

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
—oOo—

وزارة التعليم و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique
—oOo—

12/88

200

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

المكتبة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA BASE
CENTRALE DE HASSI R'MEL**

5 PLANCHES

Proposé par :
Sethyal

Etudié par :
Ziregue . A
Ziregue . B

Dirigé par :
Ben mamare . S
Zerfa . F

PROMOTION: janvier 88



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

- REMERCIEMENT -

Nous tenons à remercier vivement

-M^{elles} BEN MAMARE et ZERFA qui ont fourni beaucoup d'efforts pour l'élaboration de ce travail.

- Notre sincère reconnaissance va aussi à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de notre projet.

- Nos remerciements vont également aux responsables de la S.E.T.H.Y.A.L et en particulier à M^r KACIMI.

- Toute notre gratitude à nos professeurs qui nous ont guidé au cours de notre formation.

- Notre respect aux membres du jury qui nous fera l'honneur d'apprécier notre travail.

" Ahmed et Belkacem "

- DÉDICACES -

* Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à:

- Mon père et ma mère

- Mon frère et mes soeurs.

- Mes frères de l'islam.

" Ahmed "

أحمد

أهدي هذا العمل المتواضع إلى والدي العزيزين الذين بذلوا كل ما في وسعهما في سبيل تربيته وتعلمه.
كما أهديه لأصدقائي وأقربائي وجميع أقراني وأصدقائي...

أحمد



<u>CHAPITRE I GENERALITES</u>	page
1- Situation	1
2-topographie ;;;.....	1
3- CLImat	1
4- G#6Logie; ; ;.....	2
5- ressources disponibles	2
 <u>CHAPITRE II BESOINS EN EAU</u>	
1- dotation adoptée	3
2- étude de la variation du débit	3
3- calcul du débit de pointe	6
 <u>CHAPITRE III reservors</u>	
1-calcul de la côte du radier	9
2-calcul de la capacité du réservoir	12
3-dimensionnement du réservoir	13
4- équipements du réservoir	14
 <u>CHAPITRE IV ADDUCTION</u>	
1- choix du tracé de la conduite d'adduction	19
2- choix du diamètre économique	19
 <u>CHAPITRE V LES POMPES</u>	
1- choix des pompes au niveau du forage	25
2- problemes posés par les pompes	29
 <u>CHAPITRE VI PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LES COUPS DE BELIER</u>	
1- definition	33
2- protection contre les coups de belier	34
3- DISPOSITIF choisi pour la conduite de refoulement	35
4- PRINCIPE de calcul du coup de belier	35
5- calcul	43
6- dimensionnement du reservoir d'air	50
 <u>CHAPITRE VII DISTRIBUTION</u>	
1- généralités	59

2- conduite d'amenée	59
3- reseau de distribution	60

CHAPITRE VIII PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

1- protection galvanique par anode sacrificielle	76
2- protection galvanique par anode auxiliaire	77
3- protection interne	79

CHAPITRE IX POSE DES CANALISATIONS

1- disposition des conduites	80
2- l'execution des tranchées	80
3- remblayage des fouilles	81
4- traversée des routes	81
5- croisement des conduites avec les conduites de gaz et les cables	82
6- assemblage des conduites	83
7- butée eta amarrage des canalisations	84

PLANCHES :

Planche N° I : Plan de masse de la base centrale.

Planche N° II : Profil au long de la conduite de refoulement .

Planche N° III: PROFIL au long de la conduite d'ammenée.

Planche N° IV : Shémas de distribution avec les deux variantes .

Planche N° V : Répartition en première approximation dans les tronçons .

Planche N° VI : Répartition définitive des débits dans les tronçons .

CHAPITRE N° I

GENERALITES

L'eau joue un rôle très important dans la vie des êtres vivants, elle est l'élément essentiel dans l'évolution de la vie sur terre.

Depuis l'antiquité, l'activité de l'homme a été toujours liée à l'eau source de richesse qui doit être protégée et économisée, car elle devient rare à l'échelle des besoins humains et ne peut être assurée qu'aux prix d'efforts financiers et techniques permanents, d'où la nécessité d'une étude longue et sérieuse, et souvent difficile.

C'est dans ce cadre que se situe notre présente étude, où l'on est appelé à faire le projet d'alimentation en eau potable de la base centrale de Hassi R'mel, l'importance industrielle de la zone fait que la demande en eau potable est l'une des priorités à couvrir ou dépend d'autres activités surtout si on met en évidence le risque d'incendie à toute instant et dans n'importe quel point de la zone.

1-Situation:

La zone de Hassi R'mel se situe au nord du Sahara algérien, elle fait partie de la wilaya de Laghouat, à 100km vers le sud de la ville de Laghouat.

2-Topographie:

La zone de Hassi R'mel s'étale sur une superficie peu accidentée, d'altitudes variable entre 780 et 750m, sa surface est plus ou moins importante de l'ordre de 3500 Km^2 .

3-Climat:

Le climat est similaire à celui des régions sahariennes, caractérisé par la rareté des pluies, la température est élevée pendant la plus grande période de l'année, le taux d'évaporation est d'environ: 2000 mm/an .

4-Geologie:

Des études géologiques, ont été faites dans cette région, et ont montré la présence de deux aquifères majeurs d'eau souterraine, séparés par une couche imperméable, la couche supérieure est appelée aquifère senonien turonien, composée de calcaire cristallin, et une couche inférieure appelée aquifère albien, formée de série hétérogène de grès et d'argilites de lignite de sable fin et de marne.

L'épaisseur du premier aquifère est d'environ 70m, quand au deuxième aquifère il a une épaisseur de 180m.

Ces deux aquifères sont reliés hydrauliquement, l'approvisionnement de la zone se fera à partir de l'aquifère senonien.

5-Ressources disponibles:

Il existe deux sources classiques d'eau potable les eaux de surfaces c'est à dire: les lacs, les rivières, et les nappes (appelé ordinairement aquifère), dans lesquelles des puits sont creusés afin d'extraire l'eau souterraine.

Et dans le cadre de l'étude de l'alimentation en eau pour la zone centrale, les ressources en eau de surface et en eau souterraine ont toutes deux été évaluées.

L'eau souterraine est la source d'eau principale pour les installations actuelles.

L'alimentation de la zone en eau actuel provient de la nappe d'eau, cependant deux puits sont mis à notre disposition:

Caractéristiques des puits:

Forage F1: niveau dynamique: 28,07m.

- niveau statique: 25m.

- débit: 55,31/s

- profondeur: 202m

Forage F2: niveau dynamique: 34,8m.

- niveau statique: 30,5m. - débit: 60l/s - profondeur: 210m.

CHAPITRE II

BESOIN EN EAU

La demande en eau est fonction du nombre de consommateurs dans la zone à étudier.

Dans notre cas la zone, est une zone industrielle ne contenant dans son effectif que des célibataires et des gens mariés mais qui habitent seules la zone pendant la construction.

I DOTATION ADOPTÉE:

Pour les effectifs résidents, leur demande en eau est estimée à :
150 l/j/résident.

Et les effectifs qui n'habitent pas dans les installations industrielles ne consomment que pendant les heures de travail, leur consommation sera estimée à 100l/j/personne, pour les ateliers et centre de formation, la dotation est estimée à 50l/j/consommateur.

Le nombre actuel des consommateurs dans la zone centrale de Hassi R'mel est de : $N = 19540$ personnes.

On classera dans un tableau les divers secteurs avec leurs nombres de consommateurs ainsi que la dotation journalière (voir ultérieurement)

II ETUDE DE LA VARIATION DU DEBIT:

Le débit varie en fonction de la variation de la consommation horaire journalière, et mensuelle.

La consommation moyenne journalière est la consommation totale journalière dans toute la zone.

Elle est donnée par: $\sum \frac{N_i Q_i}{1000}$ en (m^3/j) .

Avec N : nombre de consommateur

Q : dotation adopté au consommateur

La consommation journalière maximale, est la consommation moyenne journalière affectée d'un coefficient K_j , qui tient compte de l'irrégularité de la consommation journalière:

D'où $Q_{jmax} = \sum K_j \frac{N_i Q_i}{1000}$ en (m^3/j) .

Donc la consommation journalière maximale est donnée par:

Tandis que la consommation horaire maximale est la consommation journali-
 ere maximale affectée d'un coefficient K_p qui tient compte de l'irregu-
 larité de la consommation horaire: $Q_{hmax} = \sum K_o \cdot K_j \cdot \frac{N_i \cdot q_i}{1000} \dots (m^3/j)$.

Et la consommation horaire de pointe n'est autre que la consommation
 maximale des heures pendant (24 h) elle est donnée par :

$$Q_p = K_p \cdot Q_{jmoy}$$

avec K_p : coefficient de pointe

$$K_p = K_j \cdot K_o$$

K_j : coefficient qui tient compte de l'irregularité de la conso-
 mation journaliere.

$$K_j = 1,1 + 1,3$$

K_o : coefficient qui tient compte de l'irregularité de la
 consommation horaire.

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

β varie en fonction du nombre de la population.

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

Pour nos calculs on prendra:

$$K_j = 1,2$$

$$K_o = \alpha \cdot \beta = 1,2 \cdot 1,3 = 1,56$$

$$K_p = K_j \cdot K_o = 1,2 \cdot 1,56 = 1,87$$

Alors: $K_j = 1,2$

$$K_o = 1,56$$

$$K_p = 1,87$$

On a le debit journalier maximal: $Q_{jmax} = \sum K_j \frac{N_i \cdot q_i}{1000} = 1561,20 m^3/j$.

Et le debit horaire maximal: $Q_{hmax} = \sum K_o \cdot K_j \frac{N_i \cdot q_i}{1000} = 2435,47 m^3/j$.

Le debit journalier moyen: $Q_{jmoy} = \sum \frac{N_i \cdot q_i}{1000} = 1301,0 m^3/j$.

****Pour ces resultats voir tableau I.

III- CALCUL DU DEBIT DE POINTE VEHICULE :

Généralement , l'eau avant d'arriver aux consommateurs; elle doit passer par les étapes suivante ;

-première étape : du forage vers le reservoir .

Dans cette étape le débit véhiculé est donné par :

$$Q_{IIc} = K_p \cdot (Q_{jmax} + Q_{ri}) \text{ en m}^3/\text{j}$$

$K_p = 1.87$ où K_p est le coefficient de pointe

Q_{ri} est la réserve d'incendie; qu'on a estimé à 300 m^3 ; vue le risque d'incendie qui peut s'étaler dans toute l'industrie en une fraction de seconde .

-deuxième étape : du reservoir aux consommateurs .

Dans cette étape le débit véhiculé est donné par :

$$Q_{IIIc} = K_p \cdot Q_{omax} \text{ en m}^3/\text{j}$$

$$Q_{IIIc} = 4554.34 \text{ m}^3/\text{j}$$

Ces calculs sont faits pour l'année 1987 et comme tout projet d'A.E.P qui est étudié sur des données de base variables (population, extension de la zone, mode de vie , etc); alors il faut prévoir pour l'horizon 2007 ces différentes variables, et les mettre en évidence dans les calculs.

Or pour notre zone; la population est fixe ; c'est à dire $N_{\text{actuel}} = N_{\text{futur}}$ puisque c'est une zone industrielle non habitée par des familles, mais le mode de vie des travailleurs a augmenté (douche.....) d'où la nécessité d'augmenter la consommation du débit journalier maximal à l'horizon 2007 à 20% , et de même pour le débit maximal horaire donc :

$$Q_{omax} = (20\% + 1) Q_{omax} \text{ actuel} ; Q_{jmax} = (20\% + 1) Q_{jmax} \text{ actuel}$$

la réserve d'incendie sera fixe: $300 \text{ m}^3/\text{j}$.

D'où : les débit de pointe véhiculés à l'horizon 2007:

$$Q_{IIc} = 4064.33 \text{ m}^3/\text{j} ;$$

$$Q_{IIIc} = 5465.21 \text{ m}^3/\text{j}$$

N°	Secteur	Nombre de consommateurs N_i	Dotation q_i en (l/j/cons)	$\frac{N_i \cdot q_i}{1000}$ (m^3/j)	K_j	$K_j \frac{N_i \cdot q_i}{1000}$ (m^3/j)	K_o	$K_o \cdot K_j \frac{N_i \cdot q_i}{1000}$ (m^3/j)
1	ALFORD	350	150	52.50	1.2	63.00	1.56	98.28
2	" " " "	250	150	37.50	1.2	45.00	1.56	70.20
3	ALFUID	150	150	22.50	1.2	27.00	1.56	42.12
4	ALTRA	220	150	33.00	1.2	39.60	1.56	61.77
5	" " " "	90	150	13.50	1.2	16.20	1.56	25.27
6	" " " "	90	150	13.50	1.2	16.20	1.56	25.27
7	CENTRE DE FORMATION	100	50	5.00	1.2	6.00	1.56	9.36
8	COSATAP	20	150	3.00	1.2	3.60	1.56	5.62
9	C_s^H	150	150	22.50	1.2	27.00	1.56	42.12
10	Dwel Schlumber	20	150	3.00	1.2	3.60	1.56	5.62
11	DNC ANP	800	150	120.00	1.2	144.00	1.56	224.64
12	DTP	390	150	58.50	1.2	70.20	1.56	109.51
13	" " " "	120	150	18.00	1.2	21.60	1.56	33.70
14	" " " "	90	150	13.50	1.2	16.20	1.56	25.27
15	ERBATIS	300	150	45.00	1.2	54.00	1.56	84.24
16	INCISA	50	150	7.50	1.2	9.00	1.56	14.04
17	INCISA atelier	100	50	5.00	1.2	6.00	1.56	9.36
18	JAPON -GAZOLINE	1000	150	150.00	1.2	180.00	1.56	280.80
19	LEGOUN	20	150	3.00	1.2	3.60	1.56	5.62
20	NUOVO PIGNONE	90	150	13.50	1.2	16.20	1.56	25.27
21	" " " " "	100	50	5.00	1.2	6.00	1.56	9.36
22	" " " " "	100	50	5.00	1.2	6.00	1.56	9.36

N°	Secteur	Nombre de consommateur N_i	Dotation q_i en (l/j/cons)	$\frac{N_i \cdot q_i}{1000}$ (m^3/j)	K_j	$K_j \frac{N_i \cdot q_i}{1000}$ (m^3/j)	K_o	$K_o \cdot K_j \frac{N_i \cdot q_i}{1000}$ (m^3/j)
23	" " " " "	100	50	5.00	1.2	6.00	1.56	9.36
24	" " " " "	100	50	5.00	1.2	6.00	1.56	9.36
25	" " " " "	100	50	5.00	1.2	6.00	1.56	9.36
26	" " " " "	100	50	5.00	1.2	6.00	1.56	9.36
27	PARKER	165	150	24.75	1.2	29.70	1.56	46.33
28	" " " " "	165	150	24.75	1.2	29.70	1.56	46.33
29	SACI	20	150	3.00	1.2	3.60	1.56	5.62
30	SH -DP	100	150	15.00	1.2	18.00	1.56	28.08
31	" " " " "	40	150	6.00	1.2	7.20	1.56	11.23
32	SH-DP, atelier	100	50	5.00	1.2	6.00	1.56	9.36
33	" " " " "	100	50	5.00	1.2	6.00	1.56	9.36
34	SONELGAZ	20	150	3.00	1.2	3.60	1.56	5.62
35	SONELEC	100	150	15.00	1.2	18.00	1.56	28.08
36	SN-REAH	50	150	7.50	1.2	9.00	1.56	14.04
37	STONE WEBSTAIRES	1000	150	150.00	1.2	180.00	1.56	280.80
38	STONE WEBSTAIRES	120	150	18.00	1.2	21.60	1.56	33.70
39	TECHNISOL	100	150	15.00	1.2	18.00	1.56	28.08
40	ZONE RESERVE AUX CONTRATEURS	1500	150	225.00	1.2	270.00	1.56	421.20
41	ATELIERS	1200	50	60.00	1.2	72.00	1.56	112.32
42	" " " " " "	600	50	30.00	1.2	36.00	1.56	56.16
43	DTC ALGEC	80	150	12.00	1.2	14.40	1.56	22.46
44	" " " " " "	80	150	12.00	1.2	14.40	1.56	22.46
	TOTAL	10540		1301		1561.20		2435.47

En conséquence de la rareté de l'eau dans certaines régions et les difficultés qui surgissent lors de l'apport d'eau des sources, l'homme a cherché des solutions pour ces problèmes, et il a pensé à construire des réservoirs en maçonnerie pour stocker l'eau qu'il extrait des puits où qu'il ramène des rivières; et depuis ce temps les réservoirs jouent un rôle très important dans la vie de l'être humain, et avec le développement des moyens techniques, le domaine d'utilisation des réservoirs s'est élargi; pour répondre au développement des industries, c'est pourquoi le réservoir est très indispensable dans un projet d'alimentation en potable car :

- *il sert à régulariser l'apport d'eau ; la consommation variable dans les différentes heures de la journée , ainsi que la pression dans le réseau de distribution .
- * en cas d'accident sur une conduite d'adduction, sur un forage, ou un puit , le réservoir permet de satisfaire la demande en eau de l'agglomération pendant un temps qui peut durer d'une demi-journée .
- *il rend optimum le débit d'équipement pour les équipements situés en son amont
- *il permet une marche plus uniforme des pompes; en résumé , les réservoirs constituent un volant qui permet d'assurer pendant les heures de pointes des débits maximaux demandés, combattre efficacement l'incendie, maintenir l'eau à l'abri des risques de contaminations et la préserver contre les fortes variations de températures.

