW}$$

Conclusion:

Nous constatons que la puissance absorbée par la pompe obtenue par rognage des roues est inférieure à celle obtenue si on accepte le point de fonctionnement.

Vu cette différence nous optons par la 3ème solution qui consiste au rognage des roues de la pompe avec un pourcentage de 1 %.

3-2 Calcul du diamètre économique F6 Réservoir

3-2-1. Frais d'exploitation

débit : Q : 120 l/s.

Niveau dynamique : D N = 15,50 m

diamètre du forage : 14 "

longueur de la conduite : L = 1745 m

$\epsilon = 0,1 \text{ mm}$

V = 10 - 6

Calcul du diamètre par la formule de Bohlin

$$D = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{0,12} = 0,346 \text{ m}$$

$$D \approx = 350 \text{ mm}$$

3-2-2 Frais avec annuité :

Le calcul de l'annuité est le même que pour F5 - Réservoir.

Les résultats de calculs sont portés dans les tableaux suivants :

ϕ (mm)	V (m/s)	$Q \cdot 10^4$	f_r	f_c	J	ΔH linéaire (m)	ΔH locale (m)	ΔH totale (m)	HMT (m)	HMT Pratique (m)	%	Puissance (KW) $P = 9,8 \cdot Q \cdot HMT$	Energie $E = PX24X365$	Prix de l'énergie E X 0,19
300	1,70	51,0	0,0155	0,0169	0,0083	14,48	2,17	16,65	63,65	72,88	96,22	842887,2	160148,57	
350	1,25	43,75	0,0150	0,0167	0,0038	6,63	0,99	7,62	54,62	55,87	73,92	647539,2	123032,45	
400	0,95	38,0	0,0146	0,0167	0,0019	3,32	0,50	3,82	50,82	55,87	73,92	647539,2	123032,45	
500	0,61	30,5	0,0139	0,0167	0,0006	1,05	0,16	1,21	48,21	55,87	73,92	647539,2	123032,45	

(mm)	Prix unitaire (DA)	L (m)	Prix total (DA)	Prix avec annuité (DA)
300	333,07	1745	581207,15	59283,13
350	437,60	1745	163612,0	77888,42
400	500,44	1745	873267,80	89073,32
500	628,45	1745	1096645,26	111857,82

(mm)	Prix avec annuité (DA)	Frais d'énergie	Prix total de la conduite (DA)	∅ économique
300	59283,13	160148,57	219431,70	
350	77888,42	123032,45	200920,87	350 ∅ économique
400	89073,32	123032,45	212105,77	
500	111857,82	123032,45	234890,27	

.../...

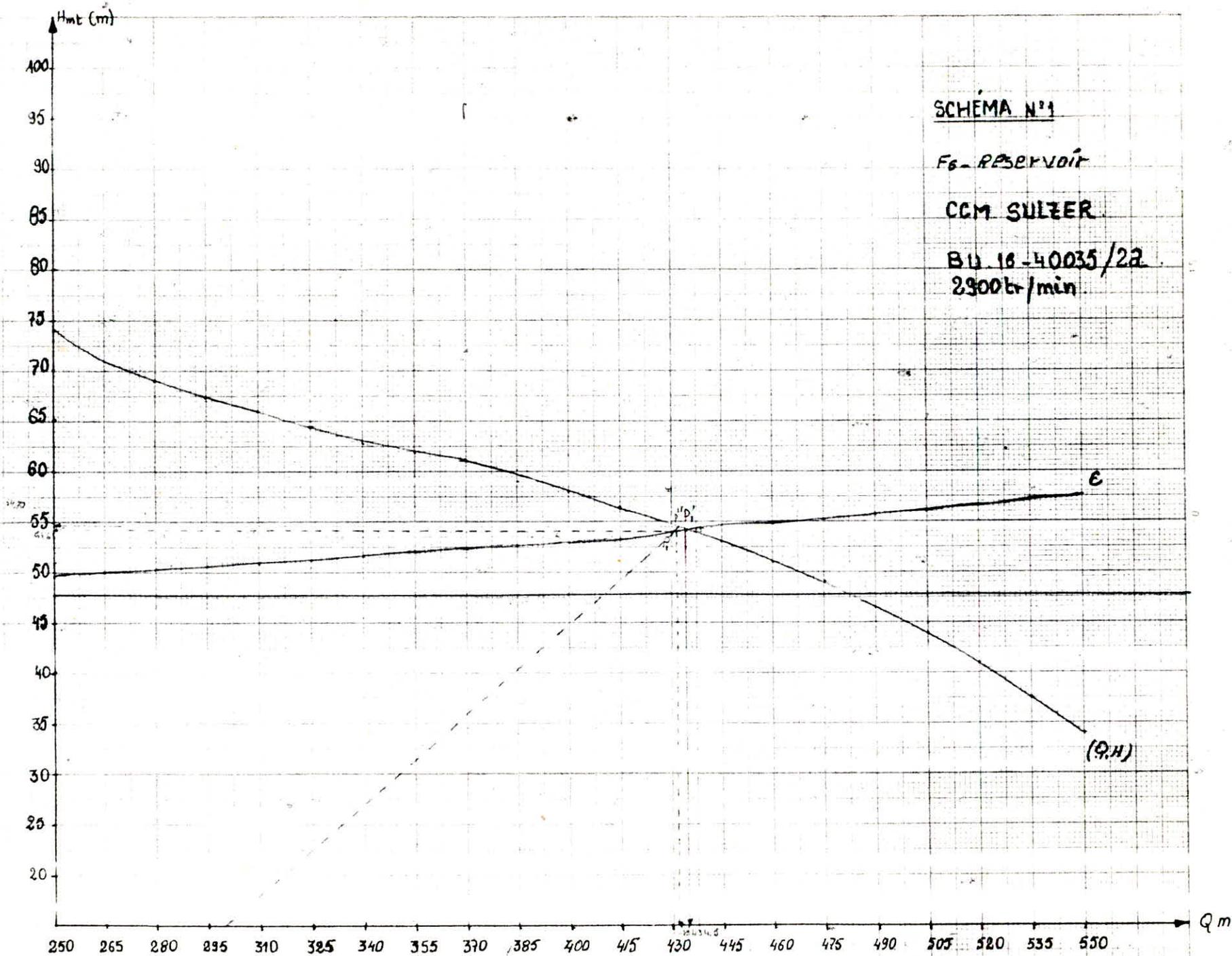
3-2-3 Caractéristiques de la pompe et de la conduite

Pour le diamètre économique ϕ 350 nous avons une pompe immergée du type B U 16 - 40035/24 , $N = 2900$ trs/min choisie dans le catalogue (en fonction de $Q = 0,12$ m³/s et Hmt = 54,62 m)
type du moteur : H 1295/2

HMP pratique : 55 m

rendement : $\eta = 87,5$ %

La caractéristique de la conduite de diamètre 350 mm et de longueur 1745 m ainsi que la caractéristique de la pompe sont représentées sur le schéma n°1#.



Echelle

Sur le schéma n° 2 :

*

Le point P1 de débit 432 m³/h et de hauteur 54,6 m représente le point de fonctionnement désiré.

