

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

### PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES SEPT  
CENTRES

TISSEMSILT ~ THENIET-EL-HAD ~ LAYOUNE  
KHEMISTI ~ AIN-KERMA ~ FERRADJA ~ MEGUISBA

Proposé par :  
D.G.I.H

Etudié par :  
Melle MAKHLOUF S.  
M<sup>r</sup> HAMOUDI A.

Dirigé par :  
D<sup>r</sup> B. UTRYSKO



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وَجَعَلْنَا

الْمَاءَ كُلَّ شَيْءٍ

حَيًّا

حَدِيثًا لِمَنْ أَعْطَى

❁ Dedicaces ❁

Makhlouf Salima :

- Je dédie cette thèse :
- \* A la mémoire de mon père
  - \* A ma mère qui s'est sacrifiée  
au bien être de sa famille
  - \* A mes frères et sœurs
  - \* A mes oncles et tantes
  - \* A mes cousins et cousines
  - \* Et mes amis

ME HAMOUDI Abdelkader :

- A mon père
- A ma mère
- A tous mes frères et sœurs
- A ma famille toute entière
- A tous mes amis

## Remerciements

A Monsieur B - UTRYSKO

On a toujours trouvé au près de lui un accueil chaleureux durant l'élaboration de cette thèse. Nous avons trouvé en lui le professeur, dont l'un des buts principaux est de transmettre aux autres ses connaissances. Son sérieux restera exemplaire pour nous.

Qu'il trouve ici l'expression de notre profonde gratitude et nos respectueux et sincères remerciements.

A Monsieur G - LAPRAY :

Nous tenons à lui exprimer notre profonde gratitude pour le soutien qu'il ne cesse d'apporter aux jeunes Ingénieurs et son rôle prépondérant au niveau du département de l'hydraulique qu'il soit assuré de notre profonde reconnaissance

- Que tous nos professeurs trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude particulièrement pour monsieur KHETTAB notre chef de département.

- Nous tenons à remercier tout le personnel de la D.G.I.-H (Ministère de l'hydraulique) pour leur aide et compréhension.

- Enfin nous tenons à remercier M<sup>E</sup> ZAÏM Abderzak  
M<sup>E</sup> Subardjo (Ingénieurs) de leur aide précieuse

Conjointement MAKLOUF et HAMOUD

## TABLE DE MATIERES

### Chapitre 1 : Généralités

- 1 - Introduction
- 2 - Présentation actuelle

### Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau

- 1 - Estimation des besoins en eau
- 2 - Ressources en eau et consommation d'eau en l'an 2000 .

### Chapitre 3 : Adduction

- 1 - Choix du tracé
- 2 - type d'adduction
- 3 - Choix du matériau des adductions
- 4 - Calcul des adductions

### Chapitre 4 : Les Réservoirs

- 1 - Rôle des réservoirs
- 2 - Choix du site d'implantation
- 3 - Capacité des réservoirs
- 4 - Dimensionnement des réservoirs .

### Chapitre 5 : Bache de reprise

- 1 - rôle de la bache de reprise
- 2 - Capacité de la bache de reprise
- 3 - Dimensionnement de la bache de reprise

## Chapitre 6 : Station de pompage

- 1 - Choix des pompes
- 2 - Automatisation de la station de pompage
- 3 - Point de fonctionnement désiré

## Chapitre 7 : Protection des conduites contre le coup de bélier

- 1 - Description du phénomène
- 2 - Causes du coup de bélier
- 3 - Moyens à diminuer les effets du coup de bélier
- 4 - Protection des conduites de refoulement
- 5 - Protection des conduites gravitaires.  
(en tenant compte des pertes de charge)
  - a) par la formule de Michaud
  - b) par la méthode graphique de Bergeron.

## Chapitre 8 : Protection des conduites contre la corrosion

- 1 - Phénomène de la corrosion
- 2 - Bases théoriques de la protection cathodique
- 3 - Protection des conduites contre les phénomènes divers
- 4 - Protection cathodique par soutirage du courant
- 5 - Protection cathodique par anodes réactives.

# Chapitre I

## 1-1 Introduction :

L'objet de notre étude consiste à étudier l'adduction des sept centres à savoir : Tissemsilt, Aïn el-kerma, Khemisti, Layoune Ferradja, Méguisba et enfin Theniet el-haad.

Ces sept centres font parti de la wilaya de Tiaret, L'alimentation en eau se fait à partir du champ de captage de la nappe de Sersou.

## 1-2 Présentation géographique :

La wilaya de Tiaret d'une superficie totale de 23455,6 km<sup>2</sup> compte une population de 676 467 habitants.

Elle est située sur les hauts plateaux, Limitée au Nord par la wilaya d'El-chlef, à l'Est par la wilaya de Djelfa, au sud par la wilaya de Laghouat et à l'Ouest par la wilaya de Mascara.

## 1-3 Climatologie :

Il est du type continental : des températures élevées en été allant jusqu'à 40°C pendant le mois d'Août et basses en hiver allant jusqu'à 0°C pendant le mois de Janvier. Le printemps est très réduit.

1-4 Précipitation : La wilaya de Tiaret se caractérise par de fortes précipitations en hiver de Janvier à Avril.

## Chapitre II :

### 1 - Estimation des besoins en eau :

D'après les renseignements recueillis auprès de la DGIH (Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques) la population des sept agglomérations en l'an 1977 était :

- \* Khemisti : 4 003 hab
- \* Theniet el-haad : 10 385 hab
- \* Tissemsilt et  
Aim el-kerma : 18 207 hab
- \* Layoune ,  
Meguisba et  
Ferradja : 4 568 hab

Notre étude sera projetée sur une échéance de 23 années ( 1977 - 2000 ).

Le taux d'accroissement de la population est de l'ordre de 3,5 % en Algérie .

La population , correspondant à cet horizon est calculée d'après la formule des intérêts composés .

$$P_f = P_0 (1 + \tau)^m$$

$P_f$  : Population future

$P_0$  : Population actuelle

$m$  : nombre d'années

$\tau$  : taux d'accroissement = 3,5 %



Population future

<del>Villes</del> Annees	1977	1990	2000
Tissemsilt et Ain el-kerma	18 207 hab	28 475 hab	40 167 hab
Theriet el- haad	10 385 hab	16 241 hab	22 910 hab
Khemisti	4 003 hab	6 260 hab	8 831 hab
Layoune Meguisba et Ferradja	4 568 hab	7 144 hab	10 077 hab
Total	37 163 hab	58 120 hab	81 985 hab

## 2 - les ressources en eau et consommation d'eau en l'an 2000

les ressources disponibles provenant d'un champ de captage donnent un débit de 200 l/s.

A l'horizon 2000, la population totale des sept agglomérations sera estimée à 81 985 habitants.

D'après A - Dupont (Hydraulique urbaine Tome II) pour une population comprise entre 20 000 et 100 000 habitants la dotation est comprise entre 200 et 300 l/j/hab.

Pour notre projet on prendra une dotation de 150 l/j/hab Vu le débit distribué qui est insuffisant et tenant compte de la sécheresse de la région.

Nous devons prendre en considération les pertes dans le réseau qui sont estimées à 20% et d'une majoration saisonnière de 30%, ceci nous donne un coefficient journalier  $K_1$

$$K_1 = 1 + (30\% + 20\%) = 1,5$$

Année 1990 :

Villes	Population résidente	dotation l/j/hab	besoins en eau potable (l/s)	coefficient	Consommation maximale journalier
Tissemsilt et Aïn-el-Kerma	28 475	130	42,84	1,5	64,26
Theniet el-haad	16 241	130	24,44	1,5	36,66
Khemisti	6 260	130	9,42	1,5	14,13
Layoune, Mtequisba et Ferradja	7 144	130	10,75	1,5	16,12

Année 2000 :

Villes	Population résidente	dotation l/s/hab	besoin en eau potable (l/s)	Coef	consommation maximale journalière
Tissamsilt et Ain el-kerna	40 167	150	69,73	1,5	104,6
Theniet el-haed	22 910	150	39,77	1,5	59,66
Khemisti	8 831	150	15,33	1,5	22,99
Layoune, Miquisba et Ferradja	10 077	150	17,49	1,5	26,24

$$\Sigma = 213,49$$

On constate que d'ici l'an 2000, on aura un déficit de 13,49 l/s.

Le but de notre projet consiste à combler ce déficit de 13,49 l/s. Pour cela nous devons ajouter un forage donnant le débit nécessaire.

Dans notre projet, on a étudié trois variantes :  
Dont deux sont presque identiques mais la troisième diffère.

Variante N° 1 :

On mène une conduite du champ de captage vers une bache de reprise placée juste avant la station de pompage N° 1. A partir de cette station de pompage l'eau est refoulée vers le réservoir - intermédiaire qui alimente, en gravitaire les réservoirs de Layoune, Meguisba, Ferradja, Tissemsilt Aim el-kerma, Khemisti et en refoulement celui de la ville de Theniet el-haad.

Variante N° 2 :

L'adduction se fera à partir du champ de captage sur une distance plus longue de six kilomètres que dans la 1<sup>ère</sup> variante. La bache de reprise est placée au point de jonction où se trouve également la SP 1.

A partir de la station de pompage N° 1 nous avons deux adductions séparées : L'une refoule vers le réservoir de Tissemsilt et l'autre vers le réservoir intermédiaire. Ce dernier alimentera en gravitaire les réservoirs de Layoune et Khemisti et en refoulement celui de Theniet el-haad.

Variante N° 3 :

Vu la longue distance qui sépare le réservoir intermédiaire et celui de la ville de Theniet el-haad, nous avons proposé d'alimenter ce dernier à partir d'un barrage situé aux environs.

Cela permettra d'éviter, l'installation de la station de pompage n° 2, reliant le réservoir intermédiaire et le réservoir de la ville de Theniet el-haad,

Et d'éviter aussi la pose d'une conduite très longue dans un terrain trop même accidenté.

Ce qui nous permet d'augmenter la dotation des autres centres, qui était faible auparavant, Vu le débit de captage qui est limité par les conditions hydrogéologiques.

## Chapitre III

### Adduction :

1 - Choix du tracé : le tracé de l'adduction a été étudié sur une carte topographique à l'échelle 1/50 000

le choix du tracé devra tenir compte de certains impératifs

- Chercher le tracé le plus court possible .
- recherche d'un profil en long aussi régulier que possible .
- Evitez les contre-pentes qui peuvent être des sièges de contonnement d'air et qui dans le cas du refoulement il peut y résulter en ces endroits une cavitation par suite d'un arrêt inopiné .
- Suivre les accotements des routes pour faciliter l'acheminement du matériel .

### 2 - type d'adduction :

la topographie du terrain , nous impose une adduction mixte c'est à dire : gravitaire - refoulement .

### 3 - Choix des matériaux :

les tuyaux choisis seront en acier pour des raisons :

- ils sont plus légers que les tuyaux en béton (économie sur - le transport ) .
- Résistance aux contraintes (écrasement , chocs , déplacement du terrain ) .
- Relief accidenté .

#### 4 - Calcul des adductions :

##### a) Conduite de refoulement :

##### ① Calcul de la hauteur manométrique :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_T$$

$H_g$  : hauteur géométrique entre le plan de pompage et le niveau du trop plein du réservoir ( $C_{TP} - C_{SP} + h_s$ )

$h_s$  : alimentation par surverse = 0,5 m

$\Delta H_T$  : pertes de charge au refoulement comptés à partir du pompage jusqu'au réservoir.

$$\Delta H_T = \Delta H_p + \Delta H_s \quad \text{avec} \quad \Delta H_s = 10\% \Delta H_p$$

##### ② Diamètre économique :

En première approximation, on prendra la formule de

$$J. \text{ BONNIN} : \quad D = \sqrt{Q} \quad \begin{array}{l} D \text{ en (m)} \\ Q \text{ en m}^3/\text{s} \end{array}$$

le choix définitif du diamètre économique se fera à base d'un calcul technico-économique en utilisant les valeurs de diamètres normalisés supérieurs ou inférieurs à la valeur donnée par la formule de BONNIN.

Nous tiendrons compte — des frais d'exploitation  
— des frais d'amortissement de la conduite

Les valeurs de  $J$  et  $f$  sont déterminées par les formules

$$\text{suivantes} : \quad J = \frac{f \cdot V^2}{D \cdot 2g}$$

$$\text{avec } f = \left[ 0,86 \ln \left( \frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}} \right) \right]^{-2} \quad \begin{array}{l} \text{formule universel} \\ \text{de Coolebrook} \end{array}$$

③ - Détermination de la puissance :

$$P = \frac{9,81 \cdot Q \cdot H_{MT}}{\eta}$$

P : puissance exprimée en Kw

$\eta = 0,7$  rendement du groupe en %

④ - Frais d'amortissement :

le prix de la conduite sera amorti sur 30 ans au taux de  $i=8\%$

L'annuité  $A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i$        $n = 30 \text{ ans}$   
 $i = 8\%$  (taux d'intérêt)

$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 = 0,0888$$

⑤ Conclusion :

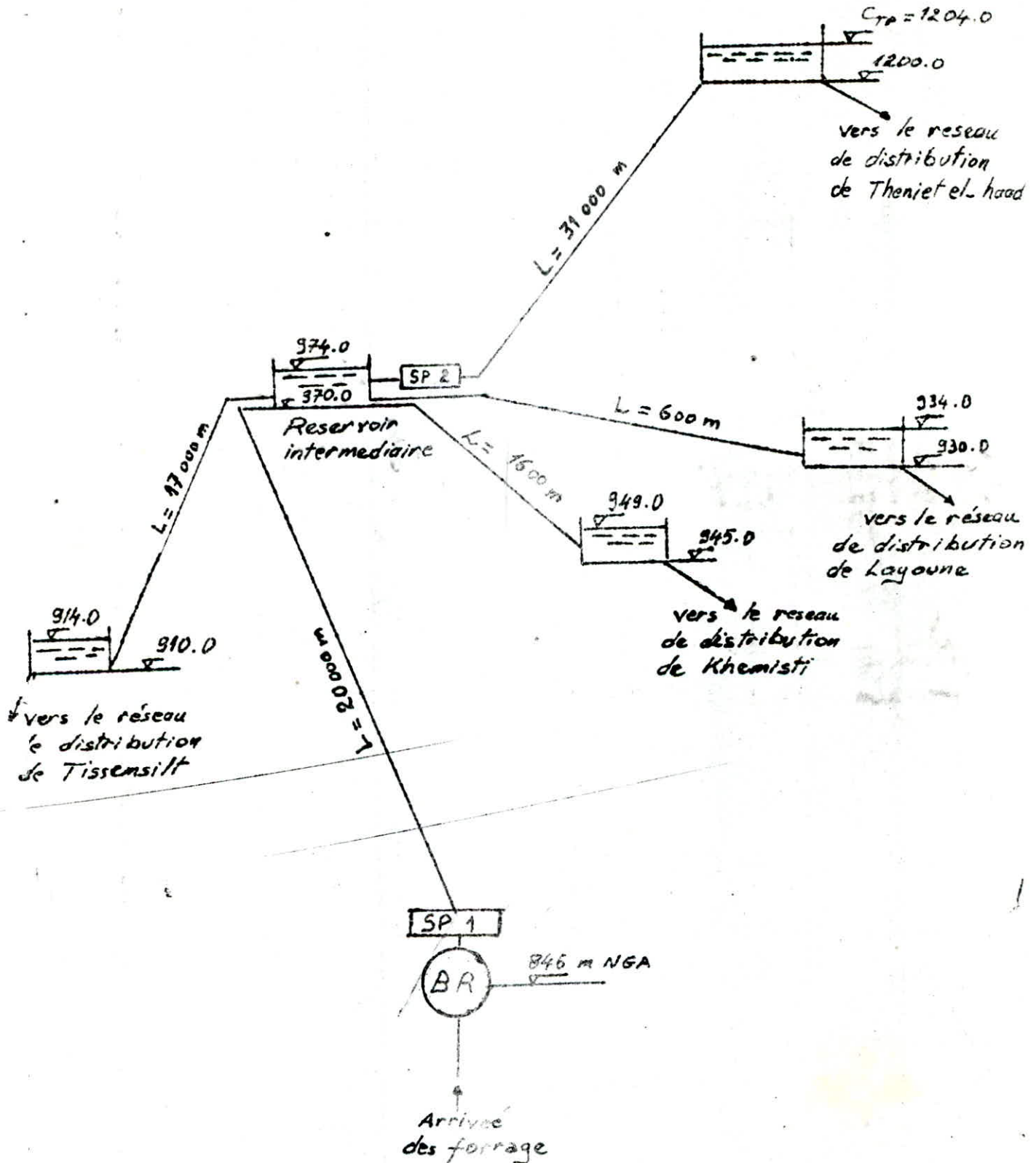
En faisant la somme amortissement et exploitation pour chaque diamètre, la plus petite valeur trouvée correspondra au diamètre économique.

Le prix d'énergie est de 0,19 DA / Kw.h

(voir nouveau système de tarification SONEGAZ)



# Schema d'adduction 1<sup>er</sup> Variante :

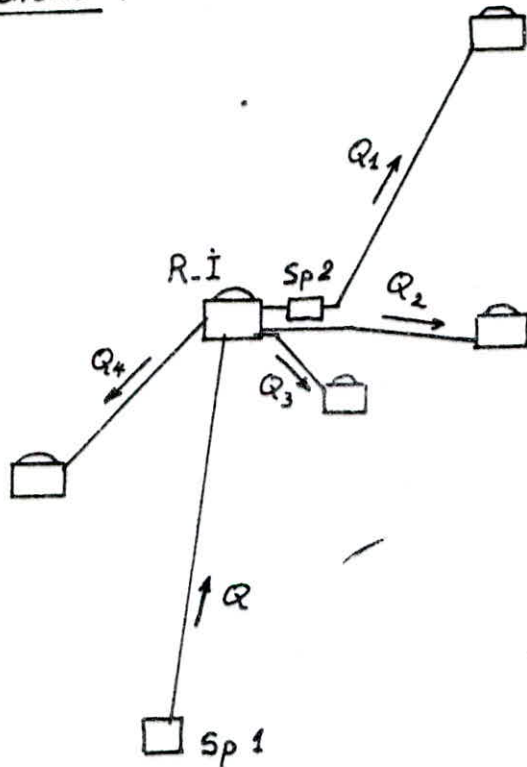


### Caractéristique de la conduite de refoulement :

Reliant la station de pompage N°1 au réservoir intermédiaire.

Sachant que  $L = 20\ 000\ m$   
 $\epsilon = 1\ mm$   
 $Q = 0,214\ m^3/s$  (le débit rentrant est égal à la somme des débits sortants)

schéma :



$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$$

$$Q = 0,06 + 0,026 + 0,023 + 0,105$$

$$Q = 0,214\ m^3/s$$

D'après la formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,214}$$

$$D = 0,463\ m$$

$$\text{d'où } \phi = 500\ mm$$

Calcul de l'annuité

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

$$A = 0,0888$$

### Calcul de l'amortissement de la conduite de refoulement :

$\phi$ mm	Prix du ml en DA	L (m)	Prix de la conduite 10 <sup>6</sup> DA	Amortissement = Prix · Annuité 10 <sup>6</sup> DA
400	300	20 000	6,00	0,5328
450	350	20 000	7,00	0,6216
500	400	20 000	8,00	0,7104
600	500	20 000	10,00	0,888
700	600	20 000	12,00	1,0656

Calcul de la hauteur manométrique totale :  $H_{MT}$

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_T = 128 + \Delta H_T$$

128 = 974 - 846 m c'est à dire la différence de cote entre le trop plein du réservoir intermédiaire et la bache de reprise.

$\varnothing_{mm}$	J	L(m)	$\Delta H_p$	$\Delta H_T = 1,1 \cdot \Delta H_p$	$H_{MT} = 128 + \Delta H_T$
400	0,0093	20 000	186	204,6	332,6
450	0,00497	20 000	99,4	109,34	237,34
500	0,00288	20 000	57,6	63,36	191,36
600	0,00125	20 000	25	27,5	155,5
700	0,00049	20 000	9,8	10,78	138,78

Calcul du prix d'énergie annuel :

$\varnothing_{mm}$	$H_{MT} = 128 + \Delta H_T$	$P = \frac{9,81 \cdot Q \cdot H_{MT}}{0,7}$	Energie = $\frac{P \cdot 24 \cdot 365}{10^6}$	Prix d'énergie annuel (0,19 DA)
400	332,6	997,49	8,74	1,667 · 10 <sup>6</sup>
450	237,34	711,8	6,24	1,186
500	191,36	573,9	5,02	0,956
600	155,5	466,35	4,09	0,78
700	138,78	416,21	3,65	0,693

Tableau Comparatif :

$\varnothing_{mm}$	400	450	500	600	700
Amortissement 10 <sup>6</sup> DA	0,53	0,62	0,71	0,89	1,06
Exploitation 10 <sup>6</sup> DA	1,661	1,186	0,956	0,78	0,693
Totaux 10 <sup>6</sup> DA	2,191	1,806	1,665	1,67	1,753
$\varnothing$ économique			$\varnothing$ 500		

Caractéristique de la conduite de refoulement reliant la station de pompage n°2 au réservoir de Théniet el-haad.