Il faut évidemment qu'il donne aux abonnés une pression suffisante pour cela l'emplacement du réservoir doit être choisi en un point où il assure l'alimentation de tous les abonnés

dans notre projet nous avons à choisir :

- | | |
|-----------------------------------|------------------------|
| - l'emplacement du réservoir | - type du réservoir |
| - le dimensionnement du réservoir | - forme du réservoir . |

I-Calcul de la cote du radier du reservoir :

Il faut noter que la cote du radier doit être superieure à la plus haute cote piéométrique exigée dans le réseau de distribution.

La cote du radier sera calculée à partir de la formule suivante:

$$C_r = C_t + H + P_s + H_{wi} + H_{we}$$

a avec C_t = cote du point le plus élevé

H : hauteur donnée en fonction du nombre d'étage $H = 4m$ (rez de chaussée) .

H_{wi} : perte de charge interieur égale à 3 m

H_{we} : perte de charge lineaire entre le reservoir et le point le plus élevé.

$$\Delta H_{we} = 1.15 \cdot \Delta H_{f_t} = j \cdot l = \frac{v^2 \cdot \lambda}{D \cdot 2.9,81} \cdot l$$

avec j: perte de charge par metre en (m/ml)

l: longueur de la conduite reliant le reservoir au point considéré en (m) .

λ : coefficient de perte de charge lineaire

V: vitesse d'ecoulement en (m/s)

D: diametre de la conduite en (m)

λ , sera calculer à l'aide du programme Colebrook, sur calculatrice programmable TI 59 ainsi que les pertes de charge .

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \ln \left(\frac{\epsilon}{3.7 D} + \frac{2.51}{R_e \sqrt{\lambda}} \right)$$

avec ϵ : rugosite absolue pour l'acier , on prendra $\epsilon = 0.4mm$

R_e : nombre de Reynolds

ν : viscosite cinematique (m²/s)

On étudiera deux variantes :

1 - forage HRH 103 vers le reservoir à la cote 772.5 m

2 - forage HRH 102 vers le reservoir à la cote 783.4 m

* La première variante :

- côte du réservoir : 772.4 m
- côte du point le plus élevé : 783.4 m
- longueur de la conduite entre le réservoir - point élevé 1130 m

† La deuxième variante :

- côte du réservoir : 783.4 m
- côte du point le plus élevé : 780.8 m
- longueur de la conduite entre réservoir - point élevé 360 m

POUR LA PREMIERE VARIANTE :côte du réservoir (C_r) 772.4 mcôte du point élevé (C_{pe}) 783.4 mlongueur $l = 1130$ m $D = 250$ mm ; $V = 0.96$ m/s ; $R_e = 240\ 000$ $\lambda_n = 0.0288$; $\lambda = 0.0057$ $\Delta H_l = 1.157$ m ; $\Delta H_s = 0.173$ m ; $\Delta H_t = 1.33$ m

la côte du radier sera :

$$C_r = 783.4 + 4 + 2 + 3 + 1.33 = 793.72 \text{ m}$$

la côte du trop plein (C_{tp}) :

$$C_{tp} = C_r + 6 + 0.5 = 800.23 \text{ m}$$

POUR LA DEUXIEME VARIANTE :

côte du réservoir : 783.4 m

côte du point élevé : 780.8 m

longueur de la conduite : $l = 360$ mResultats du programme : $D = 250$ mm ; $V = 0.96$ m/s ; $R_e = 240\ 000$ $\lambda_n = 0.0288$; $\lambda = 0.0057$; $\Delta H_l = 0.36$ m ; $\Delta H_t = 0.414$ m

la côte du radier :

$$C_r = 780.7 + 9 + 0.414 = 790.114 \text{ m}$$

$$C_{tp} = C_r + 6 + 0.5 = 796.31 \text{ m}$$

la hauteur de la tour du réservoir dans la 1^{re} variante est de l'ordre de 21 m ; donc coûteuse .

on optera dans notre projet pour la 2^e variante .

PROGRAMME DE COLEBROOK :

2nd Lbl A 1.14 - 0.86x(RCL 1 ÷ RCL 2) STO 7 ln X² = X² · $\frac{1}{X}$

STO 5 STO 8 RCL 3 x RCL 2 ÷ RCL 0 = STO 6 R/S

2nd Lbl B (RCL 7 ÷ 3.7 + 2.51 ÷ RCL 6 ÷ RCL 5^{1/X}) ln X

X2 = X² · $\frac{1}{X}$ STO 9 - STO 8 = 2nd/X| INV 2nd X>t

RCL RCL 9 STO 8 GTO B 2nd Lbl RCL RCL 9 x RCL 3 X²

÷ RCL 2 = STO 10 R/S 2nd Lbl < RCL 10 x RCL 4 =

STO 11 R/S 2nd Lbl D X 0.15 = R/S 2nd Lbl E

+ RCL 11 = R/S

EXECUTION :

1 - stockage des données :

V → 00; ε → 01 ; D → 02 ; V → 03

L → 04 ; 0.000 001 . X ≤ t

2 - resultats :

A → R_e ; B → N ; C → Δh_e

D → ΔH_s ; E → ΔH_t

λ_n ← 05 ; λ ← 09

La première estimée de la valeur de λ est λ_n calculée à partir de la formule de NUKURADZE :

$$\lambda_n = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2}$$

pour la vitesse on prendra V= 1 m/s

D4 ou le diametre de la conduite d'adduction :

$$D = \sqrt{\frac{4 Q_{II_2}}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.047}{3.14 \times 1}} = 244.6 \text{ mm}$$

On prendra D = 250 mm ; ε = 1mm

La nouvelle valeur du vitesse sera $V = \frac{4 \times Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \times 0.047}{3.14 (0.25)^2}$

V = 0.96 m/s

II - Calcul de la capacité du réservoir :

Dans le fonctionnement du réservoir ; une partie du volume d'eau rentrant est stocké dans celui-ci , et une autre est refoulée vers le réseau de distribution , le volume stocké dans le réservoir pendant 24 heures représente la capacité de celui-ci, elle est calculée à partir du débit rentrant, et du débit sortant, pendant les différentes heures de la journée; cependant ce réservoir nous permettra le stockage de l'eau pendant les heures de faibles consommations , et de le restituer pendant les heures de pointes .

Il doit sauvegarder une réserve d'incendie disponible à tout moment; et qu'on a estimé pour notre cas à 300 m³, car il s'agit d'une zone industrielle . L'alimentation du réservoir et des consommateurs est continue sur 24 heures .

On admettra que la repartition de la consommation pendant la journée est uniforme .

Les coefficients horaires valables pour une ville peu importante sont:

- 6 ^h - 7 ^h	-----	a
- 7 ^h - 11 ^h	-----	3.5 a
- 11 ^h - 14 ^h	-----	.4
- 16 ^h - 18 ^h	-----	2 a
- 18 ^h - 22 ^h	-----	0.5 a
- 22 ^h - 6 ^h	-----	0.125 a

où a est le débit moyen horraire de distribution donné par :

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{\text{consomation journalière}}{24} \\
 &= \frac{1873.44}{24} = 78.06 \text{ m}^3/\text{h} \\
 a &= 78.06 \text{ m}^3/\text{h}
 \end{aligned}$$

On prendra tous les coefficients horaires repartis suivant les heures de la journée, et on multiplie par 24 pour les pourcentages puis pour une heure bien définie, on prend le débit maximal horaire on multiplie par son coefficient correspondant afin de trouver le volume horaire consommé.

Ensuite on fait le cumule des volumes consommés d'une part et ceux apportés d'autre part, et on fait pour chaque heure leur différence et on prend la valeur maximale en valeur absolue de ΔU^- et ΔU^+ , leurs somme nous donne le volume du reservoir (voir tableau II)

$$V = |\Delta U_{\max}^+| + |\Delta U_{\max}^-| = 5.25 \text{ a} + 4.75 \text{ a} = 10 \text{ a}$$

Le volume total V_T est :

$$V_T = 10 \text{ a} + V_{ri} = 780.6 + 300 = 1080.6 \text{ m}^3$$

$$V_T = 1100 \text{ m}^3$$

- Dimensionnement du reservoir :

on optera pour notre reservoir une forme cylindrique et nous proposons une hauteur d'eau de $h = 6.5 \text{ m}$

$$V_T = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \times h$$

d'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_T}{\pi \cdot h}} = 15.14 \text{ m}$$

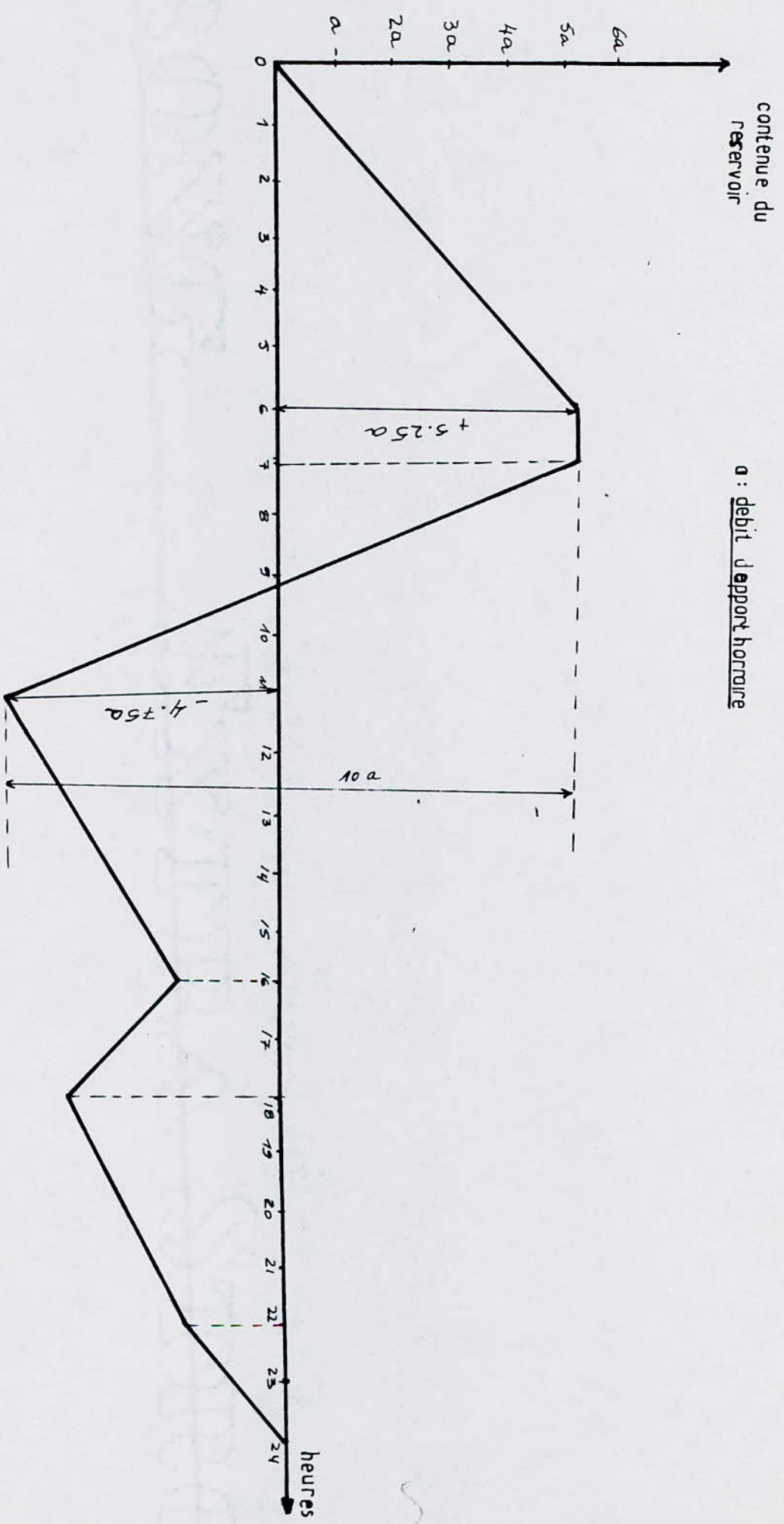
$$D = 16 \text{ m}$$

-Type du reservoir

D'après la cote du radier du reservoir; qui égale à 790.11 m et la cote du reservoir égale à 783.4 m : notre reservoir sera un reservoir surélevé sur une tour de 7.7 m de hauteur.

Heures t	coefficient horaire	Volumés (m ³)		Volumés cummulés(m ³)		Difference	
		apportés	consommés	apportés	consommés	ΔU^+	ΔU^-
0--1	0.125	a	0.125 a	a	0.125 a	0.875 a	-
1--2	0.125	a	0.125 a	2 a	0.250 a	1.150 a	-
2--3	0.125	a	0.125 a	3 a	0.375 a	2.625 a	-
3--4	0.125	a	0.125 a	4 a	0.500 a	3.500 a	-
4--5	0.125	a	0.125 a	5 a	0.625 a	4.375 a	-
5--6	0.125	a	0.125 a	6 a	0.750 a	5.250 a	-
6--7	1.000	a	1.000 a	7 a	1.750 a	5.250 a	-
7--8	3.500	a	3.500 a	8 a	5.250 a	2.750 a	-
8--9	3.500	a	3.500 a	9 a	8.750 a	0.250 a	-
9--10	3.500	a	3.500 a	10 a	12.250 a	--	2.250 a
10--11	3.500	a	3.500 a	11 a	15.750 a	--	4.750 a
11--12	0.400	a	0.400 a	12 a	16.150 a	--	4.150 a
12--13	0.400	a	0.400 a	13 a	16.550 a	--	3.550 a
13--14	0.400	a	0.400 a	14 a	16.950 a	--	2.950 a
14--15	0.400	a	0.400 a	15 a	17.350 a	--	2.350 a
15--16	0.400	a	0.400 a	16 a	17.750 a	--	1.750 a
16--17	2.000	a	2.000 a	17 a	19.750 a	--	2.750 a
17--18	2.0000	a	2.000 a	18 a	21.750 a	--	3.750 a
18--19	0.500	a	0.500 a	19 a	22.250 a	--	3.250 a
19--20	0.500	a	0.500 a	20 a	22.750 a	--	2.750 a
20--21	0.500	a	0.500 a	21 a	23.250 a	--	2.250 a
21--22	0.500	a	0.500 a	22 a	23.750 a	--	1.750 a
22--23	0.125	a	0.125 a	23 a	23.875 a	--	0.875 a
23--24	0.125	a	0.125 a	24 a	24.000 a	0.000	--

CAPACITE DU RESERVOIR EN ADDUCTION CONTINUE



GRAPHE N° I

III - Equipements du reservoir :

a/ - conduite d'alimentation :

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

b/ - conduite de distribution:

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le reservoir l'orifice de départ de la conduite de distribution sera disposer à l'opposé de la conduite d'adduction, la conduite de distribution doit être mariée d'une crepine placé à 20 cm au dessus du fond du reservoir afin d'éviter toute introduction de boue et de sable pouvant se decanté dans la cuve .

On doit aussi réserver au minimum 50 cm au dessus de la génératrice supérieure de la conduite de distribution en cas d'une baisse rapide du plan d'eau.

c/ - conduite du trop plein :

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

d/-conduite de vidange :

La conduite de vidange part du point bas du reservoir et est accordée à la conduite du trop plein cette conduite sert à l'inspection et au nettoyage du reservoir ainsi pour certaines reparations,

e/-entretien des reservoirs :

Les structures du reservoir doivent faire l'objet d'une surveillance reguliere en ce qui concerne toutes les fissures, eventuellement que les phenomenes de corrosion sur les parties metalliques.

Un soin particulier est a apporter au nettoyage des cuves, operation comportant plusieurs etapes telles-que:

- * Isolement, et vidange de la cuve.
- * Elimination des depots sur les parois.
- * Examen et reparation eventuelle.
- * Desinfection à l'aide des produits chlores.
- * Remise en service.

f/-hygiène et securité :

Les reservoirs seront couverts pour les protéger contre les variations de temperature ,et introduction déchets nuisible, à la qualité de l'eau.

