

U.S.T.H.B

1ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
المكنية  
PROJET DE FIN D'ETUDES  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

**ADDUCTION EAU BRUTE  
D'ANNABA**

*(du barrage vers le réservoir d'arrivée)*

1 PLAN

Proposé par :  
D. G. I. H.

Etudié par :  
O. HADDOUCHE  
I. MOUHOUB

Dirigé par :  
Mr N. SUBARDJO



- \$ -  E M E R C I E M E N T S - \$ -

Que tous les professeurs qui ont contribués à notre formation trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Nous tenons a exprimer chaleureusement notre reconnaissance à Messieurs : N. SUBARDJO et S. TOUNSI pour l'aide et leurs conseils apportés.

Les étudiants :            I. MOUHOUB  
   O. HADDOUCHE

-o- TABLE DES MATIERES -o-

INTRODUCTION :

pages

Chapitre I : Evaluation des besoins en eau des agglomérations

- 1)- Ressources en eau
- 2)- Démographie
- 3)- Estimation des besoins

Chapitre II : Réseau d'adduction

7

- 1) - Tracés des réseaux
- 2)- Calcul du réseau d'adduction

Chapitre III : Réservoirs

37

- Utilité des réservoirs
- Capacité des réservoirs
- Equipement des réservoirs

Chapitre IV ♦ Station de surpresseur

45

- Choix des groupes
- Emplacements de la Station de surpresseur
- Amorçage
- Automatisation de l'installation

Chapitre V : Protection des ouvrages

51

- Conséquence de la présence d'air dans la conduite
- Entartage des conduites
- Etude du coup de bélier
- Principe du calcul du coup de bélier (adduction gravitaire)
- Coup de bélier dans la conduite S.surpresseur de BOUTALDJA- R.T.
- Coup de bélier dans la conduite R.T. - S.surpresseur des salines (adduction gravitaire)
- Coup de bélier dans la conduite S.surpresseur des salines - R.d'arr

- Protection de la canalisation contre la corrosion

Chapitre VI : Etude économique

78

- Principe de l'étude
- évaluation du prix de revient du m<sup>3</sup> d'eau.

# I N T R O D U C T I O N

---

## EVALUATION DES BESOINS EN EAU DES AGGLOMERATIONS

### - Ressources en eau :

A l'état actuel, la zone d'Annaba est desservie à partir du barrage de la Cheffia par ~~deux~~ conduites, une en béton de précontraint de 46 Kms environ, et un autre de Bouteldja vers Annaba de  $\phi$  42 " de longueur 49 Kms, cette conduite transite gravitairement un débit de 1170 l/s d'eau brute jusqu'à la station de traitement.

Un surpresseur a été réalisé pour faire passer ce débit à 1400 l/s d'eau traitée. Néanmoins ces débits finaux ne satisferont pas les besoins domestiques et industriels.

En effet, l'aménagement de ce projet est conçu pour transférer vers Annaba, un débit supplémentaires en provenance du barrage de Mexanna, l'adduction est réalisée en deux étapes.

A noter, toute fois que la station de traitement de Bou-Hamra a été dimensionné pour traiter un débit de 1000 l/s d'eau traitée.

A cet effet, on prévoit un agrandissement de la station de traitement qui passera de 1000 l/s à 2000 l/s.

Barrage (95 hm<sup>3</sup>/an)  
(Cheffia)



1<sup>ère</sup> conduite  
Conduite B.N (BOU-NAMOUSA)  
en béton précontraint

1170 l/s



EM BRUTE 500 l/s

SNS DELHAOJA



EAU TAMPEE



réservoir d'eau traité



1800 l/s



1500 l/s



Conduite de BOUTELDJA

Forages des Salines  
Q = 200 l/s



Forages de BOUTELDJA  
Q = 600 l/s



2<sup>ème</sup> conduite

Barrage MEXENNA

V = 174 · 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>/an

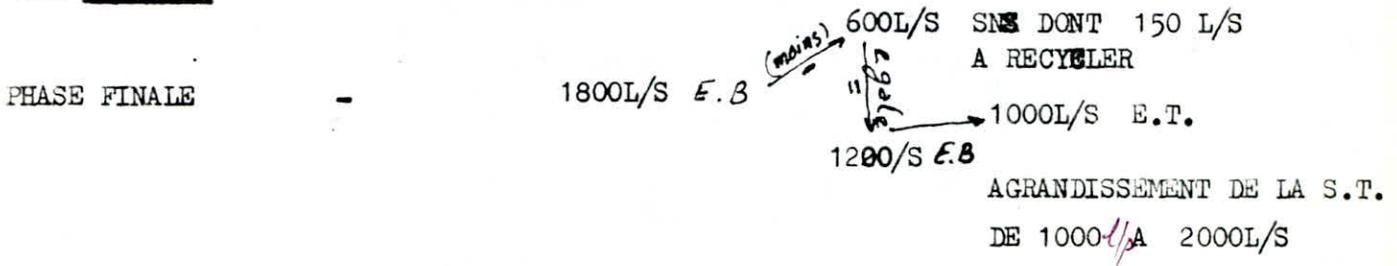


réserve

1er CONDUITE

CONDUITE BOU-HAMMOUSSA - STATION DE TRAITEMENT	( 1000L/S E.T. )	1110L/S E.T.
	+	
CONDUITE DE BOUTELDJA	1500L/S	1500L/S
	<hr/>	<hr/>
	2.500L/S E.T.	2610L/S E.T.

2ème CONDUITE



TOTAL

(1er + 2ème) CONDUITE

	2500L/S
+	1000L/S
	<hr/>
	3.500L/S

Or d'après les calculs précédents suivant les besoins cités plus haut on aura comme besoins pour l'année 2000

- A partir de Bou-Hamra
- ( DAIRA ANNABA → 1941L/S
  - ( DAIRA DE DREAN → + 783L/S
  - ( S.N.S. D'EL HADJAR → + 700L/S
- SUPERFICIE D'IRRIGATION = 3424L/S  
(800L/S) — POUR 6400ha

CONCLUSION

Si la superficie d'irrigation sera opérationnelle avant 1995 c'est à dire début 1992 la deuxième conduite sera saturée avant l'an 2000 dans le cas contraire la deuxième conduite sera saturée ver l'an 2000.

L'année de saturation de la première conduite MEXANNA - ANNABA

HYPOTHESE :

1)- Les périmètres d'irrigation de B. N. atteint son débit MAXIMAL, soit  $58. 10^6$  m<sup>3</sup> /AN.

Or le volume de régularisation du barrage de la CHEFFIA est de  $93, 10^6$  M<sup>3</sup>/AN

Reste =  $37 . 10^6$  M<sup>3</sup>/AN = 1170L/S

2)- Le futur périmètre d'irrigation d'ANNABA ouest n'est pas encore operationnel.

En prenant les données citées plus haut on aura la disponibilité au niveau du complexe de traitement de BOU-HAMRA.

1ere conduite :

MEXANNA - ANNABA	→	1500L/S E.T.
BOU-NAMOUSSA	→	1170L/S E. B.
		<u>500L/S (SNC d'EL HADJAR)</u>
		= 670L/S E. B. à traiter

On aura :  $0,95 \times 670$  L/S = 630L/S E.T.

Disponibilité totale :

$1500L/S + 630$  L/S = 2130L/S E.T.

CONCLUSION

L'année de saturation de la première adduction sera en 1992. cela veut dire que la deuxième adduction devra être opérationnelle début 1992.

Dans le calcul <sup>cité</sup> plus haut, on n'a pas tenu compte de l'A.E.P. de la DAIRA DE DREAN et d'EL-KALA.

Outre la Commune de Annaba, on peut également alimenter la DAIRA de DREAN à partir de BOU-HAMRA et à partir de BOUTELDJA on peut alimenter la DAIRA d'EL-KALA.

# Prévision de la deuxième Conduite

daira d'annaba

besoin en eau 2000 ~~2000~~ ~~2000~~

$$\frac{200 \cdot P_n}{24 \cdot 3600} = 0,0023148148 \cdot P_n \quad (\text{besoin en eau l/s})$$

## POPULATIONS

Année Commune	1979	1980	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1995	2000
ANNABA	290540	<sup>4,22%</sup> 302800	372310	388030	404400	421470	439250	457790	477110	497240	562190	652180
Cité Hypona-Royal	7700	<sup>7,5%</sup> 8277	11880	12770	13730	14760	15870	17060	18340	19720	24490	35160
Sidi Salem	17819	<sup>7,5%</sup> 19156	27501	29563	31780	34160	36730	39480	42440	45630	60400	86710
Boukhima	2250	<sup>7,5%</sup> 2420	3470	3730	4010	4310	4640	4990	5360	5760	7160	10280
Cité Bouzaroua	3140	<sup>7,5%</sup> 3370	4850	5210	5600	6020	6470	6960	7470	8630	9990	14340

## Besoins En Eau (l/s)

ANNABA	673 l/s	700 l/s	862 l/s	900 l/s	936 l/s	976 l/s	1017 l/s	1060 l/s	1100 l/s	1151 l/s	1303 l/s	1602 l/s
Cité Hypona-Royal	17 l/s	19 l/s	28 l/s	29 l/s	32 l/s	34 l/s	37 l/s	40 l/s	42 l/s	46 l/s	57 l/s	82 l/s
Sidi Salem	41 l/s	44 l/s	64 l/s	68 l/s	73 l/s	79 l/s	85 l/s	91 l/s	98 l/s	105 l/s	140 l/s	200 l/s
Boukhima	5 l/s	6 l/s	8 l/s	8 l/s	9 l/s	10 l/s	11 l/s	12 l/s	12 l/s	13 l/s	17 l/s	24 l/s
Cité Bouzaroua	7 l/s	8 l/s	11 l/s	12 l/s	13 l/s	14 l/s	15 l/s	16 l/s	17 l/s	20 l/s	23 l/s	33 l/s

$$\begin{aligned} & \text{des Cités} \rightarrow \Sigma = 1219 \\ & \text{industries} \rightarrow + 800 \\ & \hline & = 2019 \text{ l/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \Sigma = 1269 \\ & + 800 \\ & \hline & = 2069 \text{ l/s} \end{aligned}$$

$$\Sigma = 1941 \text{ l/s}$$

La première conduite sera saturée fin de l'année 1991

la deuxième conduite doit être opérationnelle début année 1992

Daira de DREAN

Prévision 2<sup>ème</sup> Conduite

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

Dotation 200 l/l/hab

$$\frac{200 \cdot P_n}{24.3600} = 0.0023148148 \cdot P_n \quad (\text{besoins en eau en l/s})$$

POPULATIONS							Besoins en Eau (l/s)					
Année	1979	1980	1985	1990	1995	2000	1979	1980	1985	1990	1995	2000
DREAN	24721 <sup>+3,5%</sup>	25580	30390	36090	42820	50910	57 l/s	59 l/s	70 l/s	84 l/s	99 l/s	118 l/s
BESBES	29321	30340	36040	42800	50840	60380	68 l/s	70 l/s	83 l/s	99 l/s	118 l/s	140 l/s
Ain Berda	11700	12110	14380	17080	20280	24090	27 l/s	28 l/s	33 l/s	40 l/s	47 l/s	56 l/s
ASFOUR	10478	10840	12870	15280	18160	21560	24 l/s	25 l/s	30 l/s	36 l/s	42 l/s	50 l/s
EL. HADJAR.	39642 <sup>+3,5%</sup>	42610	61180	87870	126090	181020	92 l/s	98 l/s	142 l/s	204 l/s	292 l/s	419 l/s
							$\Sigma = 268$	$\Sigma = 280$	$\Sigma = 358$	$\Sigma = 463$	$\Sigma = 598$	$\Sigma = 783$

Daira de DREAN Compte pour l'an 2000 → 783 l/s

la S.N.S → 700 l/s

Commune d'ANNABA compte pour l'an 2000 → 1941 l/s

$\Sigma = 3424$  l/s

⇒ La deuxième conduite sera saturée dans l'année 2000

Sans inclure le périmètre à irriguer d'ANNABA Ouest.

OUED SEYBOUSSE :

Utilisation :

Les eaux de l'oued Seybousse peuvent être utilisées de Novembre en Juin sans aucun danger pour les cultures, mais durant les mois de Juillet Aout Septembre Octobre, Il faut les utiliser avec précaution si on construisait un barrage, le débit total durant cette période est du 10,33 hm<sup>3</sup>.

En moyenne. Aussi faut - il envisager un barrage de contenance double à triple pour diluer les eaux et les utiliser sans danger.

Toute l'année on peut envisager aussi de l'oued-Mellah qui lessive tout le trias, et qui est le plus salé des affluents de l'Oued Seybousse.

En raison du débit solide élevé ( 100.000 tonnes / An) il faudrait prévoir un système de dévasement du barrage.

Ces indications sont tirées à partir du rapport établi par le DERH ( IRRH)

DEMOGRAPHIE :

D'après les derniers recensements de 1977, on peut déterminer l'accroissement de la population jusqu'à l'année 2000, étant donnée que les besoins en eau des agglomérations seront évalués pour l'horizon 2000.

La population future aussi que le taux d'accroissement seront calculés moyennant la formule suivante :

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

Où :

- Pn - Population future
- Po - Population actuelle
- n - Période
- t - Taux d'accroissement

ESTIMATION DES BESOINS EN EAUX :

Vue la diversité de l'évolution et de l'extension de la zone d'ANNABA, ainsi qu'il s'agit des grandes agglomérations l'estimation à été faite avec une dotation de 200l / j / hab.

RESEAUX D'ADDUCTIONS :

CHAPITRE II

Choix du tracé :

Le tracé des conduites d'adduction à été étudié sur le plan topographique établi à l'échelle 1/25.000 en vue de l'établissement de la conduite d'adduction.

Il y aura lieu de tenir compte de certaines directives suivantes :

Il importe de chercher un profil, en long aussi régulier que possible, établi de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir.

Un profil qui dans la mesure du possible alimente gravitairement les agglomérations ou du moins sur la grande longueur

Emprunter ci possible les chemins existants (routes pistes) qui facilitent l'accès du matériel aux réservoirs.

Eviter les zones marécageuses.

Eviter et diminuer les traversées des routes, des Ouesds des voies ferrées.

Il y a lieu de prescrire les contre - pentes, qui au droit des points hauts ainsi fermés peuvent donner lieu en Exploitation à des cantonnements d'air plus ou moins difficile à évacuer.

Dans le cas d'un refoulement, la présence des points hauts (en régime transitoire) causés par cas d'arrêt inopiné des pompes par suite de la dépression régnant dans le conduite une cavitation entraînant et pouvant faire craindre de graves incidents d'Exploitation.

- Les tracés ont été étudiés sur une carte établie à l'échelle ( 1/25.000)

ADDUCTION REALISEE EN 2 ETAPES

-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

Deux adductions, refoulements gravitaires ont été envisagées en vue de l'amenée de l'eau au réservoir d'arrivée où l'eau passera dans la station de traitement qui par la suite desservira d'autres réservoirs des villes prévue pour une population (voir tableaux).

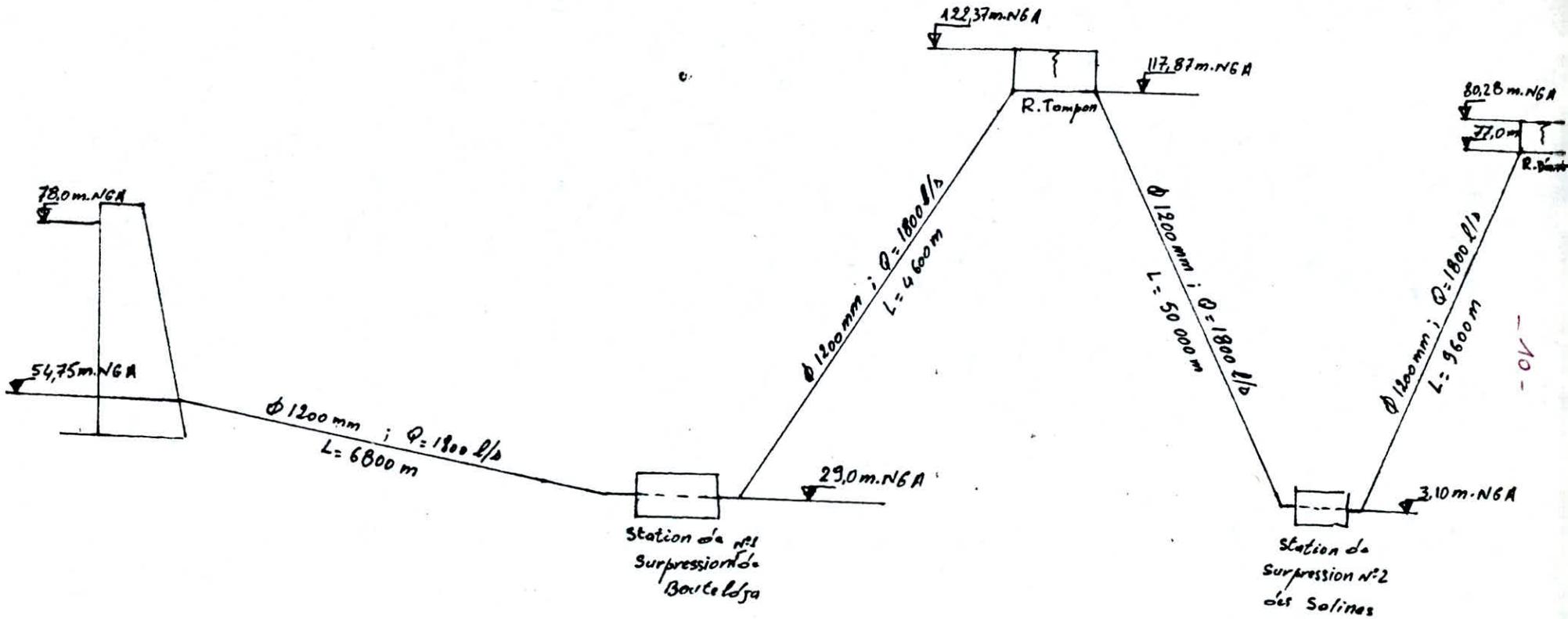
Les besoins en eau ont été fixés à 1800L/S ( toute fois, la réalisation de cet important ensemble est prévue en deux étapes de différentes importance, de sorte que les besoins sont échelonnés comme suit :

- Dans l'immédiat — 700L/S dont pour la S.N.S. d'ELHADJAR  
dont 100L/s à recycler
- Dans 10 ANS — 1800L/S

Il importe donc de dresser le projet de cette adduction du point de vue de l'alimentation future maximale, en prévoyant, au besoin un fractionnement des installations de façon qu'elles puissent répondre aux besoins indiqués tout en déployant le moins de gêne possibles aux usages au fur et à mesure de la réalisation des extensions.

.../...

# PLANCHE DE L'ADDUCTION



ADDITION GRAVITAIRE :

On a vu, précédemment que la côte de départ était de 54,75 m N.G.A. La côte d'arrivée étant de 29,00 m N.G.A.

La vitesse de l'écoulement devra rester dans la fourchette (0,50 m / s ÷ 1,70 m / s.)

ETUDES POUR DIFFERENTS DIAMETRES :

En tenant compte du fait qu'il n'existe sur le marché de l'usine de la S.N.S. d'EL-HADJAR que le  $\phi$  42" et le  $\phi$  48" (a proximité du chantier)

$\phi$  42" = 1067 mm

1er étape pour Q min = 0,6 m<sup>3</sup> / s      v =  $\frac{0,6}{1,1183591}$  = 0,67 m/s

2ème étape pour Q max = 1,8 m<sup>3</sup> / s      v =  $\frac{1,8}{1,1183591}$  = 2,013 m / s

Ceci ne satisfait pas aux conditions citées ci-dessus

$\phi$  48" = 1219 mm

1er étape pour Q min = 0,6 m<sup>3</sup> / s      v =  $\frac{0,6}{1,13097}$  = 0,53 m / s

2ème étape pour Q max = 1,8 m<sup>3</sup> / s      v =  $\frac{1,8}{1,13097}$  = 1,59 m / s

Donc avec un  $\phi$  1200 mm on s'aperçoit que les vitesses d'écoulement sont satisfaisantes.

En conclusion le  $\phi$  1200 convient parfaitement pour chacune des étapes de la réalisation.

1ere Adduction gravitaire :

Retenue - surpresseur de BOUTELDJA

les caractéristiques de l'adduction sont :

Q = 1800 L / s                      Côte de départ = 54,75 m N.G.A.

L = 6800 m                              Côte d'arrivée = 29,0 m N. G. A.

a) - METHODE CLASSIQUE :

On a la formule de continuité  $Q = V.A. = \frac{V \cdot \pi \cdot D^2}{4}$

avec un diamètre D = 1200 mm.