Connaissant :  $Q = 0,06 \text{ m}^3/\text{s}$   
 $L = 31\,000 \text{ m}$   
 $H_g = 234 \text{ m}$

d'où  $\phi = \sqrt{Q} = \sqrt{0,06} = 0,245 \Rightarrow \phi \approx 250 \text{ mm}$

Calcul de l'amortissement de la conduite :

$\phi$ mm	Prix du ml en D.A.	L (m)	Prix de la conduite 10° DA	Amortissement 10° DA
200	100	31 000	3,10	0,28
250	150	31 000	4,65	0,41
300	200	31 000	6,20	0,55
350	250	31 000	7,75	0,69
400	300	31 000	9,30	0,83

Calcul de la hauteur manométrique totale :

$\phi$ mm	J	L (m)	$\Delta H_p$	$\Delta H_f = 1,1 \cdot \Delta H_p$	$H_{M_T} = 234 + \Delta H_f$
200	0,02731	31 000	848,00	932,8	1166,8
250	0,00863	31 000	267,5	294	528,00
300	0,00325	31 000	100,7	110,7	344,7
350	0,00143	31 000	44,3	48,7	282,7
400	0,00078	31 000	24,00	26,00	260,00

Calcul du prix d'énergie annuel :

$\phi$ mm	$H_{MT} = 234 + \Delta H_T$	$P = \frac{9,81 \cdot Q}{0,7} H_{MT}$	Energie = $\frac{P \cdot 24 \cdot 365}{10^6}$	Exploitation $10^6$
200	1166,8	939,07	8,23	1,56
250	528,0	444,05	3,89	0,74
300	344,7	289,89	2,54	0,48
350	282,7	237,75	2,08	0,39
400	260,0	218,66	1,91	0,36

Tableau comparatif :

$\phi$ mm	200	250	300	350	400
Amortissement $10^6$	0,28	0,41	0,55	0,69	0,83
Exploitation $10^6$	1,56	0,74	0,48	0,39	0,36
Totaux	1,84	1,15	1,03	1,08	1,19
$\phi$ économique			$\phi$ 300		

### b) Adduction gravitaire :

Les paramètres qui entrent dans cette adduction sont :  
le débit, les pertes de charge et les longueurs.

on a choisi des conduites en acier, pour une rugosité égale à un millimètre. On estime les pertes de charge singulières égales à 10% des pertes de charge linéaires. D'où les pertes de charge totales sont égales à :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S = \Delta H_L + 0,1 \Delta H_L$$

$$\text{donc } \boxed{\Delta H_T = 1,1 \cdot \Delta H_L}$$

la vitesse  $v$  d'écoulement devra si possible être comprise entre

$$\boxed{0,5 < v < 1,7 \text{ m/s}}$$

Dimensionnement, S'agissant du tronçon Réservoir intermédiaire vers le réservoir de la ville de Khémisti.

$$\begin{aligned} L &= 1600 \text{ m} \\ C &= 0,001 \text{ m} \\ \Delta H_T &= 29 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{avec } Q = \frac{C_{mj} \cdot 1,5}{86400} = 0,023 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{On a } \Delta H_L &= \frac{f v^2}{2gD} \cdot Lg \\ \Delta H_T &= 1,1 \Delta H_L \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta H_T = 1,1 \cdot \frac{f v^2}{2gD} \cdot Lg$$

On prend  $f = 0,025$  (pour les conduites meuves)

d'après la formule de continuité :

$$Q = v \cdot A \quad \text{d'où} \quad v = Q/A$$

avec  $A$  : la section égale à  $\frac{\pi D^2}{4}$

$$\text{donc } \Delta H_T = 1,1 \frac{f \cdot Q^2 \cdot 16 \cdot Lg}{D^4 \cdot 2g \cdot D \cdot \pi^2} \quad (1)$$

D'après la relation (1) on tire le diamètre hypothétique.

$$D_h = \sqrt[5]{\frac{1,1 \cdot f \cdot Q^2 \cdot 16 \cdot Lg}{\Delta H_r \cdot 2g \cdot \pi^2}} = \sqrt[5]{\frac{0,031 \cdot 0,025 \cdot (0,023)^2 \cdot 1600}{29}}$$

$$D_h = 0,146 \text{ m} \Rightarrow D_h = 150 \text{ mm}$$

d'où la vitesse 
$$v = \frac{4Q}{\pi D_h^2} = \frac{4 \cdot 0,023}{3,14 \cdot (0,15)^2}$$

$$v = 1,3 \text{ m/s}$$

On cherche le diamètre réel de la conduite, qui transite ce débit en appliquant la formule de Colbrook - w

$$f_c.w = \left[ 0,86 \ln \left( \frac{E}{3,7 D_h} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}} \right) \right]^{-2}$$

$f$ : coefficient de frottement dans la conduite.

la première approximation se fait par la formule de

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

$$f = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{0,001}{0,15} \right)^{-2}$$

$$f = 0,03367$$

déterminons le nombre de Reynolds :

$$R = \frac{vD}{\nu} = \frac{1,3 \cdot 0,15}{10^{-6}} = 0,195 \cdot 10^6$$

$\nu$ : viscosité de l'eau, égale à  $10^{-6}$

$E$ : rugosité absolue égale à 1 mm

Après quelques approximations, dans notre cas à la 2<sup>ème</sup>

on trouve que  $f_c.w = 0,0343$ .

D'où le diamètre réel 
$$D_r = \sqrt[5]{\frac{0,031 \cdot 0,0343 \cdot (0,023)^2 \cdot 1600}{29}}$$

$$D_r = 0,155 \text{ m}$$

On prend  $D_r = 150 \text{ mm}$

La vitesse d'écoulement

$$v = \frac{4Q}{\pi D_n^2} = \frac{4 \cdot 0,023}{3,14 \cdot (0,15)^2} = 1,3 \text{ m/s}$$

d'où les pertes de charge totales  $\Delta H_T$  sont égales à

$$\Delta H_T = \frac{1,1 \cdot 16 \cdot Q^2 \cdot f_{cw} \cdot L_g}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot 2g}$$

$\Delta H_T = 34,78 \text{ m} >$  à la différence des côtes qui est égale à  $29 \text{ m}$ . Donc on doit prendre un diamètre un peu plus grand,  $\phi = 200 \text{ mm}$

Avec cette nouvelle valeur du diamètre, on refait le même procédé de calcul que précédemment.

$$\left. \begin{array}{l} v = 0,73 \text{ m/s} \\ R = 1,46 \cdot 10^5 \\ f_{\text{NIKURADSE}} = 0,0308 \\ f_{cw} = 0,0316 \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta H_T = \frac{1,1 \cdot 16 \cdot (0,023)^2 \cdot 1600 \cdot 0,0316}{(3,14)^2 \cdot (0,2)^5 \cdot (19,62)}$$

$$\Delta H_T = 7,6 \text{ m}$$

On prend le diamètre supérieur égal à  $200 \text{ mm}$ , même avec un surplus de débit on est en pleine sécurité.



Tronçon gravitaire :\* Réservoir intermédiaire vers le réservoir de la ville de LAYOUNE :

$$L = 6000 \text{ m}$$

$$E = 0,001 \text{ m}$$

$$Q = 0,026 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Delta H_s = 10\% \Delta H_T$$

$$\Delta H_T = 44 \text{ m}$$

$D_h$ (mm)	V (m/s)	TR	f	$f_{c-w}$	$D_r$ (mm)	$\Delta H_T$ (m)
200	0,83	$1,656 \cdot 10^5$	0,025	0,03156	200	36,39

\* Réservoir intermédiaire vers le réservoir de la ville de Tissemsilt :

$$L = 17000 \text{ m}$$

$$E = 0,001 \text{ m}$$

$$Q = 0,105 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Delta H_s = 10\% \Delta H_T$$

$$\Delta H_T = 64 \text{ m}$$

$D_h$ (mm)	V (m/s)	TR	f	$f_{c-w}$	$D_r$ (mm)	$\Delta H_T$ (m)
400	0,836	$3,344 \cdot 10^5$	0,025	0,0258	400	43 m

 $D_h$  : Diamètre hypothétique

f : 0,025 (pour les conduites neuves)

 $D_r$  : diamètre réel.

## CHAPITRE IV

### LES RESERVOIRS

#### 1) Rôle des réservoirs :

Dans le cas des adductions gravitaires qui transitent généralement un débit sensiblement constant, le réservoir est indispensable pour pouvoir emmagasiner l'eau et la distribuer aux heures de pointes. Le réservoir a une double fonction, il assure une régulation entre les débits différents :

- Débit consommé qui est le plus souvent presque nul la nuit et peut atteindre trois à quatre fois le débit moyen journalier à certaines heures de la journée.
- Débit des sources d'approvisionnement généralement peu variable au cours de la journée.
- Débit des pompes d'adduction, si la puissance des pompes électriques est élevée (refoulement à hauteur importante) ou peut être conduit par économie à les utiliser principalement la nuit à des heures où la consommation est très faible.

Il assure la sécurité de la distribution, soit en cas de défaillance de courte durée, soit pour fournir rapidement une quantité d'eau importante.

Le réservoir peut permettre de constituer une réserve d'eau pour lutter contre d'éventuels incendies.

## 2) Choix du site d'implantation :

le sol de fondation doit être examiné du point de vue de la capacité portante et du drainage des eaux qu'il est normal de rencontrer dans les fouilles. Le réservoir doit être couvert à l'abri des contaminations des eaux souterraines d'infiltration des pluies et des poussières, et doit être construit en matière durable et aéré tout en restant à l'abri de la chaleur et du froid.

Une implantation correcte des réservoirs, compte tenu bien entendu du relief, permettra d'obtenir des dépenses minimales d'investissement et d'exploitation.

On doit tenir compte des facteurs suivants :

- le point le plus bas à alimenter
- la hauteur du plus haut bâtiment
- les pertes de charge dans le bâtiment
- les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable.

## 3 - Capacité des réservoirs :

la capacité du réservoir se détermine en fonction de l'entrée et du soutirage de l'eau pendant les différentes heures de la journée, le réservoir doit être en mesure de stocker l'excédent d'eau pendant les heures de faible consommation et de restituer cette eau pendant les consommations de pointe,

il faut ajouter à cela un volume réservé à la lutte contre l'incendie.

\* Calcul du volume : dans une première approximation, on peut admettre la répartition de la consommation, les coefficients horaires ( $a_h$ ) en pourcentage.

Après le calcul des excès ( $v^+$ ) et des insuffisances ( $v^-$ ) d'eau dans les différentes heures de la journée, on fait la somme algébrique des  $v^+_{max}$  et  $v^-_{max}$

$$V = |\Delta v^+_{max}| + |\Delta v^-_{max}|$$

le volume total que doit contenir le réservoir est :

$$V_T = V + V_{ri}$$

$V_{ri} = 120 \text{ m}^3$  (volume de la réserve d'incendie)

#### 4 - Dimensionnement des réservoirs :

\* Calcul du volume du réservoir pour la ville de Khemisti à l'horizon 2000

Année	population (hab)	dotation (l/j/hab)	Consommation moyenne journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	consommation maximale journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
1977	4 003	120	480,36	720,54
1990	6 260	130	813,80	1220,7
2000	8 831	150	1324,65	1986,98

$$a_{1990} = \frac{\text{Consommation maximale journalière}}{24} = \frac{1220,7}{24} = 50,86 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$a_{2000} = \frac{1986,98}{24} = 82,79 \text{ m}^3/\text{h}$$

Comme la population de la ville de Khemisti est inférieure à 10 000 hab, on se réfère au tableau N° 1 pour déterminer son volume.

$$V = 4,4 \cdot a_{2000}$$

$$\text{avec } a_{2000} = 82,79 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{d'où } V = 4,4 \cdot 82,79 = 364,28 \text{ m}^3$$

le volume que doit contenir le réservoir en tenant compte du volume de la réserve d'incendie.

$$V_R = 364,28 + V_{Ri}$$

$$V_R = 364,28 + 120$$

$$V_R = 484,28 \text{ m}^3$$

Donc nous proposons un réservoir dont la capacité est de 500 m<sup>3</sup>.

Dimensionnement du réservoir :

$$V = S \cdot h \quad \text{avec } S = \text{section} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$h = \text{hauteur} = 4 \text{ m}$$

$$V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h = \frac{\pi D^2}{4} \cdot 4 \quad \text{d'où } V = \pi \cdot D^2$$

$$\text{donc } D = \sqrt{\frac{V}{\pi}} = \sqrt{\frac{500}{3,14}} = 12,62 \text{ m}$$

on prendra

$$D = 13 \text{ m}$$

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

Calcul du volume du réservoir, pour la ville de LAYOUNE  
à l'horizon 2000.

Année	Population	dotation l/j/hab	consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)	consommation maxima journalière (m <sup>3</sup> /j)
1977	4568	120	548,16	822,24
1990	7144	130	928,72	1393,08
2000	10 077	150	1511,55	2267,32

$$a_{1990} = \frac{C}{24} = \frac{1393,08}{24} = 58,04 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$a_{2000} = \frac{C}{24} = \frac{2267,32}{24} = 94,47 \text{ m}^3/\text{h}$$

Etant donné que la population est comprise entre 10 000 et 50 000 hab, on se réfère au tableau N° 2, pour déterminer le volume du réservoir à l'horizon 2000

$$V = 4,6 \cdot a_{2000}$$

$$\text{avec } a_{2000} = 94,47 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{d'où } V = 4,6 \cdot 94,47$$

$$V = 434,56 \text{ m}^3$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie

$$V_R = 434,56 + V_{Ri}$$

$$V_R = 434,56 + 120$$

$$V_R = 554,56 \text{ m}^3$$

nous proposons un volume

$$V_R = 600 \text{ m}^3$$

dimensionnement du réservoir de la ville de LAYOUNE :

$$V = S \cdot h \quad \text{où } h = 4 \text{ m}$$

$$\text{et } S = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\text{donc } V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h = \frac{\pi D^2 \cdot 4}{4}$$

$$V = \pi D^2$$

$$\text{d'où } D = \sqrt{\frac{V}{\pi}} = \sqrt{\frac{600}{3,14}} = 13,82 \text{ m}$$

on prendras

$$D = 14 \text{ m}$$

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

Calcul du volume du réservoir de la ville de  
TISSEMSILT et AÏN-EL-KERMA

Année	population (hab)	dotation (l/j/hab)	consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)	Consommation maximale journalière (m <sup>3</sup> /j)
1977	18 207	120	2184,84	3277,26
1990	28 475	130	3701,75	5552,62
2000	40 167	150	6025,05	9037,57

$$a_{1990} = \frac{C}{24} = \frac{5552,62}{24} = 231,36 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$a_{2000} = \frac{C}{24} = \frac{9037,57}{24} = 376,56 \text{ m}^3/\text{h}$$

à l'horizon 2000, la population des deux agglomérations est de 40 167 hab, comme ce chiffre est compris entre 10 000 et 50 000 hab, l'application du tableau N°2 est la bonne solution.

$$\text{alors } V = 4,6 \cdot a_{2000}$$

$$\text{et } a_{2000} = 376,56$$

$$\text{d'où } V = 4,6 \cdot 376,56 = 1732,18 \text{ m}^3$$

pour déterminer le volume du réservoir, on doit ajouter le volume nécessaire pour la lutte contre l'incendie.

$$V_R = V + V_{Ri}$$

$$V_R = 1732,18 + 120$$

$$V_R = 1852,18 \text{ m}^3$$

$$V_R = 1900 \text{ m}^3$$

Dimensionnement du réservoir :

$$\text{on prendra } h = 4 \text{ m et } D = \sqrt{\frac{V}{\pi}} = \sqrt{\frac{1900}{3,14}}$$

$$D = 24,6 \text{ m}$$

d'où

$h = 4 \text{ m}$ $D = 24,6 \text{ m}$
--



Réservoir pour la ville de Theniet-el-haad :

Année	Population	dotation (l/j/hab)	consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)	consommation maximale journalière (m <sup>3</sup> /j)
1977	10 383	120	1245,96	1868,94
1990	16 241	130	2111,33	3166,95
2000	22 910	150	3436,50	5154,75

$$d_{1990} = \frac{c}{24} = \frac{3166,95}{24} = 131,96 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$a_{2000} = \frac{c}{24} = \frac{5154,75}{24} = 214,78 \text{ m}^3/\text{h}$$

à l'horizon 2000 la population de la ville de Theniet-el-haad sera de 22 910 hab.

Ce qui explique qu'on doit appliquer le tableau N°2 pour déterminer le volume du réservoir nécessaire aux besoins de cette ville.

donc  $V = 4,6 \cdot a_{2000}$

$$a_{2000} = 214,78 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{alors } V = 4,6 \cdot 214,78 = 987,99 \text{ m}^3$$

Volume du réservoir avec la réserve d'incendie

$$V_R = V + V_{Ri}$$

$$V_R = 987,99 + 120$$

$$V_R = 1107,99 \text{ m}^3$$

nous proposons un volume de

$V_R = 1100 \text{ m}^3$
--------------------------

dimensionnement du réservoir :

$$V = S \cdot h \quad \text{où} \quad S = \frac{\pi D^2}{4}$$

et  $h = 4 \text{ m}$

d'où  $V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot 4$  ~~donc~~  $V = \pi D^2$

déterminons la valeur du diamètre  $D$  du réservoir

$$D = \sqrt{\frac{V}{\pi}} = \sqrt{\frac{1100}{3,14}} = 18,72 \text{ m}$$

on prendra

$D = 19 \text{ m}$
$h = 4 \text{ m}$

Dimensionnement du réservoir intermédiaire :

Sachant que le réservoir intermédiaire va alimenter d'autres réservoirs, comme le réservoir de la ville de Theniet-el-haad, de la ville de Layoune, de la ville de Khemis et de la ville de Tissemsilt pendant la journée complète, pour ainsi dire un fonctionnement de 24 heures. Et à son tour le réservoir intermédiaire est alimenté pendant un fonctionnement de 24 heures à partir de la station de pompage n° 1. Ce qui explique donc que le débit entrant est égal au débit sortant, toujours au niveau du réservoir intermédiaire.

Donc en conclusion on peut dire que ce réservoir servira de passage pour les eaux, et l'on fixera son volume à  $1000 \text{ m}^3$ .

pour ce réservoir il n'est pas nécessaire de tenir compte du volume d'incendie, du moment qu'il est destiné à alimenter d'autres réservoirs, qui sont à leurs tours nécessaire aux besoins de la population.