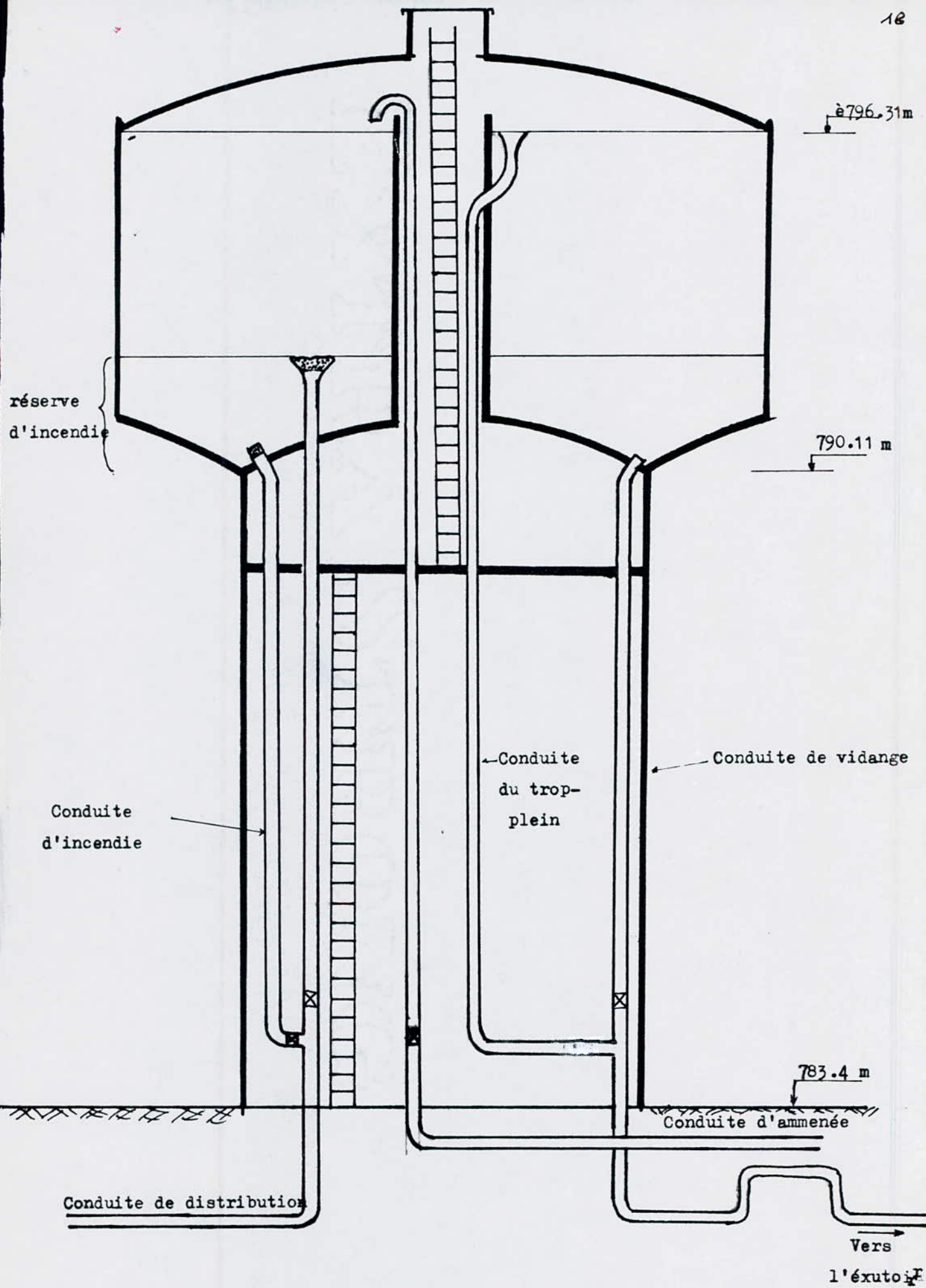


FIG N°I

SCHEMAS D'EQUIPEMENT DU RESERVOIR

CHAPITRE IVADDITION

L'adduction, c'est l'action de dériver les eaux d'un lieu à un autre par des moyens hydrauliques.

Et, comme notre zone de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir ceci nécessite une adduction (conduite) forcée, que l'on appelle conduite de refoulement.

L'eau véhiculée dans cette conduite à destination vers le réservoir sera refoulée par des surpresseurs (pompes).

I-CHOIX DU TRACE DE LA CONDUITE D'ADDITION:

L'étude du tracé a été faite sur une carte topographique à l'échelle 1/5000 établie par la sonatrach (division hydrocarbures) les modalités que nous avons respectées lors du choix du tracé sont:

- *Un profil en long régulier, afin d'éviter les contres pentes
- *On a suivi les chemins existants (piste, route, ...) pour faciliter le transport des conduites et matériaux de construction
- *On a évité les profils horizontaux
- *Et les coudes rencontrés sont largement ouverts afin d'éviter les butées importantes, le tracé est court.

II-CHOIX DU DIAMETRE ECONOMIQUE:

Le choix du diamètre économique se déduit à partir d'un calcul économique, en tenant compte des frais d'amortissement et frais d'exploitation, sur toute une gamme de diamètres normalisés.

Pour déterminer, l'ordre de grandeur du diamètre économique, on peut

utiliser la formule de Bress: $D = 1.5 \sqrt{Q_{IIc}}$

avec Q_{IIc} : débit véhiculé dans la conduite de refoulement

dans notre cas $Q_{IIc} = 47 \text{ l/s}$

$$\text{d'ou } D = 1.5 \sqrt{0.047} = 0.325 \text{ m}$$

On prendra un diamètre normalisé $D = 300 \text{ mm}$

La vitesse d'écoulement V est égale à:

$$V = 4 \cdot Q_{IIc} / 3.14 D^2, V = 0.66 \text{ m/s}$$

Dans le calcul économique du diamètre on a besoin des frais d'exploitation, d'où la nécessité d'avoir:

- *-Les pertes de charges totale dans la conduite de refoulement
- *-La hauteur manométrique
- *-La puissance absorbée par la pompe
- *-L'énergie consommée annuellement

Pertes de charge totale dans la conduite de refoulement:

$$\Delta H_t = \Delta H_{lin} + \Delta H_{singul}$$

On a les pertes de charge à l'intérieur du forage, et les pertes de charge dans la conduite de refoulement elles sont exprimées par:

$$\Delta H_t = H_{forage} + H_{conduite\ de\ refoulement}$$

*La hauteur manométrique H_{mt} :

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

avec H_g : hauteur géométrique en (m)

ΔH_t : pertes de charge totale dans la conduite de refoulement et dans la conduite à l'intérieur du forage.

*La puissance absorbée par la pompe P:

$$\text{Est donnée par, } P = \frac{\rho \cdot 9,81 \cdot Q_{IIc}}{\eta} \cdot H_{mt}$$

avec $\rho = 1000 \text{ Kg} / \text{m}^3$ masse volumique de l'eau

Q_{IIc} : débit à refouler dans la conduite en (m^3/s)

η : le rendement de la pompe

*Energie consommée annuellement E : elle est de

$$E = P \cdot 365 \cdot n$$

avec n: nombre d'heures de fonctionnement pendant une journée dans notre cas on prendra $n = 24 \text{ h}$

C'est le prix d'unité d'énergie (1 KW) fois l'énergie consommée annuellement;

$$P_E = E \cdot e$$

avec e: tarif moyen d'énergie électrique.

Toujours pour le calcul économique du diamètre on a besoin aussi des frais d'amortissement d'où la nécessité d'avoir le taux d'intérêt, et l'annuité:

si on suppose que le prix de la conduite amortie sur 30 ans, on aura avec un taux d'intérêt de 8%, l'annuité A_1 :

$$A_1 = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i$$

avec i : taux d'intérêt pris égale à 8%

n : nombre d'année d'amortissement égale à 30 ans

ce qui donne $A_1 = 0.08882$

De même pour l'équipement électromécanique amortie sur 10 ans

$$A_2 = 0.14903$$

Le coût d'équipement électromécanique est donné en (DA / l/s/ H_{mt}).

III- CALCUL (à l'horizon 2007 ans):

Caractéristiques de la conduite à l'intérieur du forage

$Q_{IIc} = 0.047 \text{ m}^3/\text{s}$ ————— débit véhiculé dans la conduite

$V = 2.66 \text{ m/s}$ ————— vitesse d'écoulement

$D = 150 \text{ mm}$ fixée ————— diamètre de la conduite

$L = 37.8 \text{ m}$ ————— longueur de la conduite

*Calcul des pertes de charge dans la conduite à l'intérieur du forage:

Tableau N° I

debit(m^3/s)	diametre (m)	vitesse (m/s)	longueur (m)	gradient de perte de charge	perte de charge totale
0.047	0.150	2.66	37.8	0.06182	2.336

Calcul de la hauteur manométrique H_{mt} :

Tableau N° II

DEBIT Q (m^3/s)	Diametre (mm)	vitesse (m/s)	Longueur (m)	gradient de Perte de charge f	Pertes de charge (m)		hauteur Geometrique H_g (m)	hauteur manometrique H_{mt} (m)
					interieur du forage	exterieur du forage		
0.047	200	1.47	835	0.0137	2.336	11.4540	58.11	71.900
	250	0.96	835	0.0042	2.336	3.5870	58.11	64.033
	300	0.66	835	0.0016	2.336	1.3969	58.11	61.843
	400	0.37	835	0.0004	2.336	0.3194	58.11	60.765

la rugosité absolue de la conduite sera prise égale à 0.4 mm

Frais d'amortissement :

Tableau N° III

diamètre (mm)	longueur (m)	fourniture + terrasseme- nt posé (DA/m)	coût total (DA)	amortisse- ment de la conduite (DA)	hauteur manometrique H_{mt} (m)	coût d'electromecanique (DA)	amortissement d'electromecanique (DA)
200	835	250	208750	18541.17	71.900	337930.00	50361.7079
250	835	300	250500	22249.41	64.033	300955.10	44851.3385
300	835	420	350700	31149.17	61.843	290661.63	43317.3027
400	835	680	567800	50431.99	60.765	285597.38	42562.5775

Bilan des frais d'amortissement :Tableau N° IV

Diamètre (mm)	Amortissement totale (DA)
200	68902.8829
250	67100.7485
300	74466.4767
400	92994.5735

Calcul des frais d'exploitation de la conduite :Tableau N° V

Diamètre (mm)	Hauteur manométrique H_{mt} (m)	puissance (K W) consommée $P = \frac{9.81 Q}{H_{mt}}$	energie annuelle $P \cdot 24 \cdot 365$ (K W)	prix totale de l'energie $e = 0.19$ DA
200	71.900	47.35848	414860.2848	78823.4541
250	64.033	42.17671	369467.9796	70198.9161
300	61.843	40.73415	356831.1540	67797.9192
400	60.765	40.02443	350614.0068	66616.6613

Pour deduire le diametre economique, on fait un bilan des frais d'exploitation et les frais d'amortissement, et le diametre qui represente les frais totales minimum sera notre diametre economique

Bilan :Tableau N° VI

diamètre (mm)	frais d'exploitation (DA)	frais d'amortissement (DA)	frais total (DA)
200	78823.4541	68902.8829	147726.3370
250	70198.9161	67100.7485	137299.6646
300	67797.9192	74466.4767	142264.3959
400	66666.6613	92994.5735	159611.2348

Donc d'après le tableau (N°VI) ,on voit bien que le diamètre =250mm a les frais les moins chers, alors il sera pris comme diamètre économique

IV - CARACTERISTIQUES DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT(adduction):

*D = 250 mm -----diametre de la conduite

* Q_{IIc} = 0.047 l/s -----debit refoulé

*V = 0.96 m/s -----vitesse d'ecoulement

*Materiau -----acier

V -Organe accessoires de l'adduction :

1-Robinet-vanne:

Les robinets doivent être placés à des endroits, où la manoeuvre est possible, elle s'effectue à l'aide d'un volant placé sur la tête du robinet .

2- Decharge :

Les décharges sont des robinets placés au niveau bas de la conduite, pour assurer la vidange en cas de nécessité.

3- Les robinets sont placés dans des regards en maçonnerie , l'évacuation se fera vers les égouts voisins des eaux usées , où dans les fossés en cas où le point de décharge se trouve hors de la zone .

4- Ventouse :

On placera des ventouses aux points hauts ,en vue d'évacuer l'air contenu dans la conduite,et pour l'admission de l'air en cas de vidange.

5- Clapet de retenue :

Il sert à assurer le passage de l'eau dans un sens,et l'arreter dans l'autre sens .

Le clapet de retenue est prévu au niveau de la pompe,il est obligatoire pour la conduite de refoulement, au niveau de la pompe .

CHAPITRE N° V

LES POMPES

Le plus souvent les niveaux rencontrés dans les circuits nécessitent des apports d'énergie par pompage pour relever l'eau. Les pompes sont des appareils hydrauliques destinées à élever l'eau ou encore à augmenter son énergie. Les pompes sont indispensables, au niveau des forages, il existe trois types de pompes :

- *Pompe centrifuge .
- *Pompe volumétrique .
- *Pompe à hélice .

Les pompes les plus utilisées dans le domaine hydraulique sont les pompes centrifuges vu les avantages qu'elles présentent, à savoir :

- des vitesses de rotation importante .
- un rendement important .

A leurs tours les pompes centrifuges, se divisent en deux catégories

- * Les pompes centrifuges à axe verticale .
- * Les pompes centrifuges à axe horizontale .

Les pompes à axe horizontale sont utilisées dans les stations de pompage .

Les pompes à axe verticale sont utilisées à l'intérieur des forages.

* Constitution d'une pompe centrifuge :

Une pompe centrifuge est constituée d'organes suivants :

- Un organe mobile : la roue .
- Des organes fixes à savoir un diffuseur et des canaux de retour, (voir dessin) .

Dans notre projet nous avons à choisir une pompe pour le forage,

~~pour~~ pour refouler l'eau .

1/ choix des pompes au niveau des forages :

1-1/choix de l'installation :

on peut envisager trois solutions

a/ installation à l'abri des eaux :

- cette solution nécessite la construction d'un local special
- de preference les pompes doivent fonctionner en charge pour éviter une hauteur d'aspiration(on doit donc assurer l'etancheité à l'interieur du local) .

b/ installation avec pompes immergées et moteur sec ;

- l'entretien du moteur est facile
- ne pose pas de probleme d'etancheité
- mais elle nécessite de long arbres

c/ installation immergée :

- elle est tres fiable
- entretien facile
- facilité d'installation
- rendement des pompes élevés
- les pompes sont simplement abrités et elles sont toujours en charge (directement plongés dans l'eau).

Notre forage sera équipé d'une pompe centrifuge à axe verticale immergées multicellulaires.

1-2/ Choix du type de pompes :

Le choix du types de pompe est fonction du debit à refouler (Q), et de la hauteur manometrique d'élévation(H_{mt}) .

* caracteristique de refoulement

$$Q = 47 \text{ l/s} \quad \text{-----} / \quad Q = 169 \text{ m}^3 / \text{h} .$$

$$H_g = 58,11 \text{ m}$$

$$H_{mt} = 64,03 \text{ m}$$

D'apres le catalogue des pompes de JEUMONT -SCHNEIDER,

Les caracteristiques de la pompe choisi sont :

- type ----- 5GK 44
- roue initiale ----- $\phi_{max} = 197 \text{ mm}$
- rendement max ----- 74%
- vitesse de rotation ----- 20,50 tr/min

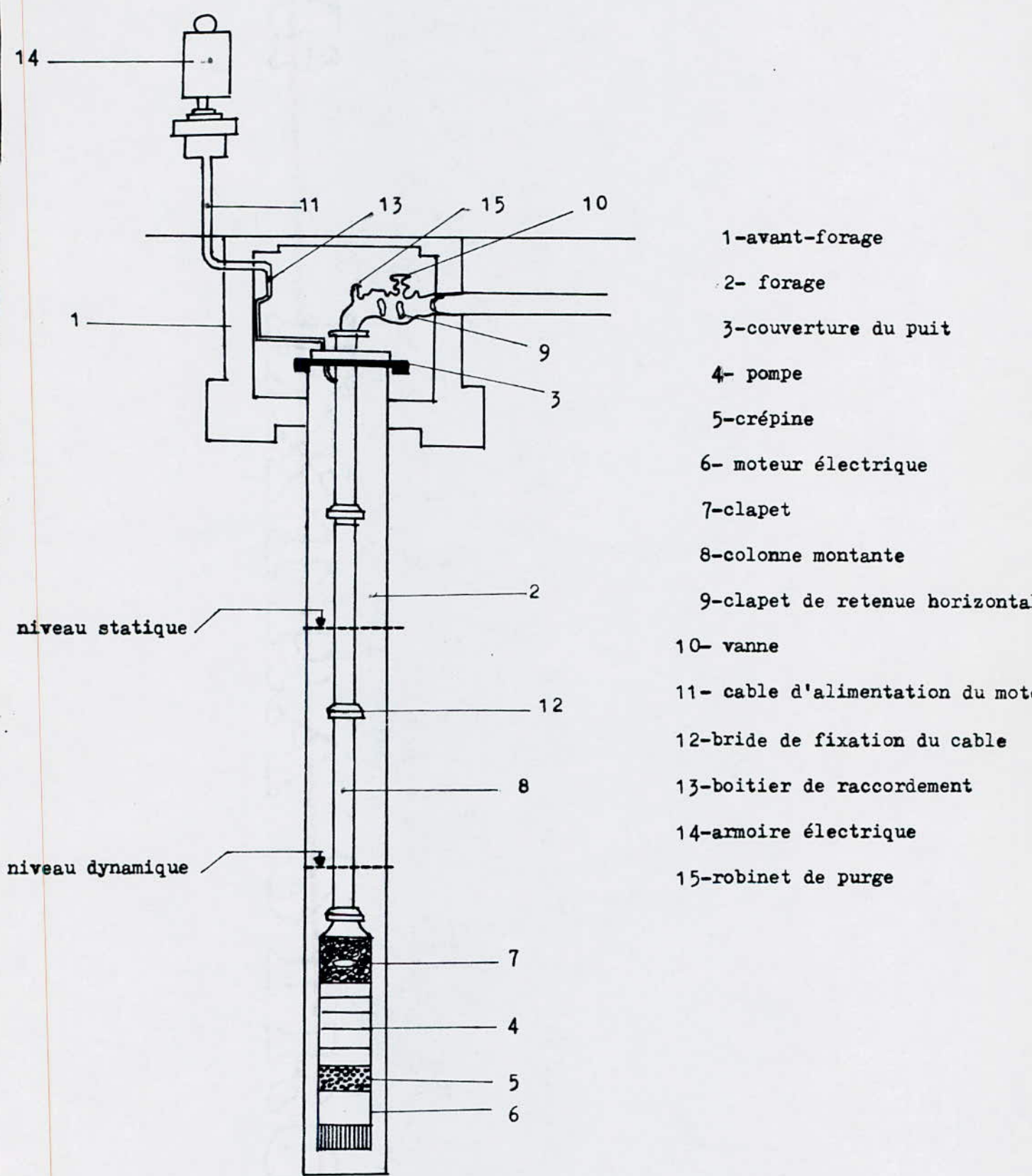


Fig- 1: Installation de la pompe immergée dans le forage.