La vitesse sera V = 1,59 m / s

Les pertes de charges sont données par la formule de Darcy - W E ISBACH

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

avec f donnée par la formule de

colebrook.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = - 2 \text{ Log } \left( \frac{\epsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{\text{Re } \sqrt{f}} \right)$$

$$\text{Re} = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{1,59 \cdot 1,2}{1,31 \cdot 10^{-6}} = 1,46 \cdot 10^6$$

Le diagramme universel de MOODY donne le régime de transition pour les valeurs de Re et de  $\frac{\epsilon}{D_h}$ . Par approximations successives, nous obtenons le coefficient des pertes de charges f.

$$f = 1,94176 \cdot 10^{-2}$$

Où J - gradient de perte de charge

- Q - Débit qui transite dans la conduite
  
- L - Longueur du tronçon gravitaire
  
- $\Delta H_l$  - Perte de charge linéaire
  
- $\Delta H_s$  - Présente les pertes de charges singulières correspondant à 5 % de  $\Delta H_l$
  
- $\Delta H_t$  - Perte de charge totale ( $\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s$ )
  
- D - Diamètre de la conduite
  
- V - Vitesse de l'écoulement
  
- f - Coefficient de perte de charge
  
- Re - Le nombre de Reynolds
  
- $D_h$  - Diamètre hydraulique
  
- $\nu$  - Viscosité cinématique égale  $1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$  prise à la température  $10^\circ \text{C}$
  
- \* E - Rugosité relative

$$J = \frac{1,94176 \cdot 10^{-2} \times (1,59)^2}{19,6 \cdot 1,2} = 2,09 \text{ m / km}$$

D'où les pertes de charges linéaires

$$\Delta H_l = J \cdot L = 2,09 \cdot 6,800 = 14,21 \text{ m}$$

En estimant les pertes de charges singulières à 5 % nous aurons  $\Delta H_t = 1,05 \cdot 14,21 = 14,92 \text{ m}$

En plus, on prend les pertes de charges de la prise d'eau qui sont évaluées à 2,8 m.

$$\text{Donc on aura } \Delta H_{TP} = 14,92 + 2,8 = 17,72 \text{ m}$$

Calcul par la longueur fluïdo-dynamique du gradient de pertes de charges e

Méthode G. Lapray

$$\frac{\epsilon}{D_h} = \frac{10^{-3}}{1,2} = 8,3333 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$Re = 1,46 \cdot 10^6$  ———> du diagramme le MOODY, on détermine le régime d'écoulement : régime de transition.

$$\lambda = \frac{D}{D_o} = \frac{1,2}{1,539} = 0,7797 \text{ m}$$

Où  $D_o$  - paramètre adimensionnel du profil circulaire

Pour  $f = 1$

Avec  $\epsilon$  et  $\lambda$  on lit dans l'abaque 8 b,  $\frac{Q}{\sqrt{J_x}}$

$$\begin{aligned} \epsilon &= 1 \text{ mm} && \xrightarrow{\text{abaque 8b}} && \frac{Q}{\sqrt{J_x}} = 39,7 \\ \lambda &= 0,7797 \text{ m} \end{aligned}$$

Pour  $Q = 1,8 \text{ m}^3 / \text{s}$  nous aurons  $J_r$

$$J_r = \frac{(Q)^2}{(39,7)^2} = \frac{(1,8)^2}{(39,7)^2} = 2,055 \cdot 10^{-3}$$

Puisque l'écoulement est en régime de transition on écrit

$$\text{que } J = \lambda_J^{5,3} \cdot J_r$$

Où  $\lambda_J^{5,3}$  est déterminé à partir de l'abaque 17 C.

$$\lambda_J^{5,3} = 1,02 \longrightarrow J = 1,02 \cdot J_r$$

$$J = 1,02 \cdot 2,055 \cdot 10^{-3} = 2,09 \cdot 10^{-3} = 2,09 \text{ m/km.}$$

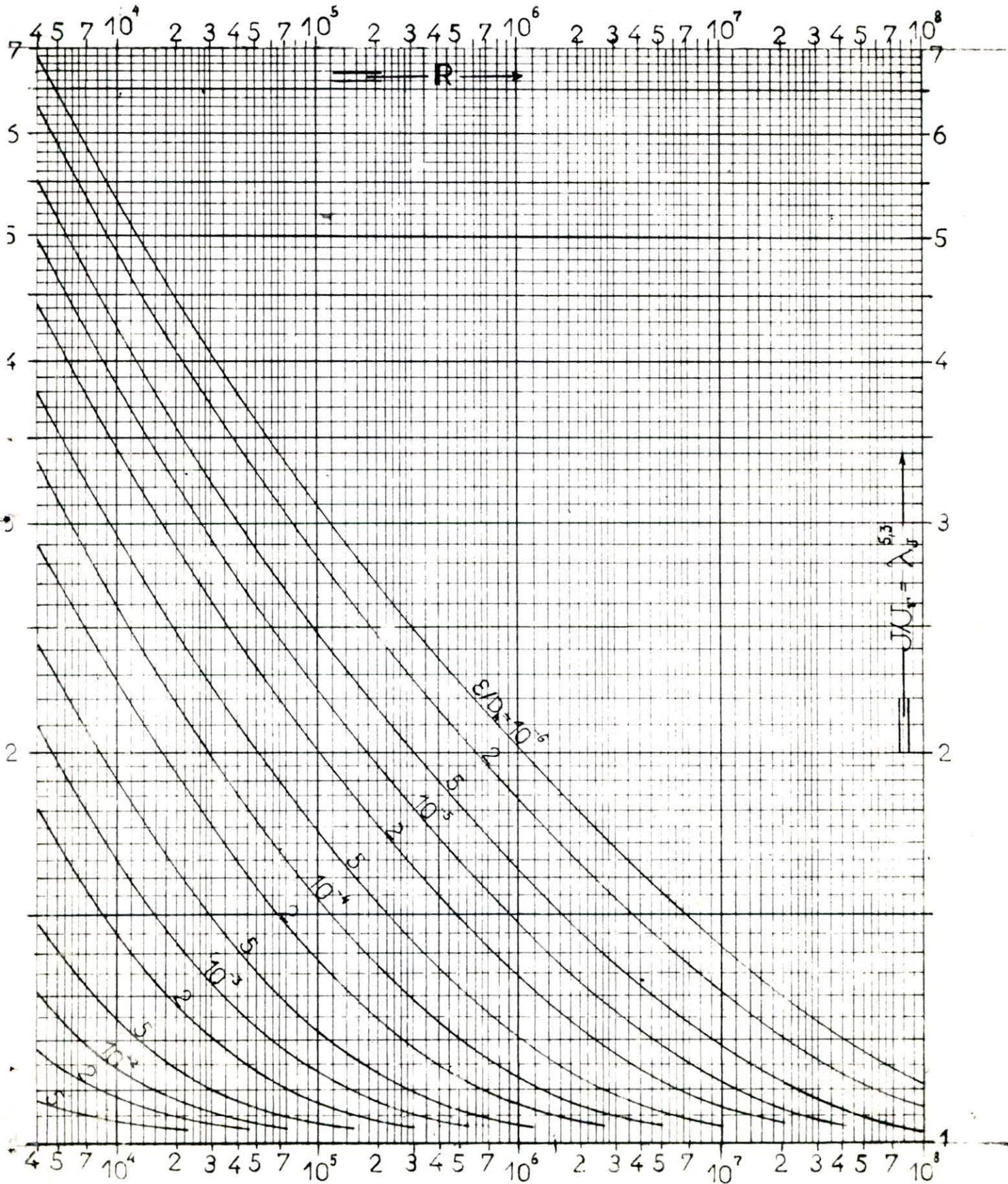
D'où les pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_f = J \cdot L = 2,09 \cdot 6,800 = 14,21 \text{ m}$$

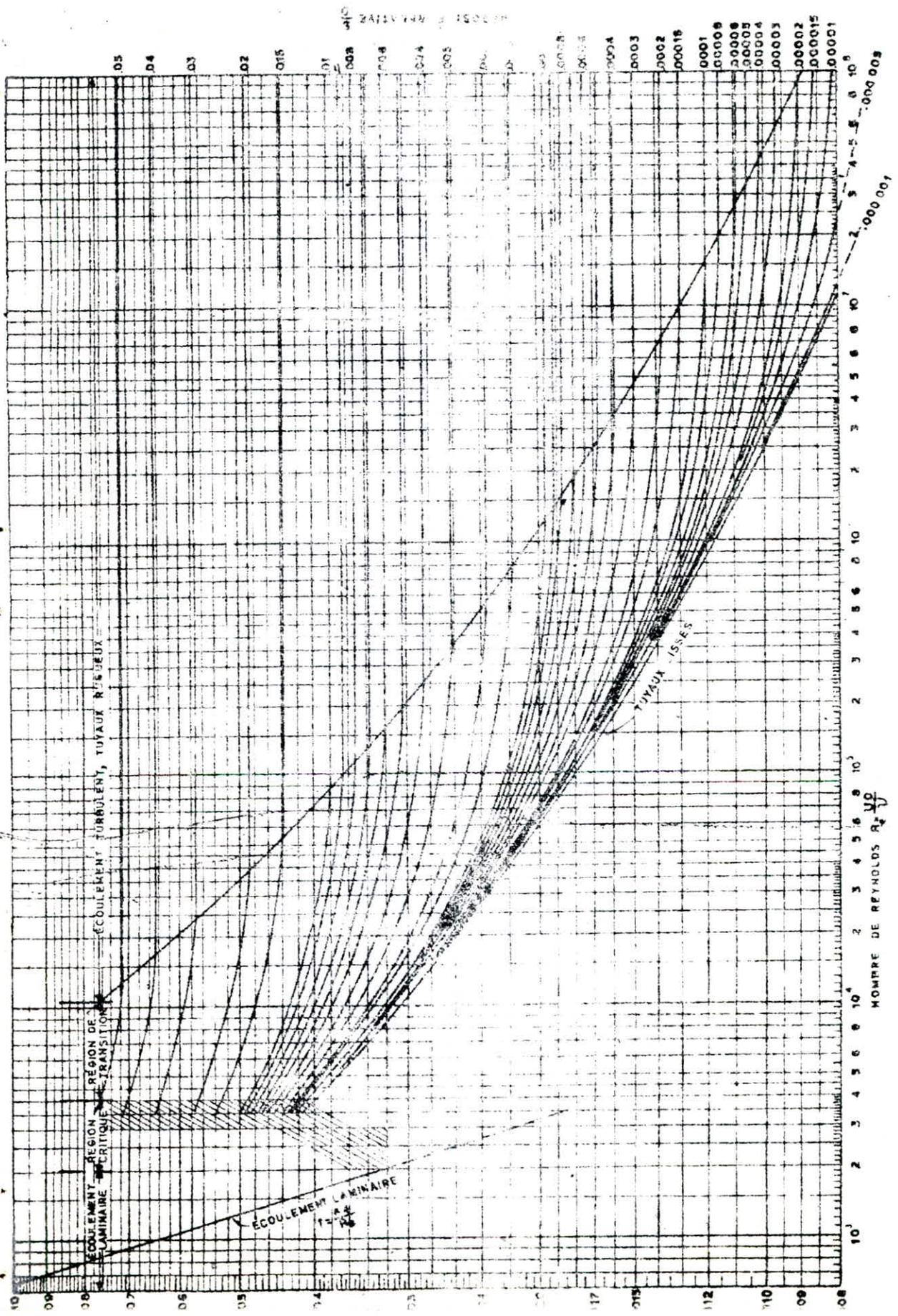
On retrouve les mêmes valeurs que par la méthode classique.

determination du gain  $\lambda_{\text{eff}}$  en régime de charge

en régime de transition







Exemple:  $Re = 3 \times 10^5$ ;  $\frac{\epsilon}{D} = 0.0002$ ,  $\lambda = 0.0164$

En définitive, nous prendrons le diamètre 1200 mm qui correspond à une vitesse raisonnable.

Il est évident que, dans les conditions de l'énoncé, la conduite fournira en phase finale, un débit plus important puisque la perte de charge disponible est grande.

De plus on a prévu un diamètre unique .

Le choix de diamètre peut se faire aussi en fonction de la charge disponible qui n'est autre que la hauteur géométrique entre le point de captage et le point à alimenter.

Le diamètre est choisi de façon que la perte de charge engendrée par le passage d'un débit Q soit inférieure à la charge disponible. Soit :

$$H = J \cdot L \ll J_d \cdot L$$
$$14,212 \text{ m} \ll 25,75 \text{ m}$$

Détermination de l'épaisseur de la conduite.

D'après la formule suivante on peut trouver l'épaisseur e de la conduite.

$$\sigma_{adm} = \frac{P \cdot D_{int}}{2e} \quad \text{Avec } \sigma_{adm} \text{ acier} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

P - pression dans la conduite  
= 24 bars

D<sub>int</sub> = 120 cm.

$$e = \frac{P \cdot D_{int}}{2 \cdot \sigma_{adm}} = \frac{24 \cdot 120}{2 \cdot 1400} = 1,0 \text{ cm} = 10 \text{ mm.}$$

2ème ADDUCTION GRAVITAIRE :

On a vu, précédemment que la côte de départ était de 117,87 m N.G.A. La côte d'arrivée étant de 3,10 m N. G. A.

La vitesse de l'écoulement devra rester dans la fourchette (0,50 m / s ÷ 1,70 m / s).

On a vu que pour le  $\phi$  42" la vitesse de l'écoulement est en dehors de l'intervalle proposé précédemment c'est à dire (0,50 m / s ÷ 1,70 m / s)

Pour le  $\phi$  48" = 1200 mm

La vitesse convient parfaitement  $V = \frac{Q}{A} = \frac{1,8}{1,13097} = 1,59 \text{ m/s}$

Où A - Section de la conduite

De ce fait, on choisit le diamètre 1200 mm.

Réservoir - tompon - surpresseur des salines

Les caractéristiques de l'adduction sont :

Q = 1800 L / s                      Côte de départ : 117,87 m N.G.A.

L = 50000 m                      Côte d'arrivée : 3,10 m N. G.A.

a)- METHODE CLASSIQUE :

On a la formule de continuité  $Q = V.A. = V \frac{\pi D^2}{4}$

avec un diamètre D = 1200 mm.

La vitesse sera V = 1,59 m / s

Les pertes de charges sont données par la formule de Darcy - W E ISBACH

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

Avec  $f$  donnée par la formule de Colebrook.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left( \frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{1,59 \cdot 1,2}{1,31 \cdot 10^{-6}} = 1,46 \cdot 10^6$$

Le diagramme universel de MOODY donne le régime de transition pour les valeurs de  $Re$  et de  $\frac{\epsilon}{D_h}$ . Par approximations successives, nous obtenons le coefficient des pertes de charges  $f$ .

$$f = 1,94176 \cdot 10^{-2}$$

$$J = \frac{1,94176 \cdot 10^{-2} \times (1,59)^2}{19,6 \cdot 1,2} = 2,09 \text{ m / km}$$

D'où les pertes de charges linéaires

$$\Delta H_1 = J \cdot L = 2,09 \cdot 50 = 104,5 \text{ m}$$

En estimant les pertes de charges singulières à 5 % nous aurons

$$\Delta H_T = 1,05 \cdot 104,5 = 109,73 \text{ m}$$

#### CONSEQUENCES DU CHOIX DE LA RUGOSITE

Si on considère que le vieillissement de la canalisation entraîne une augmentation de la rugosité de  $6 \cdot 10^{-4} \text{ m}$  à  $10^{-3} \text{ m}$  Il en résulte une diminution relative du débit.

Toute fois, les conduites comportant assez de pièces de raccords engendrent des pertes de charges.

- Des irrégularités au droit des joints.
- Tous ces facteurs énoncés font augmenter les pertes de charges, ainsi la valeur de rugosité à considérer est de  $10^{-3} \text{ m}$ .
- Le tuyau en acier ne peut être utilisé tel quel sans avoir été revêtu intérieurement et extérieurement.

- Intérieurement l'enrobage est exécutée par l'intermédiaire d'une couche qui stimule l'adhérence avec l'acier.

- L'étude du revêtement intérieur doit tenir compte des résultats d'analyse de l'eau, la présence des chlorures principalement provoque une corrosion de la conduite.

Quant au revêtement extérieur, il doit être de très bonne qualité mettant ainsi le tuyau à l'abri de la corrosion qui n'épargne aucun matériau.

#### PRISE D'EAU ET OUVRAGE DE DEPART AU PIED DU BARRAGE DE MEXANNA

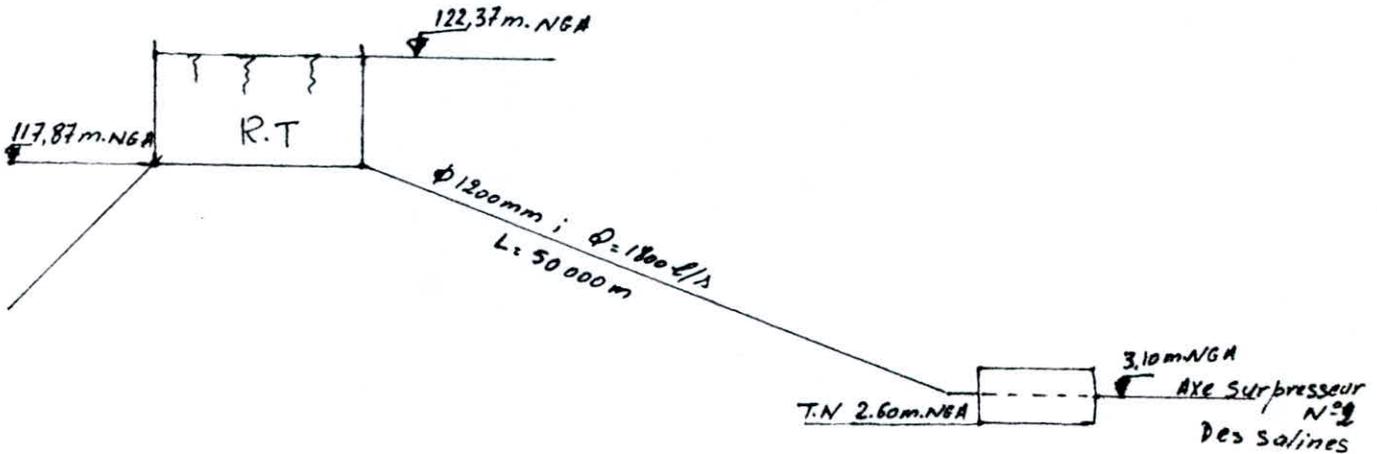
Quelle que soit la solution qui sera adoptée pour le transfert vers les nouveaux périmètres d'irrigation, il faut prévoir au pied du barrage quatre conduites d'attente dont 3 en  $\varnothing$  48" pour A.E.P. et une en  $\varnothing$  1500 mm pour irrigation pourvue chacune d'une vanne de sectionnement.

La perte de charge (linéaire et singulière) de la 2ème conduite à partir de la prise d'eau a été évaluée à 2,8 m.

CALAGE DU RESERVOIR TAMPON

Il faut caler le réservoir tampon, de façon que l'eau arrive gravitairement au surpresseur n° 2 au niveau des salines (côte T.N. 2,60 m N.G.A. )

Côte axe de surpresseur : 2,60 m + 0,50 m = 3,10 m N.G.A.



$D = 1,2 \text{ m}$

$Q = 1,8 \text{ m}^3 / \text{s}$

$L = 50 \text{ km}$

$E = 1 \text{ mm} = 10^{-3} \text{ m}$

$V = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$

On utilise le programme de TI 59 pour calculer  $J$ ,  $\Delta H_T$ ,  $f$

$D \rightarrow 01$  ;  $E \rightarrow 02$  ;  $Q \rightarrow 03$  ;  $V \rightarrow 05$

$L \rightarrow 09$  ;  $X \rightleftharpoons t$  on appuie sur A

$f = 1,9415572 \cdot 10^{-2} \text{ R/s}$  ;  $J = 2,09 \text{ m / km}$

$\Delta H_L = 104,549 \text{ m R/s}$  ;  $\Delta H_s = 5,2274 \text{ m R/s}$  ;  $\Delta H_T = 109,77 \text{ m}$

Côte radier du réservoir tampon.

$5,0 \text{ m} + 3,10 \text{ m} + 109,777 = 117,87 \text{ m}$

Donc on cale le réservoir tampon à une altitude de 117,87 m  
niveau du trop-plein = + 4,5 m

$$N_{\text{tplein}} = 117,87 + 4,5 = 122,37 \text{ m}$$

## CALCUL DES CONDUITES DE REFOULEMENT

Les eaux sont refoulées constamment vers le réservoir tampon par une conduite de 4600 m de longueur qui prend son départ de la station du surpresseur.

En effet nous envisageons quelques diamètres de disponibles sur marché à EL-HADJAR (ANNABA)

$\phi$  (mm)      1016      ,      1067      ,      1200

Comme la conduite présente une grande longueur vérifions que  $\phi$  1200 mm convient en l'encadrant avec  $\phi$  1067  $\phi$  1100 et 1300 avec

$$\epsilon = 10^{-3} \text{ m} = 1 \text{ mm}$$

$$\nu = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$$

Prise à la température de 10° c.