Maintenant si  $V = 1000 \text{ m}^3$ , on peut dimensionner le réservoir à partir de  $V = S \cdot h$  en prenant  $h = 4 \text{ m}$  et  $S = \frac{\pi D^2}{4}$

$$\text{donc } V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot 4 = \pi D^2$$

à partir de là, on détermine le diamètre du réservoir intermédiaire.

$$D = \sqrt{\frac{V}{\pi}} = \sqrt{\frac{1000}{3,14}} = 17,84 \text{ m}$$

on prendra alors

$h = 4 \text{ m}$ $D = 18 \text{ m}$
---

## Dimensionnement des Réservoirs

### Tableau récapitulatif

Réservoirs	volume calculé du réservoir	volume d'incendie (m <sup>3</sup> )	volume total (m <sup>3</sup> )	volume normalisé (m <sup>3</sup> )	hauteur (m)	diamètre (m)
intermédiaire	1 000	0,00	1 000	1000	4	18
Theniet-el-haad	987,99	120	1107,99	1100	4	19
Layoune, Meguisba et Ferradja	434,56	120	554,56	600	4	14
Khémisti	364,28	120	484,28	500	4	13
Tissemsilt et Aïn-el-kerma	1732,18	120	1852,18	1900	4	24,6

## Tableau n° 1

population inférieure à 10 000 hab

heures	X %	$a_h = \frac{X \cdot 24}{100}$	cumulé de $a_h$		$\Delta V^+$	$\Delta V^-$
0-1	1,00	0,24 a	0,24 a	a	0,76 a	
1-2	1,00	0,24 a	0,48 a	2a	1,52 a	
2-3	1,00	0,24 a	0,72 a	3a	2,28 a	
3-4	1,00	0,24 a	0,96 a	4a	3,04 a	
4-5	2,00	0,48 a	1,44 a	5a	3,56 a	
5-6	3,00	0,72 a	2,16 a	6a	3,84 a	
6-7	5,00	1,2 a	3,36 a	7a	3,64 a	
7-8	6,50	1,56 a	4,92 a	8a	3,08 a	
8-9	6,50	1,56 a	6,48 a	9a	2,52 a	
9-10	5,50	1,32 a	7,80 a	10a	2,20 a	
10-11	4,50	1,08 a	8,88 a	11a	2,12 a	
11-12	5,50	1,32 a	10,2 a	12a	1,80 a	
12-13	7,00	1,68 a	11,88 a	13a	1,12 a	
13-14	7,00	1,68 a	13,56 a	14a	1,44 a	
14-15	5,50	1,32 a	14,88 a	15a	1,12 a	
15-16	4,50	1,08 a	15,96 a	16a	1,04 a	
16-17	5,00	1,2 a	17,16 a	17a	0,84 a	
17-18	6,50	1,56 a	18,72 a	18a	0,28 a	
18-19	6,50	1,56 a	20,28 a	19a		0,28 a
19-20	5,00	1,20 a	21,48 a	20a		0,48 a
20-21	4,50	1,08 a	22,56 a	21a		0,56 a
21-22	3,00	0,72 a	23,28 a	22a		0,28 a
22-23	2,00	0,48 a	23,76 a	23a		0,24 a
23-24	1,00	0,24 a	24 a	24a		0,00

$$V = |3,84 a| + |0,56 a| = 4,4 a$$

Tableau n° 2

population comprise entre 10 000 et 50 000 hab

heures	x %	$a_h = \frac{x \cdot 24}{100}$	cumule de $a_h$		$\Delta a^+$	$\Delta a^-$
0 - 1	1,5	0,36 a	0,36a	a	0,64 a	
1 - 2	1,5	0,36 a	0,72a	2a	1,28a	
2 - 3	1,5	0,36 a	1,08 a	3a	1,92a	
3 - 4	1,5	0,36 a	1,44a	4a	2,56a	
4 - 5	2,5	0,6 a	2,04 a	5a	2,96a	
5 - 6	3,5	0,84 a	2,88 a	6a	3,12a	
6 - 7	4,5	1,08 a	3,96 a	7a	3,04a	
7 - 8	5,5	1,32 a	5,28 a	8a	2,72a	
8 - 9	6,25	1,5 a	6,78 a	9a	2,22a	
9 - 10	6,25	1,5 a	8,28 a	10a	1,72a	
10 - 11	6,25	1,5 a	9,78 a	11a	1,22a	
11 - 12	6,25	1,5 a	11,28 a	12a	0,72a	
12 - 13	5,00	1,2 a	12,48 a	13a	0,52a	
13 - 14	5,00	1,2 a	13,68 a	14a	0,32a	
14 - 15	5,5	1,32 a	15,00 a	15a	0,00 a	
15 - 16	6,00	1,44 a	16,44 a	16a		0,44 a
16 - 17	6,00	1,44 a	17,88 a	17a		0,88 a
17 - 18	5,5	1,32 a	19,2 a	18a		1,20 a
18 - 19	5,00	1,2 a	20,4 a	19a		1,40 a
19 - 20	4,5	1,08 a	21,48 a	20a		1,48 a
20 - 21	4,00	0,96 a	22,44 a	21a		1,44 a
21 - 22	3,00	0,72 a	23,16 a	22a		1,16 a
22 - 23	2,00	0,48 a	23,64 a	23a		0,64 a
23 - 24	1,5	0,36 a	24,00 a	24a		0,00

$$V = |3,12 a| + |1,48 a| = 4,6 a$$

## CHAPITRE V

### Bache de reprise :

Elle sera implantée à proximité, de la station de pompage N° 1, qui est destinée à alimenter le réservoir intermédiaire.

### Rôle de la bache de reprise :

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

Cette bache de reprise a pour but de stocker un certain volume d'eau, et servira de transit pour cette eau.

### Capacité et dimensionnement :

Afin de choisir le volume de notre bache de reprise, on étudiera le cas d'exploitation, c'est à dire connaissant le temps de refoulement qui se fait de la station de pompage N° 1 vers le réservoir intermédiaire, pendant la journée complète 24 heures.

Sachant aussi que les forages refoulent pendant 24 heures sans interruption, nous pouvons déterminer le volume.

En conclusion, comme on a dit auparavant que la bache de reprise servira de transit des eaux, on peut se fixer un volume égal à :

$$V = Q \cdot 3600$$

le débit  $Q = 0,214 \text{ m}^3/\text{s}$   
3600 secondes pendant une heure.

$$\text{d'où } V = 0,214 \cdot 3600$$

$$V = 770,4 \text{ m}^3 \approx 800 \text{ m}^3$$

### Dimensionnement de la bache de reprise

Connaissant le volume, on se fixe une hauteur, on détermine le diamètre :

$$V = S \cdot h \quad \text{avec } h = 6 \text{ m}$$

$$S = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\text{d'où } V = \frac{\pi D^2 \cdot h}{4}$$

$$\text{donc } D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{h \cdot \pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 800}{6 \cdot 3,14}} = 13,03 \text{ m}$$

alors :

$D = 13 \text{ m}$ $h = 6 \text{ m}$
--------------------------------------



## Chapitre VI

Station de pompage : la station de pompage comprend

- Une bache de reprise de volume  $800 \text{ m}^3$
- une salle de machines
- des locaux de services (exploitation)

On propose deux pompes à axe horizontale, et une autre identique qui sera prévue pour le secours.

Les caractéristiques de refoulement :

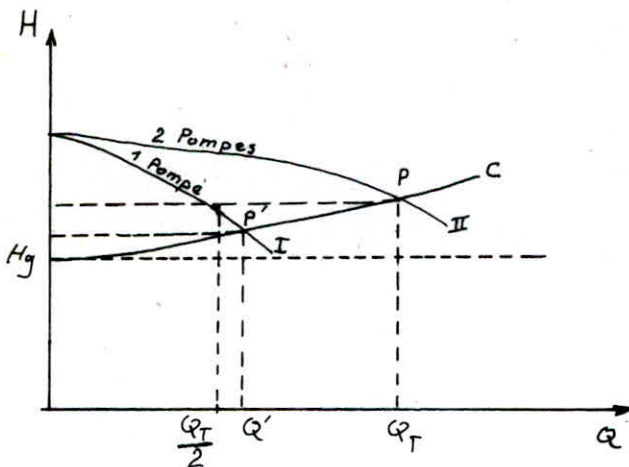
$$Q = 214 \text{ l/s} = 770,4 \text{ m}^3/\text{h}$$

type de pompes 200 NM ;  $N = 1450 \text{ t/mn}$

(Voir catalogue des pompes "jeumont - schneider")

Dans notre cas les deux pompes identiques sont en parallèle.

Schéma d'exploitation :



Courbe caractéristique des pompes fonctionnant ensemble.

La courbe I est la courbe (QH) commune à chacune des pompes.

— La caractéristique des deux pompes fonctionnant ensemble (courbe II) sera

obtenue en doublant à chaque fois pour une même hauteur les abscisses de la courbe I.

La courbe (C) est la caractéristique de la conduite menée à partir de (Hg) elle coupe la courbe (II) en "P" qui est le point de fonctionnement de l'ensemble.

Chaque pompe fonctionne sur la même hauteur

$$H_{MT} = 193 \text{ m} \quad \text{et avec un débit } \frac{Q}{2} = 385,2 \text{ m}^3/\text{h}$$

### Automatisation de la station de pompage :

L'automatisation des installations d'un service d'eau est évidemment fort souhaitable. Elle ne peut, cependant assurer une sécurité totale, car des défaillances du matériel sont toujours possible, ce qui exige parfois, de doubler la signalisation ou la commande par un dispositif différent.

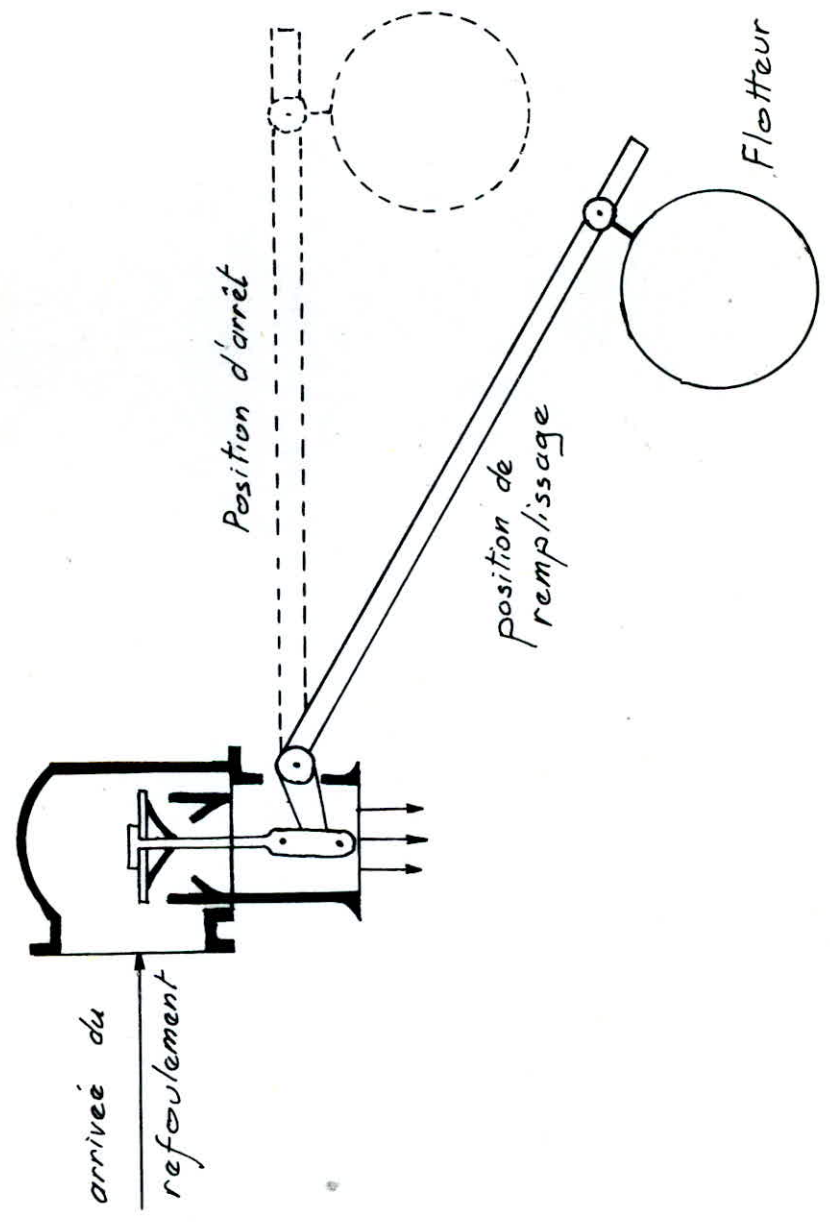
Cette installation automatique permet de réduire le personnel de surveillance.

Sachant pour ainsi dire, que la distance qui sépare la station de pompage et le réservoir, est d'autant plus importante, on dispose à l'arrivée de la conduite de refoulement au réservoir un "robinet flotteur".

Aussi on préfère l'utiliser pour l'arrivée d'une conduite gravitaire pour laquelle un passage éventuel d'un filet d'eau au trop plein n'entraîne pas une dépense d'énergie.

On prévoit aussi une commande manuelle, et une combinaison automatique pour éviter que les pompes ne démarrent en même temps.

Schema de fonctionnement du robinet flotteur



Station de pompage n° 1 :

Sur le schéma le point  $P_1$  a pour coordonnées  $Q = 770 \text{ m}^3/\text{h}$   
 $H = 193 \text{ m}$

L'intersection de la courbe  $(Q, H)$  et la caractéristique de la conduite donne, le point de fonctionnement représenté par  $P_2$ , qui est différent du point de fonctionnement désiré, pour obtenir ce dernier plusieurs solutions sont possibles :

Solution A :

Accepter le point  $P_2$  comme point de fonctionnement

$$Q = 817,5 \text{ m}^3/\text{h} ; H = 201,5 \text{ m} ; \eta = 77\%$$

le temps de pompage se réduit à

$$t = \frac{770 \cdot 24}{0,2271 \cdot 3600} = 22,60$$

$$\text{ou bien } t = 22^{\text{h}} 36 \text{ mn}$$

la puissance absorbée par la pompe dans ces conditions

$$\text{est } P_p = \frac{H \cdot g \cdot Q}{\eta} = \frac{201,5 \cdot 9,81 \cdot 0,2271}{0,77}$$

$$P_p = 583,00 \text{ Kw}$$

la puissance absorbée par le moteur :

$$P_m = \frac{P_p}{\eta_m} \quad \text{avec } \eta_m = 0,9$$

$$P_m = \frac{583,00}{0,9}$$

d'où

$$P_m = 647,78 \text{ Kw}$$

Solution B :

vanner sur le refoulement :

le point  $P_3$  a pour coordonnées

$$\begin{aligned} Q &= 770 \text{ m}^3/\text{h} \\ H &= 219,5 \text{ m} \\ \eta &= 77 \% \end{aligned}$$

le temps de pompage est de 24<sup>h</sup>

$$P_p = \frac{9,81 \times 0,214 \times 219,5}{0,77}$$

$$P_p = 598,45 \text{ Kw}$$

la puissance absorbée par le moteur est

$$P_m = \frac{P_p}{\eta_m} = \frac{598,45}{0,9}$$

$$P_m = 664,94 \text{ Kw}$$

Solution C :

Soit on rogne l'impulseur de façon à faire passer la courbe  $QH$  par le point  $P_1$ .

le débit à refouler est  $q = 770 \text{ m}^3/\text{h}$

Le point de fonctionnement devrait donc se situer au point  $P_1$ . Mais les caractéristiques  $(QH)$  donnent un point  $P_2$  éloigné du débit désiré.

Si l'on désire faire passer  $(QH)$  par  $P_1$ , la solution consiste à rogne la roue de la pompe.

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

le diamètre de la pompe rogné sera  $d$  et devra

notamment correspondre au débit  $q$  désiré.

en posant  $d = m \cdot D$

$D$ : diamètre de la roue initiale

$m$ : coefficient de rognage  $< \text{à } 1$

$$\text{on a donc } \frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{1}{m^2}$$

Ce qui signifie que si  $q$  et  $h$  sont les coordonnées du point  $P_1$  désiré,  $Q$  et  $H$  doivent être les coordonnées d'un point situé sur la droite  $OP_1$  prolongée, qui coupe  $QH$  en un point  $P_4$ .

Les triangles semblables  $OP_1q$  et  $OP_4Q$  donnent

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h}$$

$P_4$  a pour coordonnées  $Q = 812,5 \text{ m}^3/\text{h}$   
 $H = 204 \text{ m}$

alors que pour  $P_1$  le débit  $q = 770 \text{ m}^3/\text{h}$   
 $h = 193 \text{ m}$

$$\text{d'où } m = \sqrt{\frac{770}{812,5}} \quad \text{donc } m = 0,97$$

Pourcentage du rognage :

$$1 - m = 1 - 0,97 = 0,03$$

le pourcentage 3%

$$\frac{OP_4}{OP_1} = \frac{Q}{q} = \frac{1}{m^2} = 1,05$$

$$\text{d'où } OP_1 = m^2 OP_4$$

$$OP_1 = 0,94 \cdot OP_4$$

le temps de pompage se fait pendant 24<sup>h</sup> et

le rendement  $\eta = 77\%$

Puissance absorbée par la pompe dans ces conditions

$$P_p = \frac{9,81 \cdot 0,214 \cdot 193}{0,77}$$

$$P_p = 526,2 \text{ Kw}$$

Puissance absorbée par le moteur :

$$P_m = \frac{P_p}{\eta_m} = \frac{526,2}{0,9}$$

$$P_m = 584,66 \text{ Kw}$$

le critère de choix sera donné par le minimum de dépenses d'énergie consommée dans la journée.

Solutions	Dépenses journalières en énergie électrique (D.A)
1 <sup>er</sup> sans modification	$647,78 \times 22,6 \times 0,19 = 2781,56$
2 <sup>em</sup> Vannage	$664,94 \times 24 \times 0,19 = 3032,12$
3 <sup>em</sup> Rognage	$584,66 \times 24 \times 0,19 = 2666,05$

donc le rognage s'avère le plus économique.

pour tracer la courbe de la conduite de refoulement principale, on utilise les formules suivantes :

$$\Delta H_p = J \cdot L \quad \text{avec} \quad J = \frac{f V^2}{2gD} \quad \text{et} \quad V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

On exprime les pertes de charge linéaires sous la forme suivante :  $\Delta H_p = K \cdot Q^2$

$$\text{où} \quad K = \frac{16 \cdot f \cdot L}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot 19,62 \cdot (3600)^2}$$

En se donnant des valeurs au débit, dans ce cas alors on détermine les pertes de charge linéaires.

Et les pertes de charge totales sont déterminées par la formule suivante :  $\Delta H_T = 1,1 \cdot \Delta H_p$

En prenant en abscisse les débits et en ordonnées les pertes de charge totales, on trace la courbe caractéristique de la conduite de refoulement.





Station de pompage n° 2 :

Sur le schéma

le point  $P_1$  à pour coordonnées

$$Q = 216 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H = 532 \text{ m}$$

$$\eta = 66 \%$$

le point  $P_2$  ,  $Q = 225 \text{ m}^3/\text{h}$   
 $H = 557 \text{ m}$ le point  $P_3$  ,  $Q = 216 \text{ m}^3/\text{h}$   
 $H = 563 \text{ m}$ 

le temps de pompage se réduit à

$$t = \frac{216 \cdot 24}{0,0625 \cdot 3600} = 23,04$$

$$\text{d'où } t = 23^{\text{h}} 2 \text{ mn}$$

Tableau récapitulatif : sachant que  $Q = 0,06 \text{ m}^3/\text{s}$   
 $H_g = 234 \text{ m}$   
 $H_T = 532 \text{ m}$

$q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$Q \text{ (m}^3/\text{h)}$	$m$	$1 - m$ (%)	$\eta$ %	$P_p \text{ (kw)}$	$P_m \text{ (kw)}$
0,06	216	0,98	2	66	474,45	527,17

 $m$  : coefficient de rognage  $< 1$  $\eta$  : rendement $P_p$  : Puissance de la pompe $P_m$  : puissance du moteur

Pour faire le choix des trois solutions étudiées, on dresse le tableau suivant pour déterminer le minimum de dépenses d'énergie dans la journée.