* Courbe caractéristique de la conduite reliant le forage au réservoir:

$$Q = 169.2 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = 47 \text{ l/s}$$

$$H_{mt} = 64.03 \text{ m}$$

1- Conduite à l'intérieur du forage : $\phi = 150 \text{ mm}$, $L = 37.80 \text{ m}$,

Tableau N° II

Q (l/s)	Q (m ³ /h)	ϕ (mm)	J (m/m)	(m) $H_t = 1.15 H_1$
25	90	150	0.0177	0.67
30	108	150	0.0253	0.969
35	126	150	0.0344	1.30
40	144	150	0.0448	1.70
45	162+	150	0.0567	2.14
50	180	150	0.0699	2.64
55	198	150	0.0844	3.12

2- Conduite entre l'abri du forage et le réservoir : $\phi = 250 \text{ mm}$, $L = 835 \text{ m}$

Tableau N° III

Q(l/s)	Q(m ³ /h)	ϕ (mm)	J (M/m)	H_t (m)
25	90	250	0.0125	1.05
30	108	250	0.00178	1.49
35	126	250	0.00241	2.01
40	144	250	0.00313	2.61
45	162	250	0.00394	3.29
50	180	250	0.00485	4.05
55	198	250	0.00585	4.89

3- courbe caractéristique de la pompe (QH)

Q(m ³ /h)	$\phi = 150$ $H = 1.15 H_1$	$\phi = 250$ H	H_t	H_e	H_{mt}
25	0.67	1.05	1.72	58.11	59.83
30	0.96	1.49	2.45	" "	60.56
35	1.30	2.01	3.31	" "	61.42
40	1.66	2.61	4.31	" "	62.42
45	2.14	3.29	5.43	" "	63.54
50	2.64	4.05	6.69	" "	64.88
55	3.19	4.89	8.08	" "	66.19

- nombre d'étages ----- 5

Courbe caractéristique de la pompe voir fig 3

2/ Problemes posés par les pompes:

En générale la courbe caractéristique de la pompe ne coupe pas celle de la conduite au point correspondant au debit et la hauteur voulues. Ce probleme a trois solutions possibles; se referer à la fig 2 .

1^{er}-solution :

On accepte la courbe caractéristique de la pompe telle quelle est le point de fonctionnement P' etant à droite de P, le débit relevé q' sera plus grand et la durée de pompage sera diminuée, mais dans ce cas il y'a risque de cavitation , donc dans cette solution il s'agit de reduire le temps de pompage pour garder le point P', le volume entrant dans le reservoir; pendant 24h sera:

$$V = Q_{II} c \times 24 = 169,2 \times 24 = 4060,8 \text{ m}^3$$

Le temps de pompage se reduit à :

$$T = \frac{V}{Q'} = \frac{4060,80}{174} = 23,34 \text{ h}$$

Puissance absorbée par la pompe :

$$W_p = \frac{9,81 \cdot Q' \cdot H'_{mt}}{\eta}$$
$$W_p = \frac{9,81 \cdot 0,048 \times 64,4}{0,73} = 41,49 \text{ KW}$$

2^{eme} solution

On accepte toujours la courbe Q (H) caractéristique de la pompe et on vanne sur le refoulement de peur crée une perte de charge égale à PP" ce qui provoque une augmentation de la hauteur manometrique. Cette solution a aussi l'inconvénient du risque de cavitation et l'accroissement de la consommation de l'énergie .

La puissance absorbé par la pompe serer :

$$P = \frac{9,81 \cdot Q'' \cdot H''_{mt}}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0477 \times 65,02}{0,74} = 41,073 \text{ KW .}$$

3^{me} solution : rognage de la roue

On rogne la roue de la pompe afin de faire passer $Q(H)$ par P , le rendement de la pompe sera d'autant diminué que le rognage sera important.

En conservant la même vitesse de rotation $N = 2950 \text{ tr/min}$, on a la relation suivante :

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

avec D : le diamètre initial de la roue .

d : le diamètre de la roue après rognage .

En posant $d = m.D$

m étant le coefficient de rognage .

La relation précédente devient :

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

$$Q = 169,2$$

$$Q'' = 172$$

$$H_{mt} = 64,03$$

$$H''_{mt} = 65,08$$

$$m^2 = \frac{Q}{Q''}$$

$$m = \frac{Q}{Q''} = \frac{169,2}{172} = 0,99$$

Le pourcentage de rognage sera :

$$1 - 0,99 = 0,01 \text{ soit } 1\%$$

Le diamètre de la roue après rognage sera :

$$d = m.D = 0,99.D = 0,99.197 = 195,03 \text{ mm}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{9,81 \cdot Q'' \cdot H''_{mt}}{0,74} = \frac{9,81 \cdot 0,017 \cdot 64,03}{0,74} = 39,85 \text{ KW .}$$

La troisième solution engendre une puissance minimale par rapport aux deux autres solutions, donc c'est la solution la plus économique, il n'y a pas risque de cavitation pour la pompe, c'est pour cela qu'on

optera pour la solution (3^{eme}) pour la realisation du point de fonctionnement désiré .

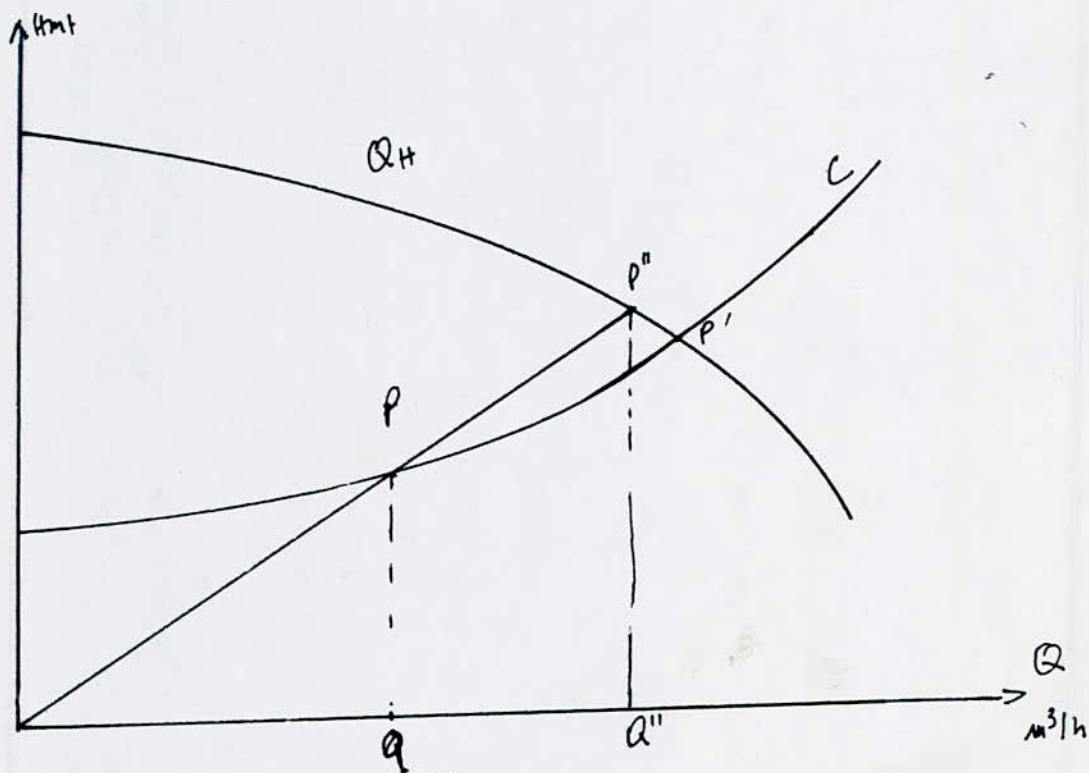


Fig- 2

-pompe de secours :

la pompe de secours sera appelée à l'interieur d'autre forage qui doit être creuser au voisinage du forage déjas existant ; et elle aura les mêmes caractéristiques que la première , le raccordement entre les deux forages se fera par l'intermédiaire d'une conduite; où l'on disposera d'un robinet au point de raccordement .

La distance entre les deux forages sera égale à $2 R$; où R est le rayon d'action du forage .

R est donné par la relation : $R/r = 300$

r est le rayon du forage .

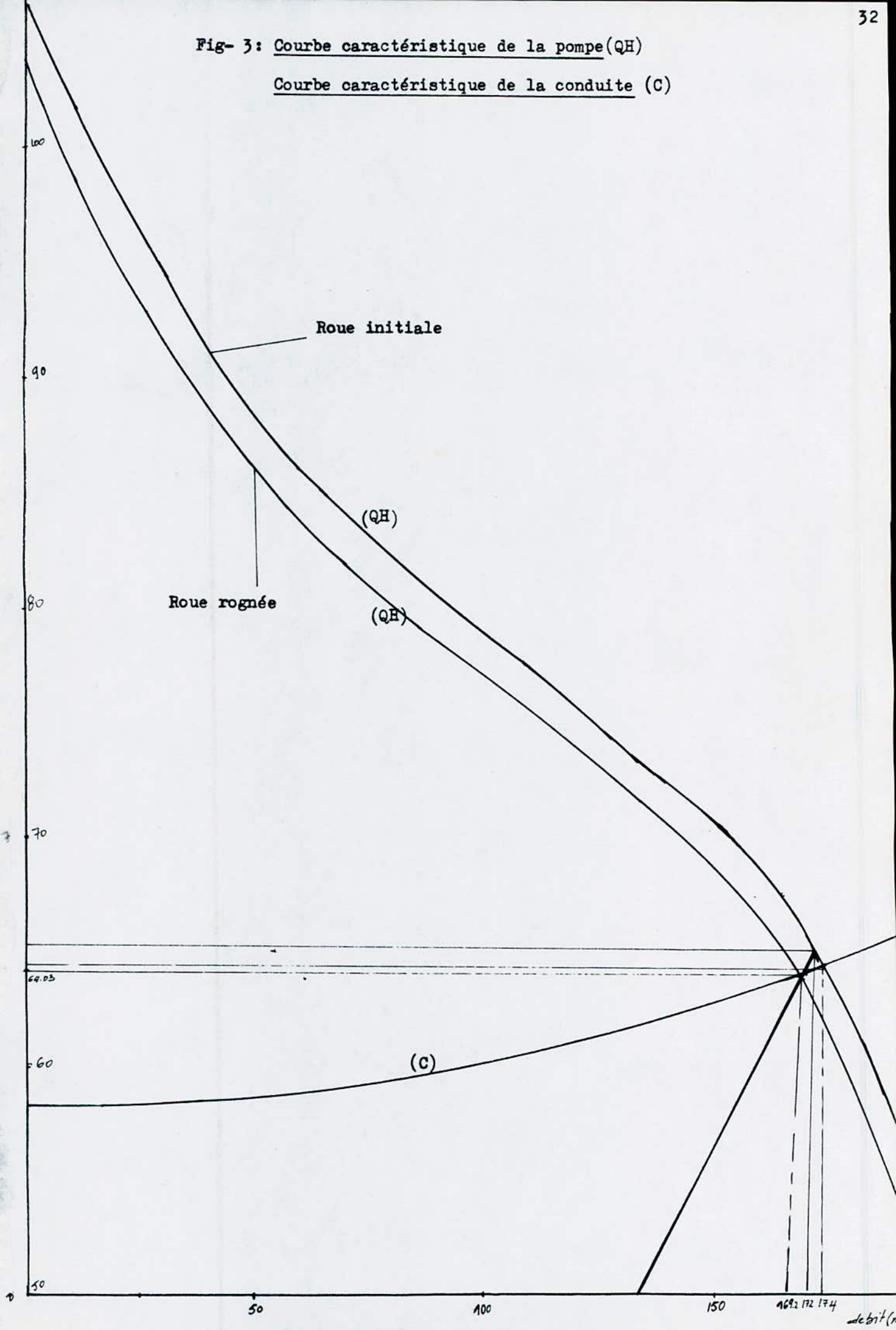
$$r = 0.3 \text{ m}$$

$$R = 0.3 \times 300 = 90 \text{ m}$$

on prendra $R = 100\text{m}$

Fig- 3: Courbe caractéristique de la pompe(QH)

Courbe caractéristique de la conduite (C)



-Commande automatique:

On envisage le servo-clapet qui présente une meilleure étanchéité par rapport au robinet flotteur. Celui-ci se mettra en marche lorsque le flotteur en contact avec l'eau du réservoir monte, il fait pivoter la vanne papillon, d'où création d'une légère surpression en amont qui soulève un piston qui vient appliquer la soupape solidaire.

Celle-ci interrompt ainsi l'écoulement.

L'arrêt de la pompe se fait quand le point de fonctionnement sera celui du débit nul, avec une valeur de pression maximale, et une puissance absorbée minimale.

En conséquence, on mettra un relais manométrique qui permet l'arrêt quand la pression maximale sera atteinte.

Le démarrage de la pompe s'effectue par l'intermédiaire d'un relais temporisé réglable. Le temps d'arrêt du refoulement sera plutôt déterminé suivant la pratique et l'évolution réelle de la consommation journalière de la population.

CHAPITRE N° VI

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LES COUPS

DE BELIER

Généralement les conduites sont soumises à des dégâts considérables si elles ne sont pas protégées;

On peut se demander quelles sont les causes?

Et pour ne citer qu'un cas fréquent et grave qu'est le coup de belier, qui se manifeste par la destruction de la conduite, et ces accessoires.

1. DEFINITION:

le coup de belier, c'est la variation pratiquement sensible de la pression qui se produit dans les conduites, par suite:

- * d'une fermeture, ou ouverture rapide de la vanne
- * d'un brusque arrêt de la pompe à la disparition de l'alimentation électrique.

Et ce dernier cas est la cause la plus répandue.

Le coup de belier est un phénomène oscillatoire rapide qui s'accompagne de la déformation élastique de la conduite et du liquide.

On suppose qu'il y'a un écoulement d'eau du réservoir vers la vanne qui se trouve sur la conduite incorporé à l'aval de l'écoulement, la masse liquide se trouve comprimée tout le long de la conduite proche de la vanne en provoquant une surpression à l'intérieur de la conduite ce qui conduit à la dilatation transversale de la section de la conduite.

Et cette dilatation va se déplacer du réservoir vers la vanne et vice versa, avec une vitesse (a), en modifiant les caractéristiques de la conduite.

Comme il y'a toujours un état d'équilibre de la pression et de la conduite (élasticité). Ceci provoque le changement du sens de l'onde du liquide entre vanne-réservoir, se manifestant chaquefois par une variation de pression (surpression avec augmentation du diamètre de la conduite, et dépression avec diminution du diamètre.)

Pour une conduite projetée dans un reseau à long terme ,sous l'effet d'un tel phénomène ,ajoutée à cela la fatigue de la conduite,on peut prevoir les consequences.

QUELLE EST LA SOLUTION ?

2-PROTECTION CONTRE LES COUPS DE BELIER:

Les moyens utilisés pour la protection contre les coups de belier sont destinés à diminuer ses effets ,parmi ces moyens on peut citer:

- *Reservoir d'air ,et cheminé d'équilibre.
- *Soupape de decharge (contre les surpressions).
- *Volant d'inertie, qui permetent d'augmenter l'inertie des pompes et prolonger la durée de la periode d'arrêt en cas de coupure d'alimentation des moteurs(contre les depressions).

Parmi ces moyens ,il y'a ce qui presentent des avantages,et ceux qui presentent des inconvenients.

Ainsi les cheminés d'équilibres pour des hauteurs de refoulement même moyennes,demandent des ouvrages d'arts importants puisque l'eau s'élèvera deja en regime normale,à la hauteur geometrique augmentée des pertes de charge,ils sont tres rarement utilisés, l'avantage des cheminés d'équilibre ,et qu'ils ne demendent aucun entretient,mais c'est un moyen de protection ideale pour les points du parcours difficilement accessible,contrairement aux soupapes de decharge qui necessite un entretient suivi et une surveillance attentive,et pour une parfaite adaptation au cas de protection, il faut que l'étude et la fabrication de ces appareils soient confiées à des specialistes ,de même pour les volants d'inertie où leurs utilisation reste assez limitée,puisque l'augmentation de la longueur de la conduite entraine l'augmentation du poids des volants d'inertie le systeme n'est plus alors economique .Enfin les reservoirs d'air ,ce sont des dispositifs excessivement simple et protegerons l'instalation aussi bien contre les surpressions que contre les syppressions, c'est pourquoi on les choisira comme

moyen de protection contre les coups de belier pour nos installations.

3- DISPOSITIF CHOISI POUR LA CONDUITE DE REFOULEMENT:

Reservoir d'air : le reservoir d'air est un dispositif, simple facilement controlable ,il protegera les installations aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions. Et pour améliorer sont efficacité, on interposera entre le reservoir d'air et la conduite de refoulement un étranglement qui amortira rapidement les oscillations et qui n'est autre qu'une tubulure et une tuyere.

4- PRINCIPE DE CALCUL DU COUP DE BELIER:

La méthode utilisée pour les calculs du coup de belier est celle de Bergeron, qui s'avère simple rapide voire efficace, pour les deux cas suivants:

*-cas d'arrêt de la pompe.

*-cas de démarrage de la pompe.

Comme le coup de belier est un phénomène de variation de pression, on cherchera sa valeur maximale.

-Valeur maximale du coup de belier B:

$$B = \frac{a \cdot V_0}{g}$$

avec a: celerité de l'onde (m/s)

V_0 : vitesse d'écoulement du liquide (m/s)

g: accélération de la pesanteur (m/s²)

Dire variation de pression, c'est dire surpression et dépression.