## DETERMINATION DU DIAMETRE ECONOMIQUE

(Le diamètre étant approximatif) par la formule de BOWEN

$$D = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{1,8} = 1,341 \text{ m} = 1341 \text{ mm}$$

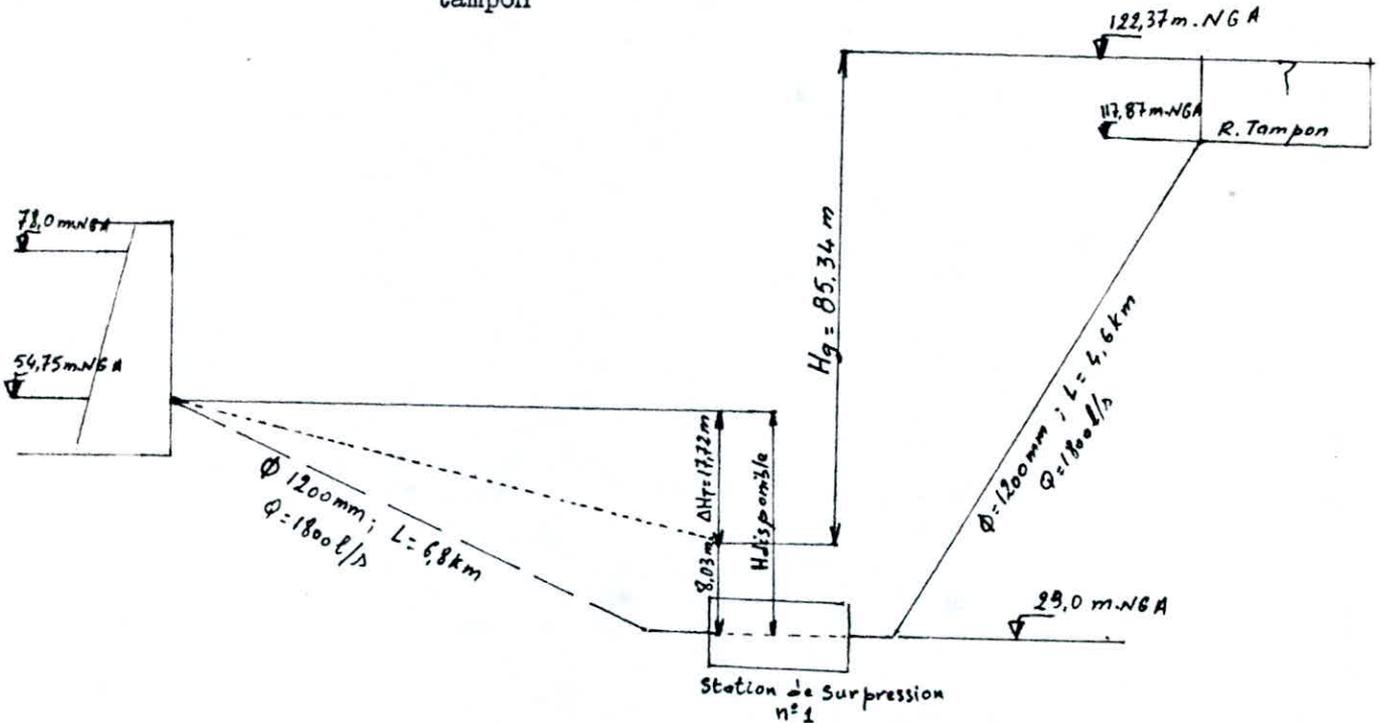
Essayons de déterminer le diamètre économique du premier tronçon de refoulement par le calcul technico - économique

CALCUL DE LA HAUTEURS GEOMETRIQUE POUR LE



REFOULEMENT

Station de surpression n° 1      → réservoir  
tampon



$$H \text{ disponible} = 54,75 - 29 = 25,75 \text{ m}$$

$$J = 2,09 \text{ m/km}$$

$$\Delta H_1 = 2,09 \times 6,8 = 14,21 \text{ m}$$

$$\Delta H_s = 5\% \text{ de } \Delta H_1 = 0,71 \text{ m}$$

$$\Delta H \text{ prise d'eau} = 2,8 \text{ m}$$

$$\text{Total} \text{ --- } \Delta H_T = 17,72 \text{ m}$$

$$\text{Pression au sol} = H \text{ disponible} - \Delta H_T = 25,75 - 17,72 = 8,03 \text{ m}$$

$$H_g = C_T \text{ plein} - (C_{TN} + \text{pression au sol}) =$$

$$122,37 - (29 + 8,03) = 85,34 \text{ m}$$

$$H_g = 85,34 \text{ m}$$

REFOULEMENT : ( Calcul du diamètre économique de la conduite) — Suite —

Station de surpresseur n° 01 de BOUTALDJA vers le réservoir tampon

Hg = 85,34 m

Frais d'Exploitation

D(m)	f . 10 <sup>-2</sup>	J (m/km)	L (m)	ΔH lin	ΔH sing	ΔH T	H MT	η
1,067	1,9919	3,8598	4600	17,755	0,887	18,643	103,98	0,75
1,1	1,9786	3,2924	4600	15,145	0,757	15,902	101,24	0,75
1,2	1,94176	2,09	4600	9,619	0,4809	10,10	95,43	0,75
1,3	1,9094	1,378	4600	6,3394	0,31697	6,656	91,996	0,75

D (m)	P = $\frac{9,8 \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta}$ (kw)	E : énergie annuelle (P . 24 . 365) . 10 <sup>6</sup>	Prix de l'énergie (Explo) ( E . e ) . 10 <sup>6</sup>
1,067	2445,6829	21,424182 .	4,0705946 .
1,1	2381,219992	20,85948713	3,963302555
1,2	2244,762323	19,66411795	3,73618241
1,3	2163,754836	18,95449236	3,601353549

Frais d'amortissements :

D (m)	Prix Unitaire (DA)	L (m)	Prix total de la conduite	Prix entretien	Σ	Prix avec annuité
1,067	12651	4600	58,1946 . 10 <sup>6</sup>	0,581946 . 10 <sup>6</sup>	58,776546 . 10 <sup>6</sup>	6,2349718 . 10 <sup>6</sup>
1,1	12856	4600	59,1376 . 10 <sup>6</sup>	0,591376 . 10 <sup>6</sup>	59,728976 . 10 <sup>6</sup>	6,336 . 10 <sup>6</sup>
1,2	13219	4600	60,8074 . 10 <sup>6</sup>	0,608074 . 10 <sup>6</sup>	61,415474 . 10 <sup>6</sup>	6,514907 . 10 <sup>6</sup>
1,3	14519	4600	66,7874 . 10 <sup>6</sup>	0,667874 . 10 <sup>6</sup>	67,455274 . 10 <sup>6</sup>	7,155604 . 10 <sup>6</sup>

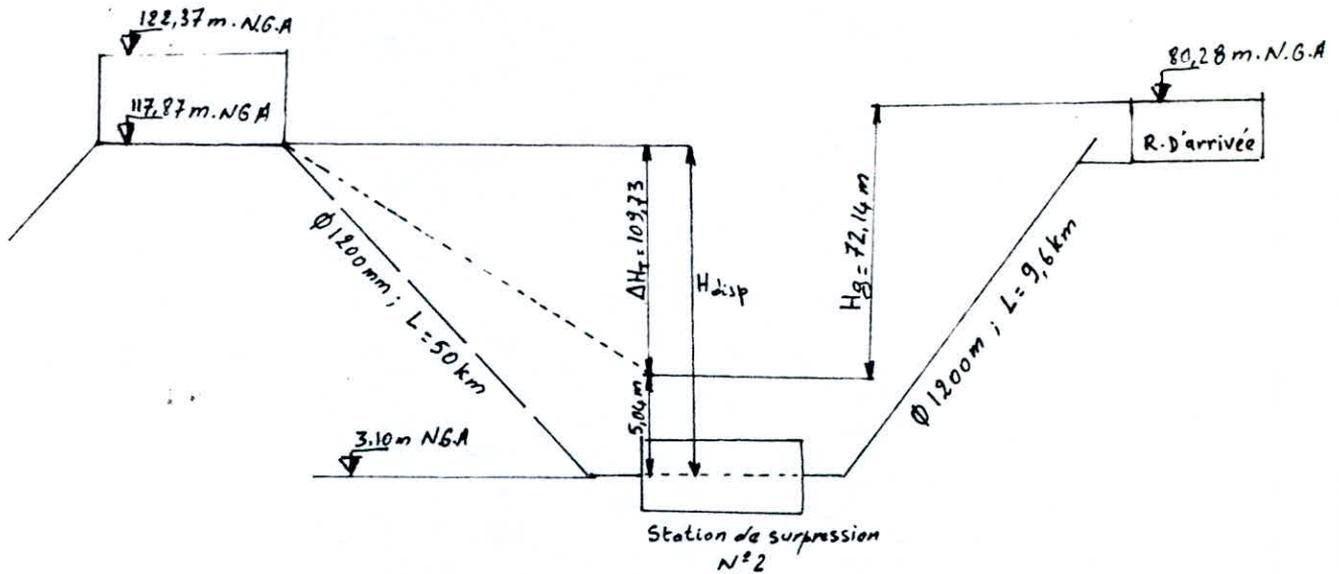
Le prix entretien est égale à 1 % du prix total de la conduite.

D (m)	Amortissements	Exploitation	Prix Totaux
1,067			10,305566 . 10 <sup>6</sup>
1,1			10,29930743 . 10 <sup>6</sup>
1,2			10,25108972 . 10 <sup>6</sup>
1,3			10,75695831 . 10 <sup>6</sup>

Le Diametre le plus économique est le  
 $\phi$  1200 mm.

CALCUL DE LA HAUTEUR GEOMETRIQUE POUR  
LE REFOULEMENT

Station surpression n° 2 → Reservoir d'arrivée



$$H \text{ disponible} = 117,87 - 3,10 = 114,77 \text{ m}$$

$$J = 2,09 \text{ m / km} \quad L = 50 \text{ km}$$

$$\Delta H_1 = 2,09 \times 50 = 104,5 \text{ m}$$

$$\Delta H_3 = 5,23 \text{ m}$$

$$\Delta H_T = 109,73 \text{ m}$$

$$\text{Pression au sol} = H \text{ disponible} - \Delta H_T = 114,77 - 109,73 = 5,04 \text{ m}$$

$$H_g = C_T \text{ plein} - (C_{TN} + \text{pression au sol}) =$$

$$80,28 - (3,10 + 5,04) = 72,14 \text{ m}$$

$$H_g = 72,14 \text{ m}$$

REFOULEMENT :

(Calcul du diamètre économique de la conduite) - suite -

station de surpresseur n° 02 des salines vers le réservoir d'arrivée

Hg = 72,14 m

L = 9600 m

Frais d'exploitation :

D (m)	f . 10 <sup>-2</sup>	J (m/ km)	L (m)	ΔH lin	ΔH sing	ΔHT	HMT	η
1,067	1,99197	3,8598	9600	37,054	1,852	38,907	111,047	0,75
1,1	1,97864	3,292	9600	31,607	1,58	33,187	105,32	0,75
1,2	1,94176	2,09	9600	20,0756	1,003	21,077	93,21	0,75
1,3	1,909406	1,378	9600	13,23	0,6615	13,8915	86,03	0,75

D (m)	P abs = $\frac{9,8 \cdot Q \cdot HMT}{0,75}$	E énergie annuelle P . 24 . 365	Prix de l'énergie E . e (Exploitation)
1,067	2611,8342	22,879667 . 10 <sup>6</sup>	4,3471368 . 10 <sup>6</sup>
1,1	2477,3029	21,701174 . 10 <sup>6</sup>	4,123223 . 10 <sup>6</sup>
1,2	2192,521717	19,20649024 . 10 <sup>6</sup>	3,649233145 . 10 <sup>6</sup>
1,3	2023,462614	17,7255325 . 10 <sup>6</sup>	3,367851174 . 10 <sup>6</sup>

Frais d'amortissements :

D (m)	Prix unitaire de la conduite	L (m)	Prix total de la conduite	Prix entretien	Σ	Prix avec annuité
1,067	12651	9600	121,4496 . 10 <sup>6</sup>	1,214496 . 10 <sup>6</sup>	122,664 . 10 <sup>6</sup>	13,012 . 10 <sup>6</sup>
1,1	12856	9600	123,4176 . 10 <sup>6</sup>	1,234176 . 10 <sup>6</sup>	124,65178 . 10 <sup>6</sup>	13,2229 . 10 <sup>6</sup>
1,2	13219	9600	126,9024 . 10 <sup>6</sup>	1,269024 . 10 <sup>6</sup>	128,17142 . 10 <sup>6</sup>	13,5963 . 10 <sup>6</sup>
1,3	14519	9600	139,3824 . 10 <sup>6</sup>	1,393824 . 10 <sup>6</sup>	140,7762 . 10 <sup>6</sup>	14,9334 . 10 <sup>6</sup>

D (m)	Amortissements	Exploitation	Prix totaux
1,067			17,359252 . 10 <sup>6</sup>
1,1			17,34619 . 10 <sup>6</sup>
1,2			17,24556145 . 10 <sup>6</sup>
1,3			18,30128719 . 10 <sup>6</sup>

φ 1200 mm = diamètre économique

Dans nos calculs, on a tenu compte des frais d'exploitation suivants :

- Fournitures des tubes $\phi$ 1200 mm, transport et manutention de l'usine jusqu'au Chantier	} → 2600 DA ml
- Revêtement extérieur	→ 970 DA . ml
- Revêtement intérieur	→ 610 DA . ml
- Topographie, pose, remblais, hydromécanique, génie-civil, protection cathodique	} → 1700 DA ; ml
	<hr/>
	total à 5880 DA . ml

Le prix 5880 DA . ml pour le diamètre  $\phi$  1200 mm concerne l'année 1982.

- Mais pour nos calculs on tient compte de la valeur d'actualisation.

Les trois (3) premières caractéristiques seront évaluées à un taux de 10 %, par contre les dernières caractéristiques seront évaluées à 5%

Les prix de ml de la conduite sera calculé d'après la formule suivante :

$$F = P ( 1 + t ) ^ n \quad \text{c'est le prix de l'année 1992 (n= 10 ans)}$$

POUR L'ETABLISSEMENT DES TABLEAUX ON A DRESSE UN PROGRAMME DE TI 59

CI-JOINT:

$$D \longrightarrow 01$$

$$E \longrightarrow 02$$

$$Q \longrightarrow 03$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{4 Q}{\pi D^2} \longrightarrow 04$$

$$V = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s} \longrightarrow 05$$

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \longrightarrow 06$$

$$f_r = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{E}{D_h} \right)^2 \longrightarrow 00$$

$$f = \left( -0,86 \ln \left( \frac{E}{3,7 D_h} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}} \right) \right)^{-2} \longrightarrow 07$$

$$J = f \frac{V^2}{2g D_h} \longrightarrow 08$$

$$L \longrightarrow 09$$

$$\Delta H_1 = J \cdot L \longrightarrow 10$$

$$\Delta H_s = \Delta H_1 \cdot 0,05 \longrightarrow 11$$

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_s \longrightarrow 12$$

$$H_g \longrightarrow 13$$

$$H_{MT} = (H_g + \Delta H) \longrightarrow 14$$

$$\eta \longrightarrow 15$$

$$P_{abs} = \frac{9,8 \cdot Q \cdot H_{MT}}{\eta} \longrightarrow 16$$

$$E = P_{abs} \cdot 24 \cdot 365 \longrightarrow 17$$

$$Prix \text{ - énergie} = e \cdot E = 0,19 \cdot E \longrightarrow 18$$

Prix - ml de la conduite → 19

Prix total de la conduite = prix ml de conduite . L → 20

$b_n = \frac{i}{(1+i)^{30} - 1} + i$  → 21

Prix total de la conduite avec annuité — 22

Prix entretien = 1% du prix total de la conduite — 25

+  
Prix avec annuité plus prix énergie — 23

$i = 10\%$  → 24

E → énergie

$e = 0,19$  D.A.  $k_e$  kWh

$\eta = 0,75$  (rendement de la pompe, du moteur)

P R O G R A M M E

TI 59

		RCL			
		1			
2nd	lbl	=	2,51	X <sup>2</sup>	X
	A	lnx	$\frac{2}{x}$	Rcl	Rcl
2nd	Stg fl	x	Rcl	7	9
	08	Q86	6	STo	=
	Rcl	+/-	$\frac{\cdot}{\cdot}$	0	STo
	3	+	Rcl	GTo	10
	X	1,14	0	STo	R/S
	4	=	$\sqrt{x}$	2nd lbl	<del>x</del>
	$\frac{\cdot}{\cdot}$	x <sup>2</sup>	)	x <sup>2</sup>	0,05
2nd	$\frac{\cdot}{\cdot}$	$\frac{1}{x}$	lnx	Rcl	=
	$\frac{\cdot}{\cdot}$	STo	X	7	STo
	Rcl	0	0,86	R/S	11
	1	2nd lbl	+/-		R/S
	x <sup>2</sup>	STo	)	x	+
	=	2nd stg	x <sup>2</sup>	Rcl	Rcl
	STO	08	1/x	4	10
	4	(	STO	x <sup>2</sup>	=
	X	(	7	$\frac{\cdot}{\cdot}$	STo
	RCL	(	-	19,6	12
	1	RCL	RCL	$\frac{\cdot}{\cdot}$	R/S
	$\frac{\cdot}{\cdot}$	2	0	$\frac{\cdot}{\cdot}$	+
	RCL		)	Rcl	Rcl
	5	$\frac{\cdot}{\cdot}$	2nd /x/	1	13
	=	3,7		=	=
	STO	$\frac{\cdot}{\cdot}$	INV	STo	STo
	6	RCL	2nd X $\leftrightarrow$ t	8	14
	RCL	1		R/S	R/S
	$\frac{\cdot}{\cdot}$	+			
	$\frac{\cdot}{\cdot}$				

2nd	lbl	STo	Rcl	+
	B	18	9	Rcl
	Rcl	R/S	-	18
	14	2nd lbl	STo	=
	X	C	20	STo
	9,8	Rcl	R/S	23
	X	24	X	R/S
	Rcl	+	0,01	
	3	1	=	
	÷	=	STO	
	Rcl	Y <sup>x</sup>	25	
	15	30	R/S	
	=	-	+	
	STo	1	Rcl	
	16	=	20	
	R/S	1/X	=	
	X	X	STo	
	24	Rcl	26	
	X	24	R/S	
	365	+	X	
	=	Rcl	Rcl	
	STo	24	21	
	17	=	=	
	R/S	STo	STo	
	X	21	22	
	0,19	Rcl	R/S	
	=	19	2nd lbl	
		X	D	

On introduit des valeurs suivantes :

D	→	01
E	→	02
Q	→	03
V	→	05
L	→	09
Hg	→	13
X	↔	t
$\alpha$	→	15
prix / ml	→	19
i	→	24

Pour trouver les valeurs de chaque colonne des tableaux.

On appuie sur :

A	→	f
R/S	→	J
R/S	→	$\Delta H_1$
R/S	→	$\Delta H_s$
R/S	→	$\Delta H_7$
R/S	→	H <sub>MT</sub>
B	→	P <sub>abs</sub>
R/S	→	E
R/S	→	Prix énergie
C	→	Prix total de la conduite
R/S	→	Prix entretien
R/S	→	Prix conduite + Entretien (Prix)
R/S	→	Prix avec annuité
D	→	Prix totaux diamètre économique

LES RESERVOIRS :

Utilité : On a conçu des réservoirs de part leur régularisation de l'apport d'eau.

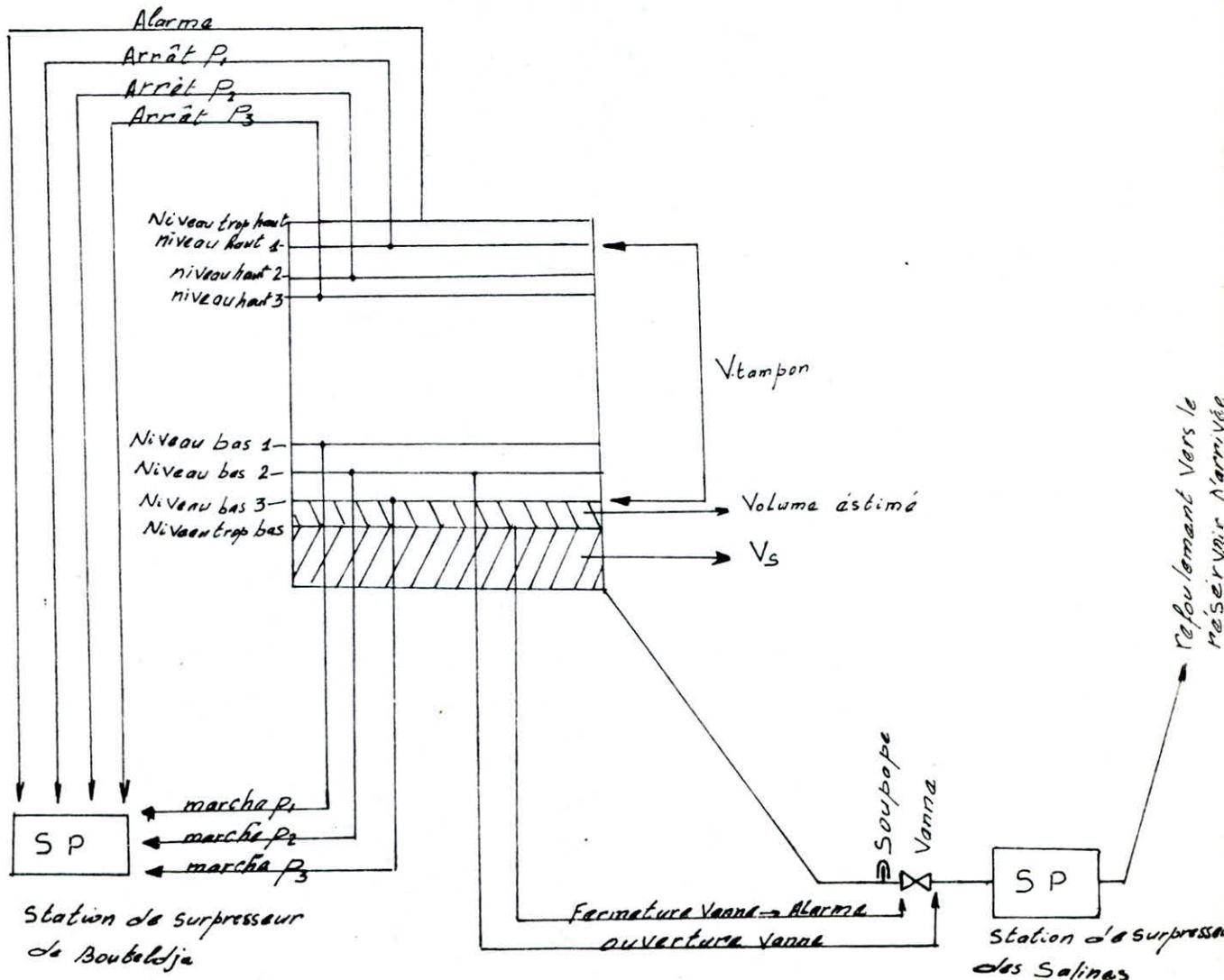
Ils permettent en cas d'accident sur la conduite d'adduction ou de panne électrique de satisfaire la demande en eau pour une certaine durée

Le réservoir tampon est un régularisateur et assure également le fonctionnement de la station de surpresseur.

Le réservoir d'arrivée, déjà existant de 3000 m<sup>3</sup> est un réservoir de régularisation aussi.

CALCUL DES CAPACITES DES RESERVOIRS :

Capacité du réservoirs tampon :



Ce réservoir n'est autre qu'un réservoir de passage, sa capacité est basée sur la nécessité de maintenir toujours pleine la conduite gravitaire.

Le volume  $V_s$  compris entre le niveau trop bas et le radier du réservoir se calcule comme suit :

$$Q \text{ adduction} = 1,8 \text{ m}^3 / \text{s} \quad \text{Temps de fermeture de la vanne} = 954 \text{ s} \\ = 15'54 \text{ s}$$

Au bout du temps  $t$  à partir de la fermeture le débit  $Q$  ( $\text{m}^3 / \text{s}$ ) qui s'écoulera du réservoir tampon sera de :

$$q = 1,8 - \frac{1,8 \cdot t}{954} \quad (\text{fermeture linéaire})$$

Pendant un temps  $dt$ , le volume d'eau  $dv$  écoulé sera de :

$$dv = \left( 1,8 - \frac{1,8 \cdot t}{954} \right) dt$$

En intégrant de 0 à 954 on trouve :

$$V_s = \int_0^{954} \left( 1,8 - \frac{1,8 \cdot t}{954} \right) dt = 1,8 \cdot t \Big|_0^{954} - \frac{1,8 \cdot t^2}{2 \cdot 954} \Big|_0^{954} =$$

$$V_s = 1,8 \cdot 954 - \frac{1,8 \cdot 954^2}{2 \cdot 954} = 858,6 \text{ m}^3$$

Par sécurité on prend  $V_s = 860 \text{ m}^3$

- Prenons le volume  $V_{es}$  compris entre le niveau bas (3) et le niveau trop bas une tranche de 17 cm d'épaisseur

$V_{es} = \text{Volume estimé}$

100  $\text{m}^3$  pour un diamètre de 27 m.