Tableau comparatif :

Solutions	Dépenses journalières en énergie électrique (D.A)
1 <sup>er</sup> Sans modification	$566,35 \cdot 23,04 \cdot 0,19 = 2479,25$
2 <sup>em</sup> Vannage	$557,88 \cdot 24 \cdot 0,19 = 2543,93$
3 <sup>em</sup> Rognage	$527,17 \cdot 24 \cdot 0,19 = 2403,89$

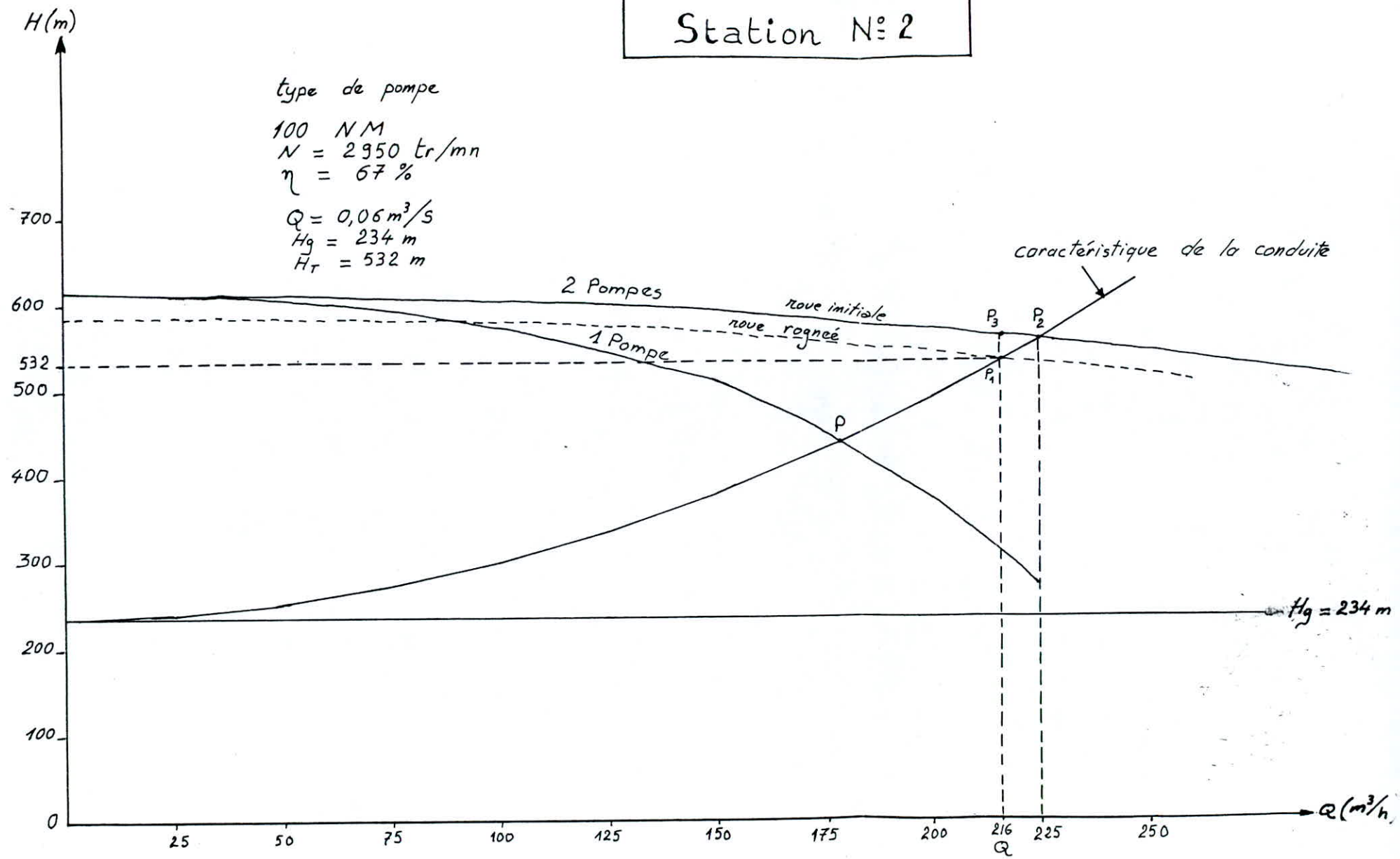
donc en conclusion on peut dire que le rognage s'avère le plus commode, étant donné que le résultat donne le minimum de dépenses d'énergie pendant la journée.

Maintenant en ce qui concerne le tracé de la courbe de la conduite de refoulement vers le réservoir de Theniet-el-haad on applique les mêmes formules que pour la station de pompage n° 1. C'est à dire  $\Delta H_p = K Q^2$

$$\text{et } \Delta H_T = 1,1 \cdot \Delta H_p$$

On prend les débits en abscisses et les pertes de charge totales en ordonnées.

# Station N° 2



Echelle { horizontale 1 cm  $\rightarrow$  10  $\text{m}^3/\text{h}$   
 verticale 1 cm  $\rightarrow$  50 m

## Chapitre VII

### Protection des conduites contre le coup de bélier :

Généralités : le coup de bélier est un phénomène oscillatoire qui correspond à la propagation d'ondes de surpression ou de dépression provoquées par une modification rapide du régime d'écoulement dans une conduite. Ces oscillations parcourent la canalisation d'une extrémité à l'autre en un mouvement d'aller et retour périodique.

Les causes les plus fréquentes sont :

- L'arrêt brutal des groupes alimentant la conduite
- démarrage des pompes
- fermeture d'une vanne.

### Protection Anti-bélier :

Les moyens destinés à diminuer ses effets sont nombreux, car il n'existe pas de solution unique, les principaux dispositifs utilisés sont :

- Réservoir d'air
- volant d'inertie
- cheminée d'équilibre
- soupape de décharge
- fermeture et ouverture progressive des vannes.

### Dispositif choisi pour les conduites de refoulement :

Protection à l'arrêt brusque. Puisque nous avons des hauteurs de refoulement assez grandes et des groupes électriques nous utiliserons des réservoirs d'air. Les cheminées d'équilibre sont avantageuses lorsque les hauteurs de refoulement sont faibles.

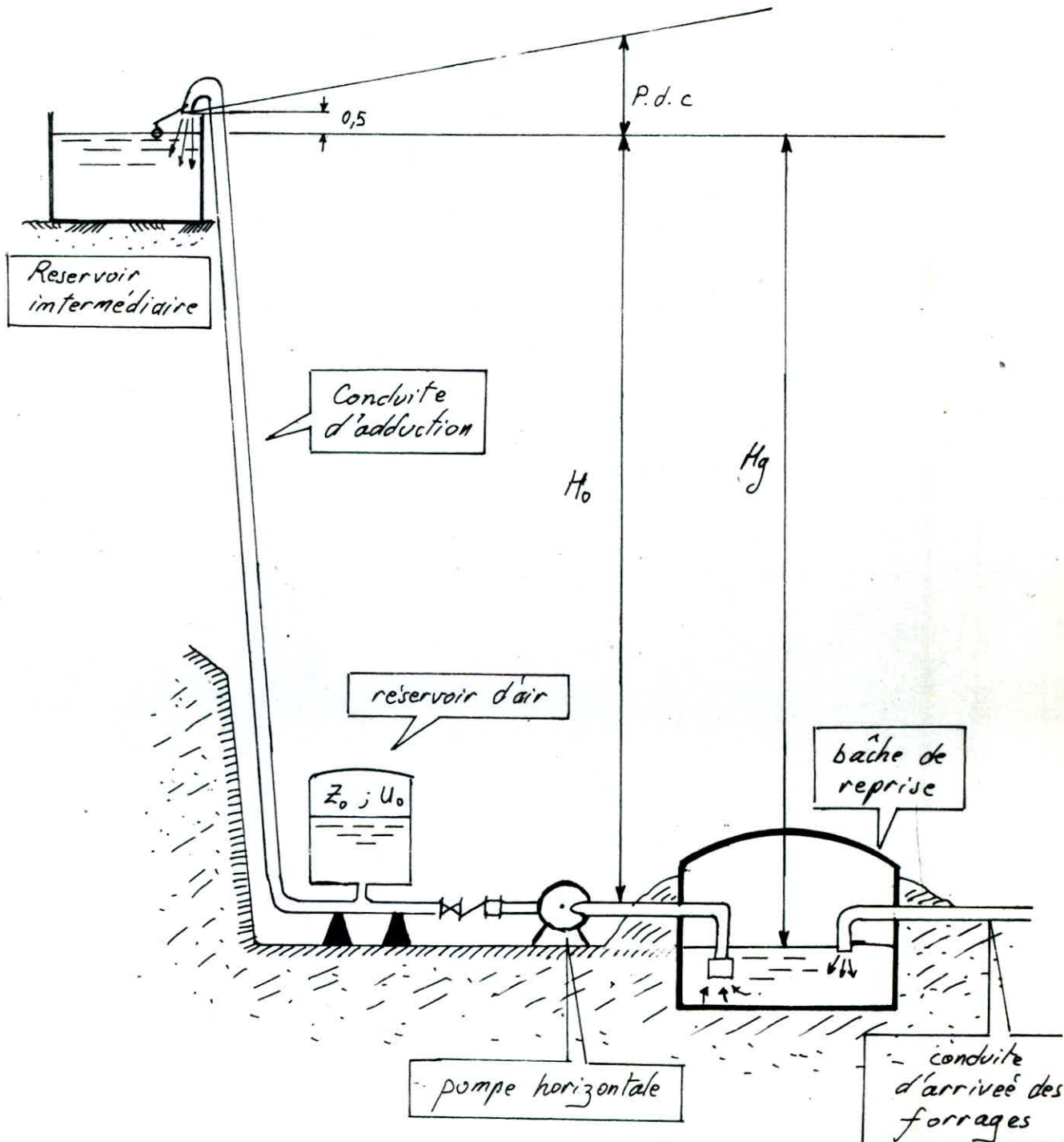
Méthode de résolution du coup de bélier :

la méthode graphique de Bergeron est actuellement le meilleur moyen, elle nécessite quelques tâtonnements très limités mais la précision est bonne.

Protection au démarrage :

le coup de bélier au démarrage est faible quand la caractéristique de la conduite est plate, dans notre cas elle est sous forme de parabole, donc on procédera à vanne fermée. Le coup de bélier sera atténué lorsque l'on ouvre progressivement la vanne.

Schéma de refoulement  
station de pompage - Réservoir intermédiaire



## Etude du coup de belier (Refoulement)

Station de pompage n° 1 vers le réservoir intermédiaire

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

$$L = 20\,000 \text{ m}$$

$$Q = 0,214 \text{ m}^3/\text{s} = 768,61 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V = 1,09 \text{ m/s}$$

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

$$H_g = 64 \text{ m}$$

$$\Rightarrow V = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,214}{3,14 \cdot (0,5)^2} = 1,09 \text{ m/s}$$

Vitesse de l'onde célérité:

d'après la formule d'Allievi on a : 
$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{KD}{e}}}$$

D: diamètre intérieur en (m) = 0,5 m

e: épaisseur de la tuyère en (m) = 0,005

K: coefficient qui dépend du matériau de la conduite

(K = 0,5 pour l'acier)

donc 
$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{0,5 \cdot 0,5}{0,005}}} = 998,52 \text{ m/s}$$

$$e \text{ minimale} = 8 \cdot D = 8 \cdot 0,5 = 4 \text{ mm}$$

Valeur maximale du coup de belier sans système anti-bélier

$$b = \frac{a V_0}{g} = \frac{998,52 \cdot 1,09}{9,81} = 110,94 \text{ m}$$

Cas de surpression :  $H_g + b = 128 + 110,94 = 238,94 \text{ m}$

Cas de dépression :  $H_g - b = 128 - 110,94 = 17,06 \text{ m}$

Temps d'aller et retour de l'onde :

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 20\,000}{998,52} = 40,06 \text{ secondes}$$

Pertes de charge à la montée de l'eau au réservoir :

à la montée de l'eau, la tuyère aura un coefficient égal à 0,92 (Dupont tome II page 277).



$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d'^2} = \frac{\phi^2}{(0,9 \cdot d)^2} = K$$

$\phi$  : diamètre de la conduite de refoulement

$D$  : diamètre intérieur de la tuyère.

$d'$  : diamètre de la veine contractée.

$V_1$  : vitesse de l'eau au niveau de la tuyère

$V_f$  : vitesse finale de l'eau dans la conduite.

Choix de  $d$  :

$d$  sera choisi de manière que  $K$  reste compris entre  $15 \div 20$

$$\text{on prend } d = 0,13 \text{ m} \Rightarrow K = \frac{(0,5)^2}{(0,92 \cdot d)^2} = \frac{(0,5)^2}{(0,92 \cdot 0,13)^2}$$

$$K = 17,48 \Rightarrow 15 < 17,48 < 20$$

Pertes de charge à la montée de l'eau vers le réservoir :

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

$$m = \frac{(d')^2}{D^2} = \frac{(0,92 \cdot 0,13)^2}{(0,2)^2} = 0,36$$

D'après l'abaque  $C = 0,415$

$$\text{on a } V_1 = \frac{\phi^2}{(0,92 d)^2} \cdot V_f \Rightarrow \Delta h_1 = \frac{C}{2g} \cdot \frac{\phi^4}{(0,92 \cdot D)^4} \cdot V_f^2$$

$$\Delta h_1 = \frac{0,415 \cdot (0,5)^4}{2 \cdot 9,81 \cdot (0,92 \cdot 0,13)^4} \cdot V_f^2 = 6,46 V_f^2$$

$$\boxed{\Delta h_1 = 6,46 V_f^2}$$

Pertes de charge à la descente de l'eau du réservoir :

coefficient de contraction = 0,5

$$\frac{\pi (d')^2}{4} \cdot V_2 = \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot V_f$$

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

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{\phi^2}{(d')^2} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = K'$$

$$K' = \frac{2 \cdot (0,5)^2}{(0,13)^2} = 29,586$$

ou  $K' = 1,69 K$   
 $K' = 1,69 \cdot 17,48 \Rightarrow K' = 29,54$

$$m' = \frac{d'^2}{D^2} = \frac{0,5 \cdot d^2}{D^2} = \frac{0,5 \cdot (0,13)^2}{(0,2)^2} = 0,21$$

d'après l'abaque  $C' = 0,635$

$$\Delta h_2 = \frac{C' v_2^2}{2g} \text{ on a } v_2 = \frac{2 \phi^2}{d^2} v_f$$

$$\Delta h_2 = \frac{C' \cdot 4 \cdot \phi^4}{2g d^4} \cdot v_f^2 = \frac{0,635 \cdot 4 \cdot (0,5)^4}{19,62 \cdot (0,2)^4} v_f^2$$

$$\Delta h_2 = 5,06 v_f^2$$

Variation du volume d'air :

$$\Delta U = S \theta \cdot V_m = \frac{\pi D^2}{4} \cdot \theta \cdot V_m = \frac{\pi (0,5)^2}{4} \cdot 40,06 \cdot V_m$$

$$\Delta U = 7,86 V_m$$

$V_m$  : vitesse moyenne qui sera supposée égale à la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin de l'intervalle

Pression dans le réservoir d'air :

$$\text{loi de Poisson : } Z = \frac{(Z_0 + \Delta h) u_0^{1,4}}{u^{1,4}}$$

$Z_0$  = pression absolue en marche normale

$\Delta h$  = perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

$U_0$  = volume d'air choisi arbitrairement = 12 m<sup>3</sup>

$V$  = le nouveau volume d'air.

$$Z = \frac{[(120 + 10) + 64] \cdot 12^{1,4}}{u^{1,4}} = \frac{6549,45}{u^{1,4}}$$

Pression dans la conduite avec pertes de charge :

$$* \text{ montée } Z - \Delta h_1 = Z - 6,46 V_f^2$$

$$* \text{ descente } Z + \Delta h_2 = Z + 5,06 V_f^2$$

Pression dans la conduite sans pertes de charge :

Pour la vitesse  $V_f$  considéré, on cherche sur la parabole des pertes de charge dans la conduite la valeur de  $h$ .

$$* \text{ Montée } P = Z - h_1 - h \Rightarrow P = Z - 6,46 - 77,44$$

$$P = Z - 83,9 V_f^2$$

$$* \text{ Descente } P = Z + h_2 + h \Rightarrow P = Z + 5,06 + 77,44$$

$$P = Z + 82,5 V_f^2$$

Détermination de la pente :

$$\frac{a}{A_0 \cdot g} \quad \text{d'où } A_0 = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot (0,5)^2}{4} = 0,196$$

$$\text{alors } \frac{a}{A_0 \cdot g} = \frac{998,52}{0,196 \cdot 9,81} = 519,32 \text{ m}^{-2}\text{s}$$

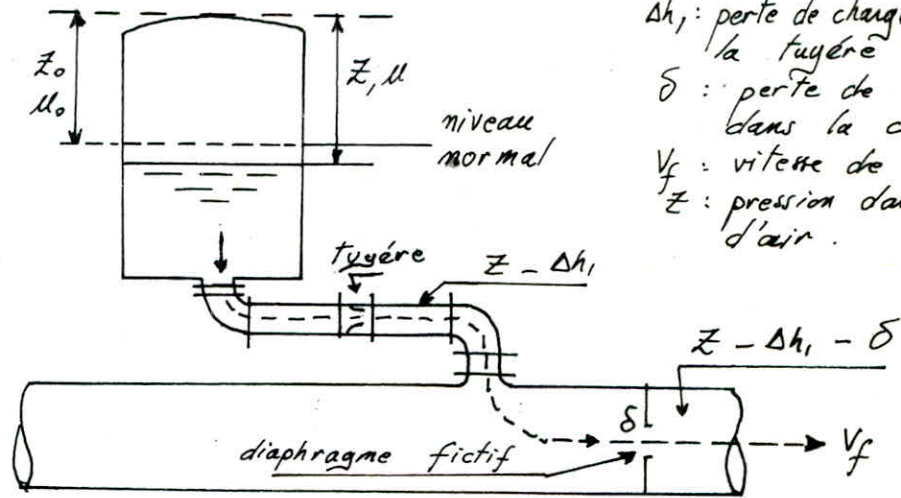
$$1 \text{ mm} \longrightarrow 1 \text{ m}$$

$$\frac{519,32}{1434,58} = 0,36$$

$$\text{tg } \alpha = 0,36$$

$$\Rightarrow \boxed{\alpha = 20^\circ}$$

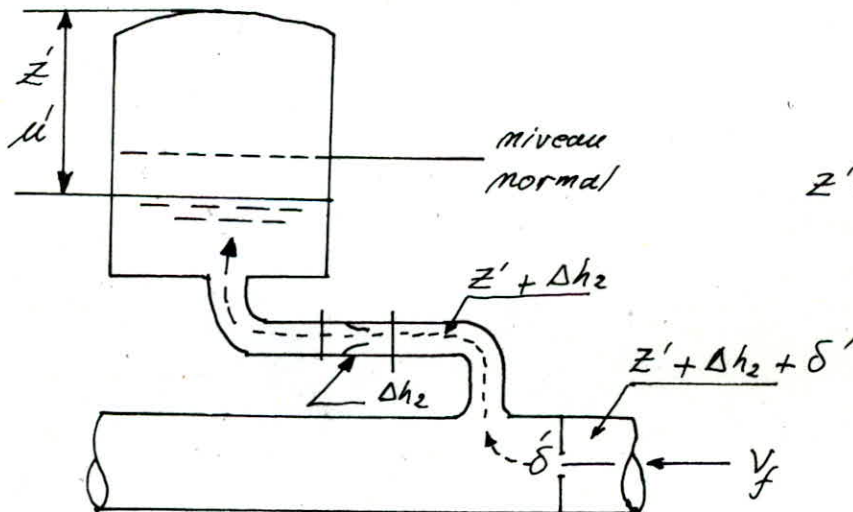
### 1 - L'eau monte vers le réservoir



$\Delta h_1$ : perte de charge dans la tuyère  
 $\delta$ : perte de charge dans la conduite  
 $v_f$ : vitesse de refoulement  
 $z$ : pression dans le réservoir d'air.

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

### 2 - L'eau descend vers la pompe



$z'$ : pression dans le réservoir d'air

perte de charge successive à la descente de l'eau dans le réservoir.