-Valeur maximale de la pression dans conduite exprimée en mètre d'eau est : $H_g + B$ (cas de surpression).

avec H_g : hauteur géométrique de refoulement en mètre .

Et comme ,

-Valeur minimale de la pression dans la conduite de refoulement exprimée en mètre d'eau est:

$$H_g - B$$

On voit que le calcul du coup de belier par la méthode de Bergeron est un calcul par approximations successives.

On sait que le calcul du coup de belier par la méthode de Bergeron est calcul par approximations successives.

On sait aussi qu'à la suite d'arrêt brusque de la pompe, l'eau continue sa montée vers le réservoir d'eau pendant un certain temps, mais avec une vitesse décroissante, et à un certain temps la vitesse devient nulle de l'eau, donc la colonne d'eau redescend vers le réservoir d'air avec une vitesse négative, qui va accroître en valeur absolue puis décroître jusqu'à devenir nulle, etc....

Ce phénomène se poursuit en s'amortissant.

Aucun d'un aller-retour de l'onde dans un intervalle de temps

$\theta = \frac{2.L}{a}$, l'eau continue sa montée pendant cet intervalle avec une vitesse V_{fn} qui est inférieure à V_{fn-1} au début de l'intervalle. Ces vitesses seront prises sur l'axe des abscisses lors de la construction de l'épure de Bergeron, alors que sur l'axe des ordonnées on aura les valeurs de la dépression et de la surpression, et on comparera la valeur de la pression donnée par le graphique de Bergeron et la pression donnée par le calcul après s'être fixées les dimensions du réservoir d'air.

On fixera la 1^{ère} valeur de la vitesse à V_0 sur l'axe horizontale donnant la pression Z_0 absolue qui n'est autre que $Z_0 = H_0 + 10$ avec H_0 : hauteur géométrique de refoulement au droit du réservoir d'air dans le cas où on néglige les pertes de charge entre le plan d'eau dans le réservoir d'air et l'axe de la conduite

Pour le premier travail on considérera qu'un observateur remontant le courant, verra les points du régime se déplacer sur la droite $+ \frac{a}{g.S}$, et au temps deux, nous obtiendrons le point 2P, à l'intersection de la droite $+ \frac{a}{g.S}$ et de l'horizontale donnant la pression régnant dans la conduite.

On comparera à chaque fois la pression trouvée graphiquement et calculée.

S'ils se correspondent on gardera la vitesse finale choisie, et on passe à la pression Z_0 par la droite $-\frac{a}{g.S}$ qui correspond au niveau invariable d'arrivée de l'eau dans le réservoir d'eau.

On tiendra compte des pertes de charge dans l'organe d'étranglement lors de la montée et la descente de l'eau du réservoir d'eau, de même pour les pertes de charge dans la conduite.

Pour le premier intervalle θ , on choisira un volume d'air U_0 , et on supposant que 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:

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0)}{U^{1.4}} \cdot U_0^{1.4}$$

Telle que Z représente la pression régnant dans le réservoir d'air au pied de ce dernier.

avec: $Z_0 + \delta_0$ hauteur manométrique correspondant au volume U_0 .

U : volume d'air finale.

Les volumes d'air pendant les intervalles de temps θ successives s'ajoutent quand l'eau monte, puis se retranche quand l'eau descend. Entre le réservoir d'air et la conduite de refoulement est interposé un étranglement (Tubulure et tuyère).

Le diamètre de la tubulure D_t peut être choisi inférieur ou égale à la moitié du diamètre de la conduite D_{ec} .

$$D_t \leq \frac{D_{ec}}{2}$$

Le diamètre de la tuyère sera calculé à partir de l'équation, lors de la montée de l'eau vers le réservoir d'eau :

$$\frac{V_f^2}{V^2} = \frac{D_{ec}^2}{d^2} = k$$

avec V_f : vitesse d'écoulement de l'eau du réservoir d'air dans la conduite de refoulement.

V_f : vitesse d'écoulement de l'eau de la conduite de refoulement vers le réservoir d'eau .

d' : diamètre de la veine contractée .

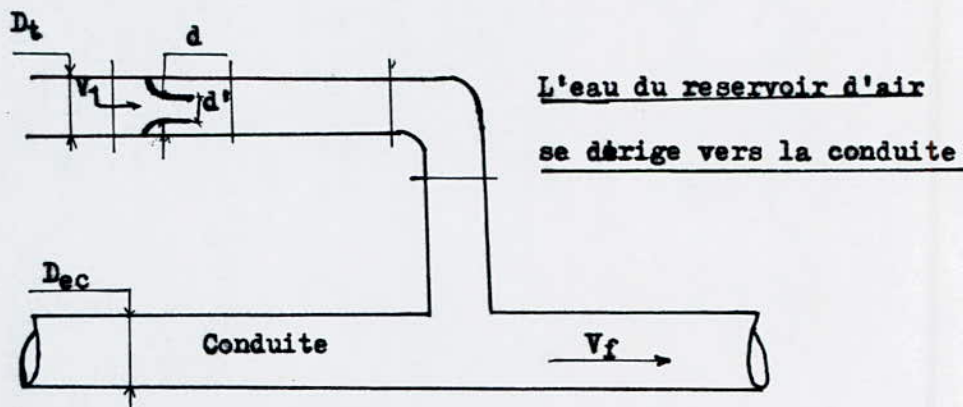


Fig- *1

A la montée de l'eau, la tuyère ayant un coefficient de débit de l'ordre de 0.92 , d'ou:

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D_{ec}^2}{d'^2} = \frac{D_{ec}^2}{(0.92 d)^2} = k$$

On choisira d de tel sorte que k reste comprise entre 15 et 20 .

Alors les pertes de charge ΔH_1 lors de la montée de l'eau s'évalue en fonction du rapport m des sections de la veine contractée (diamètre d') et de la tubulure (diamètre D_t), qui détermine sur le graphique joint un coefficient c , on a:

$$\Delta H_1 = \frac{V_1^2}{2 \cdot g} \cdot c$$

Perte de charge lors de la descente de l'eau du reservoir d'eau dans la tuyère :

Lors de la descente de l'eau, la tuyère agit comme un ajutage rentrant de BORDA, avec un coefficient de contraction égale à 0.5 .

Dans ce cas le rapport des vitesses $\frac{v_2}{v_f}$ de l'eau dans la tuyère et de la conduite est égale au rapport inverse des sections:

$$\frac{v_2}{v_f} = \frac{\pi D_{ec}^2}{4} \quad 0.5 \frac{\pi d^2}{4} = \frac{2 \cdot D_{ec}^2}{d^2} = k'$$

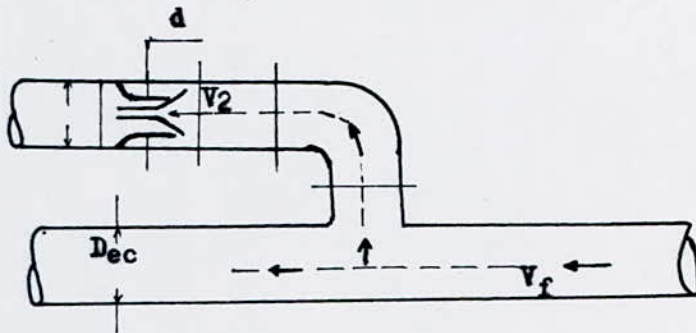


Fig- 2: L'eau de conduite revient dans le reservoir

Le retour de l'eau laisse la veine du liquide qui entre dans la tuyère à l'envers passe par la section de diamètre d qui se contracte en une section moitié.

Le calcul de $m' = \frac{d'^2}{D_t^2} = \frac{0.5 d^2}{D_t^2}$ donne le coefficient de perte de charge c'_t , dans le graphique ci-dessus .

$$\text{d'ou } \Delta H_2 = \frac{v_2^2}{2 \cdot g} \cdot c'$$

Pression dans la conduite de refoulement avec les pertes de charge:

Lors de la montée : on fait la difference

$$* Z - \Delta H_1$$

Lors de la descente: on fait la somme

$$* Z + \Delta H_2$$

Pression dans la conduite de refoulement sans les pertes de charge:

On supposant Δh les pertes de charge dans la conduite de refoulement la pression est:

Lors de la montée:

$$* Z - \Delta H_f - \Delta h \quad (I)$$

Lors de la descente:

$$* Z + \Delta H_2 + \Delta h \quad (II)$$

Or la perte de charge dans la conduite de refoulement en marche normale est donnée par :

$$\Delta h_o = \frac{\lambda \cdot l \cdot v_o^2}{D_{ec} \cdot 2 \cdot g} \quad \Longrightarrow \quad \lambda = \frac{2 \cdot g \cdot D_{ec}^2 \cdot \Delta h_o}{l \cdot v_o^2}$$

ce qui donne la perte de charge:

$$\Delta h = \frac{\lambda \cdot l}{D_{ec}} \cdot \frac{v_f^2}{2 \cdot g}$$

avec v_f : vitesse finale (m/s) de l'intervalle θ .

Et c'est par les pressions trouvée en (I,II) que sera menée l'horizontale qui recoupera la droite $+ \frac{a}{g \cdot S}$ en de tels point telque 2P,4P,etc....qui devrons correspondre aux vitesses finaux v_f fixée au depart.

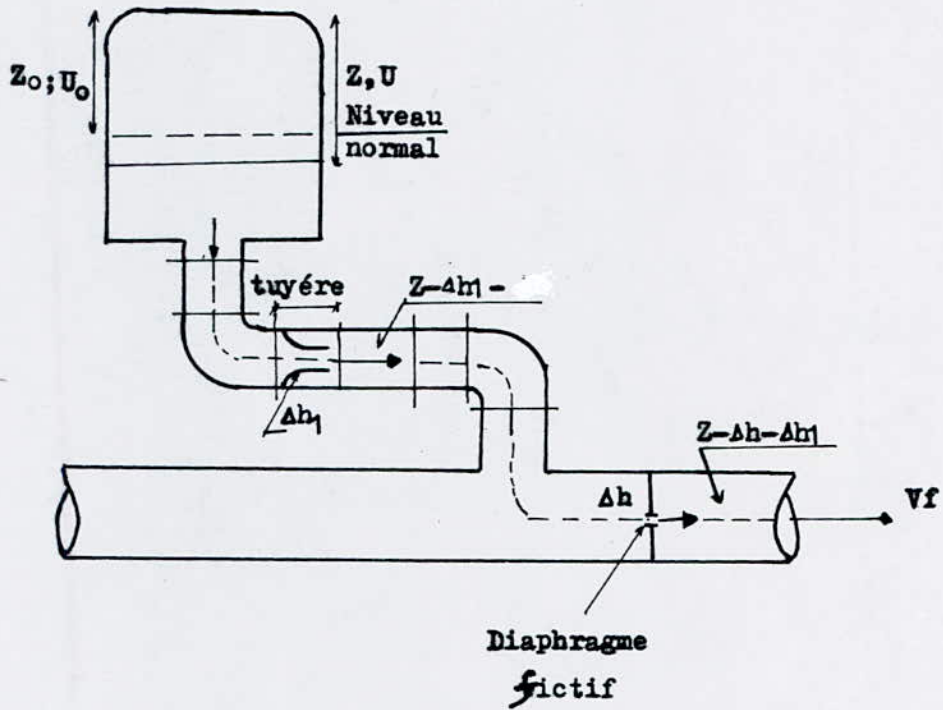


Fig- 3: pertes de charge successives à la montée de l'eau dans la conduite

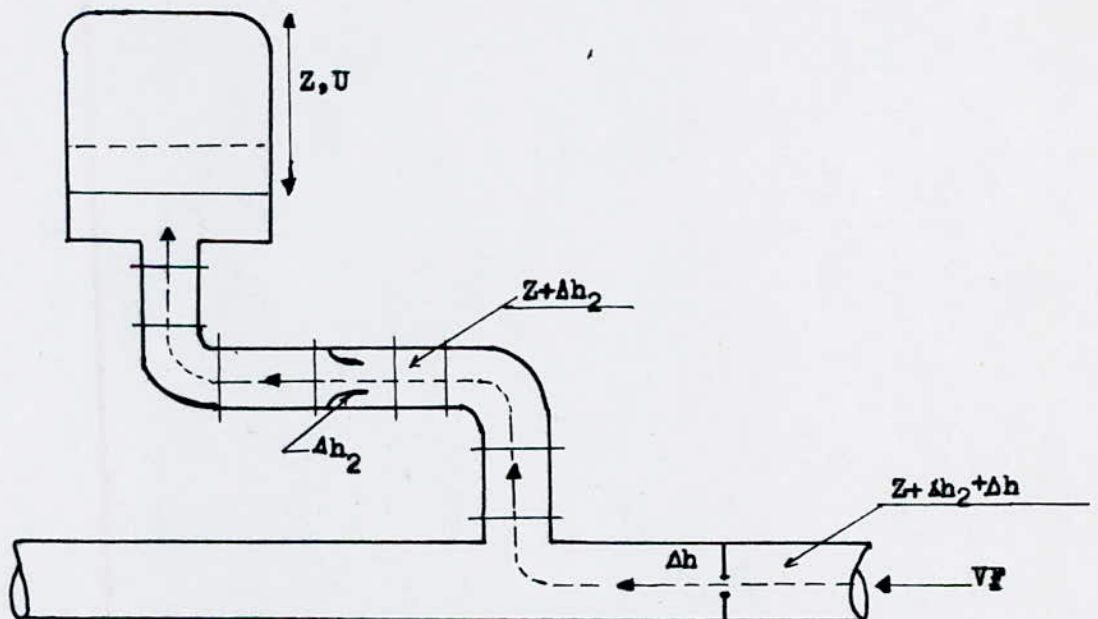
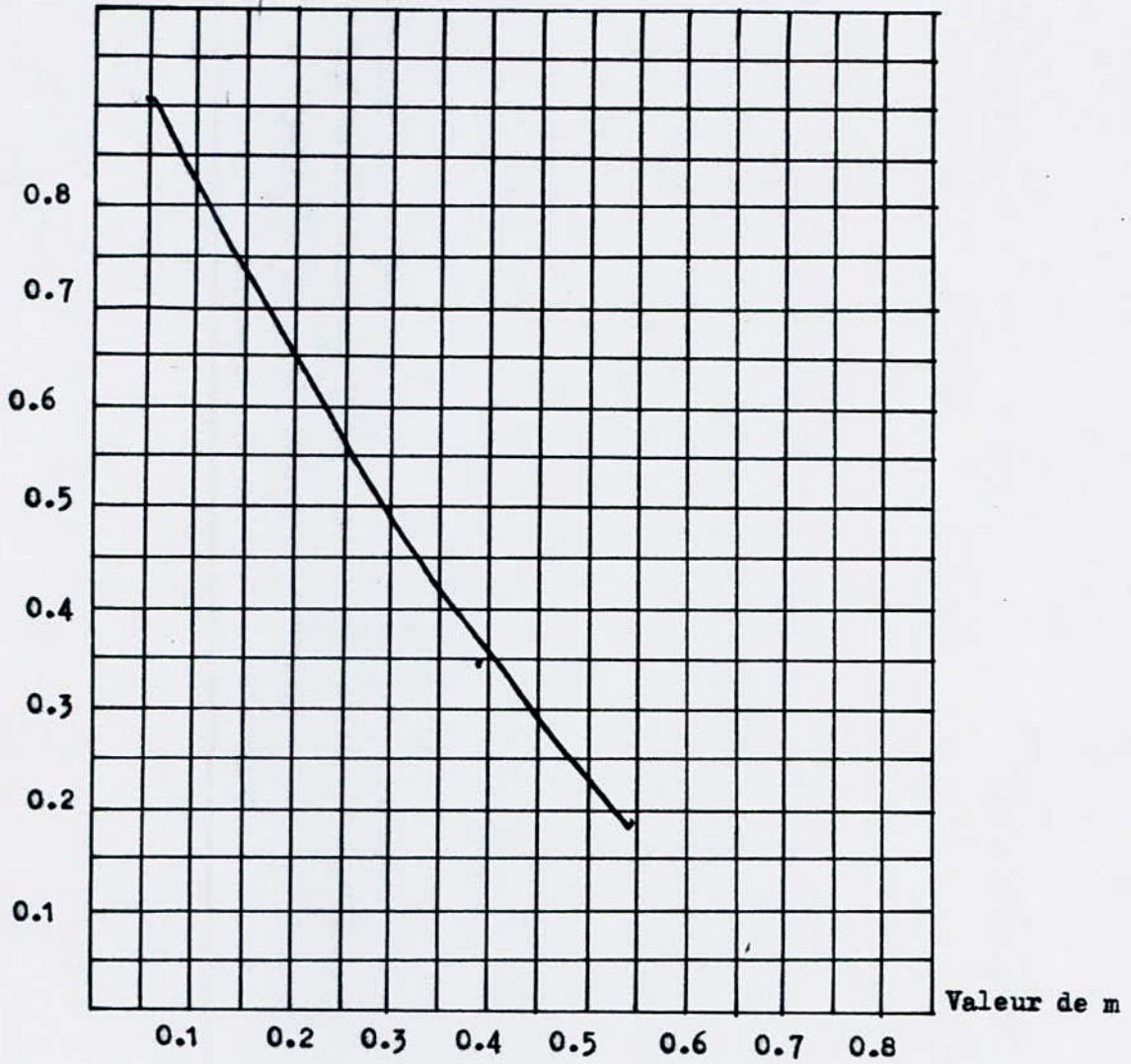


Fig- 4: Pertes de charge successives à la descente de l'eau dans le reservoir

Valeur
de C



Graph- 1: Coefficient de perte de charge dans une tuyère

5- Calcul:

On a le diamètre de la conduite de refoulement $D = 0.25$ m

Pour une conduite en acier, il est admis que l'appauvrissement de cette dernière peut se produire si l'épaisseur exprimée en (mm) est inférieure à 8 fois le diamètre de la conduite exprimée en (m).

$$e_{\min} = 0.25 \times 8 = 2 \text{ mm}$$

Or l'épaisseur de notre conduite est égale à $e = 4 \text{ mm} > e_{\min} = 2 \text{ mm}$, donc la conduite est en sécurité.