Le volume  $V_t$  compris entre le niveau haut (1) et le niveau bas (3)

peut être approché de la manière qui suit :

$$V_t = \frac{Q \text{ add.} \cdot T}{4} = \frac{1,8 \cdot 3600}{4} = 1620 \text{ m}^3$$

Où  $T = 3600 \text{ s}$  (temps entre l'arrêt et mise en marche du groupe)

Le réservoir tampon de BOUTALDJA pourra avoir un volume de régulation de :

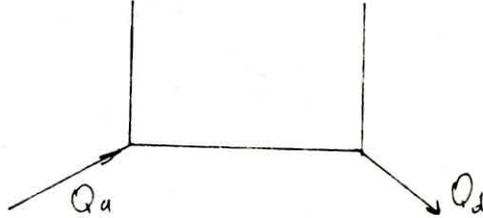
$$V = 1620 + 860 + 100 = 2580 \text{ m}^3$$

d'où le diamètre (réservoir tampon) est 27 m

Démonstration de la formule (volume tampon)

$$V_t = \frac{Q \cdot T}{4} ?$$

$$Q_d \leq Q_a$$



$$1) V_t = (Q_a - Q_d) \cdot t_f$$

$t_f$  = temps de fonctionnement

$$2) Q_a \cdot t_f = Q_d \cdot T$$

$T$  - intervalle du temps entre arrêt et marche

de (2) on aura :  $t_f = \frac{Q_d \cdot T}{Q_a}$

de (1) on aura :  $V_t = (Q_a - Q_d) \cdot \frac{Q_d \cdot T}{Q_a}$

on dérive par rapport à  $Q_d$

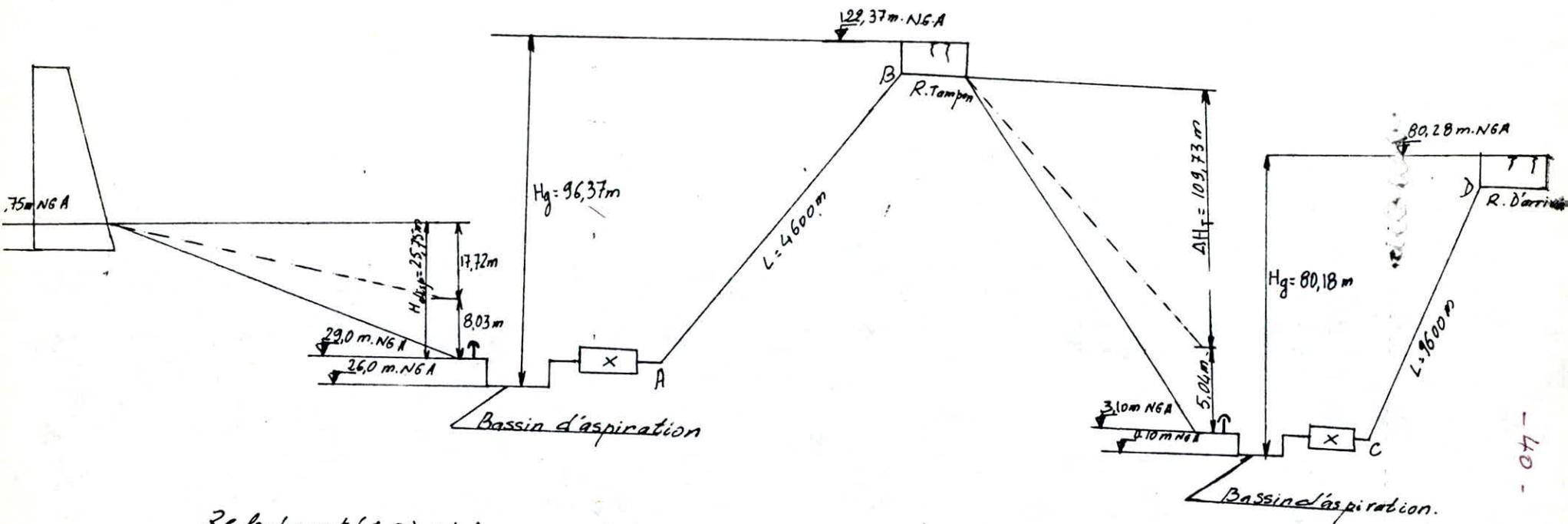
$$\frac{dV_t}{dQ_d} = T - \frac{2 \cdot Q_d \cdot T}{Q_a} = 0 \longrightarrow T \left( 1 - \frac{2 \cdot Q_d}{Q_a} \right) = 0$$

$$T \neq 0 \longrightarrow \text{d'où } 1 - \frac{2 \cdot Q_d}{Q_a} = 0 \longrightarrow \frac{2 \cdot Q_d}{Q_a} = 1$$

$$Q_d = 1/2 \cdot Q_a \text{ d'où } V_t = 1/2 \cdot Q_a \cdot 1/2 \cdot T = \frac{Q \cdot T}{4}$$

$$V_t = \frac{Q \cdot T}{4} \text{ (volume tampon).}$$

# STATION DE POMPAGE CLASSIQUE



Refoulement (AB) station pompage de Bouteldja → R. Tampon.

$$\begin{aligned}
 J &= 2,09 \text{ m/km} \\
 H_f &= 2,09 \cdot 4,6 = 9,614 \text{ m} \\
 H_s &= 5\% \cdot H_f \Rightarrow H_s = 0,48 \\
 H_j &= 9,614 + 0,48 = 10,1 \text{ m} \\
 H_g &= 96,37 \text{ m} \\
 H_{MT} &= 96,37 + 10,1 \\
 H_{MT} &= 106,47 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Refoulement (CD) station de Pompage des Salines → R. d'arrivée.

$$\begin{aligned}
 j &= 2,09 \text{ m/km} \\
 H_f &= 2,09 \cdot 9,6 = 20,064 \text{ m} \\
 H_s &= 5\% \text{ de } H_f \\
 H_j &= H_f + H_s \Rightarrow H_j = 21,07 \text{ m} \\
 H_g &= 80,18 \text{ m} \\
 H_{MT} &= 80,18 + 21,07 \\
 H_{MT} &= 101,25 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- 40 -

Capacité du réservoir d'aspiration de la station de pompage de BOUTALDJA s'évalue à :

Volume tampon :  $V_t = \frac{Q \cdot T}{4}$  où  $T = 45 \text{ mn}$   
 ( un démarrage par  $\frac{3}{4}$  d'heure)  
 $Q = 1,8 \text{ m}^3 / \text{s}$

$$V_t = \frac{1,8 \cdot 45 \cdot 60}{4} = 1215 \text{ m}^3$$

Pour le bassin d'aspiration on prend un diamètre de 22 m

$$S = \frac{\pi}{4} D^2 = \frac{\pi}{4} \cdot 22^2 = 380 \text{ m}^2$$

$$V_1 = S \cdot h = 380 \cdot 2 = 760 \text{ m}^3$$

D'où le volume total du réservoir d'aspiration

$$V = V_t + V_1 = 1215 + 760 = 1975 \text{ m}^3$$

$$V \approx 2000 \text{ m}^3$$

D'où son prix d'investissement :  $2 \cdot 10^6 \text{ DA}$

Réservoir d'aspiration de la Station de pompage des salines :

La station pompage des salines sera également commandée par les niveaux d'eau dans le réservoir d'arrivée.

Volume tampon :  $V_t = \frac{Q \cdot T}{4}$  où  $T = 45 \text{ mn}$   
 ( un démarrage par  $\frac{3}{4}$  d'heure)  
 $Q = 1,8 \text{ m}^3 / \text{s}$

$$V_t = \frac{1,8 \cdot 45 \cdot 60}{4} = 1215 \text{ m}^3$$

Pour le bassin d'aspiration on prend un diamètre de 22 m

$$S = \frac{\pi}{4} D^2 = \frac{\pi}{4} \cdot 22^2 = 380 \text{ m}^2$$

$$V_1 = S \cdot h = 380 \cdot 2 = 760 \text{ m}^3$$

où  $h$  : hauteur de réservoir d'aspiration.

D'où le volume total du réservoir d'aspiration

$$V = V_t + V_1 = 1215 + 760 = 1975 \text{ m}^3$$

$$V = 2000 \text{ m}^3$$

D'où son prix d'investissement :  $2 \cdot 10^6$  D.A.

Equipements des réservoirs :

Les réservoirs sont équipées de trop plein, de vidanges, de détecteurs de niveau (électrodes) (niveau trop haut et trops bas) pour la station de pompage de BOUTALDJA ——— réservoir tampon où  $H_g = 96,37 \text{ m}$

Les frais d'exploitation s'élèvent à :

D (m)	f. $10^{-2}$	J(m/km)	L (m)	$\Delta H$ lin	$\Delta H$ sing	$\Delta H_T$	HMT	$\eta$
1,200	1,94176	2,09	4600	9,619	0,4809	10,10	106,47	0,75

D (m)	P abs = $\frac{9,8 \cdot Q \cdot H_{MT}}{0,75}$	E = P . 24 . 365	Prix E . e (D.A.)
1,2	2504,187923	$21,9366862 \cdot 10^6$	$4,167970378 \cdot 10^6$

Frais d'amortissements :

D (m)	Prix de la conduite / ml (D.A)	L (m)	Prix total de la conduite (D.A)	Prix entretien	$\Sigma$	Prix avec anuité
1,2	13219	4600	$60,8074 \cdot 10^6$	$0,608074 \cdot 10^6$	$61,41547 \cdot 10^6$	$6,5149 \cdot 10^6$

Bilan :

Prix totaux = frais d'exploitation + Amortissements

Prix totaux =  $10,68287769 \cdot 10^6$  D.A.

~~Remarque: cette station de pompage est à 3000 m de la station de pompage~~

Pour la station pompage des salines → réservoir d'arrivée

Hg = 80,18 m ; L = 9600 m

Frais d'exploitation

D (m)	f. 10 <sup>-2</sup>	J (m/km)	L (m)	ΔH lin	ΔH sing	ΔH T	HMT	η
1,2	1,94176	2,09	9600	20,07	1,003	21,077	101,259	0,75

D (m)	$P_{abd} = \frac{0,8 \cdot Q \cdot HMT}{0,75}$	E = P . 24 . 365	Prix E . e
1,2	2381,622517	20,86301325 . 10 <sup>6</sup>	3,963972517 . 10 <sup>6</sup>

Frais d'amortissements :

D (m)	Prix de la conduite/ml	L (m)	Prix total de la conduite	Prix entretien	Σ	Prix avec annuité
1,2	13219	9600	126,9024 . 10 <sup>6</sup>	11,269024 . 10 <sup>6</sup>	128,1714 . 10 <sup>6</sup>	13,596328 . 10 <sup>6</sup>

Bilan :

Prix totaux = Frais d'exploitation + Amortissements

Prix totaux = 17,56030082 . 10<sup>6</sup> D.A.

CONCLUSION :

On peut conclure que les frais d'investissements pour une Station de pompage classique sont élevés par rapport à une Station de surpresseur.

De plus, on verra que dans le tableau comparatif que la Station de surpresseur est plus avantageuse.

Pour cela, on optera pour la solution d'une Station de surpresseur qui comportera moins d'ouvrages qu'une Station de pompage classique.

STATION DE SURPRESSEUR :

Choix des groupes :

Il y a toujours intérêt à équiper une station avec le minimum de groupes, compte tenu bien évidemment des exigences de l'exploitation la pompe est destinée à élever un débit donné à une hauteur déterminée. Il faut que les pompes soient identiques d'une part, et qu'elles puissent être utilisées aussi bien en 1er qu'en 2ème étape d'autre part.  
( 600 l / s en 1er phase, et en 2ème phase 1800 l / s ).

Le type de pompe est choisi d'après la zone dans laquelle se placera le point éventuel de fonctionnement correspondant au débit et la hauteur à atteindre.

Le point de fonctionnement, s'obtient de façon plus précise en traçant les caractéristiques de la conduite et de la pompe. Dans les installations importantes, il est de règle de fonctionner d'une manière continue.

En conséquence, on couplera (4) quatre groupes en parallèle, dont trois (3) en fonctionnement et un de secours.

EMPLACEMENT DE LA STATION DE SURPRESSEUR :

L'Emplacement de la station doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Protéger contre l'inondation par le ruissellement des eaux pluviales.
- On prend les pompes de préférence, à axe horizontal, aspiration horizontale.

N.P.S.H. (NET POSITIVE SUCTION HEAD) (CHARGE NETTE D'ASPIRATION).

N.P.S.H. disponible = 10 - Hasp - Ja .

(Ja étant la perte de charge à l'aspiration)

Si on néglige Ja on aura :

N.P.S.H. disponible = 10 - Hasp

- Pour le débit maximal obtenu, en condition limite, il est recommandé d'avoir.

N.P.S.H. disponible - N.P.S.H. requis  $>$  0,50 m

CHOIX DU SURPRESSEUR :

On a prévu un surpresseur au lieu d'une station de pompage classique.

Ce choix s'est basé sur :

- gain d'énergie
- gain d'investissement
- gain de la hauteur géométrique ( $H_g$ ) et de la hauteur manométrique ( $H_{MT}$ ).

Pour ce qui est des investissements, on a dressé un tableau comparatif.

La station de pompage classique comporte :

- Une salle de pompes, un réservoir d'aspiration ( y compris le génie-civil). De plus on a à prévoir des obturateurs à disque sous capot. (sorte de brise charge).

TABLEAU COMPARATIF :

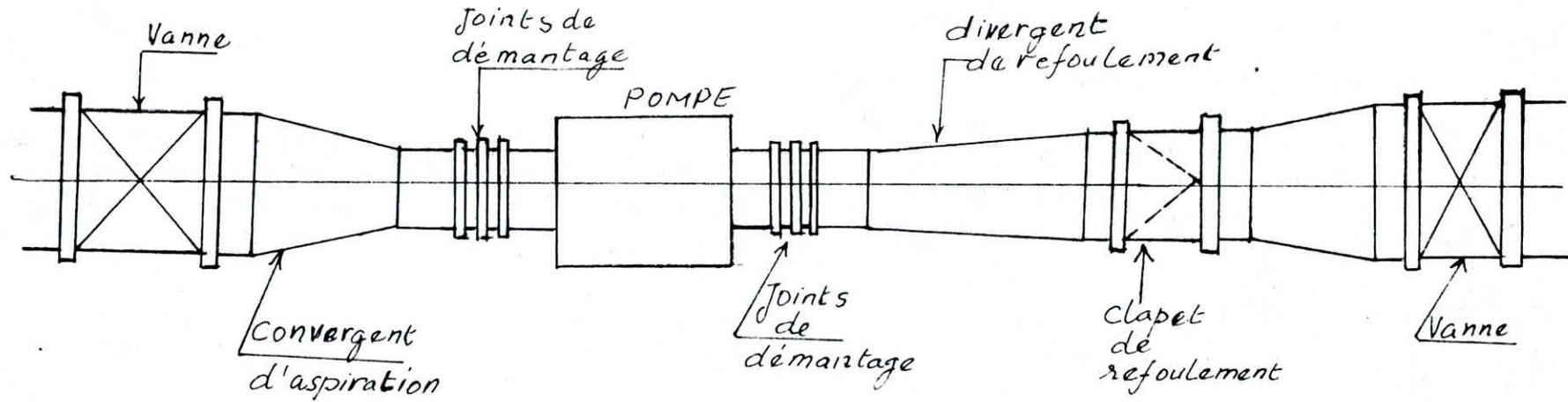
S U R P R E S S E U R	
	INVESTISSEMENTS
EQUIPEMENTS ELECTROMECHANQUES	$20 \cdot 10^6$ D.A.
fournitures et montage	
Génie - Civil	$10 \cdot 10^6$ D.A.
	<hr/>
	$= 30 \cdot 10^6$ D.A.

( suite du tableau)

STATION DE POMPAGE CLASSIQUE	INVESTISSEMENTS
deux (2) obturateurs + bassins	2,5 . 10 <sup>6</sup> D.A.
Bassin d'aspiration	3,04 . 10 <sup>6</sup> D.A.
Groupes (électro-mécanique) fournitures et montage	20,0 . 10 <sup>6</sup> D.A.
Génie - Civil	10,0 . 10 <sup>6</sup> D.A.
	<hr/>
	= 35,54 . 10 <sup>6</sup> D.A.

Du point de vue économique, le surpresseur est avantageux,  
et présente des avantages dans l'exploitation.

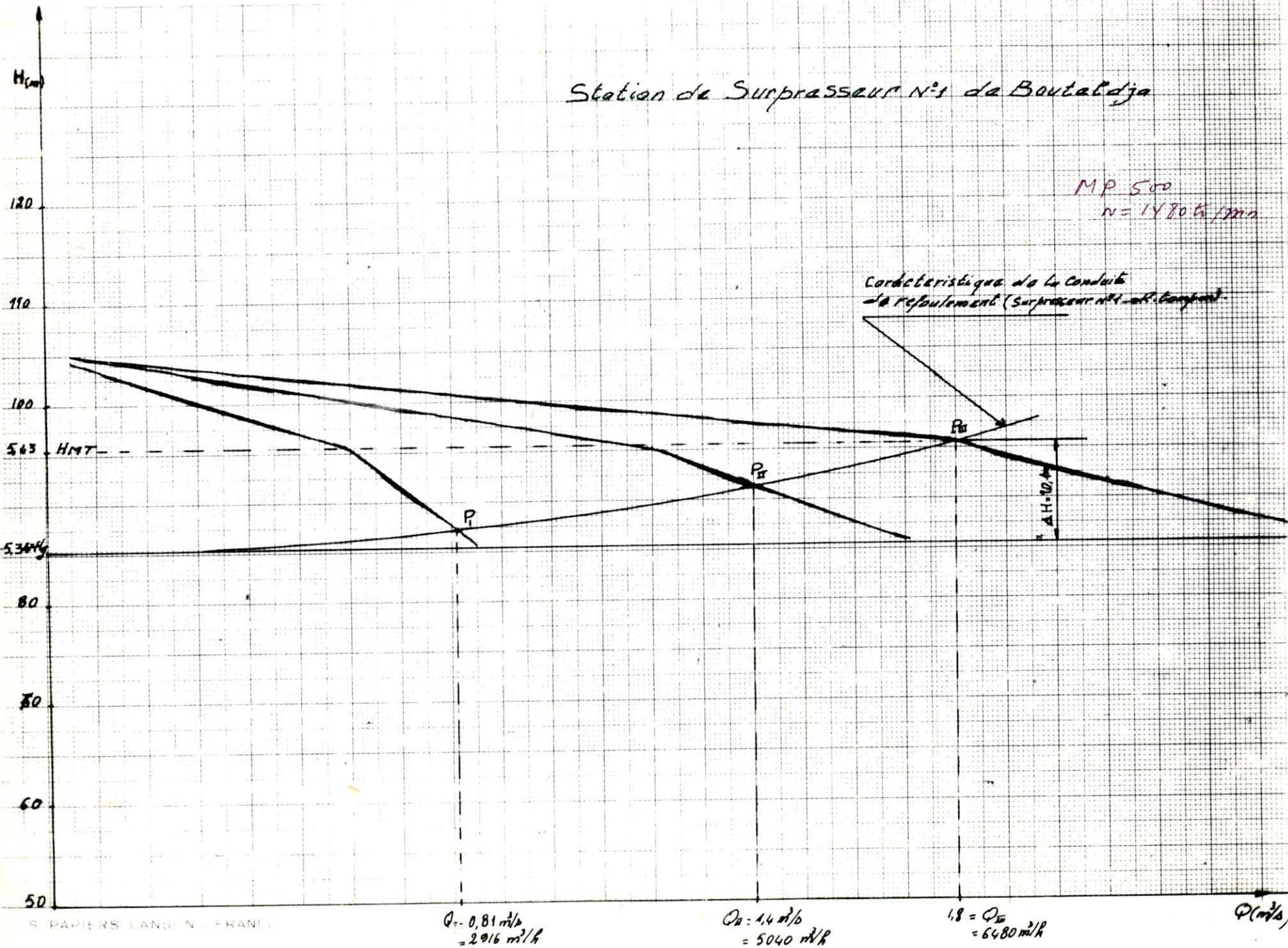
EQUIPEMENTS AMONT ET AVAL D'UNE POMPE :



# Station de Surpresseur N°1 de Boutaldja

MP 500  
N = 1480 tr/min

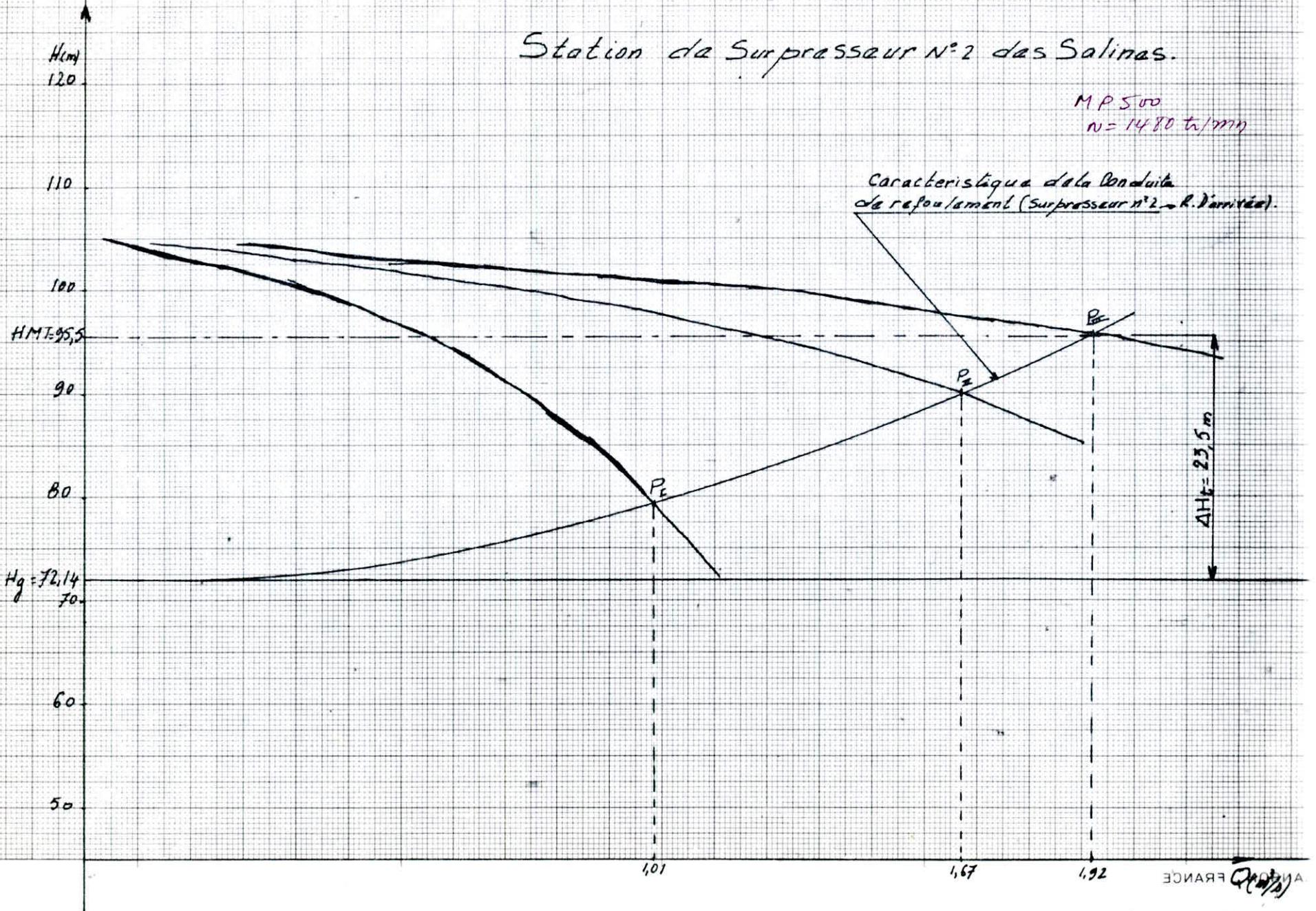
Caractéristique de la Conduite  
de refoulement (Surpresseur N°1 - all. complet)



# Station de Surpresseur N°2 des Salinas.

M.P. 500  
N = 1480 tr/mn

Caractéristique de la Conduite de refoulement (Surpresseur N°2 - R. Arrivée).