* La courbe (Q,H) coupe la caractéristique de la conduite au point P'1 qui est le point de fonctionnement de la pompe avec un débit de 434,5 m³/h et de hauteur 54,80 et qui est différent du point de fonctionnement désiré.

Pour la résolution de ce problème; 3 cas sont possibles :

1ère variante

On accepte le point de fonctionnement de la pompe qui se trouve à proximité du point désiré; ce qui engendre la diminution du temps de pompage et le rendement satisfaisant.

Pour cela nous avons :

P'1 (434,5 m³/h ; 54,80 m)

P1 (432 m³/h ; 54,6 m)

* Le volume entrant dans le réservoir est de :

$$432 \times 24 = 10368 \text{ m}^3$$

$$\text{Le temps de pompage se réduira à } \frac{10368}{0,1207 \times 3600} = 23,9 \text{ h} \approx 24 \text{ h}$$

* La puissance absorbée dans ces conditions sera de :

$$N_p = \frac{9,81 \times Q \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,1207 \times 54,80}{0,875} = 74,16 \text{ KW}$$

Avec une majoration de 10 % on aura.

$$N_p = 81,576 \text{ KW}$$

2ème variante :

Soit on vanne sur le refoulement ; pour la création d'une p.d.c. égale à P1. P2 = 0,2 m dans ce cas on aura un gaspillage d'énergie.

3ème variante :

La troisième solution se présente comme suit :

on rogne l'impulseur de façon à faire passer la courbe (QH) par le point P1.

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

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

m = coefficient ($m < 1$) affectant le diamètre D de l'impulseur en joignant le point P1 à l'origine du graphe (l'origine ne figure pas sur le graphique car l'échelle des hauteurs commence à 20 m) l'intersection de la droite OP1 avec la courbe QH nous donne un point P'' dont les coordonnées sont :

$$Q = 433 \text{ m}^3/\text{h} \quad ; \quad H = 54,7$$

$$\frac{54,7}{54,6} = \frac{433}{432} = \frac{1}{m^2} = 1,00$$

d'où le pourcentage de rognage $(1-1=0)$ est nul.

CONCLUSION : Vu la faible différence de débit entre le débit désiré et celui de fonctionnement de la pompe on accepte le point de fonctionnement de cette dernière avec un débit $Q = 434,5 \text{ m}^3/\text{h}$; $H = 54,80 \text{ m}$ et $\eta = 87,5 \%$.

C H A P I T R E IIEtude du coup de Béliet1° Introduction

Le coup de béliet est un phénomène exillatoire causé par :

* l'arrêt brusque, par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes electro-pompes alimentant une conduite de refoulement.

* le demarrage d'une pompe

* la fermeture trop rapide d'une vanne placée au bout d'une conduite de refoulement.

Donc les conduites de refoulement doivent être examinées et étudiées de façon à être protégées contre les coups de Béliet dont les valeurs très élevées qui sont très élevées et qui sont parfois égales à plusieurs fois la pression de service sont susceptibles d'entraîner la rupture des tuyaux ou la détérioration des pompes.

Notre but est d'étudier ce phénomène pour limiter ses effets; et cela en proposant des réservoirs d'air.

2 2° Etude du réservoir d'air (arrêt brusque de la pompe)

L'utilité du réservoir d'air est de protéger l'installation contre la depression et la surpression maximales dont les valeurs sont déterminées après avoir fixé au préalable les caractéristiques du réservoir d'air. C'est à dire le volume U_0 d'air en régime normal ainsi que son dispositif d'etranglement ; pour ce dernier l'expérience montre qu'il y a intérêt à avoir une grande perte de charge au retour de l'eau qu'à son allée.

.../...

.../...

Pour cela nous proposons une tuyère qui fonctionnera au retour de l'eau comme un ajutage de Borda qui permet théoriquement d'avoir une perte de charge quatre fois plus grande au retour qu'à l'allée ce qui entraîne un rapide amortissement des oscillations ainsi qu'une réduction du volume d'air dans la cloche.

Pour notre projet nous avons décidé de calculer un réservoir d'air pour amortir la masse d'eau débitée par le forage F5 et qui reviendra sur la pompe en cas d'arrêt brusque de cette dernière ainsi qu'un réservoir d'air au niveau du F 6 pour amortir la masse d'eau en retour du réservoir d'accumulation.

2-1 Calcul du réservoir d'air pour F5 ^{Reservoir} ~~point de injection.~~

Nous avons les caractéristiques suivantes de la conduite :

$$\begin{aligned} \phi &= 200 & H_g &= 49,40 \text{ m} \\ L &= 1875 \text{ m} & D &= \frac{Q}{v} = 100 \text{ mm} \\ \xi &= 0,1 \text{ mm} & d &= 55^2 \text{ mm (choisis tel que } 15 < K < 20) \\ \nu &= 10^{-6} \end{aligned}$$

3°- Calcul du réservoir d'air

Pour notre calcul nous utiliserons une méthode qui se fait par tâtonnement et qui consiste à tracer l'épure de Bergeron afin de déterminer les surpressions et les dépressions maximales.

En se fixant un volume d'air U_0 et en choisissant une vitesse V_f qu'on doit reperer sur le graphique après les calculs ; sinon nous devons supposons une autre vitesse jusqu'à ce qu'elle coïncide avec celle existant sur le graphique.

.../...

3-1 Calcul du réservoir d'air - arrêt de la pompe.Forage F5 - point de jonction

Nous avons les caractéristiques suivantes de la conduite :

$$\begin{array}{ll} \phi = 200 & H_g = 49,40 \text{ m} \\ L = 1875 \text{ m} & Q = 0,045 \text{ m}^3/\text{s} \\ \epsilon = 0,1 \text{ mm} & D = \frac{\phi}{2} = 100 \text{ mm} \\ \nu = 10^{-6} & d = 55 \text{ mm (choisis tel que } 15 < K < 20) \end{array}$$

Calcul :

$$d = 55 \text{ mm} \Rightarrow d' = 0,92 \cdot 55 = 50,6 \text{ mm} \approx 51 \text{ mm.}$$

$$* \frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d'^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 d)^2} = \frac{(200)^2}{(0,92 \cdot 55)^2} = 15,62 = K$$

$$15 < K = 15,62 < 20 \Rightarrow \frac{V_1}{V_f} = K \Rightarrow V_1 = 15,62 V_f$$

$$* S = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{\pi (0,2)^2}{4} = 0,031 \text{ m}^2$$

$$* V_0 = \frac{Q}{S} = \frac{0,045}{0,031} = 1,45 \text{ m/s}$$

$$* \text{celerité : } a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}}$$

$e = 5 \text{ mm}$

où $D =$ diamètre de la conduite
 $K = 0,5$ (acier)
 $e =$ épaisseur de la conduite

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 0,5 \frac{0,20}{0,005}}} = 1197,91 \text{ m/s} \approx 1198 \text{ m/s.}$$

$$* \theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 1875}{1198} = 3,13 \text{ s}$$