### 3 - Montage de la tuyère

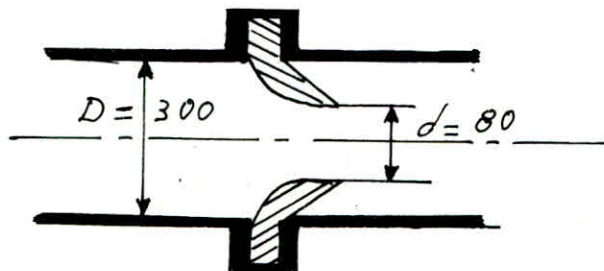
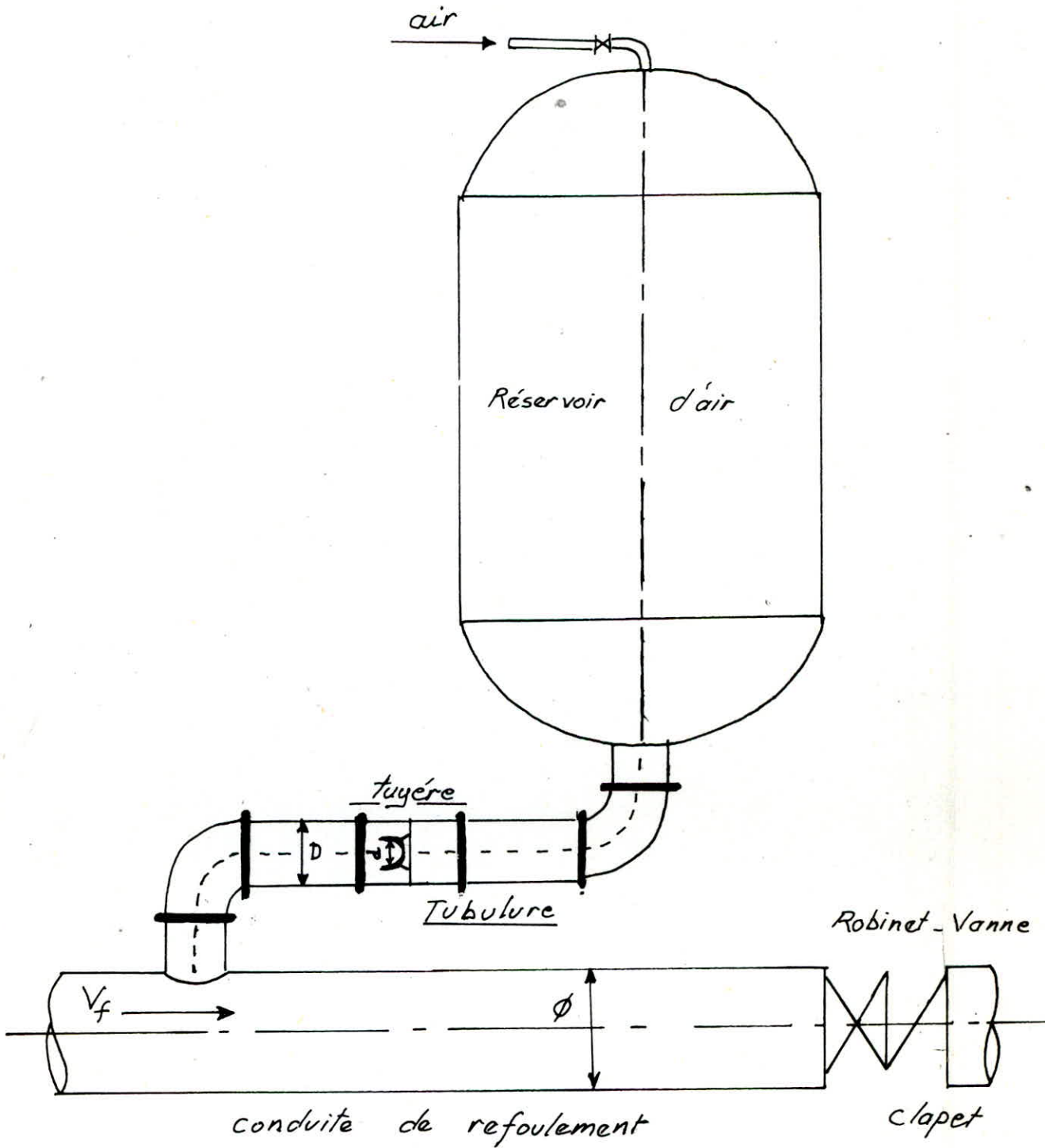
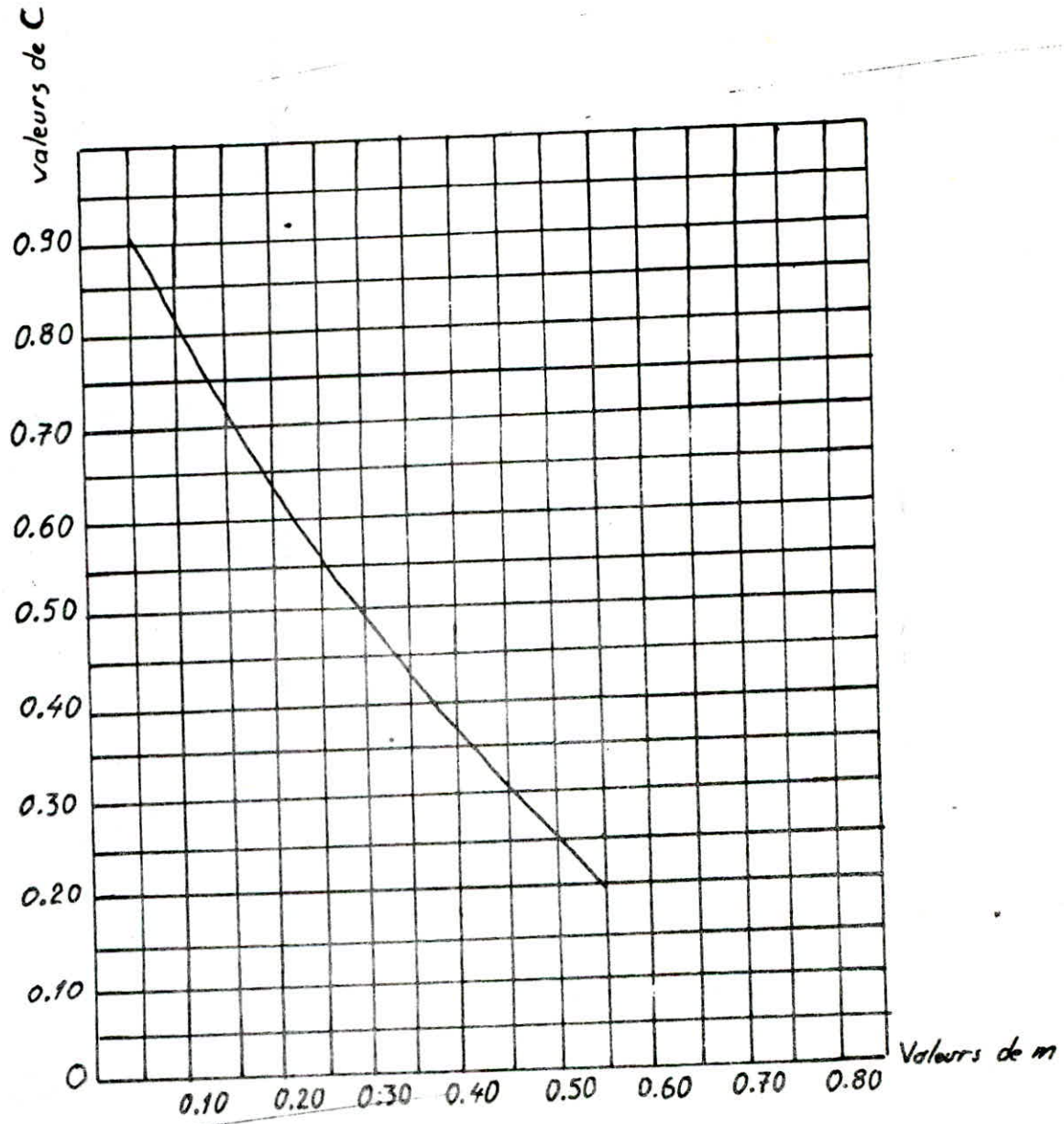


Schéma d'un réservoir d'air



Coefficient de perte de charge dans une tuyère

Principe de calcul du réservoir d'air :

les caractéristiques de la conduite  $\phi = 500 \text{ mm}$   
 $L = 20\,000 \text{ m}$   
 $Q = 0,214 \text{ m}^3/\text{s}$   
 $K = 0,5$   
 $e = 0,005 \text{ m}$

$$\frac{u_0}{Ls} = \frac{h_0}{z_0} - \frac{1}{f\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{la valeur de la célérité'}$$

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{0,5 \cdot 0,5}{0,005}}} = 998,52 \text{ m/s}$$

$$Q = v \cdot A \Rightarrow v = \frac{Q}{A} \quad \text{avec } A = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{d'où } v_0 = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,214}{3,14 \cdot (0,5)^2} = 1,09 \text{ m/s}$$

le coup de belier peut atteindre :

$$b = \frac{a v_0}{g} = \frac{998,52 \cdot 1,09}{9,81} = 110,95 \text{ m} \approx 111 \text{ m}$$

de sorte qu'au moment du retour de l'onde, la pression peut atteindre  $P = 128 + 111 = 239 \text{ m}$  d'eau soit 24 bars environ, si l'on s'impose de ne pas dépasser pour la conduite une pression de 24 bars ou 240 m d'eau,

Le calcul du réservoir s'effectuera comme suit :

$$\left. \begin{array}{l} z_0 = 128 + 10 = 138 \text{ m} \\ z_{\max} = 240 + 10 = 250 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{z_{\max}}{z_0} = \frac{250}{138} = 1,81$$

$$h_0 = \frac{v_0^2}{2g} = \frac{(1,09)^2}{2 \cdot 9,81} = 0,06$$

$$\frac{h_0}{z_0} = \frac{0,06}{138} = 4 \cdot 10^{-4}$$

Les alignements 1,81 sur l'échelle  $\frac{z_{\max}}{z_0}$  et  $0,0004$  sur l'échelle  $\frac{h_0}{z_0}$  donnent sur l'abaque  $\frac{u_0}{Ls} = 3 \cdot 10^{-3}$

$$\text{et } \frac{z_{\min}}{z_0} = 0,61$$

$$u_0 = 3 \cdot L \cdot s \cdot 10^{-3}$$

$$u_0 = \frac{20\,000 \cdot 3,14 \cdot (0,5)^2 \cdot 3 \cdot 10^{-3}}{4}$$

$$u_0 = 12 \text{ m}^3$$

Conduite principale de RefoulementStation de pompage n°1 vers le Réservoir intermédiaireArrêt brusque de la pompe

vitesse choisie $V_f$	—	0,71	-0,19	-0,89	-0,375
Vitesse moyenne	—	0,9	0,26	-0,54	-0,63
Désignation du point	1R	2P	4P	6P	8P
vitesse lue sur le graphique	1,09	0,71	-0,19	-0,89	-0,375
Vitesse dans la tubulure de branchement Montée: $V_1 = 17,48 V_f$ Descente: $V_2 = 29,54 V_f$	19,05	12,41	-3,32	-15,56	11,08
Pression dans la conduite sous pertes de charges Montée: $Z - \Delta h_1 - \delta$ Descente: $Z + \Delta h_2 + \delta$	130,33	70,09	89,53	69,56	213,85
Pertes de charge au refoulement $\Delta h$	64	32,26	2,31	50,7	9,0
Pression dans la conduite avec pertes de charge. Montée: $P_1 = Z - \Delta h_1$ Descente: $P_2 = Z + \Delta h_2$	—	102,35	91,84	120,26	204,85
Perte de charge dans la tuyère Montée: $\Delta h_1 = 6,46 V_f^2$ Descente: $\Delta h_2 = 5,06 V_f^2$	—	3,26	0,233	5,12	0,71
Pression dans le réservoir $Z = \frac{6549,45}{u^{1,4}}$	$\frac{1028+10}{2,02}$	105,61	91,61	125,38	204,14
Volume d'air $U (m^3)$	12	19,07	21,11	16,87	11,91
Variation du volume d'air $\Delta U$	0,0	7,07	2,041	-4,24	-4,96
Interval de temps	0	0	20	30	40



Conclusion :

Sur la base de la résolution graphique

— On trouve une dépression maximale de 48 m d'eau environ et une surpression maximale de 53,5 m d'eau environ.

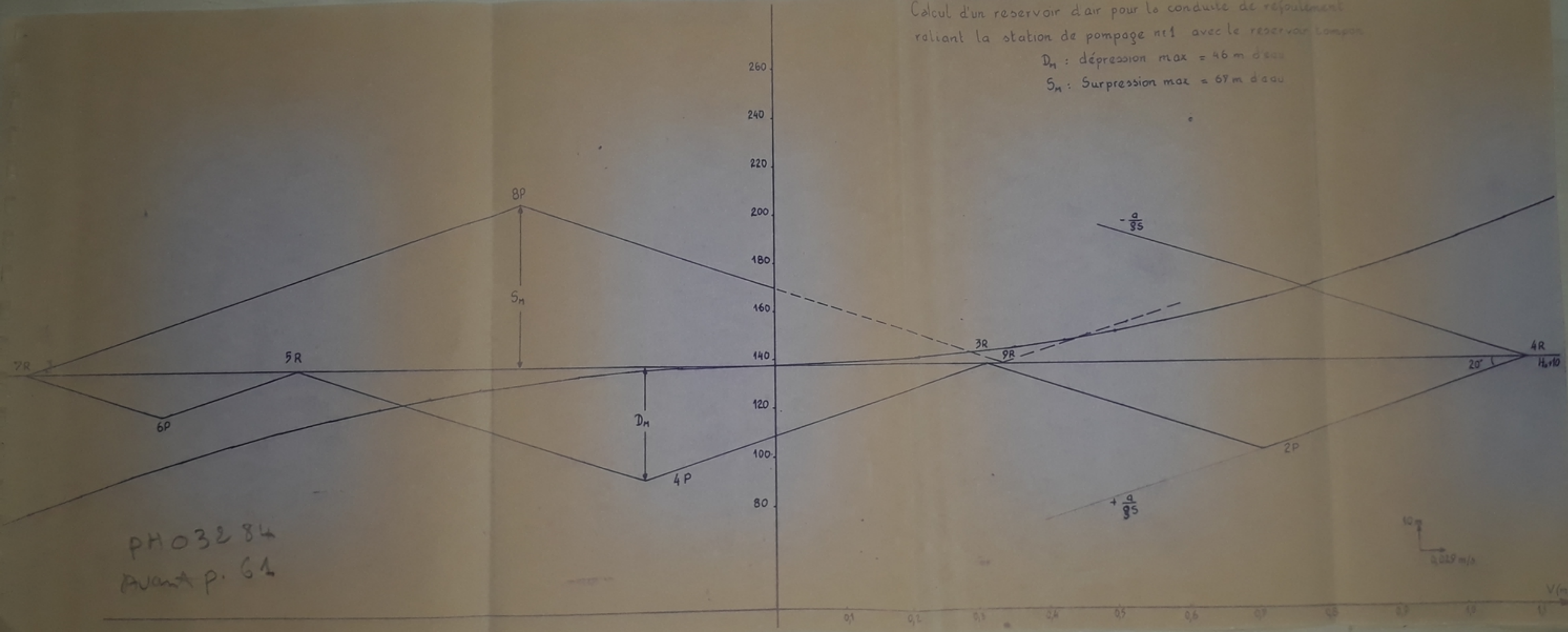
\* Caractéristique finale du réservoir d'air.

d'après la troisième colonne du tableau, l'air peut occuper un volume de  $21,41 \text{ m}^3$ , donc il sera prévu une cloche de capacité totale égale à  $22 \text{ m}^3$ .

Notre conduite principale ne nécessite pas une étude anti-belier, puisque les résultats trouvés étaient admissibles. Mais pour plus de sécurité nous l'avons tout de même étudié.

Calcul d'un reservoir d'air pour la conduite de refoulement  
 reliant la station de pompage n°1 avec le reservoir Lompon

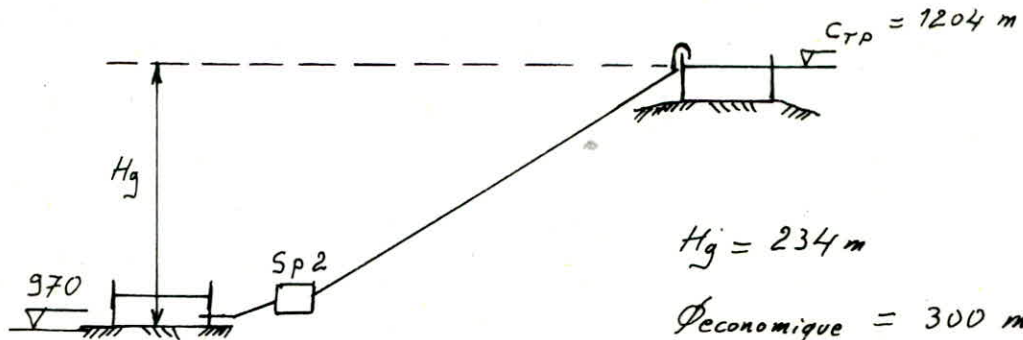
$D_m$  : depression max = 46 m d'eau  
 $S_m$  : Surpression max = 67 m d'eau



PH03284  
 Avant p. 61

## Calcul du coup de belier (Refoulement)

station de pompage n°2 vers le réservoir de la ville de Theriet el-haad



$$H_g = 234 \text{ m}$$

$$\Phi_{\text{economique}} = 300 \text{ mm}$$

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

$$Q = 0,06 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau récapitulatif des résultats obtenus :

Tronçon	Célérité (m/s)	vitesse initiale (m/s)	Section équivalente (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	débit de calcul (l/s)
SP.2 → R. Theriet el-haad	1118,8	0,85	0,071	31000	60

b (m)	H <sub>g</sub> (m)	H <sub>g</sub> + b (m)	H <sub>g</sub> - b (m)	D (mm)	d (mm)	U <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )
97	234	331,0	137,0	150	80	7

### Calcul du Reservoir d'air

A l'arrêt brusque de la pompe concernant la conduite de refoulement reliant la station de pompage n° 2 avec le reservoir de la ville de Theniet el-haad.

Vitesse choisie $V_f$			0,59	0,145	0,59	0,035
Vitesse moyenne			0,72	0,225	0,37	0,31
Désignation du point	1R	2P	4P	6P	8P	
vitesse lue sur le graphe	0,85	0,59	0,145	0,59	0,035	
vitesse dans la tubulure de branchement Montée : $V_1 = 16,61 V_f$ Descente : $V_2 = 28,125 V_f$	14,12	9,8	2,41	16,59	0,98	
Pression dans la conduite sans pertes de charge Montée : $Z - \Delta H_1 - \delta$ Descente : $Z + \Delta H_2 + \delta$	274,72	179,13	193,35	285,32	287,78	
Pertes de charge au refoulement $\Delta H$	110,7	38,53	2,33	38,53	0,14	
Pression dans la conduite avec pertes de charge Montée : $P_1 = Z - \Delta H_1$ Descente : $P_2 = Z + \Delta H_2$	—	217,66	195,68	246,79	287,64	
Pertes de charge dans la tuyère Montée : $\Delta H_1 = 8,24 V_f^2$ Descente : $\Delta H_2 = 29,43 V_f^2$	—	2,87	0,17	10,24	0,04	
Pression dans le réservoir $Z = \frac{5407,52}{U^{1,4}}$	244 + 110,7	220,53	195,85	236,55	287,6	
Volume d'air $U (m^3)$	7	9,83	10,7	9,35	8,13	
Variation du volume d'air $\Delta U$	0,00	2,83	0,87	-1,45	-1,22	
Interval de temps	0,00	0	20	30	40	



## Calcul du coup de belier :

### Tronçon gravitaire vers la ville de Khémisti

- la longueur  $L = 1600 \text{ m}$
- vitesse dans la conduite  $V_0 = 1,3 \text{ m/s}$
- diamètre de la conduite  $\phi = 150 \text{ mm}$
- hauteur géométrique  $H_g = 29 \text{ m}$
- coefficient de frottement  $f_{c.w} = 0,0343$

Nous proposons une vanne à fermeture lente dont nous allons calculer le temps de fermeture par la formule de Michaud.

Mais cette dernière suppose que le débit varie en fonction du temps  $Q = at + b$

Dans la pratique l'impossible de réaliser une fermeture linéaire en fonction du temps, conduit à adopter un temps total de fermeture sensiblement supérieur à celui que donne la formule de Michaud. Donc nous proposons un coefficient de sécurité qui est de 1,5.

d'après la formule de Michaud:  $T = \frac{2L}{g b} \cdot V_0$

- où
- $T$ : durée de fermeture
  - $L$ : longueur de la conduite
  - $b$ : surpression engendrée par la fermeture
  - $V_0$ : vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal

Nous supposons pour des raisons de sécurité que la conduite supportera 12 bars (120 m).

$$\text{d'où } b = 120 - 29 = 91 \text{ m}$$

Vu le risque de la surpression due à l'onde de retour, on préfère imposer une surpression engendrée par la fermeture qui soit comparable à la hauteur géométrique ( $H_g$ ),  $b = 30 \text{ m}$

durée de fermeture théorique :

$$T = \frac{2L}{g \cdot b} \cdot V_0 = \frac{2 \cdot 1600}{9,81 \cdot 30} \cdot 1,3 = 14,13 \text{ secondes}$$

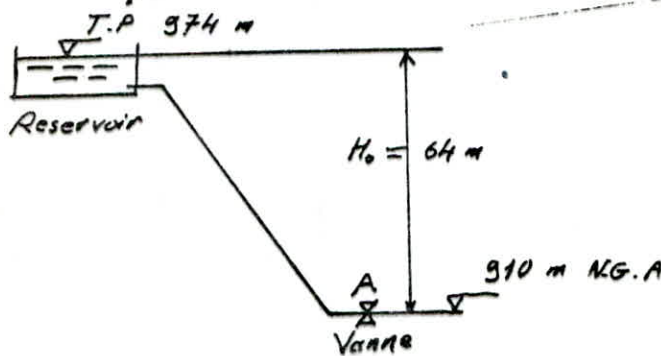
durée de fermeture pratique :

$$T_p = C_s \cdot T_{the} = 1,5 \cdot 14,13 = 21,20 \text{ secondes}$$

Eventuellement, pour avoir une sécurité en plus, on peut placer une soupape de décharge (qui protège la conduite contre la surpression) à l'amont du réservoir d'arrivée.