1 * Valeur maximum du coup de belier:

$$B = \frac{a \cdot V}{g}$$

a: la célérité de l'onde de choc, elle est donnée par ALLIEVI

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}}$$

où D: diamètre intérieur de la conduite en mètre, $D = 250 \text{ mm}$

e: épaisseur du tuyau, en mètre, $e = 4 \text{ mm}$.

K: coefficient qui dépend du matériau de la conduite

pour l'acier $K = 0.5$

$$a = 1109.97 \text{ m/s}$$

d'où la valeur maximum du coup de belier:

$$B = \frac{1109.97 \times 0.96}{9.81} = 108.62 \text{ m}$$

*-cas, de surpression:

$$H_g + B = 23.81 + 108.62 = 132.432 \text{ m}$$

*-cas, de dépression :

$$H_g - B = 23.81 - 108.62 = -84.81 \text{ m}$$

avec $H_g = 23.81$ m hauteur géométrique de refoulement au pieds du réservoir.

* temps d'aller-retour de l'onde:

$$\theta = \frac{2 \cdot l}{a} = \frac{2 \cdot 835}{1109.97} = 1.50 \text{ s}$$

3* Perte de charge dans la conduite de refoulement :

$$\Delta h_o = \frac{\lambda \cdot l \cdot V_o^2}{D \cdot 2 \cdot g}$$

ce qui donne

$$\lambda = 0.02286$$

$$\text{d'ou } \Delta h = \frac{\lambda \cdot l \cdot V_f^2}{D \cdot 2 \cdot g}$$

$$\Delta h = 3.891 \cdot V_f^2, \text{ avec } V_f: \text{ vitesse finale de l'eau dans la}$$

conduite dans un intervalle θ .

4*-Perte de charge à la montée de l'eau au reservoir :

* à la montée de l'eau, la tuyère aura un coefficient de debit de 0.92,

$$\text{d'ou } \frac{V_1}{V_f} = \frac{D_{ec}^2}{d^2} = \frac{(D_{ec}^2)}{(0.92d)^2} = k$$

-choix du diamètre de la tuyère d :

Si on prends $d = 65$ mm,

$$k = \frac{(0.25)^2}{(0.92 \times 0.065)^2} = 17.47$$

Pour $d = 65$ mm remplit bien la condition $15 < k < 20$

La perte de charge est:

$$\Delta H_1 = \frac{V_1^2}{2 \cdot g} \cdot c$$

d'apres le graphique on tire c : coefficient de perte de charge

$$\text{connaissant } m = \frac{d^2}{D_t^2} = \frac{(0.92d)^2}{D_t^2}$$

$$\text{avec } D_t \leq \frac{D_{ec}}{2} = \frac{0.25}{2} = 0.125 \text{ m, on prendra } D_t = 100 \text{ mm}$$

$$m = \frac{(0.92 \times 65)^2}{(100)^2} = 0.35 \text{ ce qui donne } c = 0.42 \text{ d'apres l'abaque}$$

$$\text{d'ou } \Delta H_1 = \frac{0.42}{2 \times 9.81} V_1^2 \quad \text{avec } V_1 = 17.47 V_f$$

$$\Delta H_1 = 6.53 V_f^2$$

5*-Perte de charge à la descente de l'eau du reservoir à la descente

on a :

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \cdot D_{ec}^2}{d^2} = k' = \frac{2 \cdot (0.25)^2}{(0.065)^2} ; \quad V_2 = 29.58 V_f$$

La perte de charge est :

$$\Delta H_2 = \frac{V_2^2}{2 \cdot g} c'$$

de la même manière on calcule c' connaissant :

$$m' = \frac{d^2}{D_t^2} = 0.5 \frac{d^2}{D_t^2} = 0.5 \frac{(65)^2}{(100)^2} = 0.21$$

$m' = 0.21$ donne sur le graphique $c' = 0.62$

$$\text{d'où } \Delta H_2 = \frac{0.62}{2.981} V_2^2 \quad \text{avec } V_2 = 29.58 V_f$$

$$\Delta H_2 = 27.65 V_f^2$$

6* - Variation du volume d'air :

$$\Delta U = S \cdot \theta \cdot V_m = \frac{\pi D^2}{4} \cdot \theta \cdot V_m$$

$$\Delta U = 3.14 \frac{(0.25)^2}{4} \cdot 1.5 \cdot V_m$$

$$\Delta U = 0.073 V_m$$

7* - Pression dans le réservoir d'air :

$$Z = \frac{(Z_0 + \Delta h_0)}{U^{1.4}} U_0^{1.4}$$

$$\text{avec } U_0 = 1.4 \text{ m/s}, Z_0 = H_g + 10 = 23.81 + 10 = 33.81 \text{ m}$$

$$\Delta h_0 = 3.587 \text{ m}$$

$$Z = \frac{59.898}{U^{1.4}}$$

8* - Pression dans la conduite avec perte de charge :

Lors de la montée :

$$Z - \Delta H_1 = Z - 6.53 V_f^2$$

Lors de la descente :

$$Z + \Delta H_2 = Z + 27.65 V_f^2$$

9* - Pression dans la conduite sans perte de charge :

Lors de la montée :

$$Z - \Delta H_1 - \Delta h = Z - 6.53 V_f^2 - 3.891 V_f^2$$

Lors de la descente :

$$Z + \Delta H_2 + \Delta h = Z + \Delta H_2 + \Delta h = Z + 27.65 V_f^2 + 3.891 V_f^2$$

*Pour les resultats on dresse un tableau.

**-Echelle du tracé, correspondant aux épures de Bergeron

Echelle des pressions:

1 cm represente 5m

$$\text{la pente de la droite } \frac{a}{g.S} = \frac{1109.97}{9.81 \times 0.04906} = 2306.176$$

donc 2306.176 m sera représenté par $2306.176 : 5 = 461.235$ cm

Echelle des debits:

2cm represente 0.1 m/s , ce qui donne $Q = V.S = 0.1 \times 0.04906$

$$Q = 0.004906 = 2 \text{ cm d'ou } 1 \text{ m}^3/\text{s} = 407.66 \text{ cm}$$

Donc la pente de la droite sera:

$$t_g \alpha = \frac{b}{q} = \frac{461.235}{407.66} = 1.13$$

$$\alpha = 48^\circ 53'$$

Pression

Graph n° 2

50

40

suppression

caractéristique de la conduite de refoulement

- 30%

24P 26P 28P 30P 32P 34P 36P 38P 40P 42P 44P 46P 48P 50P 52P 54P 56P 58P 60P 62P

32P 30P 28P 26P 24P 22P 20P 18P 16P 14P 12P 10P 8P 6P 4P 2P

17R

15R

13R

11R

9R

7R

5R

3R

1R

18P

16P

14P

12P

10P

8P

6P

4P

2P

20

10

suppression

+ 10%

-0.4

-0.3

-0.2

-0.1

0

0.1

0.2

0.3

0.4

0.5

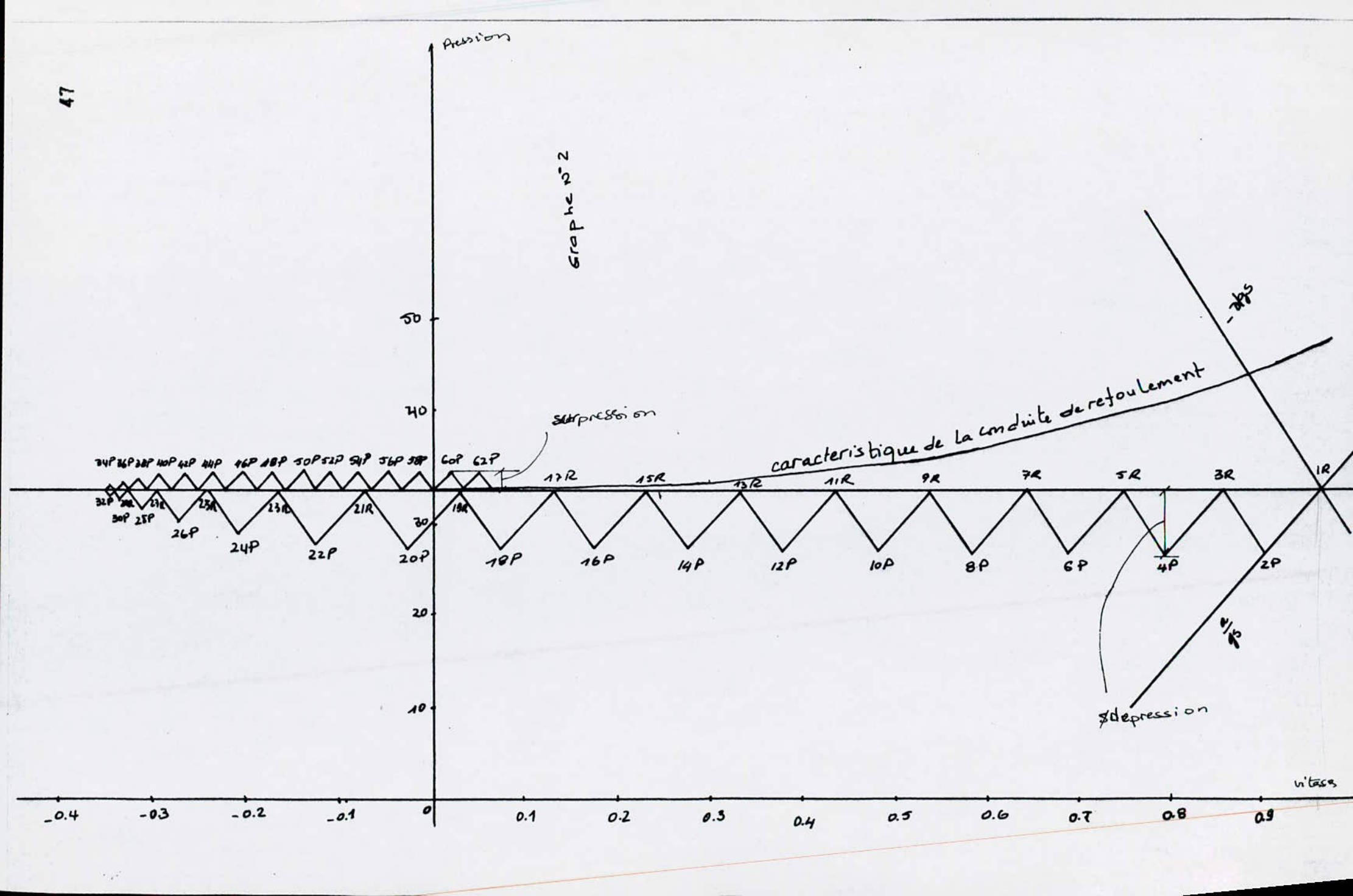
0.6

0.7

0.8

0.9

vitesse



Intervalle de temps (s) en (s)	Variation du volume d'air $\Delta U = 0.073 V_m$ (m ³)	Volume d'air U (m ³)	Presse dans le réservoir d'air $Z = \frac{59.898}{\gamma \cdot 4}$ (m)	Vitesse dans la tubulure $V_1 = 17.47 V_f$ $V_2 = 29.52 V_f$ (m/s)	Perte de charge dans la tuyère $h_{r1} = 653 V_f^2$ $h_{r2} = 2765 V_f^2$ (m/s)	Pression dans la conduite sans PDC $Z - \Delta h_1$ $Z + \Delta h_2$ (m)	Perte de charge de refoulement $\Delta h = 3.891 V_f^2$ (m)	Pression dans la conduite sans PDC $Z - \Delta h - \Delta h_1$ $Z + \Delta h + \Delta h_2$ (m)	Vitesse lue sur le graph V_f (m/s)	designation du point	Vitesse moyenne V_m (m/s)	Vitesse finale V_f (m/s)	Observation
0	----	1.4	37.397	----	----	37.397	3.587	33.81	0.96	1 R	-----	0.96	montée
0	0.0679	1.4679	34.9979	15.7230	5.2893	29.7086	3.1517	26.5568	0.90	2 P	0.93	0.90	" " "
20	0.0618	1.5297	33.0349	13.8450	4.1012	28.9337	2.4438	26.4899	0.7925	4 P	0.8463	0.7925	" " "
30	0.0539	1.5836	31.4701	11.9670	3.0640	28.4060	1.8258	26.5803	0.685	6 P	0.7388	0.685	" " "
40	0.0462	1.6298	30.2297	10.1326	2.1967	28.0331	1.3089	26.7241	0.58	8 P	0.6325	0.58	" " "
50	0.0386	1.6684	29.2545	8.3419	1.4889	27.7656	0.8872	26.8784	0.4775	10 P	0.5288	0.4775	" " "
60	0.0311	1.6995	28.5074	6.5513	0.9183	27.5891	0.5472	27.0419	0.375	12 P	0.4263	0.375	" " "
70	0.0238	1.7233	27.9577	4.8479	0.5029	27.4548	0.2996	27.1552	0.2775	14 P	0.3263	0.2775	" " "
80	0.0164	1.7397	27.5892	3.0136	0.1943	27.3949	0.1158	27.2791	0.1725	16 P	0.2250	0.1725	" " "
90	0.0089	1.7486	27.3925	1.2666	0.0343	27.3581	0.0205	27.3377	0.0725	18 P	0.1225	0.0725	" " "
100	0.0016	1.7502	27.3574	0.4804	0.0049	27.3525	0.0029	27.3495	-0.0275	20 P	0.0225	0.0225	" " "
110	-0.0057	1.7445	27.4826	-3.7638	0.4495	27.9321	0.0633	27.9321	-0.1275	22 P	-0.0775	-0.1275	descente
120	-0.0123	1.7322	27.7576	-6.1992	1.2194	28.9769	0.1716	29.1485	-0.21	24 P	-0.1688	-0.21	" " "
130	-0.0177	1.7145	28.1592	-8.1180	2.0910	30.2503	0.2943	30.5445	-0.275	26 P	-0.2425	-0.275	" " "
140	-0.0215	1.6930	28.6619	-9.2988	2.7436	31.4055	0.3861	31.7916	-0.315	28 P	-0.295	-0.315	" " "

Intervalle de temps (s)	Variation du volume d'air $\Delta U = 0.073 V_m$ (m ³)	Volume d'air U (m ³)	Pression dans le réservoir d'air $Z = 59.898 / U^1.4$ (m)	Vitesse dans la tubulure -montée $V_1 = 17.47 V_f$ -descente $V_2 = 29.52 V_f$	Perte de charge dans la tubulure $h_{m1} = 6.53 V_f^2$ $h_{m2} = 27.65 V_f^2$ (m)	Pression dans la conduite avec PDC $Z - \Delta h_1$ $Z + \Delta h_2$ (m)	Perte de charge de refoulement $\Delta h = 7.891 V_f^2$ (m)	Pression dans la conduite sans PDC -montée $Z - \Delta h - \Delta h_1$ -descente $Z + \Delta h + \Delta h_2$	VITESSE lue sur le graph V_f (m/s)	désignation du point	Vitesse moyenne (m/s)	Vitesse finale (m/s)	Observation
150	-0.0239	1.6691	29.2375	-10.0368	3.1963	32.4338	0.4498	32.8836	-0.34	30 P	-0.34	-0.3275	descente
160	-0.0252	1.6439	29.8663	-10.3320	3.3871	33.2534	0.4766	33.7301	-0.35	32 P	-0.35	-0.345	" " " "
170	-0.0256	1.6184	30.5289	-10.3320	3.3871	33.9160	0.4766	34.3927	-0.35	34 P	-0.35	-0.35	" " " "
180	-0.0251	1.5933	31.2028	-9.9630	3.1495	34.3583	0.4432	34.7955	-0.337	36 P	-0.337	-0.3375	" " " "
190	-0.0240	1.5693	31.8730	-9.4464	2.8314	34.7044	0.3984	35.1028	-0.32	38 P	-0.3288	-0.32	" " " "
200	-0.0225	1.5468	32.5252	-8.7822	2.4472	34.9724	0.3444	35.3168	-0.297	40 P	-0.3088	-0.2975	" " " "
210	-0.0206	1.5262	33.1410	-7.8966	1.9785	35.1197	0.2784	35.3979	-0.267	42 P	-0.2825	-0.2675	" " " "
220	-0.0185	1.5077	33.7117	-7.0848	1.5926	35.3044	0.2241	35.5285	-0.240	44 P	-0.2538	-0.24	" " " "
230	-0.0163	1.4914	34.2290	-6.1254	1.1905	35.4195	0.1675	35.5870	-0.207	46 P	-0.2238	-0.2075	" " " "
240	-0.0140	1.4774	34.6816	-5.1660	0.8468	35.5284	0.1192	35.6475	-0.175	48 P	-0.1913	-0.1750	" " " "
250	-0.0116	1.4658	35.0674	-4.2066	0.5615	35.6288	0.0790	35.7078	-0.143	50 P	-0.1588	-0.1425	" " " "
260	-0.0093	1.4565	35.3819	-3.3210	0.3499	35.7318	0.0492	35.7811	-0.112	52 P	-0.1275	-0.1125	" " " "
270	-0.0069	1.4496	35.6188	-2.3056	0.1661	35.7849	0.0234	35.8083	-0.078	54 P	-0.095	-0.0775	" " " "
280	-0.0047	1.4449	35.7783	-1.4760	0.0961	35.8474	0.0097	35.8572	-0.050	56 P	-0.038	-0.050	" " " "
290	-0.0024	1.4425	35.8623	-0.4428	0.0062	35.8686	0.0009	35.8694	-0.015	58 P	-0.0325	-0.015	" " " "
300	+0.0001	1.4426	35.8601	+0.3057	0.0020	35.8581	0.0012	35.8569	0.0012	60 P	+0.0013	0.0175	montée
310	0.0025	1.4451	35.7742	0.8735	0.0163	35.7579	0.0097	35.7482	0.050	62 P	0.0338	0.050	" " " "

6- DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR D'AIR :

Calcul du niveau d'eau dans le reservoir d'air dans les cas suivants:

*-En marche normale .