* Calcul de h_{max} (Belier)

$$h_{max} = \frac{a v_0}{g} = \frac{1198 \cdot 1,45}{9,8} = 177,26 \text{ m}$$

Le coup de belier peut atteindre la valeur de 177,26 m de sorte qu'au retour de l'onde la pression peut atteindre :

$$\text{Hot } h_{max} = 49,40 + 177,26 = 226,66 \text{ m.}$$

soit 22,7 bars.

$$Z_0 = H_0 + H_{atm} = 49,40 + 10 = 59,40 \text{ m}$$

* Calcul des coefficients M et c dans le cas de la montée de l'eau

$$m = \frac{d'^2}{D^2} = \frac{(51)^2}{(100)^2} = 0,26$$

$$m = 0,26 \xrightarrow{\text{abaque P.279 Dupont T II}} c = 0,55$$

d'où la perte de charge ΔH_1 (montée) sera de :

$$\Delta H_1 = c \frac{V_1^2}{2g} = 0,55 \frac{V_1^2}{2g} = 0,028 V_1^2$$

* calcul des coefficients m' et c' dans le cas de la descente de l'eau soit la vitesse de descente V_2

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = 2 \frac{(200)^2}{(55)^2} = 26,45 = K'$$

$$20 \angle K = 26,45 \angle 30$$

$$\frac{V_2}{V_f} = 26,45 \Rightarrow \boxed{V_2 = 26,45 V_f}$$

$$* m' = \frac{\frac{1}{2} d^2}{D^2} = \frac{0,5 (55)^2}{(100)^2} = 0,15$$

$$m' = 0,15 \quad \text{abaque p. 279 Dupont T II} \quad c' = 0,73$$

d'où pour la descente on a :

$$\boxed{H_2 = c' \frac{V_2^2}{2g} = 0,73 \frac{V_2^2}{2g}}$$

* Volume de la conduite

$$V = L \cdot S = 1875 \cdot 0,031 = 58,13 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après.

Graphe :

calcul de la pente :

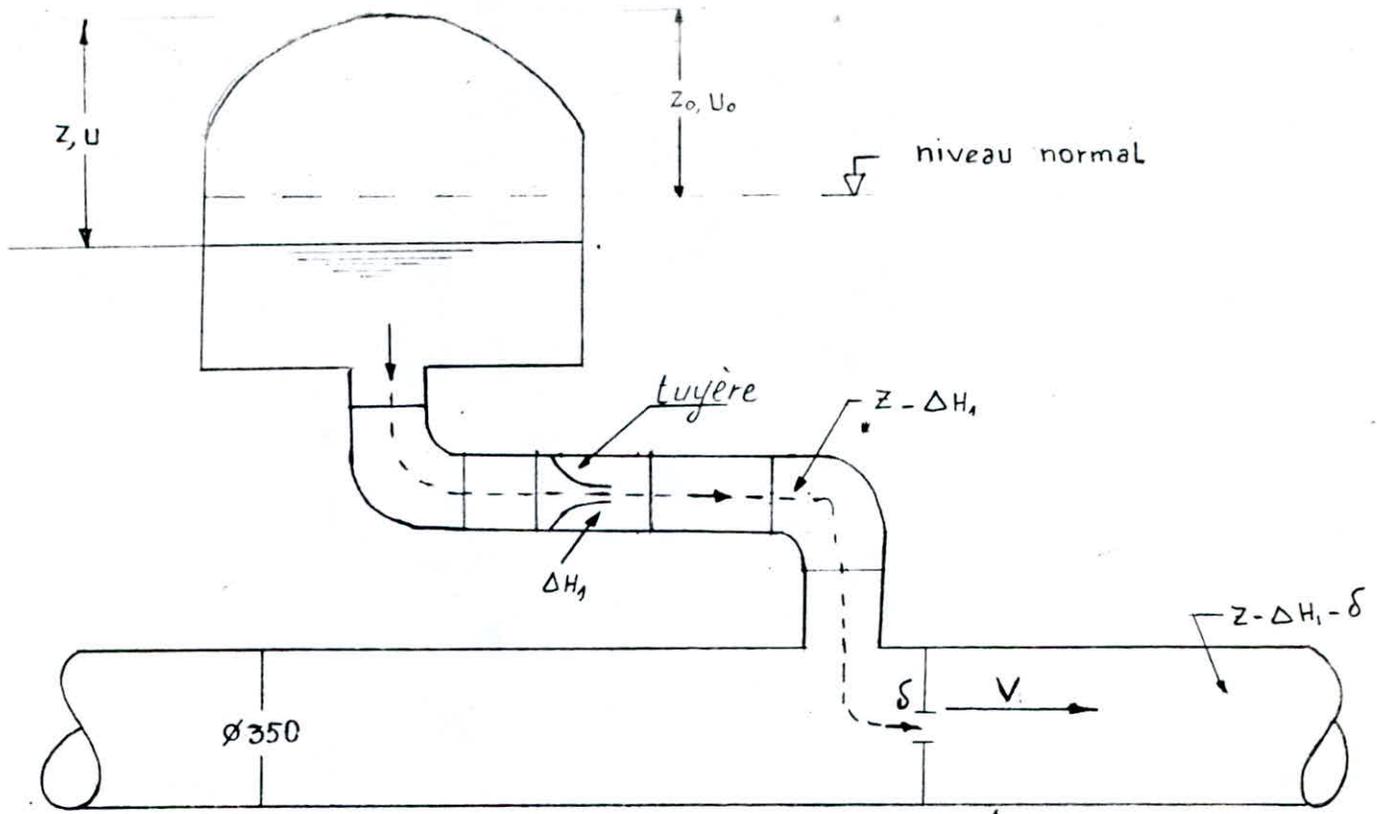
$$\text{tg } X = \frac{a}{g} \quad (\text{vitesse en axe des abscisses})$$