\* Coup de belier, tronçon gravitaire pour la ville de Tissemsilt :

la prise en compte des pertes de charge, quand elles sont importantes, intervient pour diminuer la valeur du coup de belier en raison de la dissipation d'énergie engendrée par les frottements de l'eau le long des parois de la conduite. Nous supposons que toutes ces pertes sont concentrées en un seul point.



Caractéristique de la conduite

- diamètre 400 mm
- épaisseur  $e = \frac{\phi}{100} = 0,004$
- nature du tuyau : Acier
- longueur : 17 000 m
- débit  $Q = 0,105 \text{ m}^3/\text{s}$
- pression statique = 64 m

Valeur de la célérité de l'onde :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{0,5 \cdot 0,4}{0,004}}} = 1000,71 \text{ m/s}$$

$$a \approx 1000$$

$V_0$  : vitesse de l'eau pendant le fonctionnement normal

$$b = \frac{a \cdot V_0}{g} \Rightarrow V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{0,905}{0,126} = 0,83 \text{ m/s}$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = 0,126 \text{ m}^2$$

Prenons comme unité de temps la valeur  $\frac{L}{a}$

" $Q$ " étant la célérité de l'onde

$\frac{L}{a}$  : le temps mis par une onde pour aller du réservoir intermédiaire au point A.

$$\theta = \frac{17000}{1000} = 17 \text{ secondes}$$

Valeur maximale du coup de belier.

$$b = \frac{a V_0}{g} = \frac{1000 \cdot 0,83}{9,81} = 84,607 \text{ m}$$

$$b \approx 85 \text{ m}$$

Nous supposons que le temps de fermeture de la vanne sera de  $n \cdot \frac{L}{a}$  où  $n = 5$ .

Les caractéristiques de fermeture de la vanne seront représentées d'abord au temps 0, puis aux temps 1, 2, 3 et 4 espacées de 17 secondes.

Les caractéristiques sont des paraboles passant par  $Q_0$ ,  $Q_1$ ,  $Q_2$ ,  $Q_3$  et  $Q_4$ . Et tangente en  $-H_0$ .



le débit qui passe dans la vanne résulte de la formule générale suivante :

$$Q = m \Omega \sqrt{2g(H_0 + b)}$$

$\Omega$  : section réduite

$m$  : coefficient de contraction

$H_0$  : pression statique

$b$  : surpression due au coup de belier

$$\text{d'où } H_0 + b = \frac{Q^2}{2g m^2 \Omega^2}$$

au temps 0, la parabole 0 passe par  $Q_0 = 0,105 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour trouver un point quelconque N de cette parabole 0, on procède comme suit :

$$H = \frac{Q^2}{K} \quad \text{avec } K = 2g m^2 \Omega^2 \quad \text{et } H = H_0 + b$$

$$H_N = \frac{Q_N^2}{K} \quad \text{et } H_0 = \frac{Q_0^2}{K}$$

$$\frac{H_N}{H_0} = \frac{Q_N^2}{Q_0^2} \quad \Rightarrow \quad Q_N^2 = Q_0^2 \cdot \frac{H_N}{H_0}$$

avec  $Q_0, Q_1, Q_2, Q_3$  et  $Q_4$  les points N ainsi déterminés et le point de tangence commun, le tracé des autres

paraboles sera simple, puisqu'on suppose une fermeture linéaire. Ces paraboles passeront par  $Q_1, Q_2, Q_3$  et  $Q_4$

tel's que  $Q_0 Q_1 = Q_1 Q_2 = Q_2 Q_3 = Q_3 Q_4 = \frac{0,105}{5} = 0,021 \text{ m}^3/\text{s}$  et seront tangentes en  $-H_0$ .

Voyons le tracé graphique du coup de belier, selon la Méthode de Bergeron. On considère l'observateur partant de R au temps 1.

Le point ( $\Delta R'$ ) est déterminé par l'intersection de la parabole

0 et de la parabole des pertes de charge.

En traçant la droite  $-\frac{a}{gS}$  à partir de 1R et en déduisant de cette droite les ordonnées de la parabole des pertes de charge, on obtient la parabole-lieu des points (2A')

Le point 2A' étant l'intersection de cette dernière avec la parabole de fermeture 2. Le point 2A correspondant se trouve sur la verticale de 2A' à la rencontre de  $-\frac{a}{gS}$

L'observateur remonte le courant ( $+\frac{a}{gS}$ ) on a le point 3R ensuite il descend le courant ( $-\frac{a}{gS}$ ) arrive en A sur la position de fermeture 4.

Pour trouver la position de 4A' on trace sur calque les axes OB, la parabole-lieu et la droite ( $-\frac{a}{gS}$ ). On déplace le calque de façon à superposer les axes OB d'une part ainsi que  $-\frac{a}{gS}$  et la droite passant par 3R d'autre part.

Ainsi on pointe 4A' à la rencontre de la parabole-lieu tracé sur calque et de la parabole de fermeture 4.

On arrive finalement sur l'axe OB où s'opère la fermeture on lit sur le graphe.

— Au dessus la valeur maximale de la surpression à la fermeture.

— Au dessous la valeur maximale de la dépression à l'ouverture

Surpression maximale = 17,5 m d'eau  
pression totale dans la conduite

$$H_0 + 17,5 = 64 + 17,5 = 81,5 \text{ m} \approx 8 \text{ bors.}$$

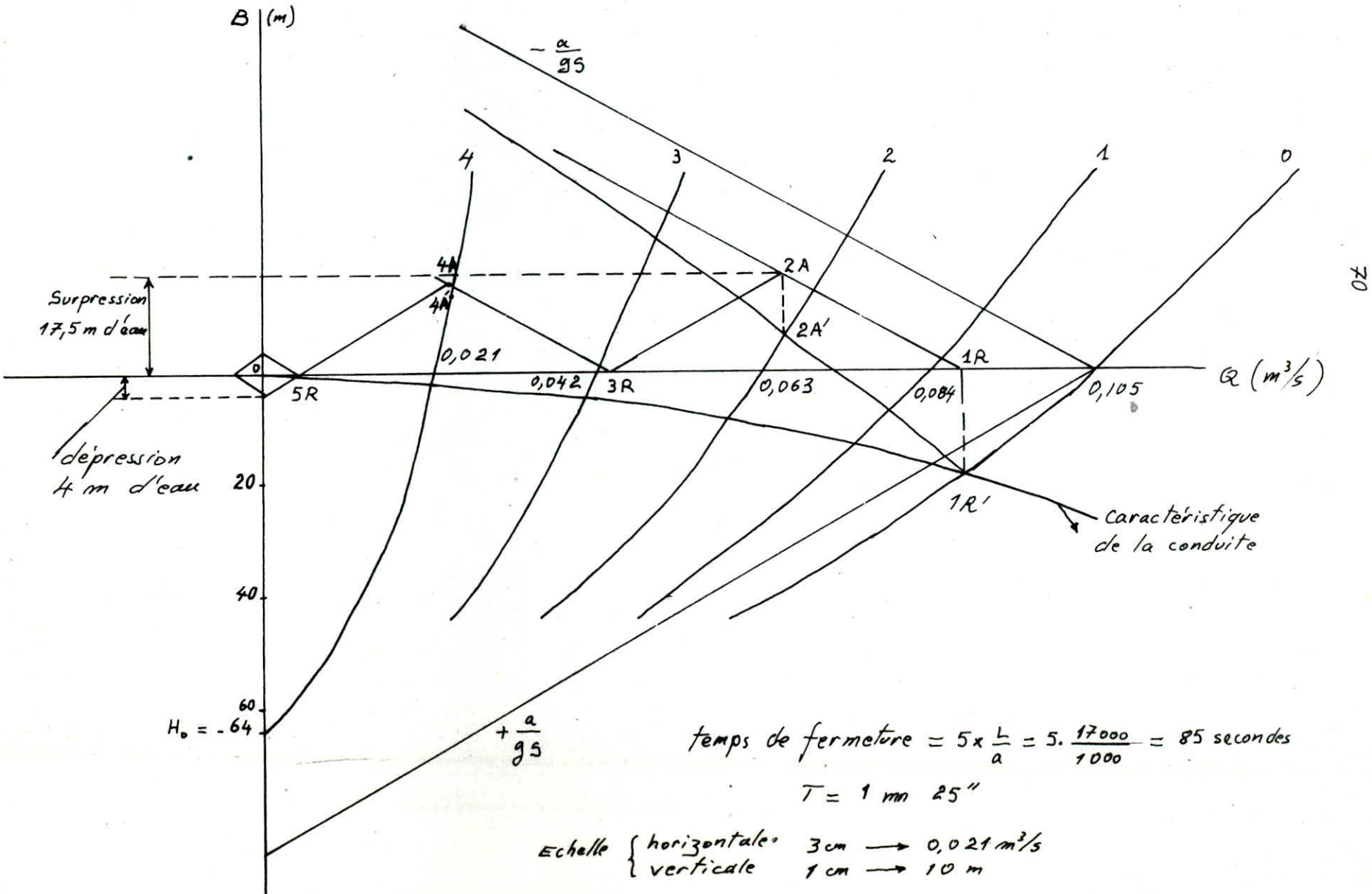
Dépression maximale = 4 m d'eau.

pression restante dans la conduite

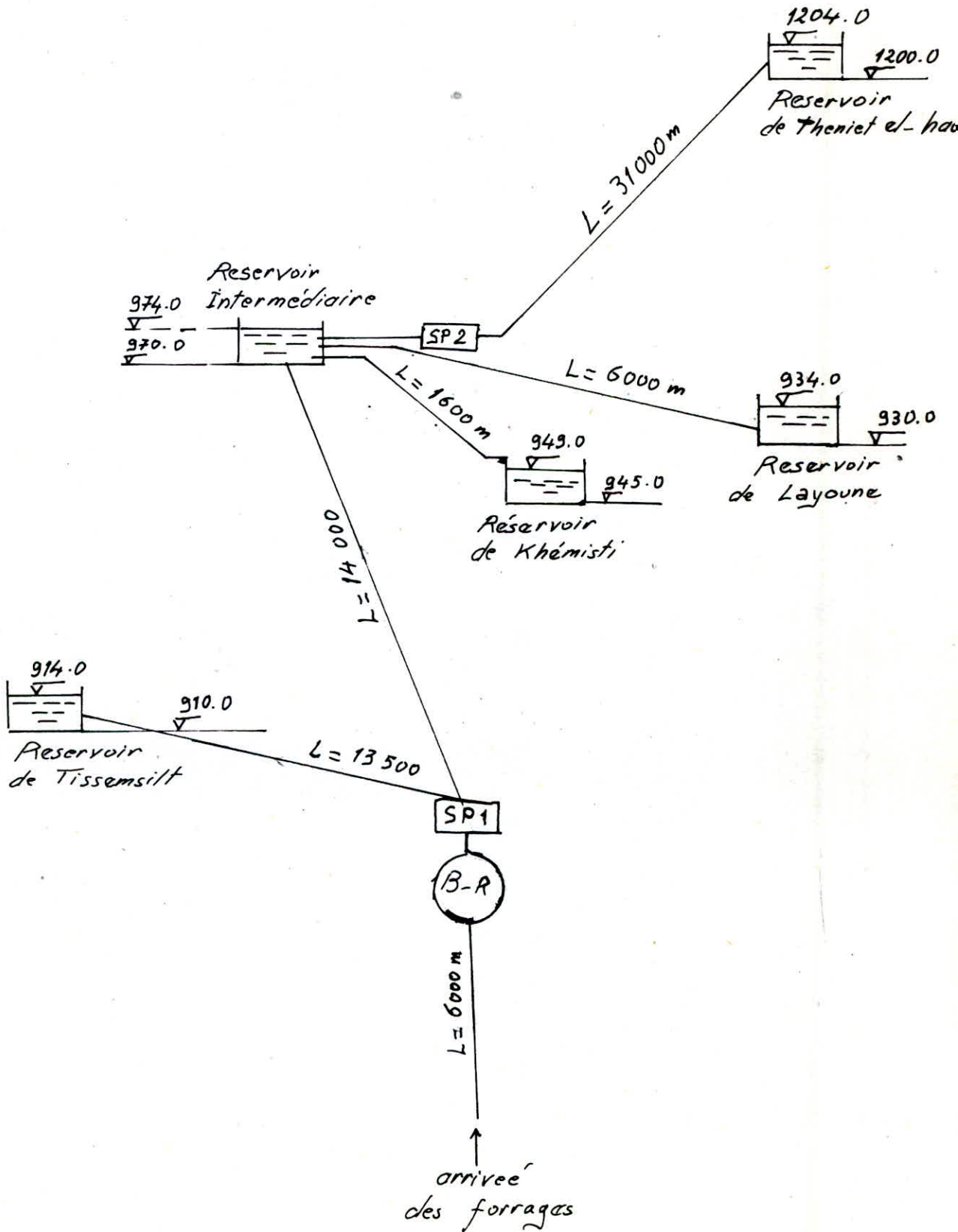
$$H_0 - 4 = 64 - 4 = 60 \text{ m} = 6 \text{ bars}$$

Notre conduite est en pleine sécurité même pour une pression de 12 bars normalisée.

Coup de belier Adduction Gravitaire  
Paraboles caractéristiques



Schema de la variante N° 2 :



Détermination du débit passant par la conduite de refoulement vers la ville de Tissemsitt.

C'est à dire le débit  $Q_1$

on sait que  $Q = Q_1 + Q_2$

sachant que pour l'horizon 2000 le débit total nécessaire aux besoins de la population est

de  $Q = 214 \text{ l/s} = 0,214 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_2$ : le débit entrant est égale à la somme des débits sortants.

$$Q_2 = q_1 + q_2 + q_3$$

$$\text{d'où } Q_2 = 0,06 + 0,026 + 0,023$$

$$Q_2 = 0,109 \text{ m}^3/\text{s}$$

Connaissant  $Q$  et  $Q_2$  on tire

la valeur de  $Q_1$  d'après  $Q = Q_1 + Q_2$

$$Q_1 = Q - Q_2 = 0,214 - 0,109$$

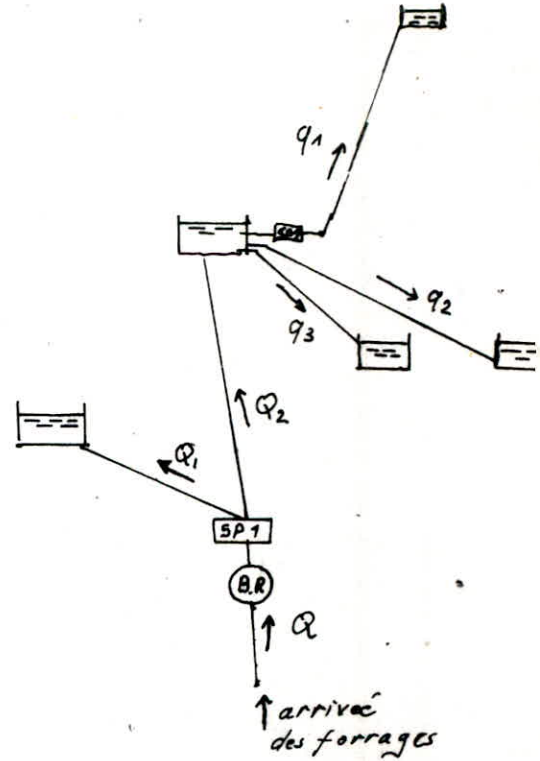
$$Q_1 = 0,105 \text{ m}^3/\text{s}$$

Maintenant que les débits sont déterminés, nous pouvons déduire le diamètre des conduites d'après la formule de BONNIN

\* Calcul du diamètre de la conduite reliant l'arrivée des forages à la station de pompage n° 1

$$\text{si } Q = 0,214 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow \phi = \sqrt{Q} = \sqrt{0,214}$$

$$\phi = 0,463 \Rightarrow \phi_{\text{normalisé}} = 500 \text{ mm}$$



\* Calcul du diamètre de la conduite séparant la station de pompage n°1 et le réservoir intermédiaire.

sachant que  $Q = 0,109 \text{ m}^3/\text{s}$   
 $H_g = 174 \text{ m}$

d'après la formule de BONNIN  $\phi = \sqrt{Q} = \sqrt{0,109}$

$$\phi = 0,330 \text{ m}$$

$$\phi \approx 350 \text{ mm}$$

\* Calcul du diamètre de la conduite reliant la station de pompage n°1 au réservoir de la ville de Tissemsilt

connaissant  $H_g = 114 \text{ m}$   
 $Q = 0,105 \text{ m}^3/\text{s}$

d'où  $\phi = \sqrt{Q} = \sqrt{0,105} = 0,324 \text{ m}$

$$\phi = 350 \text{ mm}$$

A partir de ces diamètres déterminés, pour chaque conduite, nous pouvons étudier leurs caractéristiques.

Caractéristique de la conduite de Refoulement :

S.P 1  $\longrightarrow$  Réservoir intermédiaire

Calcul de l'amortissement

$\phi$	Prix du ml	Longueur (m)	Prix de la conduite $10^6$	Amortissement $10^6$
250	150	13 500	2,02	0,179
300	200	13 500	2,70	0,24
350	250	13 500	2,37	0,299
400	300	13 500	4,05	0,36
450	350	13 500	4,72	0,419

Calcul de la hauteur manométrique :

$\emptyset$	J	Longueur	$\Delta H_p$	$\Delta H_T$	$H_{M_T} = 114 + \Delta H_T$
250	0,02726	13 500	368,01	404,81	518,81
300	0,01049	13 500	141,61	155,77	269,77
350	0,00462	13 500	62,37	68,61	182,61
400	0,00232	13 500	31,32	34,45	148,61
450	0,00139	13 500	18,76	20,64	134,64

Calcul du prix d'énergie annuel :

$\emptyset$	$H_{M_T}$	Puissance	Energie $10^6$	Exploitation
250	518,81	763,43	6,69	1,27
300	269,77	396,97	3,48	0,66
350	182,61	268,71	2,35	0,45
400	148,45	218,44	1,91	0,36
450	134,64	198,12	1,73	0,33

Tableau comparatif :

$\emptyset$	250	300	350	400	450
Amortissement	0,179	0,24	0,299	0,36	0,419
Exploitation	1,27	0,66	0,45	0,36	0,33
Totaux	1,45	0,9	0,749	0,72	0,75
$\emptyset$ économique				$\emptyset$ 400	



## Caractéristique de la conduite de refoulement :

SP 1  $\longrightarrow$  Reservoir intermédiaire

### \* Calcul de l'amortissement

$\varnothing$	Prix du ml <sup>p</sup>	Longueur (m)	Prix de la conduite 10 <sup>6</sup>	Amortissement
250	150	14 000	2,10	0,1865
300	200	14 000	2,80	0,2486
350	250	14 000	3,5	0,3108
400	300	14 000	4,2	0,3730
450	350	14 000	4,9	0,4351

### \* Calcul de la hauteur manométrique totale

$\varnothing$	J	Longueur (m)	$\Delta H_p$	$\Delta H_T$	$H_{MT}$
250	0,02933	14 000	410,62	451,68	625,68
300	0,01120	14 000	156,80	172,48	346,48
350	0,00496	14 000	69,44	76,38	250,38
400	0,00249	14 000	34,86	38,35	212,35
450	0,00139	14 000	19,46	21,41	195,41

### \* Calcul du prix d'énergie annuel :

$\varnothing$	$H_{MT}$	Puissance	Energie (10 <sup>6</sup> )	Exploitation
250	625,68	955,76	8,37	1,59
300	346,48	529,27	4,64	0,88
350	250,38	382,47	3,35	0,64
400	212,35	324,38	2,84	0,54
450	195,41	298,50	2,61	0,50

Tableau comparatif :

$\phi$	250	300	350	400	450
Amortissement	0,19	0,25	0,31	0,37	0,44
Exploitation	1,59	0,88	0,64	0,54	0,50
Totaux	1,78	1,13	0,95	0,91	0,94
$\phi$ économique				$\phi. 400$	

Caractéristique de la conduite gravitaire:

champ de captage  $\longrightarrow$  SP 1

Le choix du diamètre économique se fait à partir de la caractéristique de la conduite, pour les adductions gravitaires.