*-En cas de montée de l'eau vers le reservoir d'eau après l'arrêt de la pompe .

*-En cas de descente de l'eau du reservoir d'eau vers le reservoir d'air .

a- Hauteur du reservoir d'air :

On a le diamètre du reservoir d'air est $D = 1\text{ m}$.

Le volume d'air total pris égale à $V_t = 2\text{ m}^3$.

alors la hauteur reservoir sera :

$$h = \frac{V_t}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{2}{3,14(0,5)^2} = 2,547\text{ m}$$

$$\underline{h = 2,547\text{ m} .}$$

b- Hauteur minimale :

$$h_{\min} = \frac{V_{\min}}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{1,3151}{3,14(0,5)^2} = 1,675\text{ m}$$

$$\underline{h_{\min} = 1,675\text{ m} .}$$

c- Hauteur maximale :

$$h_{\max} = \frac{V_{\max}}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{1,7502}{3,14(0,5)^2} = 2,229\text{ m}$$

$$\underline{h_{\max} = 2,229\text{ m} .}$$

d- Hauteur en marche normale :

$$h_{\text{normale}} = \frac{U_o}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{1,4}{3,14(0,5)^2} = 1,783\text{ m} .$$

$$\underline{h_{\text{normale}} = 1,783\text{ m} .}$$

7-Conclusion:

D'après les calculs faits ci-dessus , à savoir :

a- en cas de depression nous avons

- * le volume finale d'air est égale à 1.7502 m^3 ,
- * la pression dans la conduite est égale à 26.49 m ,
- * une depression de 7.32 m ,

b- en cas de surpression on a :

- * le volume finale d'air 1.4425 m^3 ,
- * la pression dans la conduite 35.86 m ,
- * une surpression de 2.05 m ,

Donc on prévoit un reservoir d'air de volume total de 2.00m^3 , avec les anti-belier suivantes :

- * un manometre
- * un clapet anti-belier
- * un niveau d'eau visible permettant de controler les niveaux d'eau atteints
- * une vanne d'isolement, en cas d'intervention .

** -Demarrage de la pompe:

Nous avons dit auparavant que le coup de belier se manifeste à l'arrêt de la pompe, où au démarrage d'où la nécessité de vérifier ce phénomène au démarrage.

On utilisera la même méthode que précédemment c'est à dire la méthode graphique de Bergeroni .

a/ -Principe :

Le principe de cette méthode consiste à considérer que le débit refoulé par la pompe Q_p est véhiculé dans la conduite de refoulement à son arrivée au droit du réservoir d'air, il se divise en q_r débit dirigé vers le réservoir d'air, et q_c débit dirigé vers le réservoir de stockage d'eau, avec des pertes de charge respectivement δ_r , et δ_c et à chaque instant d'aller-retour, d'onde on a:

$$Q_p = q_r + q_c$$

On trace le diagramme $Q = f(H)$ de la pompe, on traçant une horizontale passant par la hauteur géométrique d'élevation au droit du réservoir d'air ($Z_o = H_g + 10$), on remarque que la pompe ne commence à débité que lorsque la pression à débit nul devient supérieur à H_g .

Donc pour une hauteur piézométrique H choisie dans la conduite mesurée au droit du réservoir d'air.

L'horizontale passant par cette hauteur donne avec l'intersection de la droite $\frac{a}{g.S}$ augmentée des ordonnées de la parabole des pertes de charge dans la conduite de refoulement, les valeurs q_c et q_r . Par approximation, on cherche à vérifier que pour une hauteur choisie arbitrairement, la pression est la même dans le réservoir d'air que dans la conduite aux pertes de charges prés.

* -Temps d'intervalle d'aller-retour de l'onde :

$$\theta = \frac{2.L}{a} \quad \text{en seconde}$$

* -Variation du débit entrant où sortant au réservoir d'air :

$$\Delta U = q_m \cdot \theta$$

avec q_m : la moyenne arithmétique des débits q_r au début et à la fin de l'intervalle θ .

Le volume d'air dans le réservoir d'air s'obtient :

$$U_1 = U_0 + \Delta U \text{ (au remplissage)}$$

$$U_1 = U_0 - \Delta U \text{ (au vidange)}$$

*- La vitesse de l'eau dans la tuyère est donnée par :

$$V = \frac{q_r}{S_1}$$

- si le réservoir d'air se remplit :

$$S_1 = S_1 = \frac{\pi d^2}{4} \cdot 0,5$$

avec d : diamètre de la tubulure

0,5 : coefficient de la contraction de la veine liquide .

- si le réservoir d'air se vide :

$$S_1 = S_2 = \frac{\pi}{4} (0,92 d)^2$$

avec 0,92 : coefficient de débit de la tubulure lors de la descente de l'eau du réservoir d'air .

Alors les vitesses de l'eau lors du remplissage ou du vidange seront respectivement :

$$V_1 = q_r / S_1$$

$$V_2 = q_r / S_2$$

*- Pertes de charge dans la tuyère :

$$\Delta H_1 = \frac{V_1^2}{2.g} c_1 \quad \text{Lors du remplissage .}$$

$$\Delta H_2 = \frac{V_2^2}{2.g} c_2 \quad \text{Lors du vidange .}$$

- c_1 et c_2 : coefficients de perte de charge .

*- Pression dans le réservoir d'air : en tenant compte d'une évaluation adiabatique de l'air on aura ,

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0)}{U^{1.4}} \cdot U_0^{1.4}$$

avec $Z_0 + \delta_0$: pression absolue d'air au droit du réservoir d'air .

On choisira un volume d'air $U_0 = 1.4 \text{ m}^3$

$$Z = \frac{51.75}{U^{1.4}}$$

*- Pression absolue dans la conduite:

-Lors de vidange :

$$Z - H_2$$

-Lors du remplissage :

$$Z + H_1$$

On vérifie que la pression trouvée, correspond à la hauteur piézométrique choisie.

Calcul:

*- Temps d'aller-retour de l'onde :

$$\Theta = \frac{2.L}{a} = \frac{2.835}{1109,97} = 1.50 \text{ s}$$

*- Variation du débit entrant ou sortant au réservoir d'air:

$$\Delta U = q_m \cdot \Theta = 1.50 q_m$$

*- Vitesse de l'eau dans la tuyère :

-Lors du remplissage :

$$V_1 = \frac{q_T}{S_1} = \frac{q_T}{\frac{\pi d^2}{4} \cdot 0,5} = \frac{q_T}{3,14 \frac{(0,065)^2}{4} \cdot 0,5} = 603,02 q_T$$

-Lors de vidange :

$$V_2 = \frac{q_T}{S_2} = \frac{q_T}{\frac{\pi (0,92d)^2}{4}} = \frac{q_T}{\frac{3,14 (0,92 \cdot 0,065)^2}{4}} = 356,22 q_T$$

*- Pertes de charge dans la tuyère :

-Lors du remplissage :

$$\Delta H_1 = \frac{v_1^2 \cdot c_1}{2.g} = \frac{0,62}{2.9,81} \cdot v_1^2 = 0,0316 v_1^2$$

-Lors de vidange :

$$\Delta H_2 = \frac{v_2^2 \cdot c_2}{2.g} = \frac{0,42}{2.9,81} \cdot v_2^2 = 0,0214 v_2^2$$

*- Pression dans le réservoir d'air :

$$z = \frac{51,75}{U^{1,4}}$$

*- Echelle des pressions:

1 cm représente 2m.

*- Echelle des débits :

1 cm représente $7,2 \text{ m}^3/\text{h}$.

La pente de la droite : $\frac{a}{g \cdot S}$

On a le diamètre de la conduite de refoulement $\phi = 0,25 \text{ m}$

d'où la section $S = 0,04906 \text{ m}^2$.

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$a = 1109,97 \text{ m/s}$$

$$\text{Ce qui donne } \frac{a}{g \cdot S} = \frac{1109,97}{9,81 \cdot 0,04906} = 2306,176$$

d'où 2306,176 m seront représenté par 2306,176 : 2 = 1153,088 cm

et l'échelle des débits donne:

1 cm pour $2 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{s}$, donc $1 \text{ m}^3/\text{s}$ sera représenté par :

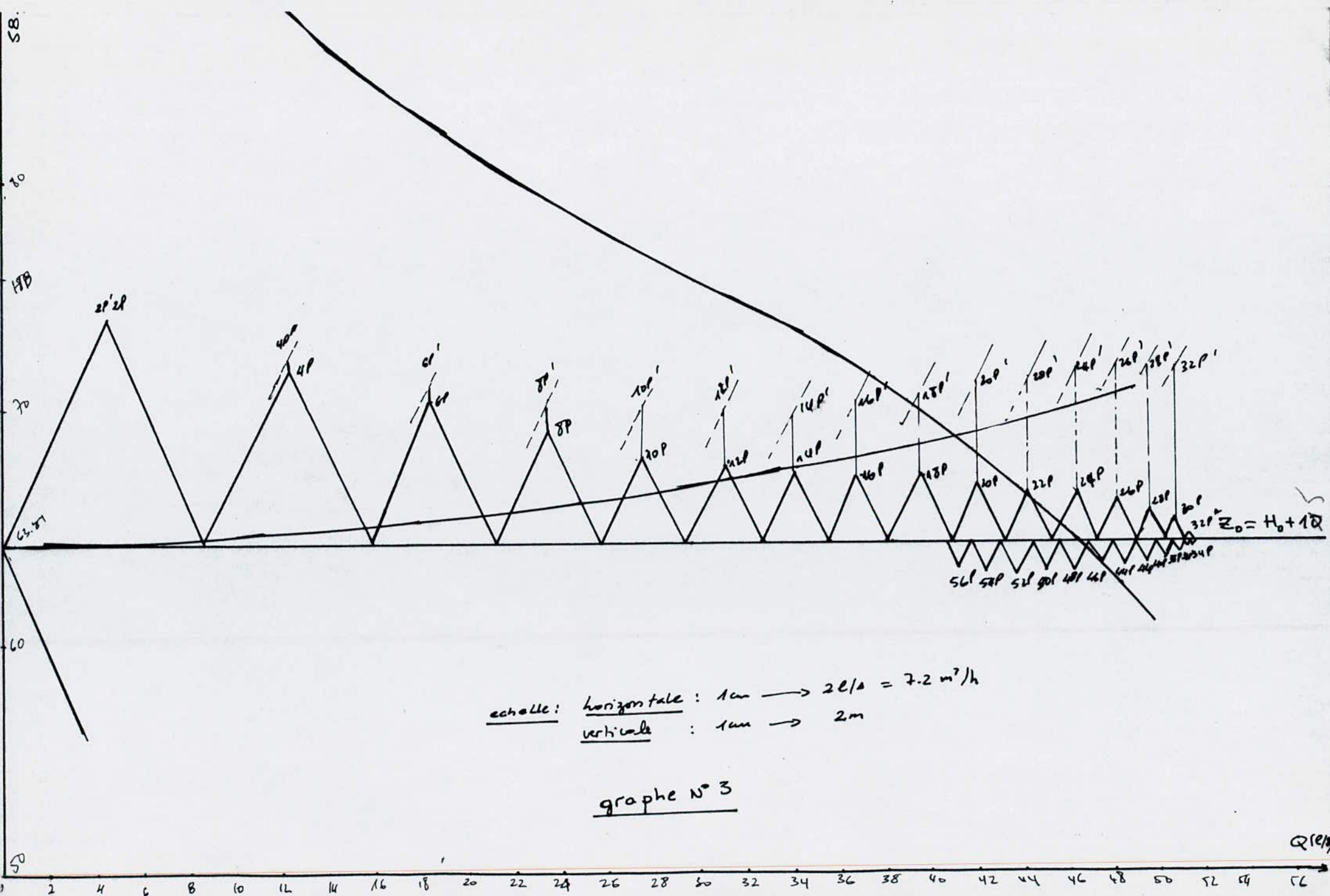
$$1 : 2 \cdot 10^{-3} = 500 \text{ cm} .$$

$$\text{La pente sera : } t_g \alpha = \frac{1153,088}{500} = 2,306$$

$$\underline{\underline{\alpha = 66,55}} .$$

θ en (s) intervalle de temps	Debit de la pompe Q_p en (m^3/s)	Debit de la conduite q_c en (m^3/s)	Debit qui entre où qui sorte du reservoir d'air q_r (m^3/s)	Debit moyen entrant où sortant du reservoir d'air q_m en (m^3/s)	variation du volume d'air $\Delta U = 1.5 q_m$ en (m^3)	volume d'air: $U = U_0 \pm \Delta U$ en (m^3)	pression dans le reservoir d'air: 51.75 $Z = \frac{U}{U_0}$	les vitesses d'écoulement - remplissage: $V_1 = 603.02 q_r$ - vidange: $V_2 = 356.22 q_r$	les pertes de charge: - remplissage ΔH_1 $\Delta H_1 = 0.0316 V_1^2$ - vidange: $\Delta H_2 = 0.021 V_2^2$	Hauteur piésométrique H_B choisie en (m)	pression dans la conduite correspondant à H_B $H_B = 30.5$ en (m)	pression dans la conduite correspondant à la pression Z dans le reservoir d'air;	perles de charge dans la conduite de refoulement . (m)	points correspondants	OBSERVATIONS
0	0	0	0	0	0	1.4	32.31	0	0	64.31	33.81	33.81	0	1 R	Le reservoir
0	0.0326	0.0144	0.0282	0.0141	0.0212	1.3789	33.0055	17.0052	9.1379	74.20	43.70	43.6435	0.00	2P'2P"	d'air se
20	0.0358	0.0122	0.0236	0.0118	0.0177	1.3612	33.6062	14.2313	6.3999	72.00	41.50	41.5061	0.60	4P'4P	remplit
30	0.0378	0.0183	0.0195	0.0098	0.0146	1.3466	34.1183	11.7589	4.3694	70.40	39.90	39.9877	0.85	6P'6P	" " "
40	0.0386	0.0233	0.0153	0.0077	0.0115	1.3351	34.5287	9.2262	2.6899	69.20	38.70	38.7185	1.25	8P'8P	" " "
50	0.0390	0.0274	0.0116	0.0058	0.0087	1.3264	34.8471	6.9950	1.5462	68.30	37.80	37.8933	2.50	10P'10P	" " "
60	0.0390	0.0309	0.0081	0.0041	0.0061	1.3203	35.0727	4.8845	0.7539	67.80	37.30	37.3266	2.45	12P'12P	" " "
70	0.0390	0.0338	0.0052	0.0026	0.0030	1.3164	35.2182	3.1357	0.3107	67.40	36.90	37.0289	2.60	14P'14P	" " "
80	0.0383	0.0366	0.0017	0.0009	0.0013	1.3151	35.2660	1.0251	0.0332	67.20	36.70	36.7992	3.40	16P'16P	" " "
90	0.0379	0.0393	0.0014	0.0007	0.0011	1.3162	35.2276	0.4987	0.0053	67.10	36.60	36.7223	3.80	18P'18P	Le reservoir
100	0.0374	0.0418	0.0044	0.0022	0.0033	1.3195	35.1024	1.5674	0.0526	66.90	36.40	36.5499	4.45	20P'20P	d'air se
110	0.0368	0.0441	0.0073	0.0037	0.0055	1.3250	34.8986	2.6004	0.1447	66.60	36.10	36.2539	5.00	22P'22P	vide
120	0.0365	0.0462	0.0097	0.0049	0.0073	1.3323	34.6312	3.4553	0.2555	66.40	35.90	35.8757	5.60	24P'24P	" " "
130	0.0364	0.0480	0.0116	0.0058	0.0087	1.3410	34.3170	4.1322	0.3654	66.00	35.50	35.4517	5.80	26P'26P	" " "

en seconde (s)	Debit de la pompe Q_p en (m ³ /s)	Debit de la conduite q_c en (m ³ /s)	Debit qui entre où qui sorte du reservoir d'air q_r (m ³ /s)	debit moyen entrant où sortant du reservoir d'air q_m (m ³ /s)	variation du volume d'air $\Delta U = 1.5 q_m$ en m ³	volume d'air $U = U_0 + \Delta U$	Pression dans le reservoir d'air: 51.75 $Z = \frac{U}{U_0} \cdot 4$	les vitesses d'ecoulement - remplissage: $V_1 = 603.02 q_r$ -vidange : $V_2 = 356.22 q_r$	les pertes de charge - remplissage: $\Delta H_1 = 0.0316 V_1^2$ -vidange: $\Delta H_2 = 0.0214 V_2^2$	Hauteur piésometrique H_B choisie en (m)	pression dans la conduit te correspondant à H_B $H_B = 30.5$ en (m)	pression dans la conduit te correspondant à la pression Z dans le res- ervoir d'air	Pertes de charge dans la conduite de refoulement	points correspondants	OBSERVATIONS
140	0.0363	0.0494	0.0131	0.0066	0.0098	1.3508	33.9681	4.6665	0.4660	65.60	35.100	35.0021	6.40	28P'28P	le reser
150	0.0363	0.0505	0.0142	0.0071	0.0107	1.3615	33.5976	5.0583	0.5476	65.20	34.700	34.5500	6.60	30P'30P	voir d'air se
160	0.0372	0.0512	0.0140	0.0070	0.0105	1.3720	33.2364	4.9871	0.5322	64.60	34.100	34.2042	6.60	32P'32P	vide
170	0.0376	0.0514	0.0138	0.0069	0.0104	1.3724	32.8886	4.9158	0.5171	64.20	33.70	33.8714	6.70	34P'34P	" " "
180	0.038	0.0511	0.0131	0.0066	0.0098	1.3922	32.5625	4.6665	0.4660	64.00	33.50	33.5964	6.89	36P'36P	" " "
190	0.0386	0.0508	0.0122	0.0061	0.0092	1.4014	32.2660	4.3459	0.4042	63.80	33.30	33.3618	6.69	38P'38P	" " "
200	0.0392	0.0502	0.0110	0.0055	0.0083	1.4097	31.9987	3.9184	0.3286	63.60	31.10	33.1702	6.59	40P'40P	" " "
210	0.040	0.0494	0.0094	0.0047	0.0071	1.4168	31.7760	3.3485	0.2399	63.40	32.90	33.0361	6.29	42P'42P	" " "
220	0.0406	0.0484	0.0078	0.0039	0.0059	1.4227	31.5902	2.7785	0.1652	63.30	32.80	32.9249	6.09	44P'44P	" " "
230	0.0408	0.0474	0.0066	0.0033	0.0050	1.4277	31.4369	2.3511	0.1183	63.20	32.70	32.8186	5.49	46P'46P	" " "
240	0.0416	0.0462	0.0046	0.0023	0.0035	1.4312	31.3293	1.6386	0.0575	63.10	32.60	32.7719	5.59	48P'48P	" " "
250	0.0422	0.0462	0.0046	0.0023	0.0035	1.4333	31.2636	1.09974	0.0213	63.10	32.60	32.7423	5.29	50P'50P	" " "
260	0.0422	0.0437	0.0015	0.0008	0.0011	1.4344	31.2292	0.5343	0.0061	63.10	32.60	32.7231	5.09	52P'52P	" " "
270	0.0429	0.0423	0.0006	0.0003	0.0005	1.4339	31.2452	0.3618	0.0041	63.10	32.60	32.7194	4.59	54P'54P	le reservoir d'air se remplit
280	0.0430	0.0411	0.0019	0.0010	0.0014	1.4325	31.2888	1.1457	0.0415	63.20	32.70	32.8303	4.29	56P'56P	le reservoir d'air se remplit