$$a = 1198 \text{ m/s} \quad (\text{voir plus haut})$$

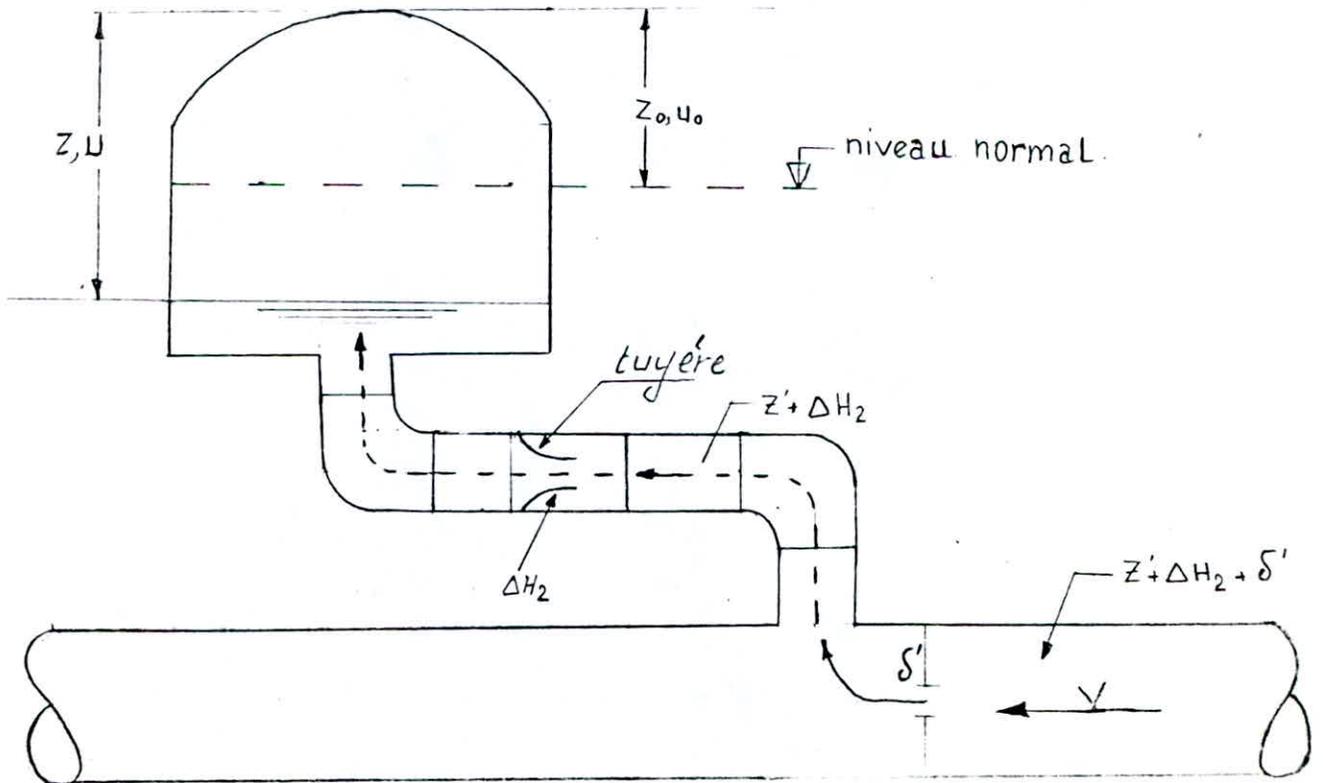
$$\frac{a}{g} = \frac{1198}{9,8} = \frac{122,24}{1 \text{ m/s}}$$

$$\text{à l'échelle : } \frac{24,45}{1 \text{ cm}} = \frac{1,22 \text{ cm}}{1 \text{ cm}}$$

L'épure du coup de belier est représenté sur le graphe ci-après.



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

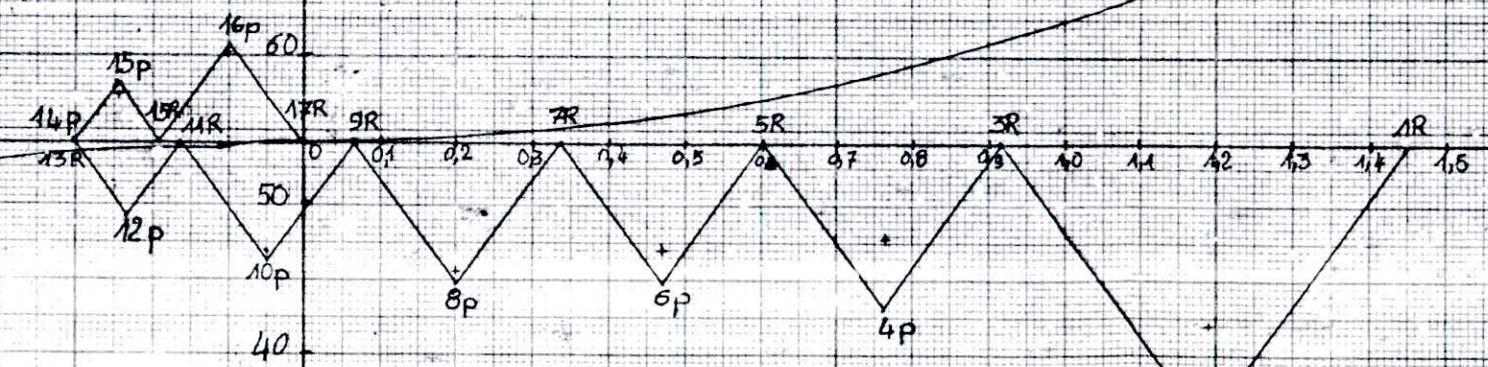
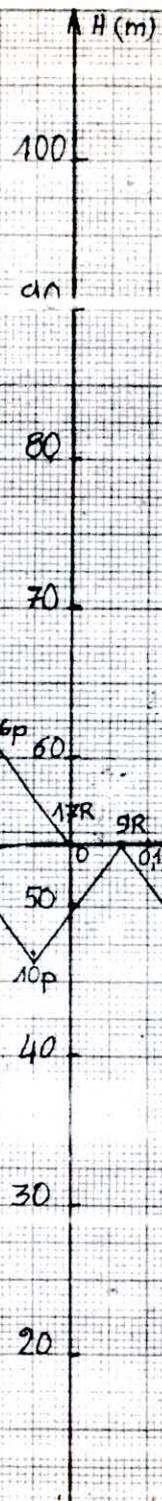


Pertes de charge successives à la descente de l'eau dans le réservoir

	intervalles de temps θ	variation du volume d'air $\Delta U = S \cdot V_m \cdot \theta$ (m ³)	volume d'air U (m ³)	Pression dans le reservoir d'air $z = \frac{276,54}{U^{1,4}}$	vitesse dans la tubulure de branchement montée: $v_1 = 15,62 v_f$ descente: $v_2 = 26,45 v_f$	Pertes de charge dans la tygere montée: $\Delta H_1 = 0,55 \frac{v_1^2}{2g}$ descente: $\Delta H_2 = 0,73 \cdot \frac{v_2^2}{2g}$	Pression dans la conduite avec pertes de charge montée: $z - \Delta H_1$ descente: $z + \Delta H_2$	Perte de charge refoulemen δ	Pression dans la conduite sans pertes de charge montée: $z - \Delta H_1 - \delta$ descente: $z + \Delta H_1 + \delta$	vitesse lue sur le graphique v_f	vitesse moyenne v_m	designation du point	vitesse finale choisie v_f
0	0	0	$U_0 = 3m^3$	59,40	"	"	59,40	17	49,40	1,45	"	1R	"
0	0,128	0,128	3,128	56,03	18,51	9,61	46,42	11,40	35,02	1,185	1,318	2P	1,185
20	0,189	0,317	3,317	51,61	11,87	3,93	47,68	4,69	42,99	0,76	0,973	4P	0,76
30	0,179	3,496	47,95	7,34	1,51	46,44	44,65	1,79	44,65	0,47	0,645	6P	0,47
50	0,130	3,626	45,56	3,12	0,27	45,29	44,97	0,32	44,97	0,20	0,335	8P	0,20
50	-0,024	3,602	45,98	1,32	0,06	46,04	46,06	0,02	46,06	-0,05	0,075	10P	-0,05
60	-0,083	3,519	47,51	6,22	1,44	48,95	49,40	0,45	49,40	-0,235	-0,143	12P	-0,235
70	-0,182	3,337	51,18	7,94	2,35	53,53	54,26	0,73	54,26	-0,30	-0,268	14P	-0,30
80	-0,212	3,125	56,10	6,48	1,56	57,66	58,15	0,1487	58,15	-0,245	-0,273	16P	-0,245
90	-0,151	2,974	60,13	2,65	0,26	60,39	60,47	0,1081	60,47	-0,10	-0,173	18P	-0,10

ÉPURE N°2

calcul du Reservoir d'air (F5)



Echelle:
1cm → 5 m
1cm → 0,1 m/s

+ 9/9

3.2 Calcul du réservoir d'air - arrêt de la pompe.

Forage F6 - Réservoir d'accumulation.