Il faut diminuer les pertes de charge de façon à avoir la différence des côtes entre le départ et l'arrivée de l'adduction, supérieure ou égale à ces pertes de charge.

on a la longueur de l'adduction  $L = 6000 \text{ m}$   
 la différence des côtes  $H_g = 4,6 \text{ m}$   
 le débit  $Q_2 = 0,214 \text{ m}^3/\text{s}$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant

$\phi_h \text{ (mm)}$	$V \text{ (m/s)}$	$f$	$f_{cw}$	$R$	$\phi_r \text{ (mm)}$	$\Delta H_T \text{ (m)}$
450	1,35	0,025	0,02486	$6,07 \cdot 10^5$	450	33,68

### Station de pompage :

On propose deux pompes différentes à axe horizontale, et deux autres qui seront prévues pour le secours.

Donc au total notre station de pompage sera munie de quatre pompes.

### Les caractéristiques de refoulement :

1<sup>er</sup> pompe : le débit  $Q = 378 \text{ m}^3/\text{h}$   
 $H_{MT} = 148,5 \text{ m}$   
 $\eta = 78\%$

Type de pompe { NMB 8  
 $N = 1470 \text{ t/min}$

(voir catalogue Jeumont-schneider)

Sur le schéma, on remarque que la courbe  $(QH)$  et la caractéristique de la conduite donnent le point de fonctionnement représenté par  $P$ , qui est peu différent du point de fonctionnement désiré. Donc on accepte ce point comme point de fonctionnement.

Les calculs s'établiront comme suit :

\* Calcul de la puissance absorbée par la pompe

$$P_p = \frac{\rho \cdot Q \cdot H_{MT}}{\eta} = \frac{9,81 \cdot 0,105 \cdot 148,5}{0,78}$$

$$P_p = 196,10 \text{ kW}$$

\* Calcul de la puissance absorbée par le moteur

$$P_m = \frac{P_p}{\eta_m} = \frac{196,10}{0,9} \Rightarrow P_m = 217,89 \text{ kW}$$

Dépense journalière en énergie électrique :

$$P_m \cdot 24 \cdot 0,19 = 217,89 \cdot 24 \cdot 0,19$$

donc la dépense journalière en énergie électrique est de  $\boxed{993,58 \text{ DA}}$

2<sup>em</sup> Pompe : le débit  $Q = 393,7 \text{ m}^3/\text{h}$   
 $H_{MT} = 211,26 \text{ m}$   
 $\eta = 77\%$

Type de pompe 200 NM  
 $N = 1450 \text{ t/mn}$  (voir catalogue)  
 $\eta = 77\%$  (Jeumont-schneider)

L'intersection de la courbe (QH) et la caractéristique de la conduite donnent le point de fonctionnement représenté par P.

Qui est peu différent du point de fonctionnement désiré, ce qui nous laisse le choix d'accepter ce point comme point de fonctionnement.

Le temps de pompage est de 24<sup>h</sup>.

Calcul de la puissance absorbée par la pompe :

$$P_p = \frac{\rho \cdot Q \cdot H_{MT}}{\eta} = \frac{9,81 \cdot 0,109 \cdot 211,26}{0,77}$$

$$\boxed{P_p = 293,37 \text{ Kw}}$$

Calcul de la puissance absorbée par le moteur :

$$P_m = \frac{P_p}{\eta_m} = \frac{293,37}{0,9} \Rightarrow \boxed{P_m = 325,97 \text{ Kw}}$$

Dépense journalière en énergie électrique :

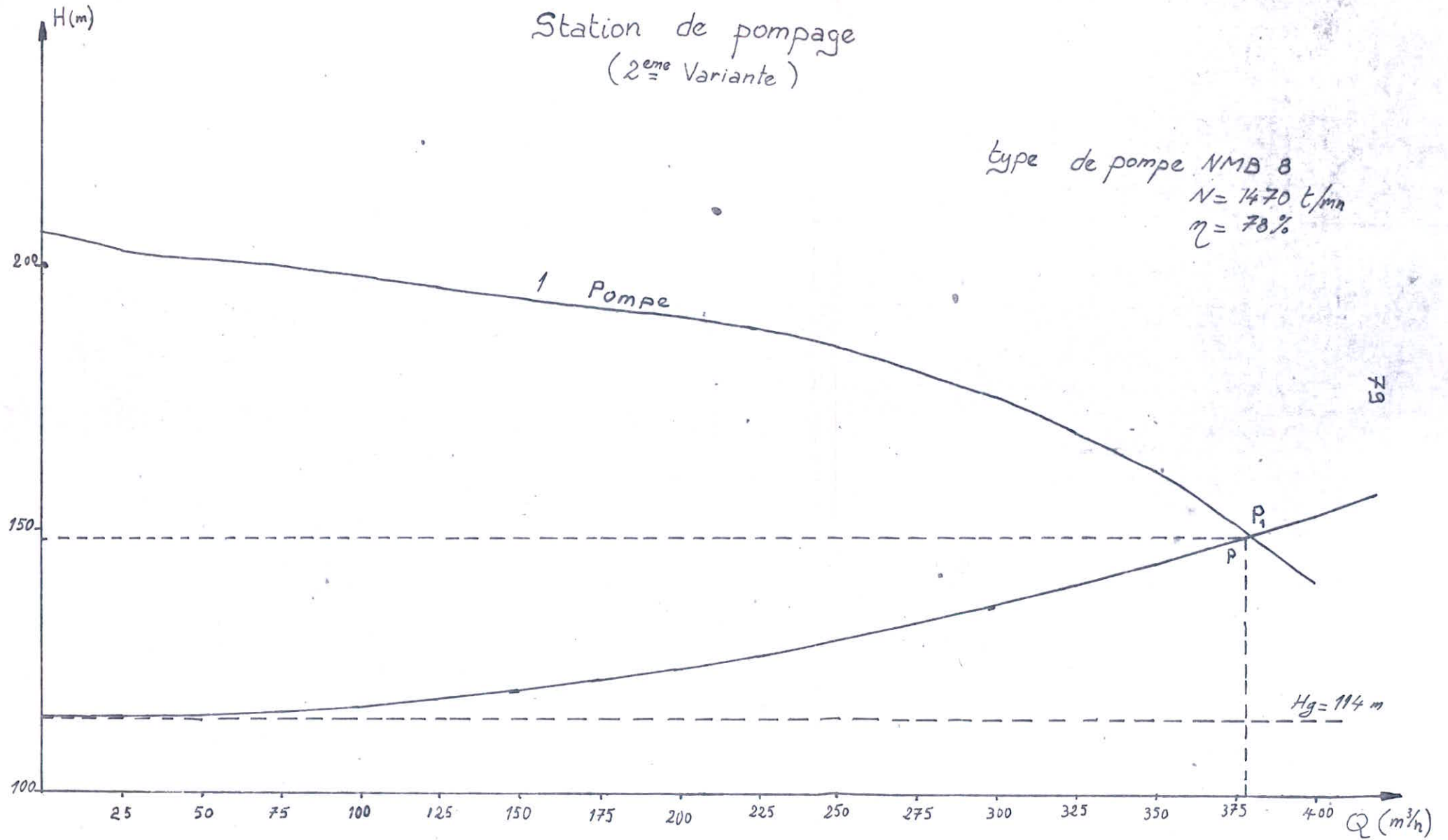
$$P_m \times 24 \times 0,19 = 325,97 \cdot 24 \cdot 0,19$$

donc la dépense journalière en énergie électrique est de

$$\boxed{1486,42 \text{ DA}}$$

Station de pompage  
(2<sup>eme</sup> Variante)

type de pompe NMB 8  
 $N = 1470 \text{ t/min}$   
 $\eta = 78\%$

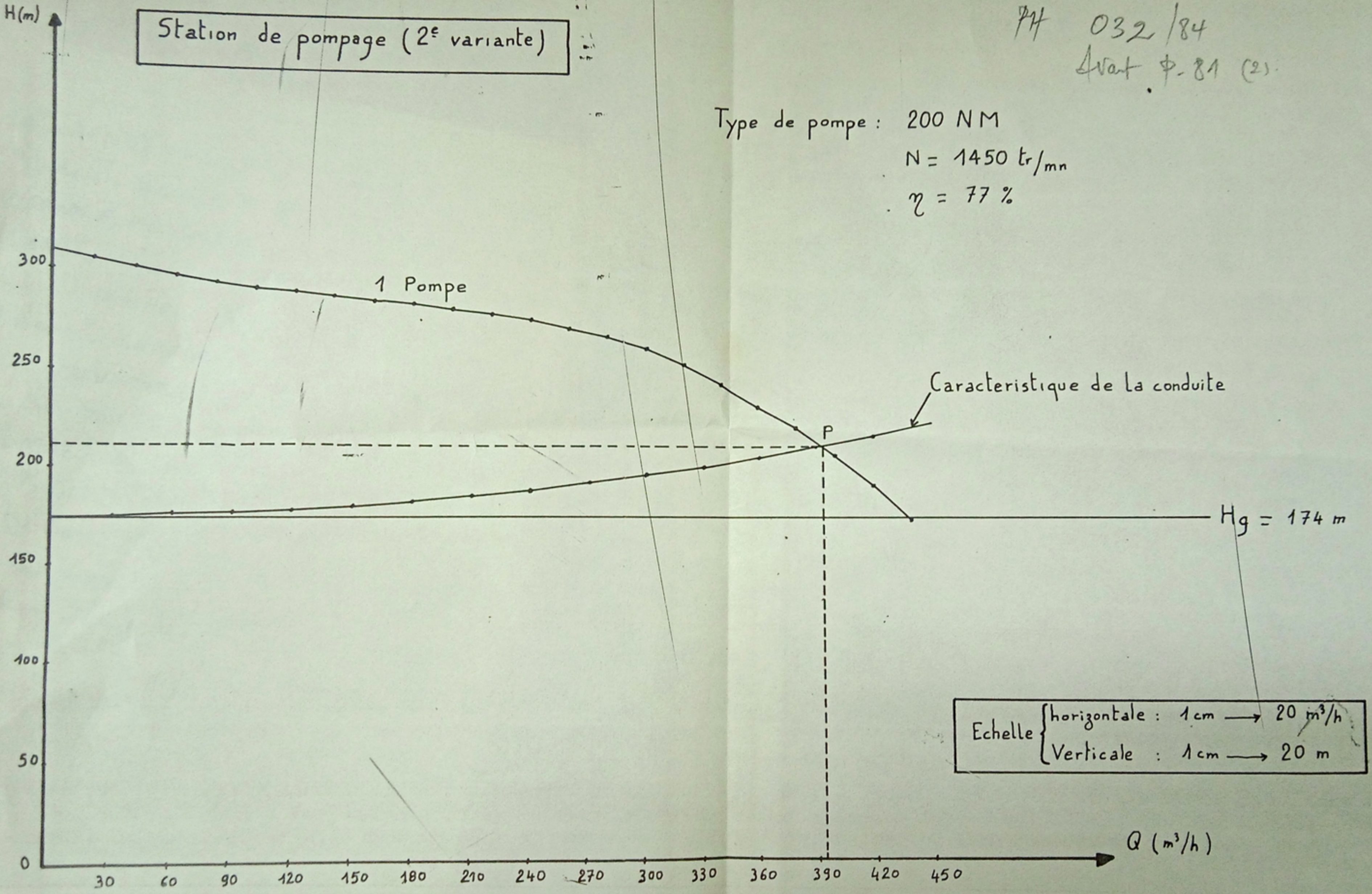


Echelle { horizontale 1 cm  $\rightarrow$  20  $m^3/h$   
          { verticale 1 cm  $\rightarrow$  10 m

Station de pompage (2<sup>e</sup> variante)

PH 032/84  
 Avant φ-81 (2)

Type de pompe : 200 NM  
 N = 1450 tr/mn  
 η = 77 %



Etude technico - économique :

Variante N° 3 (voir schéma)

Le refoulement au réservoir intermédiaire se fera à partir de la station de pompage N° 1, dont la cote du terrain est de 846 m N.G.A

Ce dernier transitera ensuite gravitairement vers, les réservoirs de Tissemsilt; Aim el-Kerma; Layoune, Ferradja, Méquisba et Khemisti.

Par contre le refoulement vers le réservoir de la ville de Theniet el-haad ne se fera plus.

Ce dernier sera alimenté à partir d'un barrage par une adduction indépendante.

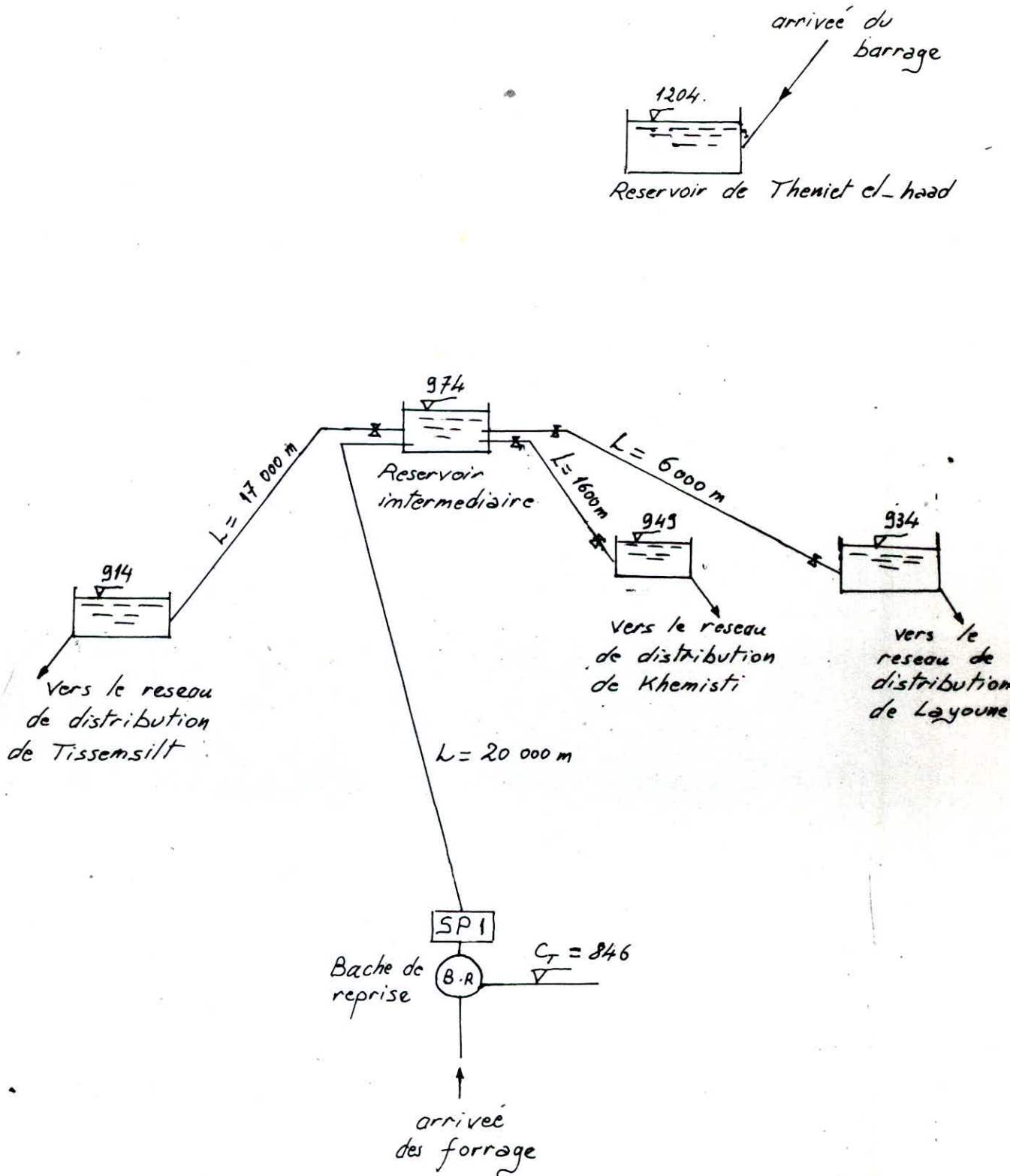
Etant donné que la population à alimenter diminue, nous pouvons augmenter la dotation qui était trop faible, lors de l'étude des variantes précédentes.

Cette dotation est fixée à 195 l/s/hab.

Par conséquent nous prenons un débit de calcul pour le refoulement au réservoir intermédiaire égale à

$$Q = 200 \text{ l/s}$$

Schéma de la 3<sup>em</sup> Variante :





Les besoins en eau pour l'horizon 2000 :

Villes	population résidente	dotation l/s/hab	besoin en eau potable (l/s)	coefficient	consommation maximale journalière
Tissemsilt et Aïn el-kerma	40 167	195	90,65	1,5	135,98
Khemisti	8 831	195	19,93	1,5	29,9
Layoune Meguisba Ferradja	10 077	195	22,74	1,5	34,11

$$\Sigma = 199,99$$

On constate que d'ici l'an 2000, le débit donné par les forages, satisfait, en eau potable les besoins de la population.

\* Caractéristique de la conduite de refoulement :

$$L = 20\,000 \text{ m}$$

$$Q = 200 \text{ l/s} = 0,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$H_g = 128 \text{ m}$$

$$H_{M_T} = 226,9 \text{ m}$$

D'après la formule de Bonnin :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,200} = 0,447 \text{ m}$$

d'où  $D = 450 \text{ mm}$

Vu que c'est le même procédé que les deux premières variantes nous allons étudier tout simplement l'amortissement, la hauteur manométrique totale et l'exploitation pour le diamètre 450 mm.