SYSTEME AU GENRE D'AUTOMATISATION :

En raison des distances moyennes séparant les stations de surpresseur des réservoirs, nous prévoyons un système d'automatisation électrique.

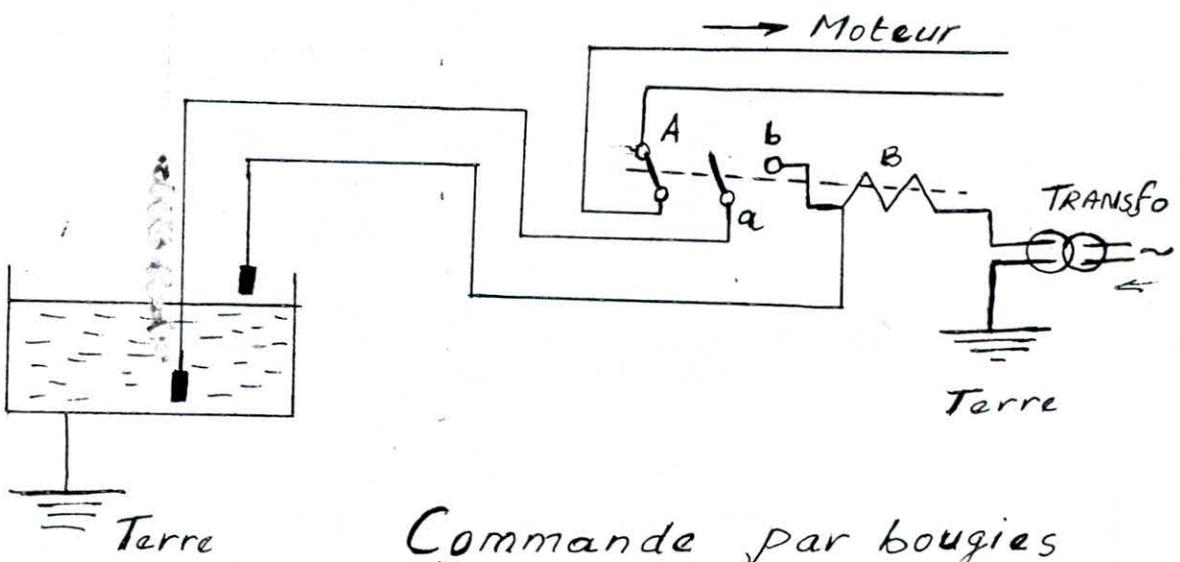
LIAISON GROUPE - ELECTRO-POMPES RESERVOIRS : (ligne pilote)

La solution est basée sur la conductibilité de l'eau. (c'est le système SCHOWB) qui comporte une électrode à chacun des niveaux limites haut et bas du réservoir. Ces électrodes sont reliées à un relais qui n'enclenche que si les deux électrodes sont immergées et qui ne déclenche que si ces électrodes sont hors d'eau.

La commande des électro-pompes se fait en une commande manuelle et une commande à distance.

- La commande de manuelle se fait sur la pupitre de commande.
- La commande à distance se fait en fonction du niveau d'eau dans le réservoir à l'aide des bougies, disposées dans celui-ci.

L'Explication de ce principe est donnée par le schéma suivant :



Un dispositif automatique sera placé pour arrêter le fonctionnement des pompes pour éviter le danger de cavitation .

Un autre dispositif automatique d'arrêt de fonctionnement au niveau trop haut et trop bas du réservoir tampon, sera évidemment nécessaire.

#### AMORCAGE DES POMPES :

La station fonctionnant continuellement en principe, de plus le nombre de démarrage sera réduit, il n'est pas nécessaire d'envisager un dispositif d'amorçage (pompe à vide). Parce que en est en présence d'une pompe en charge.

#### AUTOMATISATION DE L'INSTALLATION :

Le fonctionnement rationnel et économique d'une pompe dépend du niveau d'eau soit :

- Dans le réservoir d'accumulation.

Il importe de réaliser :

- L'arrêt du pompage quand le réservoir est plein.
- La reprise du pompage sitôt le plan d'eau dans le réservoir s'abaisse au dessous d'un certain niveau.

Pour réduire la surveillance, et alerter le personnel d'exploitation en cas d'anomalie, il est impératif d'automatiser l'installation.

- 51 -  
CHAPITRE VI

PROTECTION DES OUVRAGES

L'aménagement d'un ouvrage d'A.E.P. est réalisé en vue de répondre aux besoins des agglomérations, durant une longue période.

Les canalisations dans un tel ouvrage sont menacées par plusieurs facteurs à savoir :

La présence d'air pouvant ralentir ou provoquer l'arrêt de l'écoulement.

Autre le problème de la corrosion extérieure, il faut tenir compte aussi celui se rapportant à la corrosion intérieure (agressivité de certaines eaux).

L'Entartage des conduites par suite des dépôts de matières réduisant ainsi la Section et le débit par suite de l'augmentation des pertes des charges.

L'apparition des ondes de surpression ou de dépression pouvant détruire la canalisation (effets du coup béliet).

De ce fait, il est nécessaire de protéger les canalisations.

EFFETS DE LA PRESENCE D'AIR DANS LA CONDUITE :

- L'air peut provenir au moment de la mise en service (cas d'une panne)

- Durant les étapes d'écoulement en régime transitoire (coup de béliet)

- De l'air dissous dans l'eau.

- La présence d'air dans la conduite d'amenée fait diminuer la pression d'utilisation  $H$  d'une quantité  $h$  correspondante à la différence de niveau entre les extrémités de la poche d'air, le débit utile se trouve ainsi diminué.

Il importe donc d'éliminer les poches d'air en adoptant un tracé de sorte à faciliter l'acheminement de l'air aux points hauts (pentes faibles en montée et pentes rapides en descente).

Les conduites en charges exige le contrôle des évacuations ou admissions d'air pour la sécurité du fonctionnement de l'installation.

Les dépôts des matières d'eau sont minimisés en évitant d'adopter des conduites où les vitesses pourront y être faibles.

#### PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupes électro-pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir.
- Démarrage d'une pompe. *(dans notre cas, il se fait à vanne fermé)*
- Fermeture instantané ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite gravitaire.
- Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de béliers. Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet dont les caractéristiques de fermeture sont connues.
- Le coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux peut atteindre des valeurs pouvant être égales à plusieurs fois la pression de service.

Il est donc indispensable d'étudier des moyens propres à limiter ces effets puisque il en résultera une économie dans la construction des tuyaux lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

- Pour notre cas, nous avons à étudier la protection contre le coup de bélier de deux conduites de refoulements.

1er surpresseur - Réservoir tampon et 2ème surpresseur - réservoir d'arrivée ; et de deux conduites d'adduction gravitaire retenue - 1er surpresseur et réservoir tampon - 2ème surpresseur.

PROTECTION DE LA CONDUITE D'ADDUCTION GRAVITAIRE.

TRONÇON RETENUE MEXANNA - SURPRESSEUR DE BOUTALDJA.

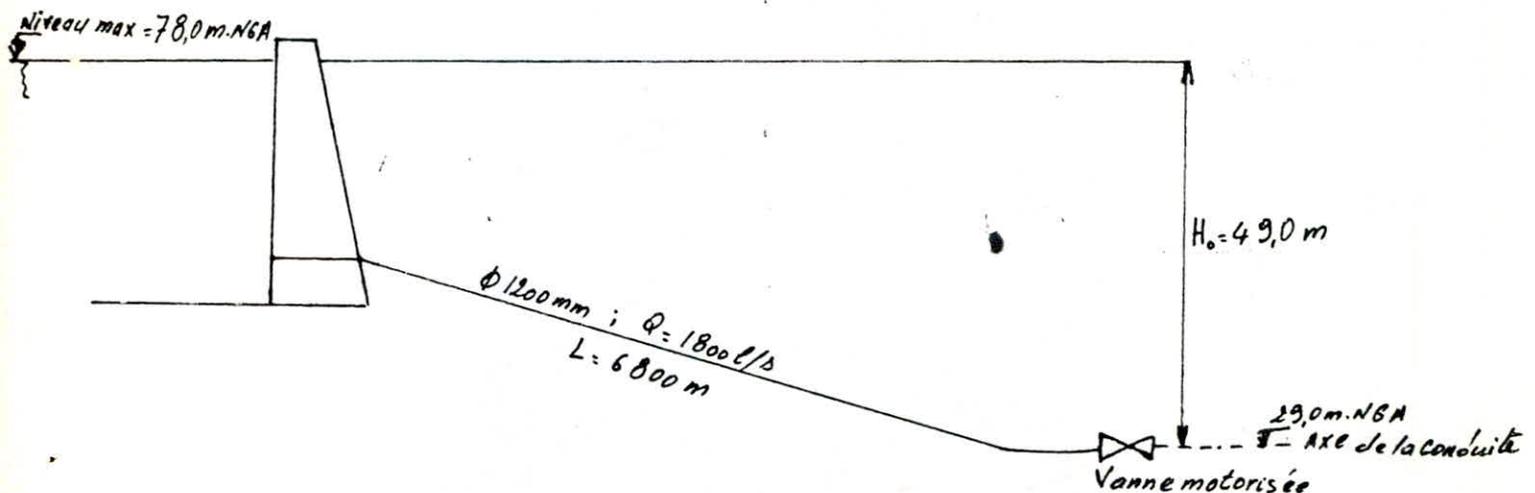
On cherchera le temps de fermeture de la vanne motorisée, disposée à l'entrée du surpresseur de BOUTALDJA de façon que le coup de bélier soit admissible pour la conduite.

La fermeture, ainsi que l'ouverture sont linéaire en fonction du temps.

- On détermine au préalable le temps de fermeture. On applique la méthode graphique de BERGERON.

- Les pertes de charges dans la conduite seront prises en compte, en prenant un coefficient de rugosité.

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



On calcule la célérité d'après la formule :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{KD}{e}}}$$

où  $K = 0,5$  (coefficient pour acier)  
 $D = 1,2$  m.  
 $e = 10$  mm (épaisseur conduite)

$$a = 951,31 \text{ m/s}$$

$$V_0 = 1,59 \text{ m/s}$$

La valeur maximale du coup de belier est obtenu pour un arrêt brusque.

$$b = \frac{a \cdot V_0}{g} = \frac{951,31 \cdot 1,59}{9,8} = 154,35 \text{ m.}$$

La valeur maximale de la surpression sera :

$$H_0 + b = 49,0 + 154,35 = 203,35 \text{ m.}$$

et comme valeur minimale pour la dépression

$$H_0 - b = 49,0 - 154,35 = - 105,35 \text{ m.}$$

Dans l'hypothèse où la fermeture s'opère brusquement il en résulte une grande surpression, inacceptable. Ainsi que pour la dépression, il ne faut pas que la valeur éventuellement négative prouvée dépasse en valeur absolue celle de la pression atmosphérique soit 10 m d'eau. Notre conduite ne peut supporter une surpression au delà de 16 bars. Pour palier à ces conséquences, nous imposerons un temps de fermeture pour déterminer la valeur de la surpression.

$$\text{Temps de fermeture} = 84 \text{ " } = 1' 24''$$

Ceci s'opère par une fermeture lente caractérisée par un temps supérieur à  $\frac{2L}{a}$ .

$$t = \frac{L}{a} = \frac{6800}{951,31} = 7 \text{ s.}$$

Cette valeur de 7 s sera prise comme unité de temps.

TRACE GRAPHIQUE DU COUP DE BELIER

- Paraboles caractéristiques :

La formule générale :

$$Q = Cd \cdot A \cdot (\sqrt{2g(Ho + b)}) \quad \text{où}$$

- A - Section réduite
- Cd - Coefficient de contraction
- Ho - Pression statique
- b - La surpression due au coup de bélier.

$$Ho + b = \frac{Q^2}{2g \cdot Cd^2 \cdot A^2}$$

Au temps  $t = 0$ , la parabole 0 passe par le point  $Q_0 = 1,8 \text{ m}^3/\text{s}$  et par le point  $- Ho = 49,0 \text{ m}$

Pour trouver un point quelconques, point N, de la parabole 0 nous procédons comme suit :

$$H = \frac{Q^2}{K} \quad \text{où} \quad Ho + b = H ; \quad 2g \cdot Cd^2 \cdot A^2 = K$$

$$H_N = \frac{Q_N^2}{K} ; \quad Ho = \frac{Q_0^2}{K} ; \quad b = 0$$

$$\frac{H_N}{Ho} = \frac{Q_N^2}{Q_0^2} ; \quad \text{d'où} \quad \frac{Q_N^2}{Q_0^2} = \frac{H_N}{Ho}$$

Avec les deux points ( $- Ho = 49,0 \text{ m}$  et  $Q_0 = 1,8 \text{ m}^3/\text{s}$ ) et les points N la courbe peut être tracée. La fermeture (l'ouverture) de la vanne étant linéaire.

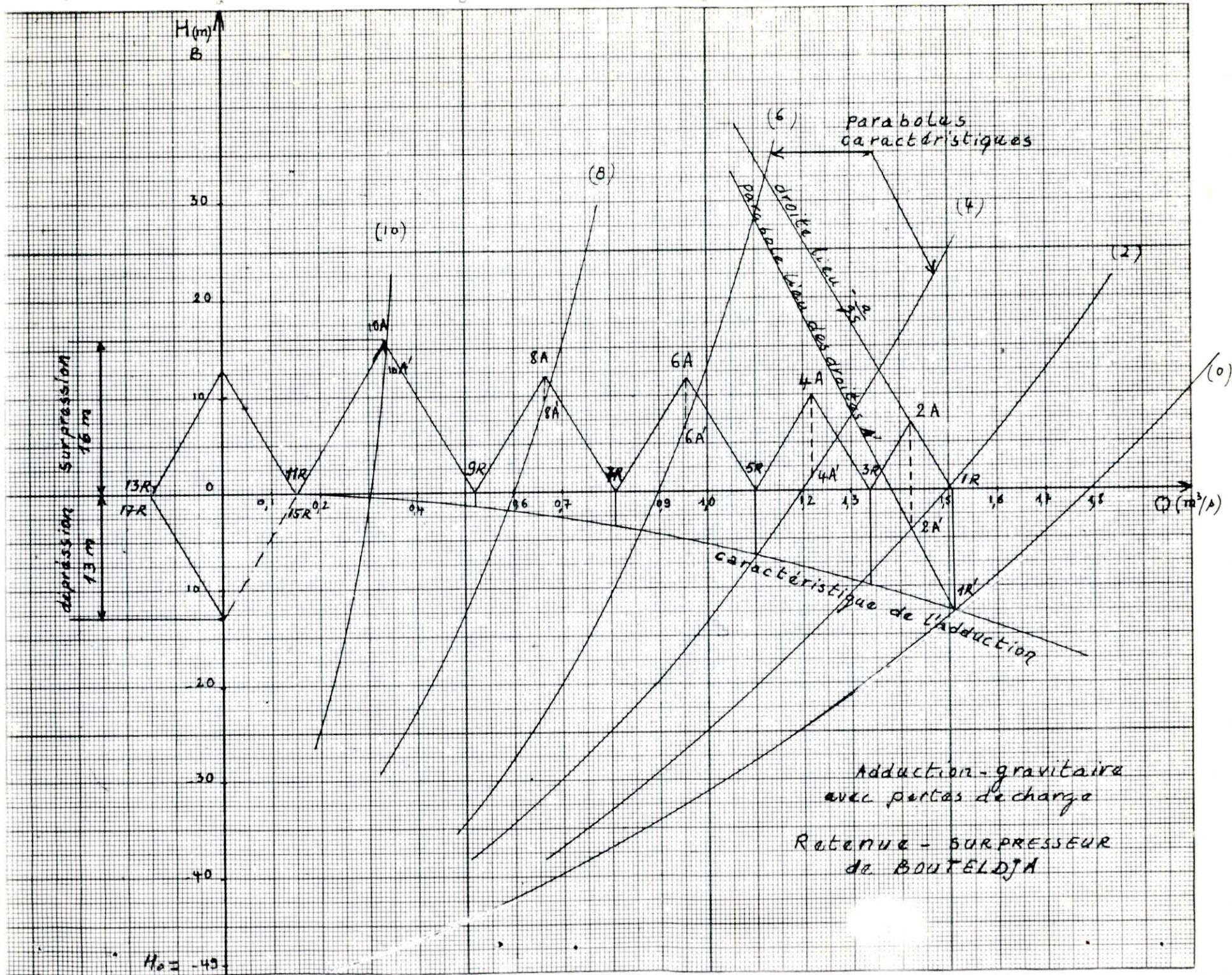
Les paraboles 1,2,..... 12 passeront respectivement par  $Q_1, Q_2, \dots, Q_{12}$  et seront tangentes en  $- Ho = 49,0 \text{ m}$ .

$$\text{En effet } Q_0 \cdot Q_1 = Q_1 \cdot Q_2 = \dots = Q_{11} \cdot Q_{12} = \frac{1,8}{12} = 0,15 \text{ m}^3/\text{s}$$

(on supposera Cd constant quelque soit A)

PARABOLES DES PERTES DE CHARGES :

(Caractéristique de la conduite)



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

DARCY WEISBACH

$$\frac{1}{(\sqrt{f})} = -2 \text{ Log} \left\{ \frac{\epsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{\text{Re} (\sqrt{f})} \right\} \text{ colebrook}$$

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

$$D = 1200 \text{ mm}$$

$$\text{Re} = \frac{VD}{\nu}$$

$$J = \frac{f}{2g D_h} \left( \frac{Q}{\pi D_h} \right)^2 = \frac{8 f Q^2}{\pi^2 g D_h^5}$$

$$\Delta H = J \cdot L = \frac{8 f \cdot L Q^2}{\pi^2 g D_h^5} = \alpha \cdot Q^2$$

$$\text{Où } \alpha = \frac{8 f \cdot L}{\pi^2 g D_h^5} = 3,12$$

( On suppose que f est constant quelque soit Q )

Q m <sup>3</sup> / s	1,8	1,4	1,2	1,0	0,8	0,6	0,4
Q <sup>2</sup>	3,24	1,96	1,44	1,0	0,64	0,36	0,16
ΔH	10,1	6,11	4,49	3,12	1,99	1,12	0,499

Le point (1R)' est déterminé par l'intersection de la parabole caractéristique 0 et de la parabole des pertes de charges rapporté aux axes le point 1R est sur OQ. En traçant - a/gS à partir de 1R et en déduisant de cette droite les ordonnées de la parabole des pertes de charges, on obtient la parabole lieu des points A' le point A correspondant se trouve sur la verticale à la rencontre de -  $\frac{a}{gS}$

RESULTATS

- Surpression maximum = 16 m d'eau

Pression total dans la conduite =  $49 + 16 = 65$  m d'eau

- Dépression maximum = 13 m d'eau

Pression restante dans la conduite =  $49 - 13 = 36$  m d'eau

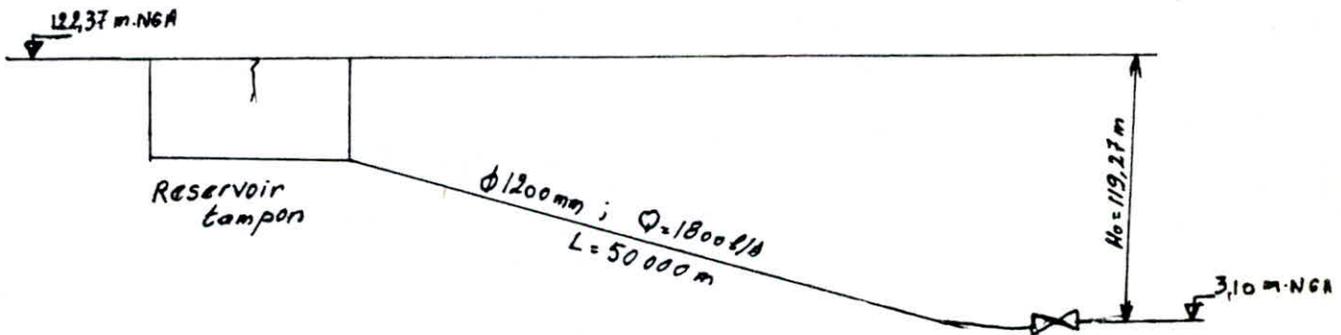
Ce résultat étant admissible pour la conduite, le temps de fermeture  $t = 84''$  de la vanne est valable.

PROTECTION DE LA CONDUITE D'ADDITION GRAVITAIRE

TRONCON RESERVOIR TAMPON SURPRESSEUR DES SALINES.