Caractéristique de la conduite :

ϕ 350 $Q = 594 \text{ m}^3/\text{h} = 0,165 \text{ m}^3/\text{s}$

$L = 1745 \text{ m}$ $D = \frac{\phi}{2} = 175 \text{ mm}$

$E = 0,1 \text{ mm}$ $H_y = 47,68 \text{ m}$

$V = 10^{-6}$ $d = 95 \text{ mm}$.. (choisie)

Caloul $d' = 0,92 \times 95 = 87,4 \text{ mm}$

$$* \frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d'^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 d)^2} = K \frac{(350)^2}{(0,92 \cdot 95)^2} = 16,04$$

$15 < K = 16,04 < 20$

$\Rightarrow V_1 = 16,04 V_f$

$$* S = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{\pi (0,35)^2}{4} = 0,096 \text{ m}^2$$

$$* V_0 = \frac{Q}{S} = \frac{0,165}{0,096} = 1,72 \text{ m/s}$$

$$* a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 0,5 \frac{0,35}{0,005}}} = 1084,70 \text{ m/s}$$

$$* \theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 1745}{1084,7} = 3,22 \text{ s}$$

$$* h_{\max} = \frac{a V_0}{g} = 190,38 \text{ m}$$

* Le coup de Belier peut atteindre la valeur de 190,38 m
 Le sorte qu'au retour de l'onde la pression peut atteindre

$$H_0 + h_{\max} = 47,68 + 190,38 = 238,06 \text{ m}$$

soit 24, bars

$$\begin{aligned} * Z_0 &= H_0 + H_{\text{atm}} \\ &= 47,68 + 10 = 57,68 \text{ m} \end{aligned}$$

* Calcul des coefficients m et c dans le cas de la montée de l'eau

$$m = \frac{d^2}{D^2} = 0,25$$

$$m = 0,25 \quad \underline{\text{Dupont T.II}} \quad c = 0,565$$

d'où la perte de charge ΔH_1 (montée) sera de :

$$\Delta H_1 = \frac{c V_1^2}{2 g} = 0,565 \frac{V_1^2}{2 g}$$

* Calcul des coefficients m' et c' dans le cas de la descente de l'eau.

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \frac{\phi^2}{d^2} = 2 \frac{(350)^2}{(95)^2} = 27,15 = K'$$

$$20 \leq K' = 27,15 \leq 30$$

$$\frac{V_2}{V_f} = 27,15 \implies V_2 = 27,15 V_f$$

$$* m' = \frac{0,5 d^2}{D^2} = \frac{0,5 (95)^2}{(175)^2} = 0,15$$

$$m' = 0,15 \quad \underline{\text{graphe p.279}} \quad c' = 0,73$$

$$\Delta H_2 = \frac{c' V_2^2}{2 g} = 0,73 \frac{V_2^2}{2 g} \quad (\text{descente})$$

:P.72

* Volume de la conduite :

$$V = L.S = 1745 \times 0,096 = 167,52 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont portés dans le tableau suivant :

Graphe :

Calcul de la pente :

$$\text{tg} \alpha = \frac{a}{g} \quad (\text{vitesse en axe des abscisses})$$

$$\frac{a}{g} = \frac{1084,7}{9,8} = \frac{110,68}{1 \text{ m/s}}$$

$$\text{à l'échelle : } \frac{22,14}{20} = \frac{1,11 \text{ cm}}{1 \text{ cm}}$$

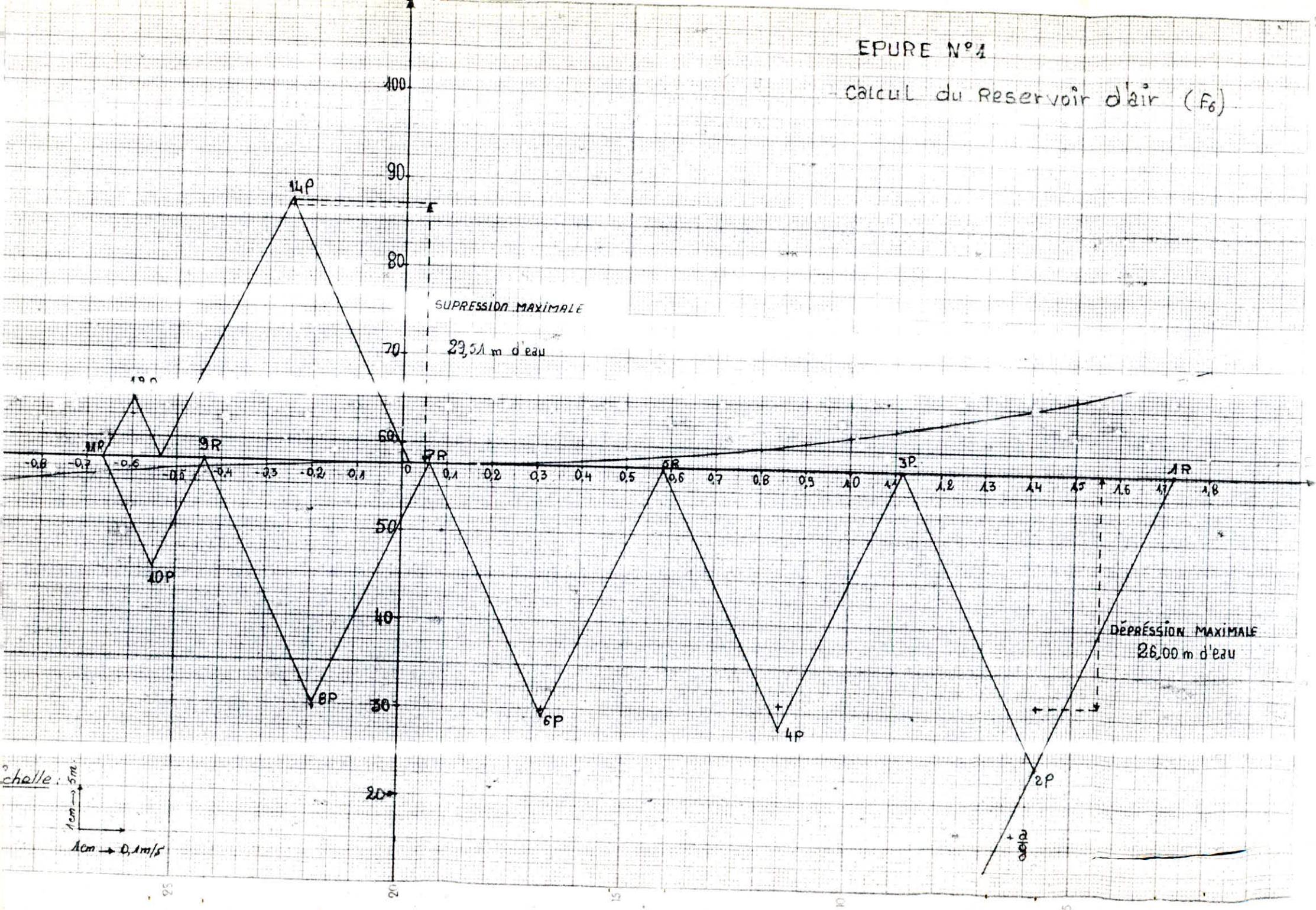
L'épure du coup de Belier est représenté sur le graphe suivant:

Tableau de calcul du réservoir d'air

intervalles de temps θ	Variation du volume d'air $\Delta U = S \cdot V_m \cdot \theta$ (m ³)	Volume d'air U (m ³)	Pression dans le Réservoir d'air $Z = \frac{268,53}{U+1}$	Vitesse dans la tubulure de branchement montée : $V_1 = 16,04 V_f$ descente : $V_2 = 27,27 V_f$	Pertes de charge dans la tuyère montée : $\Delta H_1 = 0,565 \frac{V_1^2}{2g}$ descente : $\Delta H_2 = 0,73 \frac{V_2^2}{2g}$	Pression dans la conduite avec pertes de charge montée : $Z + \Delta H_1$ descente : $Z + \Delta H_2$	Perte de charge refoulement δ	Pression dans la conduite sans pertes de charge montée : $Z - \Delta H_1 - \delta$ descente : $Z + \Delta H_2 + \delta$	vitesse lue sur le graphique V_f	Vitesse moyenne V_m	Designation du Point	vitesse finale choisie V_f
0	0	$U_0 = 3 \text{ m}^3$	57,68	"	"	57,68	10	47,68	172	"	1R	"
0	0,49	3,49	46,67	22,78	14,96	31,71	7,71	24,0	1,42	1,57	2P	1,42
20	0,70	4,19	36,13	13,63	5,36	30,77	2,76	28,01	0,85	1,14	4P	0,85
30	0,55	4,74	30,40	5,13	0,76	29,64	0,39	29,25	0,32	0,59	6P	0,32
40	0,08	4,82	29,70	5,10	1,0	30,70	0,14	30,84	-0,19	0,065	8P	-0,19
50	0,57	4,25	30,42	10,00	8,38	45,80	1,16	44,36	-0,55	-0,37	10P	-0,55
60	-1,06	3,19	52,93	16,36	9,97	62,90	1,38	64,28	-0,60	-0,575	12P	-0,60
70	-0,92	2,27	85,22	6,82	1,73	86,95	0,24	87,19	-0,25	-0,425	14P	-0,25

EPURE N°1

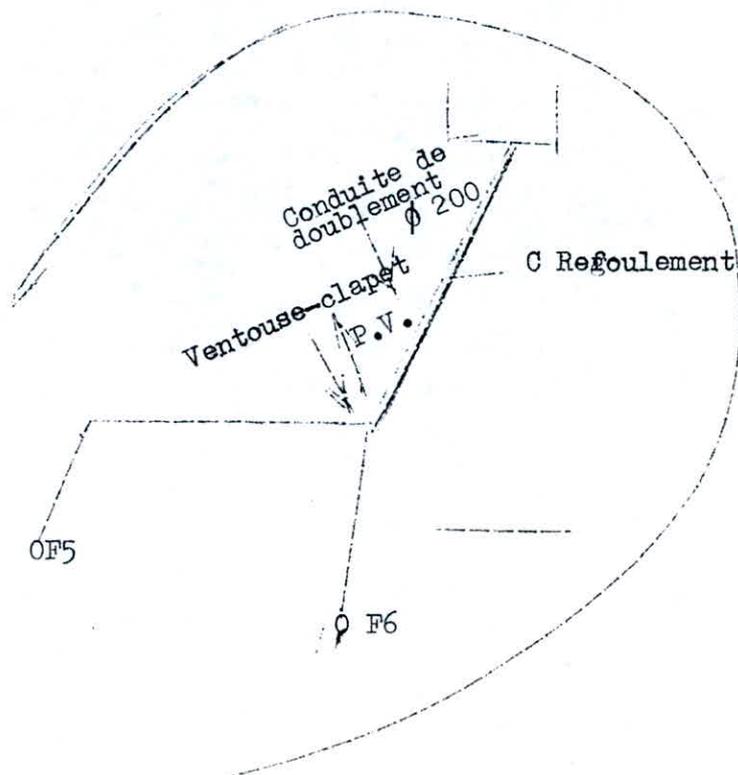
Calcul du Reservoir d'air (F₀)



75 Conclusion refoulement

La conduite de refoulement sera constituée de :

- d'une conduite ϕ 350 reliant le forage F 6 au réservoir.
- * d'une conduite ϕ 200 reliant le forage F5 au point de jonction avec la conduite de ϕ 350 et qui du point de jonction jusqu'au réservoir servira de doublement de la conduite de refoulement ϕ 350 au cas cette dernière subira des dommages. Au point de jonction sur la conduite ϕ 200 il sera installé un clapet anti-retour pour éviter le retour de la masse d'eau vers le F 5 et qui sera dirigée vers le F 6 pour laquelle a été étudié le réservoir d'air et la masse d'eau qui retournera au point de jonction vers le F5 sera amorti par le réservoir d'air prévu pour une masse d'eau beaucoup plus important c'est à dire le long de la conduite ϕ 200 et juste après le clapet anti retour il sera installé une ventouse pour l'admission de l'air dans la conduite lors de sa vidange.



Pose des conduites :

voir schéma page suivante.

La pose en terre des conduites doit s'effectuer comme suit :

1/ effectuer une tranchée de largeur suffisante (0,70 m minimum) pour pouvoir déposer commodement les tuyaux.

* la profondeur de la tranchée varie suivant le diamètre de la conduite ; sa profondeur sera égale au diamètre plus 1 m à partir de la génératrice supérieure de la conduite plus 0,20 m qui serviront de lit de pose ; ce dernier est constitué de gravier bien pilonné et bien nivelé suivant les côtés du profil en long. (voir fig. 1 et 2).

* La descente en fond de fouille des conduites se fait lentement à l'aide d'un palan ou d'une grue après avoir été au préalable examinée toute conduite ayant subi des dommages du point de vue protection ou autre doit être éliminée.

.../...