Calcul de l'amortissement :

Annuité'  $\Rightarrow A = 0,0888$

$\phi$ (mm)	Prix du ml <sup>3</sup> (D.A)	Longueur (m)	Prix de la conduite (10 <sup>6</sup> DA)	Amortissement 10 <sup>6</sup> DA
450	350	20 000	7,00	0,6216

Calcul de la hauteur manométrique totale :

$\phi$ (mm)	J	Longueur	$\Delta H_p$	$\Delta H_T = 1,1 \cdot \Delta H_p$	$H_{MT} = 128 + \Delta H_T$
450	0,00449	20 000	89,91	98,9	226,9

Calcul du prix d'énergie annuel :

$\phi$ (mm)	$H_{MT}$	$P = \frac{9,81 \cdot Q}{0,7} \cdot H_{MT}$	Energie = P.24.385	Prix d'énergie annuel (0,19 DA)
450	226,9	635,97	$5,57 \cdot 10^6$	$1,06 \cdot 10^6$

Frais totaux :

La somme de l'amortissement et le prix d'énergie annuel nous donnent les frais totaux .

$$\text{Frais totaux} = 0,6216 + 1,06$$

$$\boxed{\text{Frais totaux} = 1,6816 \cdot 10^6 \text{ DA}}$$

### Adduction gravitaire :

Comme nous avons trois conduites gravitaires, nous allons étudier une par une ces conduites :

\* Conduite entre le réservoir intermédiaire et le réservoir de la ville de Layoune :

$$L = 6000 \text{ m}$$

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

$$Q = \frac{C.m.j. 1,5}{86400} = 0,034 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$\Phi_R$ (mm)	$V$ (m/s)	$R$	$f$	$f_{c.w}$	$D_r$ (mm)	$\Delta H_f$ (m)
200	1,08	$0,105 \cdot 10^5$	0,03081	0,0314	250	20,29

\* Conduite entre le réservoir intermédiaire et le réservoir de la ville de Tissemsilt :

$$L = 17000$$

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

$$Q = 0,136 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 64 \text{ m}$$

$\Phi_R$ (mm)	$V$ (m/s)	$R$	$f$	$f_{c.w}$	$D_r$ (mm)	$\Delta H_f$ (m)
400	1,08	$4,32 \cdot 10^5$	0,025	0,0257	450	39,84

\* Réservoir intermédiaire vers le réservoir de la ville de Khemisti :

$$L = 1600 \text{ m} ; Q = 0,0299 \text{ m}^3/\text{s} ; H_g = 29 \text{ m}$$

$\Phi_R$ (mm)	$V$ (m/s)	$R$	$f$	$f_{c.w}$	$D_r$ (mm)	$\Delta H_f$ (m)
200	0,95	$1,9 \cdot 10^5$	0,025	0,03149	200	12,81

Redimensionnement des réservoirs :

Calcul du réservoir de la ville de Khemisti à l'horizon 2000 :

Année	population (hab)	dotation l/j/hab	consommation moyenne journalière $m^3/j$	consommation maximale journalière $m^3/j$
2000	8 831	195	1722,04	2583,067

$$a_{2000} = \frac{2583,067}{24}$$

$$a_{2000} = 107,63 \text{ m}^3/\text{h}$$

d'où le volume du réservoir :  $V = 4,4 \cdot a_{2000}$

$$V = 4,4 \cdot 107,63$$

$$V = 473,572$$

En tenant compte de la réserve d'incendie de  $120 \text{ m}^3$  le volume du réservoir devient :

$$V_T = V + V_{ri} = 473,572 + 120 = 593,572$$

$$V_T = 600 \text{ m}^3$$

Calcul du diamètre du réservoir, en prenant la hauteur "h" égale à quatre mètres.

$$D = \sqrt{\frac{V}{\pi}} = \sqrt{\frac{600}{3,14}}$$

donc

$$D = 14 \text{ m}$$

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

Calcul du réservoir de la ville de Tissemsilt :

Année	Population (hab)	dotation l/j/hab	Consommation moyenne journalière $m^3/j$	Consommation maximale journalière $m^3/j$
2000	40 167	195	7832,565	11 748,8475

$$a_{2000} = \frac{11\,748,8475}{24} = 489,535$$

$$a_{2000} = 489,535 \text{ m}^3/\text{h}$$

d'où le volume du réservoir

$$V = 4,6 \cdot a_{2000} = 4,6 \cdot 489,535$$

$$V = 2251,861 \text{ m}^3$$

Comme on prévoit une réserve d'incendie, le nouveau volume sera

$$V_T = V + V_{ri}$$

$$V_T = 2251,861 + 120 = 2371,86$$

$$V_T = 2400 \text{ m}^3$$

Dimensionnement de ce réservoir :

$$\text{Calcul du diamètre } D = \sqrt{\frac{2400}{3,14}} = 27,65 \text{ m}$$

la hauteur du réservoir est égale à 4 m

donc

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

$$D = 28 \text{ m}$$

Calcul du réservoir de la ville de Layoune:

Année	Population (hab)	dotation l/s/hab	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)	Consommation maximale journalière (m <sup>3</sup> /j)
2000	10 077	195	1965,015	2947,52

$$a_{2000} = \frac{2947,52}{24}$$

$$a_{2000} = 122,81$$

Calcul du volume du réservoir

$$V = 4,6 \cdot a_{2000}$$

$$V = 4,6 \cdot 122,81$$

$$V = 564,94 \text{ m}^3$$

en ajoutant le volume de la réserve d'incendie, la capacité du réservoir sera de

$$V_T = V + V_{ri}$$

$$V_T = 564,94 + 120 = 684,94 \text{ m}^3$$

$$V_T = 700 \text{ m}^3$$

Dimensionnement du réservoir

$$\text{Calcul du diamètre } D = \sqrt{\frac{V}{\pi}} = \sqrt{\frac{700}{3,14}} = 14,93 \text{ m}$$

on prendra la hauteur  $h = 4 \text{ m}$

donc  
on prendra

$D = 15 \text{ m}$ $h = 4 \text{ m}$
--------------------------------------

Le volume du réservoir intermédiaire ne changera pas, vu qu'il servira de passage des eaux.

Il est fixé à  $1000 \text{ m}^3$

sa hauteur est égale  
son diamètre

$$\begin{aligned} h &= 4 \text{ m} \\ D &= 18 \text{ m} \end{aligned}$$

Le volume de la bache de reprise qui est placée à côté de la station de pompage, sera calculé d'après le débit refoulé à partir des forages

$$V = Q \cdot 3600$$

$$V = 0,200 \cdot 3600$$

$$V = 720 \text{ m}^3$$

on prendra un volume

$$V = 800 \text{ m}^3$$

D'où les dimensions de cette bache seront :

$$\text{Calcul du diamètre } D = \sqrt{\frac{V}{\pi}} = \sqrt{\frac{800}{3,14}}$$

$$D = 15,96 \text{ m}$$

On prendra la hauteur  $h$  égale à quatre mètres

donc

$$\begin{aligned} D &= 16,00 \text{ m} \\ h &= 4 \text{ m} \end{aligned}$$

### Station de pompage :

Sur le schéma les points  $P_1, P_2, P_3, P_4$  ont pour coordonnées

$$P_1 = \begin{cases} Q = 720 \text{ m}^3/\text{h} \\ H = 227 \text{ m} \end{cases}$$

$$P_2 = \begin{cases} Q = 733,3 \text{ m}^3/\text{h} \\ H = 230 \text{ m} \end{cases}$$

$$P_3 = \begin{cases} Q = 720 \text{ m}^3/\text{h} \\ H = 234 \text{ m} \end{cases}$$

$$P_4 = \begin{cases} Q = 738 \text{ m}^3/\text{h} \\ H = 228,5 \text{ m} \end{cases}$$

Le temps de pompage se réduit à :

$$t = 23,56 \quad \text{ou}$$

$$t = 23^{\text{h}} 33 \text{ mn}$$

Tableau récapitulatif : sachant que  $Q = 0,200 \text{ m}^3/\text{s}$   
 $H_g = 128 \text{ m}$   
 $H_r = 227 \text{ m}$

$q (\text{m}^3/\text{s})$	$Q (\text{m}^3/\text{h})$	$m$	$1 - m (\%)$	$\eta (\%)$	$P_p (\text{kw})$	$P_m (\text{kw})$
0,2	720	0,98	2%	81	549,84	610,94

### Tableau comparatif :

Solutions	Depense journalière en énergie électrique (0,19 DA)
1 <sup>er</sup> Sans modification	$630,46 \cdot 23,56 \cdot 0,19 = 2822,19$
2 <sup>em</sup> Vannage	$629,77 \cdot 24 \cdot 0,19 = 2871,75$
3 <sup>em</sup> Rognage	$610,94 \cdot 24 \cdot 0,19 = 2785,89$

Nous constatons d'après le tableau ci-dessus, que le rognage donne le minimum de dépenses d'énergie électrique, consommée pendant la journée.



Station de pompage  
variante 3

type de pompe 200 NM  
 $N = 1450 \text{ t/mn}$   
 $\eta = 81\%$

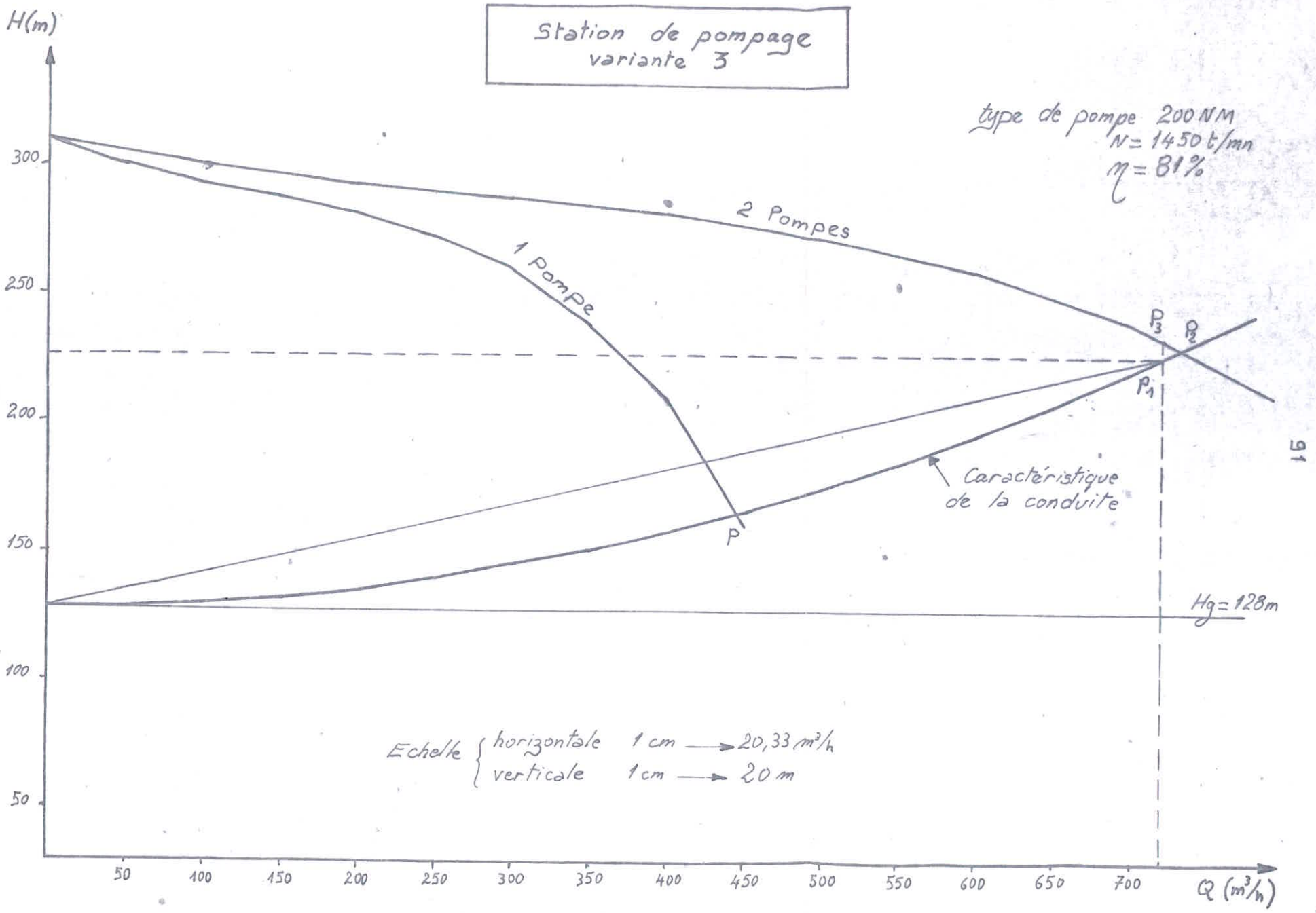


Tableau comparatif :

Variantes	Longueur des Tronçons (m)	Investissement (DA)	Frais totaux (DA)
1	SP 1 → Reservoir intermédiaire (20 000 m)	1 666 000	2 116 000
	Reservoir intermédiaire → reservoir de Tissemsilt (17 000 m)	450 000	
2	champ de captage → SP 1 (6 000 m)	190 000	1 820 000
	SP 1 → Reservoir de Tissemsi (13 500 m)	720 000	
	SP 1 → Reservoir intermédiaire (14 000 m)	910 000	

les prix cités englobent les coûts des conduites, la pose comprise et les frais d'énergie électrique.

Vu les débits et les puissances comparables en deux variantes, nous avons négligé la différence de prix des stations de pompage.

## Pose des conduites

la pose en terre des conduites s'effectue dans une tranchée dont la largeur de fond est donnée par :

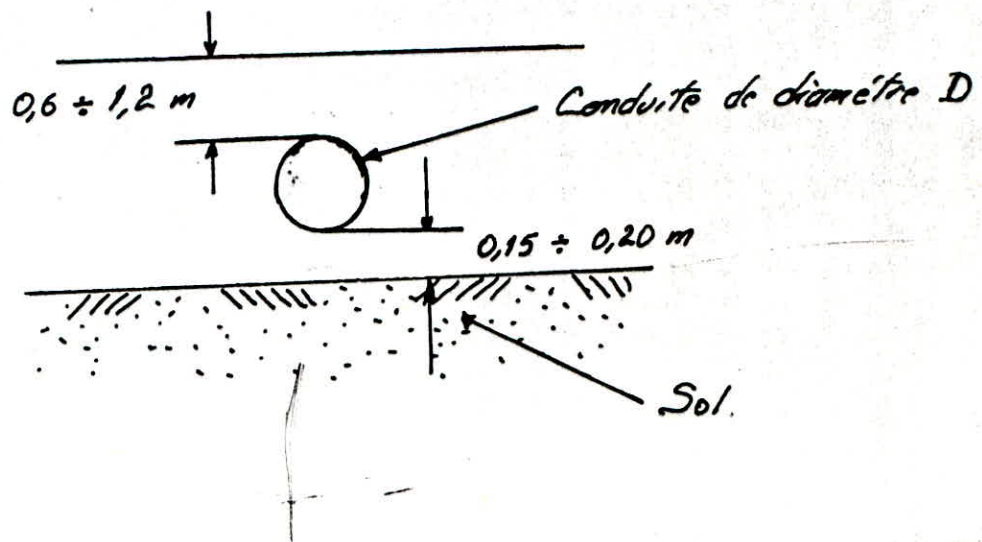
$$B = D + 2 \cdot 0,3 \text{ m}$$

Au niveau des points de jonction des conduites, des niches seront établies et ce pour faciliter le raccordement ou l'opération de soudure.

La profondeur de fouille est fonction du diamètre de la conduite, de la température du lieu ainsi qu'aux sollicitations des charges mobiles, si cette dernière traverse une route très fréquentée par ces charges.

$$h \gg D + 0,8 \text{ (m)}$$

La profondeur de fouille est choisie de telle manière que la température de l'eau reste constante, par conséquent d'éviter les dégâts qui pourront être causés par d'important gel et de préserver la conduite contre les sollicitations des charges mobiles.



le fond de la fouille est recouvert d'un lit de pose de 0,15 m à 0,20 m d'épaisseur bien pillonné et bien nivelé, suivant les côtes du profil en long. La constitution d'un lit de pose est composée de gravier dans les terrains ordinaires, de pierres cassées qui serviront de drains dans les terrains imperméables ou rocheux, et d'un lit de béton maigre dans les zones abruptes.

Le remblai se fait d'une succession de couches soigneusement tassées et arrosées.

Dans notre cas, où les conduites sont en acier nous préconisons un remblai en grave naturelle afin d'éviter la corrosion.

Une fois le remblai atteint 0,30 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite, le reste sera exécuté à l'aide du tout venant.

## Chapitre VIII

### Protection des conduites contre la corrosion :

#### I - protection de la canalisation contre la corrosion :

la corrosion est caractérisée par une attaque du métal surtout l'acier, due à des phénomènes qui sont des réactions chimiques ou électrochimiques qui se passent à la surface de séparation métal - milieu ambiant.

Ce sont généralement des réactions d'oxydation des métaux.

Si le processus de la corrosion est important, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation ou attaque sous forme de couches de rouille croûteuses annonçant une diminution de l'épaisseur de la conduite.

On distingue deux types de corrosion :

- Corrosion chimique : Cas de combinaison directe du métal et du milieu
- Corrosion électrochimique (exemple corrosion par les électrolytes)

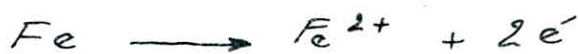
#### II - Bases théoriques de la protection cathodique :

la matière est constituée d'atomes formés d'un noyau et d'un ou plusieurs électrons. Le noyau est muni d'une charge électrique positive. L'atome est électriquement neutre.

Il peut sous certaines influences céder ou gagner des électrons, c'est à dire oxydation ou réduction.

Dans le cas du fer, l'atome peut perdre 2 à 3 électrons donnant des ions  $Fe^{2+}$  ou  $Fe^{3+}$  que l'on rencontre le plus fréquemment dans les produits de corrosion.

— L'oxydation représente une perte d'électrons



— la réduction est un gain d'électrons



Notre problème est donc de s'opposer à toute perte d'électrons c'est le but de la protection cathodique.

Les terrains de nature physique ou chimique différentes (calcaire, sable, eau douce, eau souterraine etc....) favorisent la corrosion. L'agressivité du sol est déterminée moyennant des mesures de résistivité du terrain le long du tracé des conduites.

qualité du terrain	résistivité $\rho$
terrain agressif	$\rho < 50 \Omega.m$
Terrain d'agressivité moyenne	$50 \leq \rho < 100 \Omega.m$
terrain non agressif	$\rho > 100 \Omega.m$

Il y a lieu de noter que lorsque le sol présente une résistivité inférieure à  $100 \Omega.m$ . Il est nécessaire de protéger les conduites en acier contre l'effet de la corrosion.

Il y a lieu également d'insister sur le fait que la conduite à protéger soit devenue cathode. On ne peut en effet obtenir la chute de potentiel voulu qu'en associant la conduite

à une anode sur laquelle la corrosion est reportée.

Le métal possédant un potentiel élevé, sera cathode par contre celui à bas potentiel sera anode et sera exposé à la corrosion.

### III - Etude préalable à la protection cathodique :

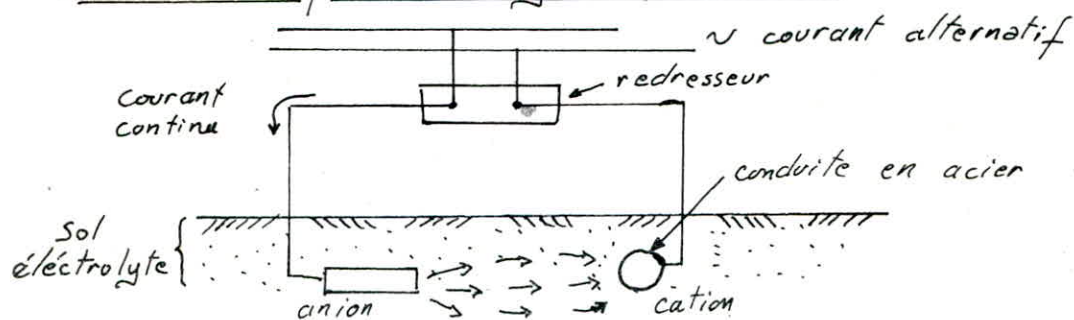
une bonne protection de la canalisation consistera à ne mettre en terre que des conduites convenablement revêtues d'une couche isolante même aux endroits des joints. Il faut assurer la continuité de l'enrobage.

### IV Principe de la protection cathodique :

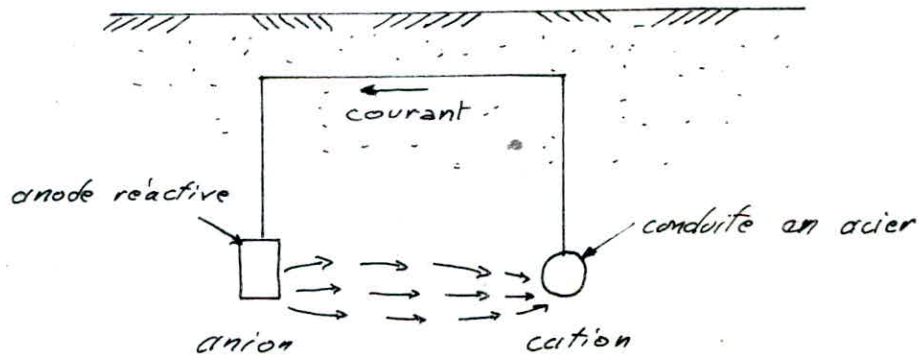
la protection cathodique d'une surface en acier est assurée lorsque le potentiel de celle-ci a franchi un certain seuil négatif par rapport au milieu électrolytique en contact.

Le moyen de provoquer la chute de potentiel de l'acier est de diriger sur le métal un courant électrique. C'est pour cela que la conduite à protéger est reliée soit au pôle négatif d'une source de courant continu (protection par soutirage de courant) soit à un métal plus électro-négatif que l'acier (protection par anode réactive).

#### a) Protection par soutirage de courant :



b) Protection par anode réactive :



Dans le cas d'une protection par soutirage de courant la borne positive et la source sont reliés à une masse métallique enterrée jouant le rôle d'anode. La borne négative est reliée à la canalisation à protéger cathodiquement. Quand à la protection par anode réactive, elle consiste simplement à relier de place en place la conduite à une plaque de métal très électro-négative de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de cathode.

Ces anodes réactives sont des cylindres de 15 à 30 kg que l'on enfouit dans le sol à 3 m de la conduite environ.



# BIBLIOGRAPHIE

- Hydraulique générale appliquée  
de: CARLIER M.
- Hydraulique urbaine Tome II  
de: DUPONT A.
- Hydraulique urbaine  
de: BONNIN J.
- Théorie de la longueur fluidodynamique  
de: LAPRAY G.
- Catalogue des pompes  
de: Schneider J.