On détermine au préalable le temps de fermeture. On applique la méthode graphique de BERGERON.

Les pertes de charges dans la conduite seront prises en compte.



$$a = 951,31 \text{ m / s} \quad (\text{célérité})$$

$$V_0 = 1,59 \text{ m / s}$$

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$b = \frac{a V_0}{g} = \frac{951,31 \cdot 1,59}{9,8} = 154,35 \text{ m}$$

La valeur maximale de la surpression sera :

$$H_0 + b = 119,27 + 154,35 = 273,62 \text{ m}$$

La valeur minimale pour la dépression.

$$H_0 - b = 119,27 - 154,35 = - 35,08 \text{ m}$$

Ces valeurs sont inadmissibles puisque notre conduite ne peut supporter que 16 bars. On fixe un temps de fermeture qui est de 954 sec.

$$t = \frac{L}{a} = \frac{50000}{951,31} = 53 \text{ sec.}$$

Cette valeur de 53 s sera prise comme unité de temps le tracé graphique du coup de bélier se fait de la même manière, décrit précédemment.

Paraboles de pertes de charges :

(Caractéristique de la conduite)

$$J = f \frac{V^2}{2g D_h} \quad \text{DARCY WEISBACH}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = - 2 \text{ Log} \left( \frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{f}} \right) \quad \text{Colebrook}$$

$$\epsilon = 1 \text{ mm} \quad ; \quad D = 1200 \text{ mm} \quad ; \quad L = 50000 \text{ m}$$

(On suppose que f est constant quelque soit Q )

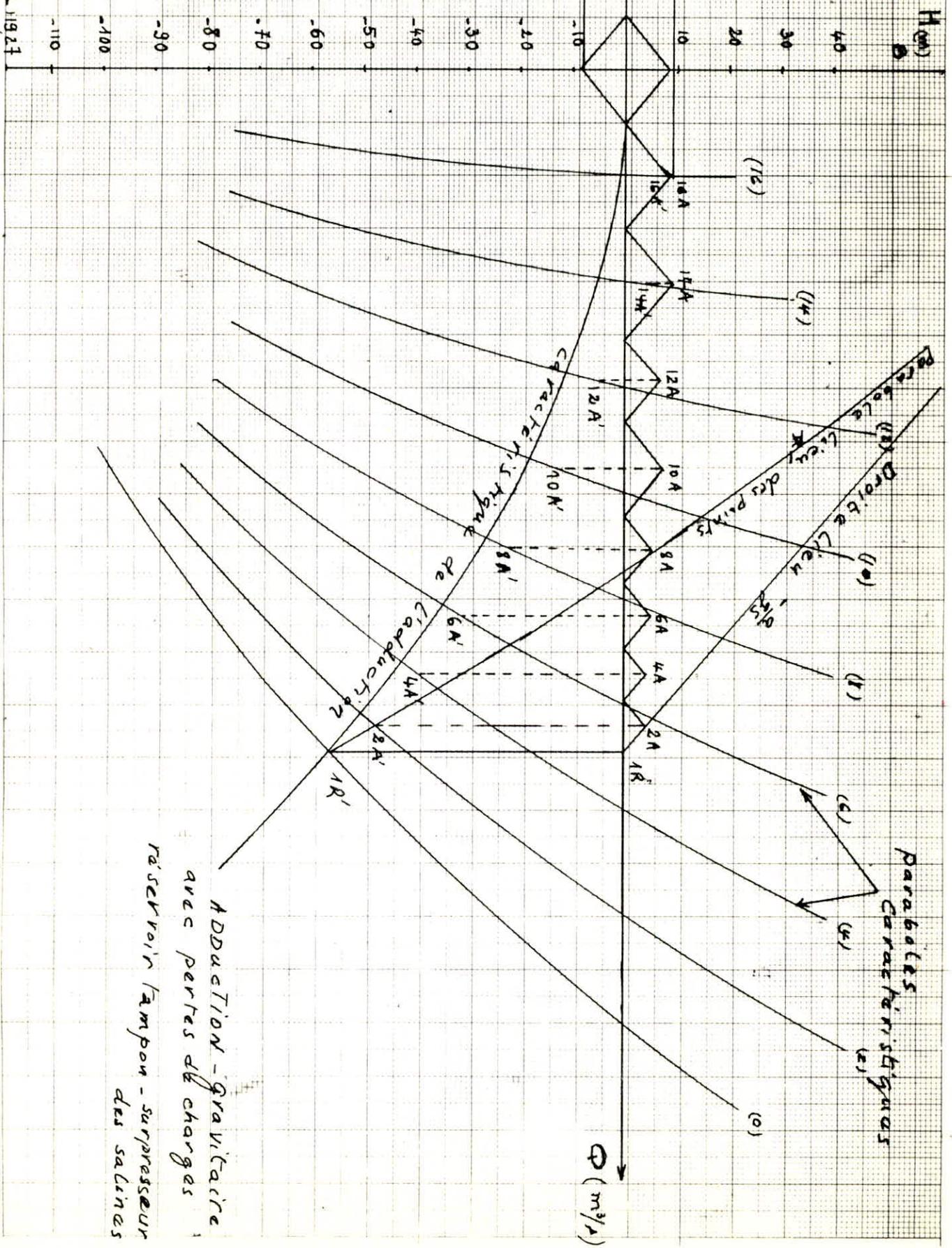
$$\Delta H = J \cdot L = \frac{8 f L}{77^2 g D_h^{+5}} Q^2 = \alpha \cdot Q^2$$

$$\text{Où } \alpha = 33,87$$

Q (m <sup>3</sup> / s)	1,8	1,4	1,2	1,0	0,8	0,6	0,4
Q <sup>2</sup>	3,24	1,96	1,44	1,0	0,64	0,36	0,16
ΔH	109,73	66,38	48,77	33,87	21,67	12,19	5,42

H<sub>0</sub> = -119.23

Dépression 8m      surpression maximale 9m



ADDACTION - GRAVITAIRE  
 avec pertes de charges  
 réservoir l'ampou - surpresseur  
 des salines

RESULTATS :

Surpression maximale = 9 m d'eau

Pression total dans la conduite =  $119,27 + 9 = 128,27$  m

- Dépression maximale = 8 m d'eau

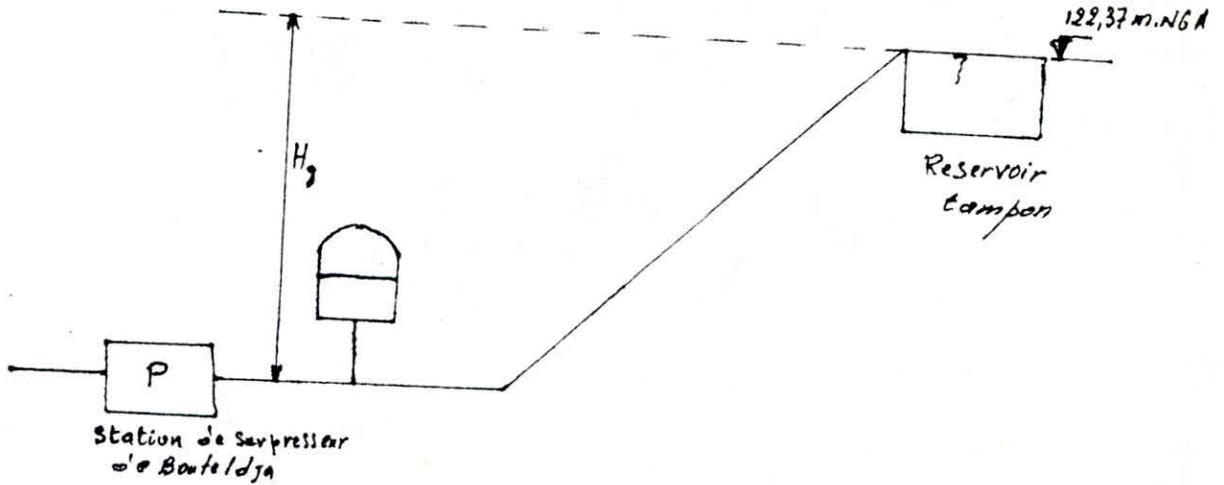
Pression restante dans la conduite =  $119,27 - 8 = 111,27$  m

On peut conclure que ces résultats son admissibles.

Pour les deux adduction gravitaires décrits précédemment on a prévu des vannes automatiques ou vanne manuelle avec un réducteur à vis. Pour plus de securité, des soupapes de décharges ont été prévues.

REFOULEMENT

STATION DE SURPRESSION DE BOUTALDJA VERS LE RESERVOIR TAMPON



Débit  $Q = 1,8 \text{ m}^3 / \text{s}$

Diamètre de la conduite  $\phi 1200 \text{ mm}$ , en acier d'épaisseur  $10 \text{ mm}$

$$\text{Section } \frac{\pi}{4} \cdot D^2 = 1,1309 \text{ m}^2$$

Hauteur géométrique de refoulement est de  $85,34 \text{ m}$  on négligera la distance entre le plan d'eau dans le réservoir d'air et l'axe de refoulement.

On a :  $V_0$  - vitesse moyenne de l'eau en régime normal

$$V_0 = \frac{Q_0}{A_0} = \frac{1,8}{1,1309} = 1,59 \text{ m} = 1,59 \text{ m/s}$$

La valeur de la célérité :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \cdot \frac{D}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 0,5 \cdot \frac{1,2}{0,01}}} = 951,31 \text{ m/s}$$

$K = 0,5$  pour acier

$e$  = épaisseur de la conduite

$D$  = diamètre de la conduite

Le maximum du coup de bélier aurait pour valeur :

$$\frac{a \cdot V_0}{g} = \frac{951,31 \cdot 1,59}{9,8} = 154,34 = 154 \text{ m d'eau}$$

où  $15,4 \text{ bars}$

PRINCIPE DE CALCUL

Les valeurs de la dépression et de la surpression maximales dans la conduite ont été déterminées par l'épure de BERGERON .

- Volume d'air : initial en régime normal choisi arbitrairement au préalable  $U_0 = 20 \text{ m}^3$

Le réservoir anti-bélier sera raccordé sur la conduite par une tubulure de  $\phi$  600 mm

Le dispositif d'étranglement : tuyère : de diamètre  $\phi$  300 mm

- Pour effectuer les calculs, on adressé un tableau ci-joint repostons-nous pour suivre ce qui suit, aux titres de colonne de tableau n° 1 voir figure n° 1.

a)- Les temps se suivent selon des valeurs :

$$\theta = \frac{2 \cdot L}{a} = \frac{2 \cdot 4600}{951,31} = 9,7 \text{ s}$$

b)- L'augmentation  $\Delta U$  du volume d'air du réservoir d'air quand l'eau monte dans la conduite, ou sa diminution quand l'eau redescend

$$\Delta U = S \cdot \theta \cdot V_m = 1,1309 \cdot 9,7 \cdot V_m = 10,97 \cdot V_m$$

$$V_m = \frac{V_0 + V_f}{2} \quad \text{où}$$

S - Section de la conduite

$V_m$  - Vitesse moyenne

$V_0$  - Vitesse de l'eau on régime normal avant disjonction

$V_f$  = Vitesse finale choisie à la fin de  $\theta$

c)- Le volume U d'air du réservoir sera égale à la fin du 1er premier intervalle  $\theta$  au volume  $U_0$  augmenté de la quantité trouvée à la colonne précédente.

On tire  $c'$  (coefficient de perte de charge dans un diaphragme)

$$c' = 0,78 \quad \text{d'où} \quad \Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} \cdot 0,78$$

diamètre de la conduite = 1200 mm

diamètre de la tubulure  $D = 600$  mm

diamètre de la tuyère  $d = 300$  mm

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{1200^2}{(0,92 \cdot 300)^2} = K = 18,9 = 19$$

$$K' = 1,7 \cdot K \quad \underline{K'} = 32$$

$$V_1 = 19 V_f \quad \text{et} \quad V_2 = 32 V_f$$

RESULTATS DE CALCUL : (VOIR TABLEAU) I

- En tenant compte des pertes de charges dans la conduite la surpression étant de  $127,17 - 95,34 = 32$  m

- La dépression est de  $95,34 - 39,04 = 56,3$  m

La conduite étant pourvue des équipements pour une pression maximale de 16 bars.

La pression maximal trouvée de 127,17 m est donc admissible ainsi que la pression restante minimale est admissible, vu que le profil en long de la conduite est régulièrement ascendant (absence DES points hauts qu'ils auront risque de cavitation) XXXXXXXXXX.

A la lumière des résultats obtenus, l'air peut occuper un volume maximum  $U = 38,41$  m<sup>3</sup> mais le réservoir doit contenir encore de l'eau pour éviter le passage de l'air dans la conduite.

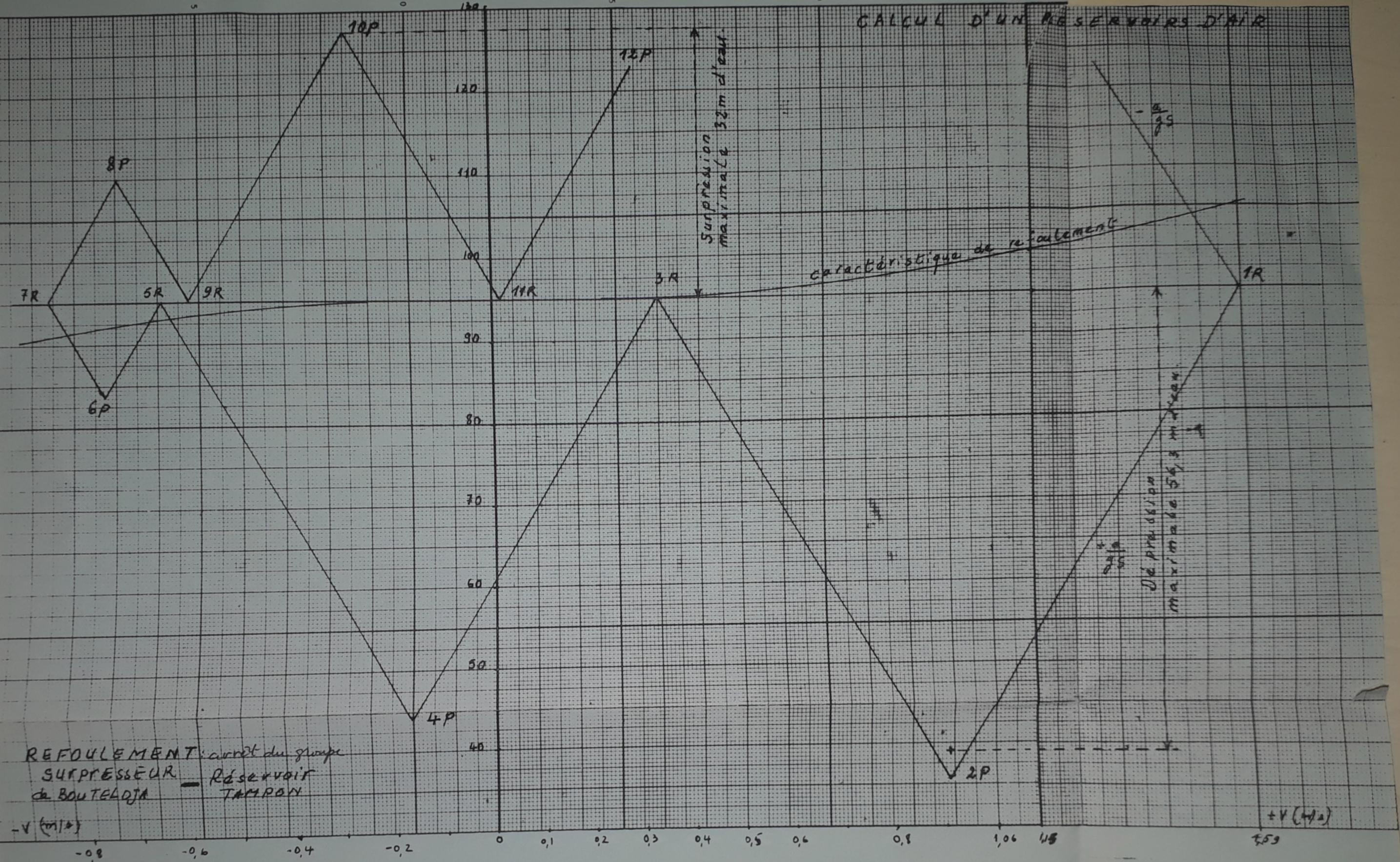
Nous retiendrons un volume total de 40 m<sup>3</sup>

TABEAU

arrêt de jours

Intervalle de temps	Variation de Volume d'air $\Delta U = S \cdot V_m \cdot \Delta = 10,97 \cdot V_m$	Volume d'air ( $U \text{ cm}^3$ )	Pression dans le réservoir d'air $Z = \frac{(105,64) \cdot 20^{14}}{U^{14}} = \frac{69895}{U^{14}}$	Vitesse dans la tubulure et via branchement montée: $V_1 = 18,9 \text{ Vq}$ descente: $V_2 = 32 \text{ Vq}$	Perte de charge dans la tuyère montée: $\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} = \frac{0,64}{29}$ descente: $\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} = \frac{0,78}{29}$	Pression dans la conduite avec perte de charge montée: $Z - \Delta h_1$ descente: $Z + \Delta h_2$	Pression dans la conduite sans perte de charge montée: $Z - \Delta h_1 - \delta$ descente: $Z + \Delta h_2 + \delta$	Perte de charge refoulement $\delta$	Vitesse lue sur la graphique $V_p$	Vitesse moyenne $V_m$	Vitesse finale choisie $V_{finale}$	Désignation du point.
0	0	$U_0 = 20$	105,44	11	11	105,44	95,34	10,1	$V_0 = 1,59$	<del>1,59</del>		1R
8	14,05	34,052	50,054	18,37	11,019	39,04	35,34	3,7	0,972	1,281	0,97	2P
20	4,36	38,41	42,28	5,664	1,276	43,556	43,68	0,12	-0,177	0,3975	-0,177	4P
30	-5,512	32,897	52,53	26,496	27,94	80,47	83,27	2,8	-0,828	-0,5025	-0,83	6P
40	-8,907	23,989	81,737	25,472	25,82	107,557	110,06	2,5	-0,796	-0,812	-0,796	8P
50	-6,088	17,9	123,15	10,048	4,017	127,17	127,77	0,6	-0,344	-0,555	-0,34	10P
60	-0,0932	17,8067	124,06	5,613	1,0288	123,03	122,75	0,28	0,297	-0,0085	0,297	12P

CALCUL D'UN RESERVOIRS D'AIR



REFOULEMENT: arrêt du groupe  
 SUPPRESSEUR - Réservoir  
 de BOUTELOJA - TAMPON

PH 12/83  
 Avant P. 63

Pour les autres intervalles les volumes s'ajoutent quand l'eau monte puis se retranchent quand l'eau redescend

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

$$(z_0 + \delta_0) U_0^{1,4} = Z \cdot U^{1,4}$$

$$Z = \frac{(z_0 + \delta_0) U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

$\delta_0$  - Les pertes de charges dans la conduite en régime de fonctionnement normal, celles - ci sont considérées comme étant un diaphragme fictif au niveau de la tubulure de réservoir d'air

$$z_0 = H_0 + 10 \quad \text{où} \quad H_0 = \text{hauteur géométrique}$$

e)- Les deux colonnes suivantes du tableau se rapportent à l'organe d'étranglement.