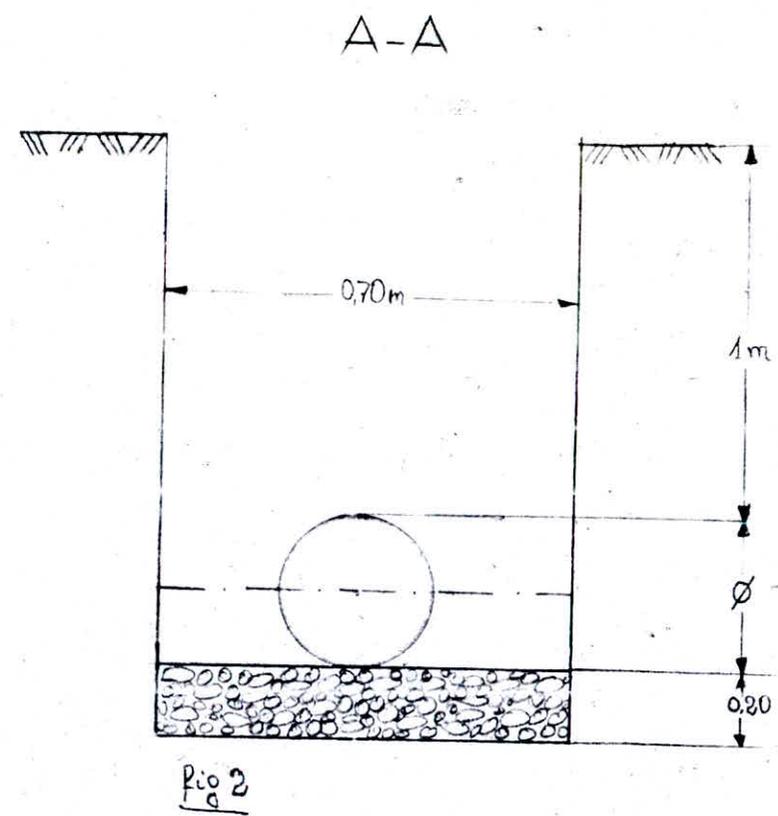
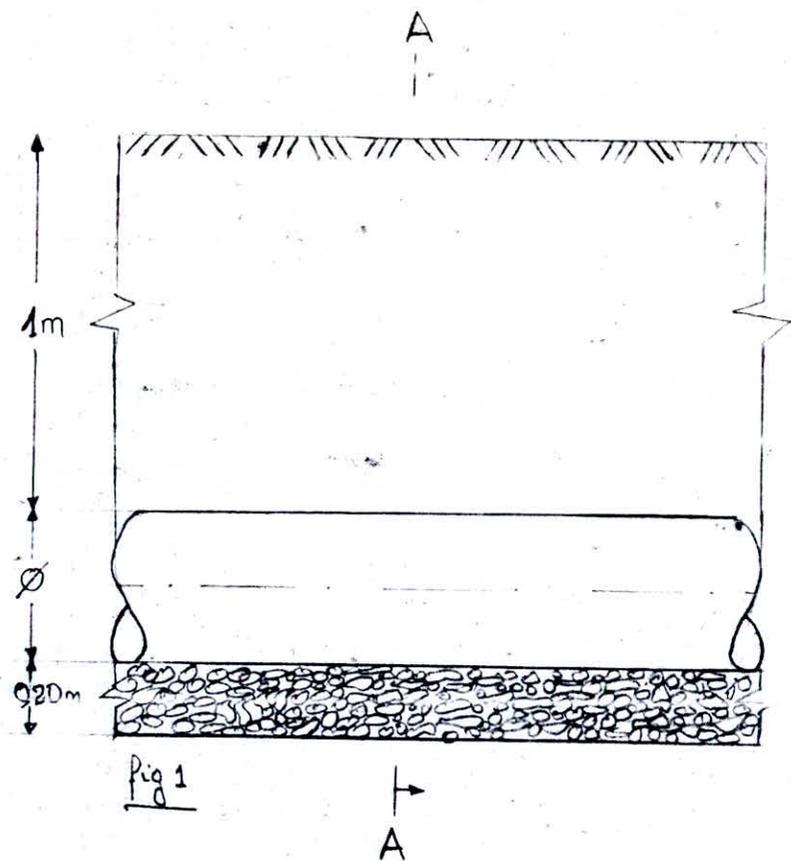


Schéma de l'exécution de la tranchée et la Pose de la conduite.

Après il sera procédé à l'assemblage par soudure et au montage de tous les accessoires nécessaires dont la liste sera énumérée dans les pages suivantes .

2/ Une fois les travaux de la pose effectués il est nécessaire de procéder à un essai général du réseau avant la réception générale des travaux, c'est à dire la mise en pression générale du réseau par le réservoir.

Les robinets vannes de branchement seront fermés pendant 48 h au moins pour pouvoir constater les pertes par rapport à la capacité du réseau.

3/ Après les essais on procède à la mise en place du remblai qui sera effectué manuellement avec la terre des déblais epurgés de tous les éléments qui peuvent porter préjudice à la conduite et sa protection et cela jusqu'à un hauteur de 0,15 m au dessus de la generatrice supérieure de la conduite;ensuite le remblaiement peut se poursuivre manuellement ou à l'aide d'un engin mécanique.

N.B.:Tout bloc ou detritus sont à éviter.

4/ Desinfection des conduites :
Avant la livraison de l'eau à la consommation publique après les travaux d'adduction de distribution, il sera préférable et même conseillé de procéder à la desinfection des conduites suivant les instructions d'un laboratoire.

C H A P I T R E IVProtection des conduites contre la corrosion :

La prospection du terrain faite au préalable par les services compétant nous montre que le terrain sur lequel sera édifié le quartier diplomatique est constitué d'un sol l'homogène en terre ce qui nous évite une formation de pile géologique pour cela l'étude de l'installation d'une protection cathodique s'avère inutile.

Notre réseau ainsi que la conduite de refoulement sont constitués de conduites en ~~acier~~ acier

Pour lutter contre la corrosion externe des conduites, un eurobage en laine de verre et du bitume sera suffisant et qui servira d'isolant électrique.

Il est très important d'assurer la continuité de cet eurobage au droit des joints et de prendre soin de ne pas détériorer cet eurobage lors de la pose des conduites.

- Notre travail a été axé principalement sur l'étude du réseau de distribution et le refoulement.

- Nous avons proposé une distribution par un système de réseau unique alimenté par un réservoir de 5000 m³ pour lequel une étude précise a été faite.

Ce dernier est alimenté par une conduite de refoulement provenant de deux forages situés à l'intérieur du quartier diplomatique.