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d^2} = \frac{\phi^2}{(0,92d)^2} = K \quad 15 < K < 20$$

LA MONTEE DE L'EAU

$$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cdot C \quad \text{par ailleurs } m = 0,2116$$

Ce qui donne d'après le graphique  $c = 0,64$

$$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cdot 0,64$$

DESCENTE DE L'EAU

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = k' \quad d = \text{diamètre de la tuyère}$$

$$k' = 1,7 \cdot k$$

$$\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} \cdot c' \quad \text{par ailleurs } m = \frac{(d)^2 / 2}{(D)^2} = 0,125$$

DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR ANTI-BELIER

- Choix du nombre de réservoirs
  - Calcul avec deux (2) réservoirs jumeaux de 20,0 m<sup>3</sup> chacun
  - Calcul avec un (1) réservoir de 40 m<sup>3</sup>
- a)- Solution avec deux (2) réservoirs

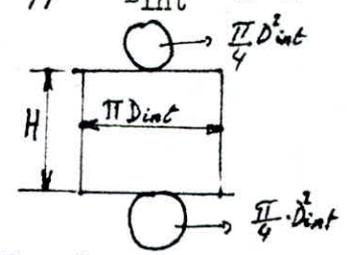
Recherche du diamètre approximatif

Volume = 20,0 m<sup>3</sup>

$$S = \frac{\pi}{4} D_{int}^2 \quad V = S \cdot H = \frac{\pi}{4} \cdot D_{int}^2 \cdot H = 20,0 m^3$$

d'où  $H = \frac{80}{\pi D_{int}^2} \dots\dots (1)$

$$\frac{2 \pi}{4} D_{int}^2 + \pi D_{int} H = y \dots\dots (2)$$



(1) → (2)  $\frac{\pi}{2} D_{int}^2 + \frac{\pi}{2} D_{int} \frac{80}{\pi D_{int}^2} = y$

$$\frac{\pi}{2} D_{int}^2 + \frac{80}{D_{int}} = y \quad ; \quad y_{min} \rightarrow \frac{dy}{d D_{int}} = 0$$

$$\pi D_{int} - \frac{80}{D_{int}^2} = 0 \quad \rightarrow \quad \pi \cdot D_{int}^3 = 80$$

$$D_{int} = \sqrt[3]{\frac{80}{\pi}} = 2,942 \text{ m}$$

On prend une hauteur H = 6,0 m

$$S = \frac{V}{H} = \frac{20}{6} = 3,333 \text{ m}^2 \quad V - \text{volume}$$

$$S = \frac{\pi}{4} \cdot D_{int}^2 \quad \rightarrow \quad D_{int} = \sqrt{4 S / \pi}$$

$$D_{int} = \sqrt{\frac{4 \cdot 3,333}{\pi}} = 2,06 \text{ m}$$

On normalise le diamètre intérieur  $D_{int} = 2,10$  m

l'épaisseur de la tôle sera de :

$$e = \frac{\gamma \cdot H \cdot D_{int}}{2 \cdot \sigma}$$

où  $e$  - épaisseur de la tôle

$\gamma H$  - Pression maximale admissible

$\gamma H = 20$  bars = 200 m d'eau

$D_{int} = 2,10$  m

$$e = \frac{200 \cdot 2,10}{2 \cdot 14000} = 0,015 \text{ m} = 15 \text{ mm}$$

$\sigma = 1400$  kg/cm<sup>2</sup> = 14000 m d'eau/m<sup>2</sup>

$$\begin{aligned} \text{Volume du métal d'un réservoir} &= \frac{(2 \cdot \pi \cdot D_{int}^2 + \pi \cdot D_{int} \cdot H)e}{4} \\ &= \frac{(\pi \cdot 2,10^2 + \pi \cdot 2,10 \cdot 6) \cdot 0,015}{2} \\ &= 0,6976 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Volume total du métal} = 2 \cdot 0,6976 = 1,3952 \text{ m}^3$$

$$D_{ext} = D_{int} + 2e = 2,10 + 0,03 = 2,13 \text{ m}$$

SOLUTION AVEC UN RESERVOIR :

$$\text{Volume} = 40 \text{ m}^3$$

$$\text{On prend } H = 6,0 \text{ m} \quad S = \frac{V}{H} = \frac{40}{6} = 6,667 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{\pi}{4} D_{int}^2$$

$$D_{int} = \sqrt{4 S / \pi} = 2,94 \text{ m}$$

$$e = \frac{\gamma \cdot H \cdot D_{int}}{2 \cdot \sigma} = \frac{200 \cdot 2,94}{2 \cdot 14000} = 0,021 \text{ m} = 21 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume du métal} &= \left( \frac{2 \pi}{4} D_{int}^2 + \pi \cdot D_{int} \cdot H \right) e = \\ &= \left( \frac{\pi}{2} \cdot 2,94^2 + \pi \cdot 2,94 \cdot 6,0 \right) \cdot 0,021 = \\ &= 1,44889 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$D_{ext} = D_{int} + 2e = 2,94 + 0,042 = 2,982 \text{ m}$$

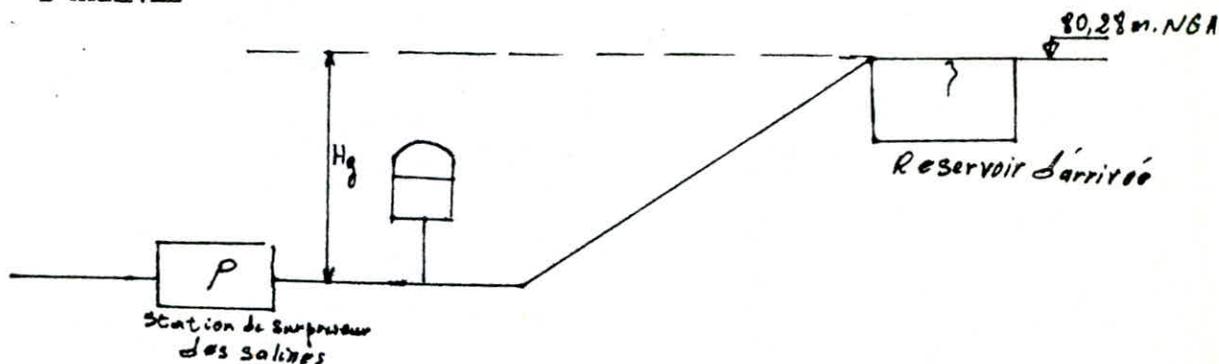
TABLEAU RECAPITULATIF

	SOLUTION AVEC 2 RESERVOIRS	SOLUTION AVEC 1 RESERVOIR
D ext	2,13 m	2,982 m
D int	2,10 m	2,94 m
Epaisseur	15 mm	21 mm
H	6,00 m	6,00 m
Capacité / réservoir	20 m <sup>3</sup>	40 m <sup>3</sup>
Volume total du métal	1,3953 m <sup>3</sup>	1,44889 m <sup>3</sup>

CONCLUSION :

Au choix de la solution, il faut tenir compte également du problème technologique, des équipements, des réservoirs, du transport, etc.... nous pensons que la solution avec deux (2) réservoirs est convenable dont le volume est de 1,3953 m<sup>3</sup> inférieure au volume (1,44889 ) de la solution avec 1 réservoir.

REFOULEMENT STATION DE SURPRESSION DES SALINES VERS LE RESERVOIR D'ARRIVEE



Débit Q = 1,8 m<sup>3</sup> / s

Diamètre de la conduite  $\phi$  1200 mm, en acier d'épaisseur 10 mm

La section est de : 1,1309 m<sup>2</sup>

La hauteur géométrique de refoulement est de 72,14 m en négligera la distance entre le plan d'eau dans le réservoir d'air et l'axe de refoulement.

Les résultats suivants sont les mêmes que pour la station de surpression de BOUTALDJA

RESULTAT DE CALCUL ( voir tableau II

- En tenant compte des pertes de charge dans la conduite la surpression est de :  $134,01 - 82,14 = 51,87$  m
- Dépression est de :  $82,14 - 20,97 = 61,2$  m
- La conduite étant pourvue des équipements pour une pression maximale de 13 bars.

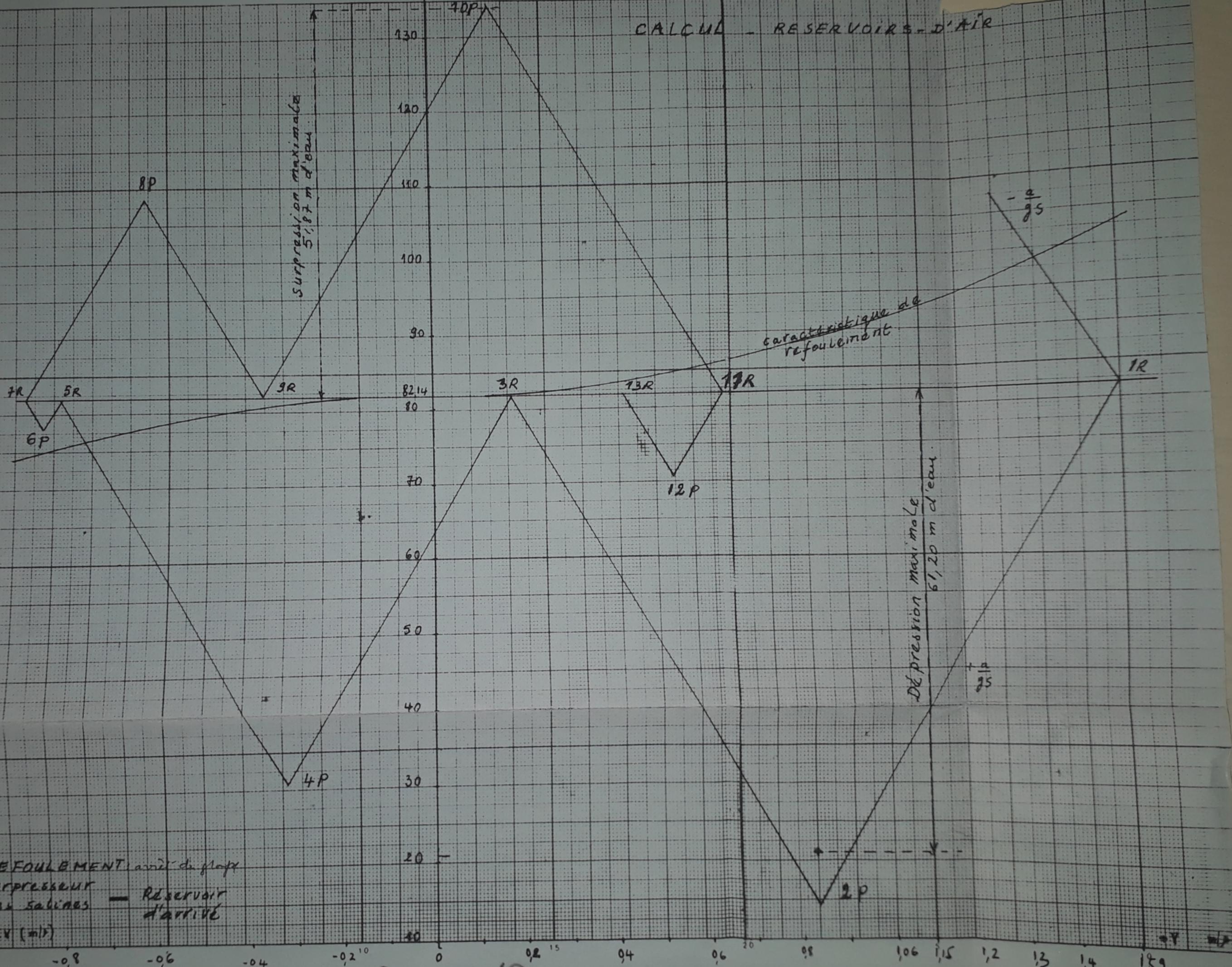
La pression maximale obtenue par les calculs et de 134,01 m d'eau = 13,4 bars donc admissible ainsi la pression restante minimale et admissible, vu l'absence des points hauts où il y aura risque de cavitation sur le profil en long de la conduite [redacted].

TABEAU 17

niveau de charge

Intervalle de temps	Variation de volume d'air $\Delta U = 5 \cdot V_m \cdot \theta = 22,62 \cdot V_m$	Volume d'air $U \text{ (m}^3\text{)}$	Pression dans le réservoir d'air $Z \cdot (82,14 + 21,077) \cdot 20^{14} \cdot \frac{6812,16}{U^{14}}$	Vitesse dans la tubulure de branchement montée: $V_1 = 18,9 \text{ Vp}$ descente: $V_2 = 32 \text{ Vp}$	Perte de charge dans la tuyère montée: $\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cdot 0,64$ descente: $\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} \cdot 0,78$	Pression dans la conduite avec perte de charge montée: $Z \cdot \Delta h_1$ descente: $Z + \Delta h_2$	Pression dans le conduit sans perte de charge montée: $Z \cdot \Delta h_1 - \delta$ descente: $Z + \Delta h_2 + \delta$	Perte de charge rajoutement $\delta$	Vitesse lue sur la graphique $V_p$	Vitesse moyenne $V_m$	Vitesse finale choisie $V_{finale}$	Désignation du point.
0	0	$U_0 = 20 \text{ m}^3$	103,22	"	"	103,22	82,14	21,077	$V_0 = 1,59$	"	"	1R
0	28,08	48,08	30,23	16,87	9,29	20,94	14,14	6,53	0,8928	1,2414	0,89	2P
20	6,297	54,38	25,44	10,75	4,6	30,04	30,945	0,9	-0,336	0,2784	0,34	4P
30	-13,997	40,379	38,597	28,85	33,18	71,78	78,23	6,51	-0,9016	-0,6788	-0,90	6P
40	-17,79	22,58	87,08	21,50	18,40	105,48	109,04	3,56	-0,672	-0,7868	-0,67	8P
50	-6,0	16,576	134,24	2,668	0,23	134,01	134,0	0,04	0,1412	-0,2654	0,14	10P
60	8,0	24,669	76,94	10,86	3,85	73,5	70,5	3,0	0,5744	0,3578	0,57	12P

CALCUL - RESERVOIRS - D'AIR



PH 12/83 Avant P. 68

A la lumière des résultats obtenues, l'air pour occuper un volume U de 55,38 m<sup>3</sup> mais le réservoir doit contenir encore de l'eau pour éviter le passage de l'air dans la conduite.

Nous retiendrons un volume total de 60 m<sup>3</sup>.

Dimensionnement de réservoir anti-bélier

- Choix du nombre de réservoirs

- Calcul avec trois (3) réservoirs jumeaux de 20 m<sup>3</sup> chacun

- Calcul avec deux (2) réservoirs jumeaux de 30 m<sup>3</sup> chacun

a)- Solution avec trois (3) réservoirs

On prend une hauteur H de 6,0 m

$$S = \frac{V}{H} = \frac{20}{6} = 3,333 \text{ m}^2$$

$$S \equiv \frac{\pi D_{int}^2}{4} \longrightarrow D_{int} = \sqrt{\frac{4 S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 3,333}{\pi}} = 2,06 \text{ m}$$

On normalise le diamètre intérieur : D<sub>int</sub> = 2,10 m

L'épaisseur de la tôle sera : e =  $\frac{\gamma H}{2 \cdot \sigma}$

$$e = \frac{200 \cdot 2,10}{2 \cdot 14000} = 0,015 \text{ m} \longrightarrow e = 15 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume du métal d'un réservoir} &= \left(\frac{\pi^2}{4} \cdot D_{int}^2 + \pi D_{int} H\right)e \\ &= \left(\frac{\pi^2}{4} \cdot 2,10^2 + \pi \cdot 2,10 \cdot 6,0\right)0,015 = 0,6976 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Volume total du métal (3réservoirs) = 3 · 0,6976 = 2,0928 m<sup>3</sup>

$$D_{ext} = D_{int} + 2e = 2,10 + 0,030 = 2,13 \text{ m}$$

SOLUTION AVEC DEUX RESERVOIRS JUMEAUX DE 30 m<sup>3</sup>

Volume = 30 m<sup>3</sup> On prend H = 6,0 m

$$S = \frac{V}{H} = \frac{30}{6} = 5,0 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{\pi D_{int}^2}{4} \longrightarrow D_{int} = \sqrt{\frac{4 S}{\pi}} = \sqrt{\frac{20}{\pi}} = 2,52 \text{ m} \end{aligned}$$

L'ÉPAISSEUR DE LA TOLE SERA DE :

$$e = \frac{Y H \cdot D_{int}}{2 \cdot 1} = \frac{200 \cdot 2,52}{2 \cdot 14000} = 0,018 \text{ m} = 18 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume du métal d'un réservoir} &= \left( \frac{\pi}{2} \cdot D_{int}^2 + \pi \cdot D_{int} \cdot H \right) e = \\ &= \left( \frac{\pi}{2} \cdot 2,52^2 + \pi \cdot 2,52 \cdot 6,0 \right) \cdot 0,018 \\ &= 1,0346 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Volume total du métal ( 2 réservoirs) = 1,0346 . 2 = 2,069 m<sup>3</sup>

$$D_{ext} = D_{int} + 2e = 2,52 + 2 \cdot 0,018 = 2,556 \text{ m}$$

TABLEAU RECAPITULATIF

	SOLUTION 2 AVEC RESERVOIRS	SOLUTION 3 AVEC RESERVOIRS
D ext	2,56 m	2,13 m
D int	2,52 m	2,10 m
Epaisseur	<del>0,01</del> 0,018 m	0,015 m
Hauteur réservoir (H)	6,0 m	6,0 m
Capacité / réservoir	30 m <sup>3</sup>	20 m <sup>3</sup>
Volume total du métal	2,069 m <sup>3</sup>	2,093 m <sup>3</sup>

CONCLUSION :

C'est la solution la plus économique qui comptera le plus en fonction du petit volume de métal trouvé dans le calcul soit V métal = 2,069 m<sup>3</sup> donc nous pensons à la solution de 2 réservoirs anti-bélier.

#### EMPLACEMENT DES RESERVOIRS D'AIR ANTI-BELIER :

En cas de l'arrêt brusque des groupes, la pression qui règne dans le réservoir d'air provoque une inversion de courant d'eau dans le court tronçon de conduite comprise entre l'anti-bélier et le clapet de non retour. Si le dernier ne s'est pas fermé entre temps, il se produit un choc bruyant qui risque d'être dommageable pour le matériel.

Pour éviter cet inconvénient, il faut disposer les réservoirs d'air anti-bélier de façon que le temps de parcours aller retour de l'onde entre l'anti-bélier et le clapet de non retour soit supérieur au temps de fermeture de ce dernier.

Les clapets à simple battant se ferment par leur propre poids en  $1/10$  de seconde environ.

Il faudra donc disposer les réservoirs anti-bélier à une distance supérieure à  $\frac{a}{2.10} = \frac{951.31}{2.10} = 47,6$  m soit à 60 m à l'aval du clapet de non retour.

#### FONCTIONNEMENT DU RESERVOIR D'AIR :

L'alimentation continue de la veine liquide après arrêt des groupes est réalisé à l'aide d'une réserve d'eau accumulé sous pression une capacité métallique.

A l'arrêt du groupe, une partie de l'eau est chassée dans la conduite. A ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce au réservoir. Après diminution progressive, puis annulation de la vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

La dissipation de l'énergie de l'eau est obtenue par le passage de celle-ci à travers un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

Le réservoir protégera l'installation contre la surpression et la dépression.

On préconise un Compresseur pour palier à l'inconvénient qu'engendre la dissolution de l'air dans l'eau.

COMMANDE DES COMPRESSEURS D'AIR ;

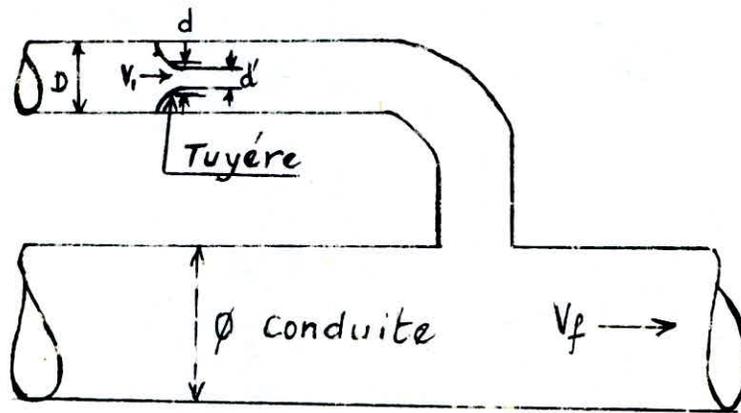
Les réservoirs d'air doivent être régulièrement alimentés en air à partir de Compresseur qui renouveau d'air dissous dans l'eau.

Leur commande sera asservie à deux conditions :

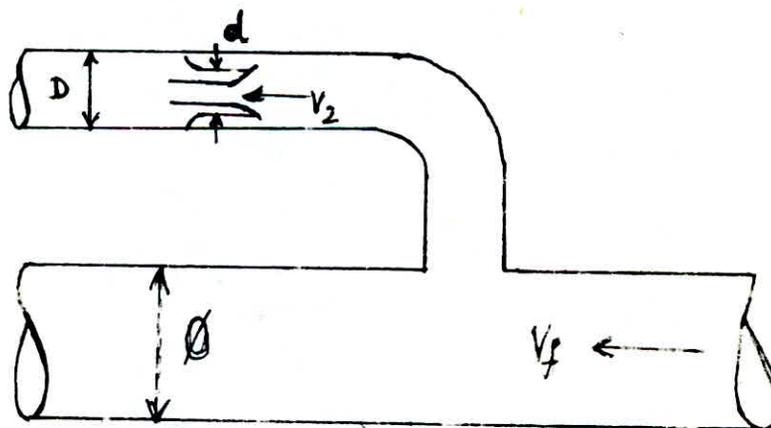
- Niveau d'eau
- Pression dans l'un des quelconques réservoirs.

Le principal étant que pour un niveau donné, la pression dans le réservoir doit être supérieure ou égale à une pression déterminée

SI ces deux (2) conditions sont obtenues simultanément le Compresseur s'arrête. Si la condition pression ne l'est pas, le Compresseur est mis en service pendant une durée minimale (pour éviter les battements). Cette opération est réitérée jusqu'à l'obtention de la pression voulue.



L'eau du réservoir se dirige vers la conduite.



L'eau de la conduite revient dans le réservoir

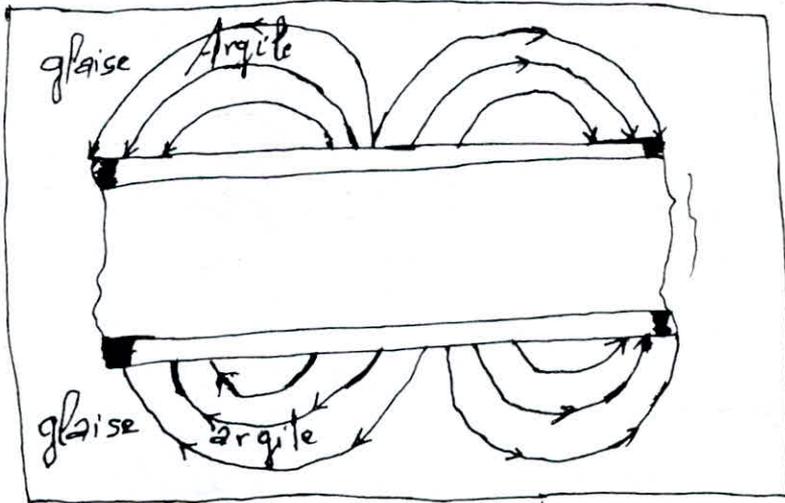
## PROTECTION DE LA CANALISATION CONTRE LA CORROSION :

Les phénomènes de la corrosion sont multiplent et n'épargnent aucun matériau, le sol, puissant agent de la corrosion peut être rendu très agressif, l'égard des structures métalliques sous certaines conditions.

### CORROSION PAR FORMATION DE PILES :

Corrosion d'un métal plongé dans un électrolyte se produit lorsqu'il y a hétérogénéité de l'électrolyte le sol de par sa nature physique ou chimiques différentes, c'est ainsi que les terrains argileux, marécageux, humides sont anodiques, et que les terrains calcaires, sableux secs, aérés sont cathodiques.

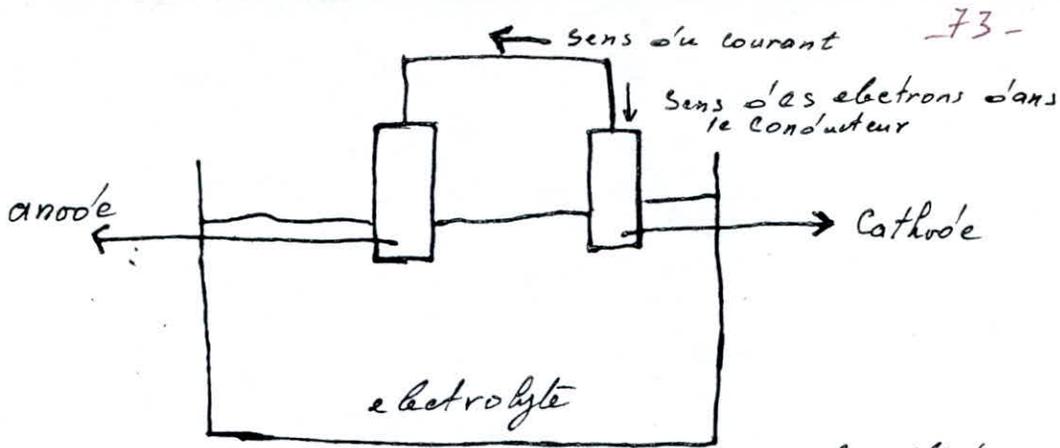
Des piles de concentrations se forment, avec la ~~conduite~~ comme circuit extérieur.