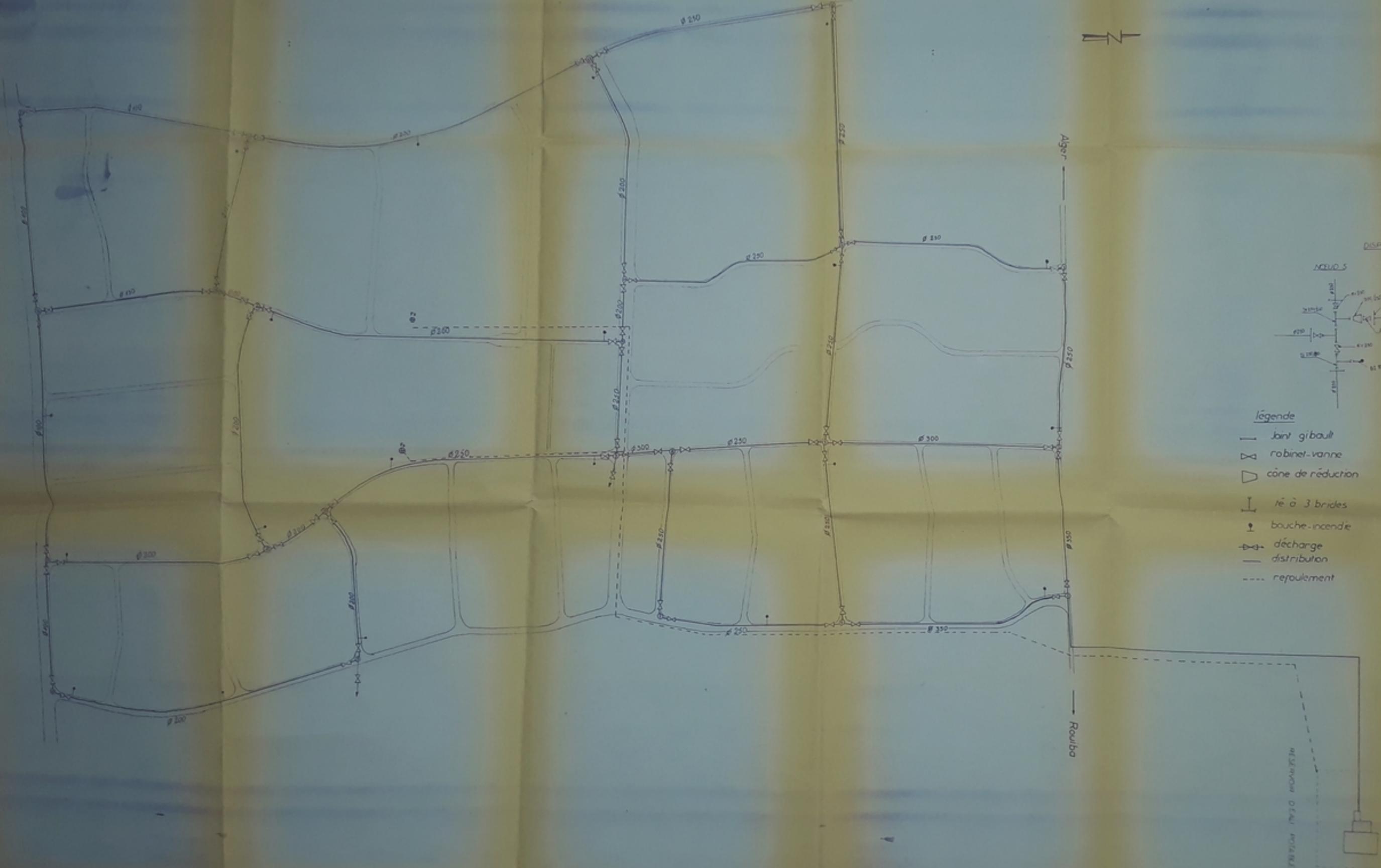
- Le calcul du réseau a été fait à l'aide d'un TI 59 programmable moyennant un programme qui utilise la formule de COOLBROK pour le calcul des pertes de charge et la méthode d'HARDY CROSS pour la résolution du réseau maillé.

- Il serait intéressant de faire un devis estimatif de tous les travaux et accessoires.

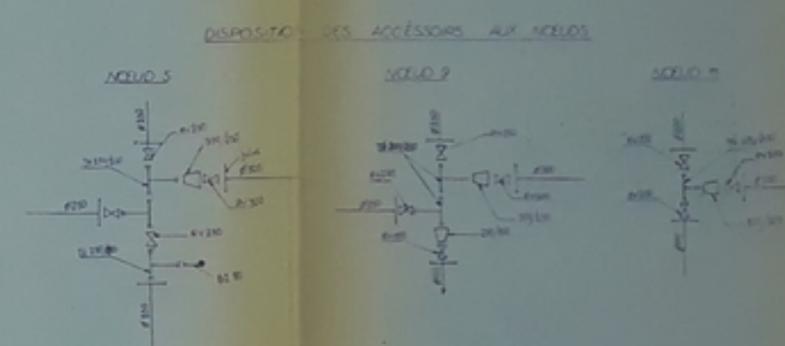
Mais nous ne disposons pas des prix exacts des différents équipements pour cela nous sommes dans l'impossibilité d'entreprendre de faire une telle étude qui complètera notre projet.

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

-
- G. LAPRAY :
Théorie de la longueur Fluidodynamique..... publiée en 1939
 - A. DUPONT :
Hydraulique Urbaine (II et III).....Edition Eyrolles
 - M. CARLIER
Hydraulique générale et appliquées.....Edition Eyrolles
 - J. BONNIN
Hydraulique Urbaine.....Edition Eyrolles
 - G. COMELLA et H. GUERREE
Distribution d'eau dans les agglomérations.....Edition Eyrolles
 - CATALOGUE POMPE SULZER.



- légende**
- joint gibault
 - ⊗ robinet-vanne
 - ▽ cône de réduction
 - ⊥ T à 3 brides
 - bouche-incendie
 - ↔ décharge
 - distribution
 - - - - repoulement



UNIVERSITÉ ALGÉRIENNE DE TECHNOLOGIE ET D'INDUSTRIE

U.S.T.H.B.

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'EL MARRACH

PROJET DE FIN D'ÉTUDE

ÉTUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

DU QUARTIER DIPLOMATIQUE D'ALGER

schéma d'équipement

du réseau de distribution

ÉLABORÉ PAR LES ÉTUDIANTS	Planche N°	ÉVALUÉ PAR
F. ALIM A. BENDJILALI		
APProuvé PAR MONSIEUR		
A.T. ABDELLAH		

Cote ruisseau

55
50
45
40
35
30
25
20
15
10

Entrée Réseau distribution

Pression au Sol m 31.70

terrain habités
Coulis

N° DES NOEUDS	R	1	6	7	8	9	17	18	21	22
DISTANCES PARTIELLES(m)		700	334	268	244	78	434	94	328	374
DISTANCES CUMULEES (m)			700	1034	1302	1380	1814	1908	2236	2610
COTES DU TERRAIN (m)		55	16.90	17.10	15.50	15.50	17.0	10.80	11.00	11.20
COTES DU PROJET (m)		55	16.90	17.10	15.50	15.50	17.0	10.80	11.00	11.20
COTES PIEZOMETRIQUES(m)		55	31.50	31.58	27.13	29.07	26.32	25.19		
DIAMETRE (mm)		500	350	250	250	300	200	200	100	
PENTES		5.7‰	7.57‰	10.41‰	6.71‰	12.02‰	5.11‰	7.87‰	1.62‰	3.66‰

PH00283
-06-

Republique Algerienne Democratique et Populaire
U.S.T.H.B
Ecole Nationale Polytechnique d'EL-Harrach

PROJET DE FIN DETUDE
ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DU QUARTIER DIPLOMATIQUE DALGER

PROFIL EN LONG DU TRONÇON

R 1 6 7 8 9 17 18 21 22

Etude par les étudiants A - BENDJALIL F ALIM	PLANCHE N°4	Echelle verticale 1/100
Dirigé par monsieur A.T ABDELLAH		Echelle horizontale 1/5000
		Proposé par D.H.V.A.