### CONTACT DE METAUX DIFFERENTES :

Toutes causes qui tendent à favoriser la mise en solution des ions métalliques engendrent la corrosion, lorsque deux métaux de différents sont en contact d'un électrolyte.

Le métal le plus électronégatif sède ces électrons à l'autre



Corrosion - du métal le plus électro-négatif (Anode)

Corrosion du métal le plus électro-négatif (Anode)

C'est ainsi que les métaux peuvent se classer suivant leur potentiel normal par rapport à une électrode de référence qui est l'électrode à hydrogène.

Ils sont placés dans l'ordre du pouvoir qu'ils ont de réduire les ions des autres métaux chaque métal peut ainsi réduire les ions des métaux placés après lui (réciproque impossible)

métaux	ion considéré	E <sub>0</sub>
Argent	Ag <sup>+</sup>	+ 0,7994
Cuivre	Cu <sup>++</sup>	+ 0,3370
Hydrogène	H <sup>+</sup>	+ 0
Fer	Fe <sup>++</sup>	- 0,4400
Zinc	Zn <sup>++</sup>	- 0,7628
Aluminium	Al <sup>+++</sup>	- 1,66
Magnésium	Mg <sup>++</sup>	- 2,371

E<sub>0</sub> : Potentiel normal de l'électrode correspondante du métal plongé dans une solution normale de l'un de ses sels à la température 25° c

PRINCIPE DE LA CORROSION :

L'atome est électriquement neutre, il peut sous certaines influences perdre ou gagner des électrons et devenir ainsi un ion positif dans le 1er cas (oxydation) négatif dans le 2ème (réduction).

Ex DE FER :

Ex de fer :

Réaction d'oxydation  $\text{Fe} \longrightarrow \text{Fe}^{2++}$

Réaction de réduction  $\text{Fe}^{2++} + 2e^- \longrightarrow \text{Fe}$

Le fer métallique perd deux (2) électrons, il devient ion + qui entre en solution ou se combine avec un ion - c'est la corrosion.

Pour empêcher celle-ci de se produire il faut s'apposer à toute perte d'électrons c'est le but de la protection cathodique.

Influence d'une source électrique extérieure :

La corrosion se produit sous l'action des courants vagabonds émis par des sources électriques de courant continu d'installations diverses (usines chemin de fer) ces courants s'échappent des conducteurs appropriés empruntant le sol puis les structures qui y sont établies. Le métal est corrodé par électrolyse

*de la Protection Cathodique*  
~~PRATIQUE CATHODIQUE PAR ANODES REACTIVES :~~

Ne disposant pas de données concernant les caractéristiques du sol, nous présentons le mode pratique de deux procédés largement utilisés

a) PROTECTION CATHODIQUE PAR ANODES REACTIVES :

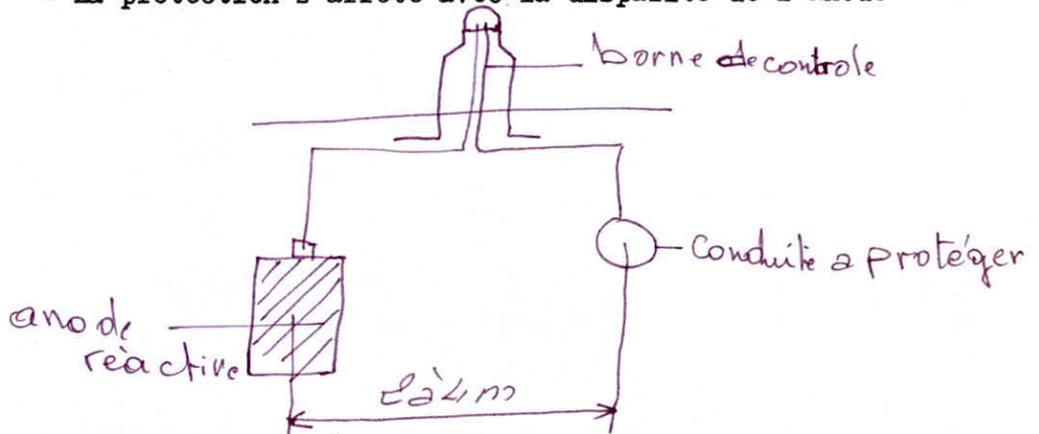
Elle a pour but de créer une pile avec de deux métaux différents. L'acier de la surface à protéger (cathode) et un métal moins électro-positif qui constitue l'anode. Les métaux les plus utilisés comme anodes réactives sont le Zinc et le Magnésium.

Dans ce type de protection, l'anode se consomme par dissolution et permet de porter la surface à protéger au potentiel de non corrosion de l'acier.

-L'anode soit relié électriquement à la conduite (pile débite)

-Plongées toutes deux dans un même électrolyte

- La surface à protéger est du même côté de l'anode.
- La protection s'arrête avec la disparité de l'anode



Théoriquement, la masse nécessaire de l'anode dépend de la matière dont elle est constituée (Mg, Al, Zinc) et est donnée par la loi de Faraday.

$$m = \frac{I \cdot t \cdot M}{F \cdot V}$$

où - m : la masse dissoute de l'anode (gr)

- I : Intensité du courant (A)
- M : Masse atomique du métal de l'anode (gr)
- t : Temps de passage du courant (s)
- V : Valence du métal de l'anode
- F : Un FARADAY (F=96500 coulombs)

Pour un courant de 1 ampère/heure la masse dissoute d'une anode en Zinc est mo

$$\text{Zinc : } M = 65,37 \text{ g} \quad , \quad V = +2 \quad , \quad m_0 = \frac{1 \cdot 3600 \cdot 65,37}{96500 \cdot 2} = 1,22 \text{ g}$$

Le nombre d'anodes disponibles s'obtient :

$$m = \frac{I_0 \cdot T}{E_0/2} \quad \text{en kg}$$

$I_0$  - Intensité de courant de circulation en ampères

T - Période de protection (en moyenne 20 ans) exprimée en heures

$E_0$  - Equivalent électrochimique de l'anode

$E_0$  du Mg = 2200 Am/kg

Le chiffre 2 traduit le fait que le rendement n'excède jamais 50 %.

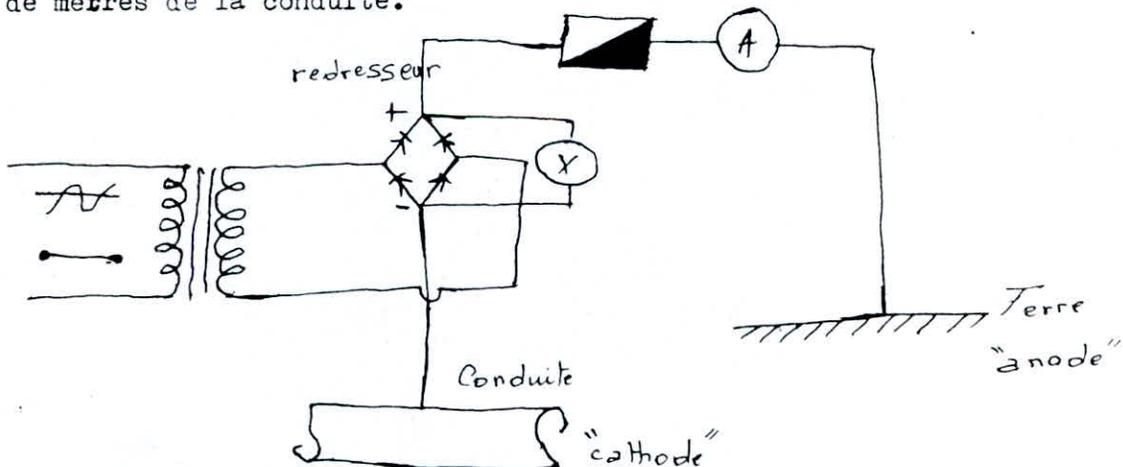
Les anodes sont en formes cylindrique de longueur 1 m et de masse variant de 10 , 20 , 30 kg.

#### PROTECTION CATHODIQUE PAR SOUTIRAGE DE COURANT :

L'ouvrage à protéger est relié soit au pôle (-) d'une source de courant continue.

Le moyen de provoquer la chute de potentiel de l'acier et de diriger sur le métal un courant électrique.

La borne positive (+) étant raccordée à une prise de terre constituée par de vieux rails enterrés dans un milieu humide à une centaine de mètres de la conduite.



Le courant, en quittant la prise de terre, gagnera le pôle (-) de la source en passant par la conduite et entrainera la dissolution anodique des vieux rails .

Les anodes sacrifiés sont soit en graphite, soit en acier.

La consommation d'acier est relativement importante de l'anode de 10 kg/ A/ an et la solution acier nécessite la mise en place d'anodes très lourdes.

Pour des installations d'une certaine importance on utilise de préférence des anodes dites permanentes en graphite.

CONCLUSION :

avant la protection cathodique prévue pour les canalisations souterraines en acier, il faut effectuer des travaux accessoires peu coûteux et simples qui sont essentiellement :

- L'état de revêtements intérieurs et extérieurs doit être convenable.
- Stockage, transport et pose des conduites dans les tranchées de manière convenable.

- 78 -  
CHAPITRE VI

ETUDE DU PRIX DE REVIENT DU M<sup>3</sup> D'EAU

Principe de la méthode :

L'étude s'effectue sur la base de dépenses annuelle et se porte sur le coût des ouvrages (conduite, réservoir, station de surpresseur, équipements divers)

Pour cela on détermine la charge annuelle représentant :

- Charges fixes
- ~~Charges~~ Charges d'exploitation
- Entretien

De plus on calcule le volume transite par an.

Le prix de revient du m<sup>3</sup> d'eau se calcule d'après

$$PR = \frac{\text{Charge annuelle}}{\text{Volume transite}}$$

L'amortissement pour les équipement électromécanique se fera pour 15 ans.

L'amortissement est de 30 ans pour la conduite en acier.

L'amortissement sera de 50 ans pour ce qui est génie-civil

Les calculs seront fait à un taux de 10 %

Le calcul se fera en étapes ~~ce-à-d~~ on calculera le

~~prix~~ Prix du m<sup>3</sup> d'eau partiel à chaque grand ouvrage le prix du m<sup>3</sup> d'eau à la sortie de réservoir d'arrivée sera la somme  $\Sigma$  des prix partiels relatifs à chaque grand ouvrage.

Travaux de terrassements :

Pose de conduite :

Le processus de la pose en terre de conduites s'effectué dans une tranchée dont la largeur de fond est au moins égale à

$$L = D + 2 \cdot 0,30 \text{ m}$$

Pour faciliter les operation de soudure, on prévoit des emplacements au droit des joints.

Pour conserver la température constante de l'eau et pour éviter les degats causés par le gel, on préconise la profondeur de fouille qui est au moins égale à  $h = D + 0,80$  m.

Le fond de fouille est purgé de pierres, puis recouvert d'un lit de pose de 0,15 m d'épaisseur, bien nivelésuivant les côtes du profil en long.

En l'absence des données sur la nature du terrain de pose on utilisedu gravier dans les terrains ordinaires de la pierres cassée pour former des drains dans les terrains rocheux ou imperméables.

Pour un lit de béton maigre dans les parties très en pente. Le remblais se fait par couches succesives bien passées,

Pour palier au probl~~ème~~me de la corrosion les tuyaux étant bien entendu en acier, on réaliseautour d'eux un remblais en gravier naturel jusqu'à 0,30 m au dessus,il est ensuite contitué avec du tout-venant.

L'inclinaison du talus imposée pour la fouille est de 60° cela pour éviter les affouillements  $\cotg 60^\circ = 0,577$ .

La Section de fouille est :

$S = ( b + h )h$  où  $b$  - largeur de fond de fouille  
 $h$  - profondeur de fouille

Le volume du déblais (remblais)

$V = ( b + h )h \cdot L$  où  $L$  - longueur de la canalisation

La formule utilisée est :

$F = P ( 1 + t )^n$  où  $t$  - taux d'intérêt

$n$  - nombre d'année

$P$  - Valeur actuelle

$F$  - Valeur future

Notre but est de trouver l'anuité

Composons les systèmes des équations suivants

$$F = A + A (1 + t) + A (1 + t)^2 + \dots + A (1 + t)^{n-1} \dots (1)$$

En multipliant les membres de légalité par (1 + t) on aura :

$$F \cdot (1 + t) = A (1 + t) + A (1 + t)^2 + A (1 + t)^3 \dots + A (1 + t)^n \dots (2)$$

En faisant la différence entre (1) et (2) on obtient

$$F \cdot t = -A + A (1 + t)^n$$

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

Or on sait que  $F = P (1 + t)^n$ , on remplace donc F par sa valeur

on aura l'anuité A qui est égale à

$$A = \frac{P \cdot (1 + t)^n}{-1 + (1 + t)^n}$$

Pour  $P = 1,00$  DA paiement unitaire on aura

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

A . N

Pour  $t = 10 \%$   $\longrightarrow$   $A = 0,13147$

$n = 15$  ans

Pour  $t = 10 \%$   $\longrightarrow$   $A = 0,10608$

$n = 30$  ans

Pour  $t = 10 \%$   $\longrightarrow$   $A = 0,10086$

$n = 50$  ans

PREMIERE STATION DE POMPAGE

	Investissement	Amortissements	Entretien 3,5 %
Equip. électroméc. } 4 groupes Fournit. et Montage	$20 \cdot 10^6$	$0,13147 \cdot 20 \cdot 10^6 = 2,6294 \cdot 10^6$ D.A	$7 \cdot 10^5 = 0,7 \cdot 10^6$ D.A
Génie-civil { Stat. pompage Réser. d'aspirati Ligne électrique	$15,54 \cdot 10^6$	$0,10086 \cdot 15,54 \cdot 10^6 = 1,5673 \cdot 10^6$ D.A	$5,48 \cdot 10^4 = 0,05 \cdot 10^6$ D.A

$$\Sigma = 4,1967 \cdot 10^6 \quad \Sigma = 0,75 \cdot 10^6$$

On calcul les frais d'énergie

puissance absorbée - P abs = 2.504,187 kw

+ 100 kw (énergie des éléments accessoires ; lampes... etc)  
 $2504,187 \cdot 365 \cdot 24 \cdot 0,19 = 4334408,843$  D.A. =  $4,33 \cdot 10^6$  DA

Charge annuelle :

Amortissement	—	$4,19 \cdot 10^6$	DA
Frais d'énergie	—	$4,33 \cdot 10^6$	DA
Entretien	—	$0,75 \cdot 10^6$	DA
Total =		$9,27 \cdot 10^6$	DA

Volume refoulé / An —  $V = 1,8 \cdot 365 \cdot 24 \cdot 3600 = 56,7648 \cdot 10^6$  m<sup>3</sup>

Le prix  $\frac{du m^3}{V}$  est égale à :  $(Q = 1,8 m^3/s)$

$$\frac{9,27 \cdot 10^6}{56,7648 \cdot 10^6} = 0,163 \text{ DA / m}^3$$

Deuxième Station de pompage :

En retrouve les mêmes valeurs pour l'amortissement et l'entretien simplement, ce qui change c'est les frais d'énergie

La pression absorbée P asb = 2381,63 kw

Plus 100 kw (énergie supplémentaire des éléments accessoires)

Frais d'énergie =  $(2381,63 + 100) \cdot 365 \cdot 24 \cdot 0,19 = 4,13 \cdot 10^6$  D.A.

Charge annuelle :

Amortissement	→	$4,19 \cdot 10^6$	DA
Frais d'énergie	→	$4,13 \cdot 10^6$	DA
Entretien	→	$0,75 \cdot 10^6$	DA
total =		$8,75 \cdot 10^6$	DA

Volume refoulé par an

$$V = 1,8 \cdot 365 \cdot 24 \cdot 3600 = 56,7648 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Le prix du m<sup>3</sup> est égale à :

$$\frac{9,07 \cdot 10^6}{56,7648 \cdot 10^6} = 0,159 \text{ D.A. / m}^3$$

2) - conduite

-Fourniture, transport manutention d'usine jusqu'au

Chantier

Revêtement intérieur et extérieur

- Topographie, pose, remblais

- Génie civil, protection cathodique

} - 13219 DA le ml

	Investissement	Amortissement	Entretien 1 %
conduite	938,55 · 10 <sup>6</sup> DA	0,10608 · 938,55 · 10 <sup>6</sup> = 99,56 · 10 <sup>6</sup> DA	9,38 · 10 <sup>6</sup> DA

Charge annuelle

$$\text{Amortissement} \quad - \quad 99,56 \cdot 10^6 \text{ DA}$$

$$\text{Entretien} \quad - \quad \underline{9,38 \cdot 10^6 \text{ DA}}$$

$$\text{Total} = 108,94 \cdot 10^6 \text{ DA}$$

$$\text{Volume transité / an} - V = 1,8 \cdot 365 \cdot 24 \cdot 3600 = 56,7648 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Prix du m<sup>3</sup>

$$\frac{108,94 \cdot 10^6}{56,7648 \cdot 10^6} = 1,919 \text{ DA / m}^3$$

Le prix total du m<sup>3</sup> d'eau s'évalue donc à :

$$0,163 + 0,159 + 1,919 = 2,241 \text{ DA / m}^3$$

Calcul du prix de revient du m<sup>3</sup> d'eau en présence d'une station de surpresseur à la palce de la station de pompage.

Premier surpresseur

Premier surpresseur :

	Investissement	Amortissement	Entretien 3,5%
! Equipement électroméc. ) 4 groupes ! Fourniture et montage )	20 . 10 <sup>6</sup> DA	0,13147 . 20 . 10 <sup>6</sup> = 2,6294 . 10 <sup>6</sup> DA	0,7 . 10 <sup>6</sup> DA
! Génie-civil	10 . 10 <sup>6</sup> DA	0,10086 . 10 . 10 <sup>6</sup> = 1,0086 . 10 <sup>6</sup>	

$$\Sigma = 3,638 \cdot 10^6 \text{ DA} \quad \Sigma = 0,7 \cdot 10^6 \text{ DA}$$

Frais d'énergie :

$$\text{Pabs} \cdot 365 \cdot 24 \cdot 0,19 = (2244,76 + 100) \cdot 24 \cdot 365 \cdot 0,19 = 3,9 \cdot 10^6 \text{ DA}$$

100 kw ( énergie pour les éléments accessoires)

Charge annuelle

Amortissement	—	3,638 . 10 <sup>6</sup> DA
Frais d'énergie	—	3,9 . 10 <sup>6</sup> DA
Entretien	—	0,7 . 10 <sup>6</sup> DA
total	=	8,238 . 10 <sup>6</sup> DA

Volume refoulé par an

$$V = 1,8 \cdot 365 \cdot 24 \cdot 3600 = 56,7648 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Prix de revient de m<sup>3</sup>

$$= \frac{8,238 \cdot 10^6}{56,7648 \cdot 10^6} = 0,145 \text{ DA / m}^3$$

Deuxième surpresseur

Les frais d'amortissements ainsi que l'entretien sont les mêmes que précédemment et s'élèvent à

$$3,638 \cdot 10^6 \text{ DA} + 0,7 \cdot 10^6 \text{ DA}$$

Frais d'énergie

$$(\text{Pabs } 4100 \text{ kw}) \cdot 365 \cdot 24 \cdot 0,19 = (2192,52 + 100) \cdot 365 \cdot 24 \cdot 0,19 = 3,81 \cdot 10^6 \text{ DA}$$

100 kw ( énergie des éléments accessoires)

Charge annuelle

Frais d'amortissement	—	3,638 . 10 <sup>6</sup> DA
Entretien	—	0,7 . 10 <sup>6</sup> DA
Frais énergie	—	3,81 . 10 <sup>6</sup> DA
Total =		8,148 . 10 <sup>6</sup> DA

Volume refoulé / an

$$V = 1,8 \cdot 365 \cdot 24 \cdot 3600 = 56,7648 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Prix de revient de m<sup>3</sup>

$$= \frac{8,148 \cdot 10^6}{56,7648 \cdot 10^6} = 0,143 \text{ DA / m}^3$$

Prix de m<sup>3</sup> d'eau de la conduite

$$PR = 1,919 \text{ DA le m}^3$$

$$\text{Prix total du m}^3 \text{ d'eau} = 1,919 + 0,143 + 0,145 = 2,20 \text{ DA / m}^3$$

CONCLUSION :

On peut dire que l'eau revient un peu moins chère avec la solution de la station de surpresseur parce que le prix de revient du m<sup>3</sup> d'eau est inférieur à celui si on utilisait les Stations de pompage *classiques*

TRAITEMENT :

Les eaux issues du barrage ne peuvent être utilisées telles quelles pour la consommation.

Toute utilisation d'eau de surface nécessite, une étude aussi complète que possible et cela aux différentes époques de l'année.

L'étude portera sur les affluents d'amont qui alimentent le barrage. Elle sera effectuée au minimum sur un cycle climatique complet, et même sur plusieurs années.

Vue l'absence à l'heure actuelle des données sur la charge de l'eau (turbidité).

Ces observations sont indispensables pour définir correctement le mode de traitement à préconiser.

Dans la station de traitement déjà existante pour barrage CHEFIA l'étude à été faite.

La stérisation se fait au chlore et comme réactif le sulfate d'alumine (comme coagulant).

La dose se fait en fonction de la turbidité de l'eau, ordre de grandeur 25 mg/l.

CONCLUSION :

La présente étude a été élaborée avec un manque de données concernant :

- Les caractéristiques du sol (servant de base pour la protection cathodique des caractéristiques)
- Les caractéristiques des eaux dans le barrage de Mexanna (servant de base pour le mode de traitement à préconiser)

Nous ne pensons pas que ce modeste travail soit un projet qui sera exécuté dans l'immédiat, néanmoins, il peut servir d'avant projet pour une étude plus détaillée.

-o- BIBLIOGRAPHIE -o-

A. DUPONT : - Editeur - EYROLLES

Hydraulique Urbaine      Tome II - III

M. CARLIER : - Editeur - EYROLLES

Hydraulique Générale et Appliquée

G. LAPRAY : - Longueur Fluidodynamique

Catalogue :

Jeumont Schneider : Rmpes.