CHAPITRE N° VIIDISTRIBUTION1/ Généralités :

Le reseau de distribution est l'ensemble des canalisations qui font suite au reservoir, très souvent l'eau sort de ce dernier par une seule conduite dite conduite d'amenée elle est généralement gravitaire .

Plusieurs facteurs influent sur la conception du reseau de distribution telsque - le plan d'urbanisme

-le plan topographique

Le reseau de distribution est divisé en deux parties :

la conduite de distribution ,et le reseau de distribution .

Le point du reseau sur lequel arrive la conduite d'amenée est appelé point de jonction ;ce point est généralement choisi le plus du reseau.

2/ Conduite d'amenée:

a-choix du tracé de la conduite d'amenée: les conditions à respecter pour l'établissement du tracé de la conduite d'amenée sont identique à ceux de l'adduction(voir chap IV)reste à ajouter que le point de jonction doit être choisi de manière à ce que la longueur de la conduite d'amené ne soit pas grande .

b- calcul du diamètre de la conduite d'amenée :

vue que la distribution se fait gravitairement alors le calcul économique n'est pas nécessaire puisque à chaque fois qu'on augmente le diamètre ,les frais d'amortissement augmentent aussi,donc il faut choisir le diamètre le plus petit possible qui véhiculera le débit nécessaire avec une vitesse convenable : $0,8 < V < 1,2$ (m/s)

Le diamètre de la conduite de distribution sera donc calculé à partir de la formule suivante : $Q = V . S$

On prendra $V = 1,0$ m/s

$$Q_{Mc} = \frac{\pi D^2}{4} . V \implies D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{Mc}}{\pi \cdot V}}$$

$$Q_{IIIc} = 0,0632 \text{ m}^3/\text{s} \implies D = 284 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

$$D = 300 \text{ mm} \implies V = 0,89 \text{ m/s}$$

c- calcul des pertes de charge dans la conduite d'amenée :

le point de jonction est à la côte 781,8 m .

La longueur de la conduite d'amenée est $L = 170 \text{ m}$

le calcul de perte de charge dans la conduite se fera identiquement qu'au (paragraphe I, chapitre III).

Données :

$$Q_{IIIc} = 0,0632 \text{ m}^3/\text{s} , D = 300 \text{ mm} , J = 0,00373$$

$$\Delta H = 0,63 \text{ m} , L = 170 \text{ m} .$$

3/ reseau de distribution :

Un reseau peut être ramifié ou maillé .

Le reseau ramifié dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour , présente l'avantage d'être économique mais il n'assure pas l'alimentation à l'aval de l'écoulement en cas de rupture , un accident sur la conduite principale prive les abonnés d'aval en eau .

Le reseau maillé permet au contraire une alimentation en retour donc ~~obvie~~ à l'inconvénient signalé ci-dessus , une simple manoeuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre neanmoins l'alimentation des abonnés d'aval. Il est plus couteux mais en raison de sécurité qu'il procure il doit être toujours preferé au reseau ramifié .

3-1/ calcul des debits soutirés:

Dans le reseau maillé il y'a des debits en route dans les tronçons des mailles et il y'a des debits soutirés qui partent de chaque noeud qui presentent les besoins des zones .

Ces debits soutirés sont déterminés en fonction de la repartition que nous supposons uniforme de la population et des besoins collectifs ils sont calcules par la methode des médiatrices qui s'explique de la maniere suivante :

Pour chaque maille on trace les mediatrices des tronçons et ainsi chaque noeud desservira la zone limité par deux mediatrices des tronçons adjacents et on considere:

S: surface totale d'agglomeration (hectare)

S_i : surface desservie par chaque noeud (hectare)

d: densité de la population (hec/hab)

N: nombre d'habitant (hab)

N_i : nombre d'habitant (hab) de la zone desservie par le noeud

$Q_{j\text{moy}}$: debit journalier moyen (m^3/s)

q_i : debit specifique (m^3/s)

Q_i : debit soutiré (m^3/j)

$$d = \frac{N}{S}, \quad N_i = S_i \cdot d, \quad q_i = \frac{Q_o \text{ max}}{N}$$

$$Q_i = K_p \cdot N_i \cdot q_i$$

Choix du type de conduite :

Le choix entre les differents types de conduites est établi sur des criteres d'ordre technique a savoir, le diametre, la pression, de service, les conditions de pose, et les criteres économiques qui englobent le prix de fourniture, et le transport à pieds d'oeuvre.

Dans notre étude on choisi des conduites en acier vue qu'elles presentent:

a/ Une resistance importante superieur à 20 bars.

b/ Tres économique et disponible sur le marché.

c/ Par leurs élasticités les conduites en acier s'adopte aux pressions exterieures, au relief plus où moins accidenté.

(Schema d'alimentation)

(voir shema)

Calcul du reseau maillé :

Le calcul du reseau maillé se fait par approximation selon la

N° des noeuds	N° des mailles	surface desservie (hec)	population desservie	consommation par noeud (m ³ /j)	debit soutiré (l/s)
1	I	4.235	124	34.38	0.74
2	I-II	7.705	226	62.60	1.35
3	II	5.360	158	43.77	0.95
4	II-III	19.500	1572	158.44	3.43
5	III	7.500	220	60.94	1.32
6	III-IV	19.500	572	158.44	3.43
7	IV	17.110	502	139.53	3.02
8	IV-V	26.765	785	217.45	4.71
9	V	13.730	403	111.63	2.42
10	V	12.810	376	104.15	2.25
11	IV-V	37.775	1108	307.92	6.66
12	III-VI	0.950	643	178.59	3.87
13	VI	14.800	434	120.22	2.60
14	VI-VII	25.600	750	208.75	4.52
15	VII	10.000	293	81.16	1.76
16	VII-	24.235	710	196.67	4.26
17	IX	14.875	143	39.61	0.86
18	IX	4.875	143	39.61	0.86
19	VIII-IX	9.750	286	79.22	1.71
20	VIII	16.987	498	137.95	2.99
21	I-VIII	12.285	360	99.72	2.16
22	I-VI-VII	21.840	640	177.28	2.84
23	I-II-III	20.250	514	164.54	3.56
		359.499 hec	10540	2922.57 m ³ /j	63.27 l/s

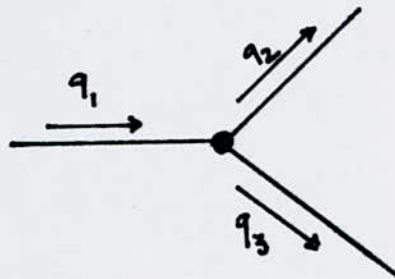
la méthode de Hardy-cross .

Cette méthode est basé sur deux lois

1-loi : en un noeud quelconque de conduite la somme des debits qui arrivent à ce noeud est égale à la somme des debits qui partent :

Exemple

$$q_1 = q_2 + q_3$$



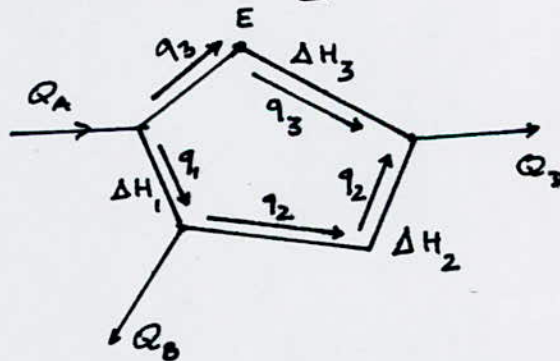
en générale $\sum (q_{i-k} + q_i) = 0$

avec q_{i-k} : debits des tronçons

q_i : debits nodales .

2-loi : le long d'un parcourt orienté et fermé la somme algebrique des pertes de charge est nulle : $\sum H = 0$.

Exemple :



$$Q_A = q_1 + q_3 = Q_B + Q_D$$

$$Q_D = q_3 + q_2$$

$$Q_B = q_1 - q_2 \quad ; \quad \Delta H_3 - \Delta H_2 - \Delta H_1 = 0$$

a/ Principe de calcul :

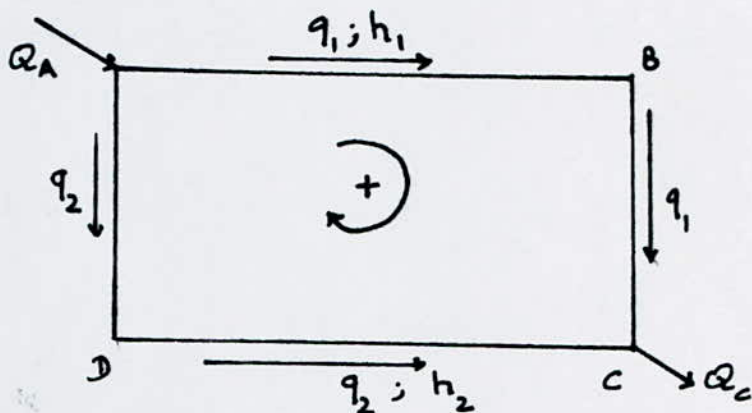
pour chaque maille on choisit un sens arbitraire positif (sens des aiguilles d'une montre) .

En partant d'une repartition supposé des debits en respectant la

premiere loi, puis on procede par approximation afin de definir le debit et le sens reel passant dans chaque tronçon .

b/ calcul du debit correctif :

Soit la maille fermé,



$$h_1 - h_2 = 0 \text{ (2^{eme} loi) .}$$

Ordinairement cette égalité n'est pas vérifiée du premier coup, et il est nécessaire de modifier la répartition initiale supposée, des debits q_1 et q_2 afin de rectifier en consequence les valeurs h_1 et h_2 soit q_1 la valeur dont il est nécessaire de modifier le debit pour arriver à ce but si on l'ajoute à q_1 par exemple il faudra le deduire de q_2 afin que la somme Q_A reste la même .

Par ailleurs nous savons que les pertes de charge sont proportionnelle au carré des debits de sorte que l'on peut écrire:

$$h_1 = R_1 \cdot q_1^2$$

$$h_2 = R_2 \cdot q_2^2$$

R_1 et R_2 representent les resistances des conduites sur les longueurs L_1 et L_2 .

En consequence la deusieme loi appliquée au debits rectifier donne:

$$R_1 (q_1 + \Delta q_1)^2 - R_2 (q_2 - \Delta q_1)^2 = 0$$

En negligent les carres de Δq on obtient :

$$\Delta q = \frac{-R_1 q_1^2 + R_2 q_2^2}{2(R_1 q_1 + R_2 q_2)}$$

Puisque : $R_1 = \frac{h_1}{2q_1}$ et $R_2 = \frac{h_2}{2q_2}$

L'expression de Δq s'écrit :

$$\Delta q = \frac{h_1 + h_2}{2\left(\frac{h_1}{q_1} + \frac{h_2}{q_2}\right)} = - \frac{h_1 - h_2}{2\left(\frac{h_1}{q_1} + \frac{h_2}{q_2}\right)}$$

si $h_1 - h_2 < 0$ ce qui suppose un débit q_1 insuffisant, il faudra ajouter Δq à q_1 ce qui montre bien l'expression trouvée puisque Δq_1 est alors positif, si $h_1 - h_2 > 0$, ce qui suppose un débit trop important, il faudra retrancher Δq_1 c'est également ce qui montre l'expression, puisque Δq_1 est alors négatif cette expression est donc générale et en étendant le raisonnement à un contours fermé quelconque et en désignant par $\sum \Delta h$ et par $\frac{h_1}{q_1}$ la somme des termes $\frac{h_1}{q_1}, \frac{h_2}{q_2}, \dots$

On a
$$\Delta q = - \frac{\sum h}{2 \sum \frac{h}{q}}$$

Il existe deux types de correction:

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

c-Remarque :

tant que la deuxième loi n'est pas vérifiée on continue les approximations .

En pratique Δh n'est jamais égale à 0(zéro) , pour cela on arrête les approximations lorsque :

$$\Delta h < 0.5 \text{ m et } \Delta q < 0,4 \text{ l/s}$$

d-choix des diamètres des différents conduites du réseau de distribution : à partir du débit supposé on lit sur le tableau de coolebrock(DUPONT tome II) .

Les diamètres et qui correspondent à des vitesses entre 0,4 et 1,4 m/s .

Pour le calcul des pertes de charge on prend :

$$\varepsilon = 1 \text{ mm}, \quad \nu = 10^{-6}$$

Programme cross sur TI 59

2 nd lbl	\sqrt{X}	X	B
A	+	8	RCL 9
2 nd Stflg	RCL 3	X	R/S
8	:	RCL 1	:
Rcl	3.7	X ²	2
3	:	:	=
Rcl	RCL 0	2 nd π	+/-
0	=	X ²	STo 12
=	2 nd log	:	RCL 9
2 nd log	X	9.8	+/-
X	2	:	SUM 9
2	+/-	RCL 0	RCL 11
+/-	+	X	+/-
+	1.14	Y	SUM 11
1.14	=	5	RCL 12
=	X ²	=	R/S
X ²	1/X	STo 7	
1/X	STo 6	R/S	
Sto 5	-	X	
2 nd lbl	RCL 5	RCL 2	
=	=	=	
2.51	2 nd $ X $	STo 8	
X	INV	SUM 9	
RCL 0	2 nd $X \geq t$	R/S	
X	X ²	:	
2 nd π	RCL 6	RCL 1	
X	STo 5	=	
RCL 4	GTo	STo 10	
:	=	SUM 11	
4	2 nd lbl	R/S	
:	X ²	2 nd lbl	
RCL 1	RCL 6		
2 nd $ X $			
:			
RCL			

1/ INTRODUCTION:

$$\phi_i \longrightarrow \text{STo } 00$$

$$Q_i \longrightarrow \text{STo } 01$$

$$L_i \longrightarrow \text{STo } 02$$

$$\varepsilon \longrightarrow \text{STo } 03$$

$$\nu \longrightarrow \text{STo } 04$$

$$\text{precision} \longrightarrow X \geq t$$

2/ RESULTATS :

Appuyer sur :

$$\boxed{A} \longrightarrow J_i$$

$$\boxed{R/S} \longrightarrow \Delta H_i$$

$$\boxed{R/S} \longrightarrow \frac{\Delta H_i}{Q_i}$$

* REPETRE LA MEME CHOSE

POUR TOUS LES " n "

TRONCONS PUIS,

Appuyer sur :

$$\boxed{B} \longrightarrow \sum_{i=1}^n H_i$$

$$\boxed{R/S} \longrightarrow \sum_{i=1}^n \Delta H_i / Q_i$$

$$\boxed{R/S} \longrightarrow \Delta Q = \frac{\sum H_i}{2 \sum \frac{H_i}{Q_i}}$$

Remarque:

a/ si $Q_i < 0$ l'introduire avec le signe (-) $\rightarrow 01$ et introduire avec le signe (-) $\rightarrow 02$. ON aura $\Delta H_i < 0$ et $\Delta H_i / Q_i >$

b/ Ne jamais utiliser la touche CLR .

Caractéristiques de la maille					1 ^{ere} approximation				1 ^{re} corrections		
no de la maille	maille adjacente	n° du tronçon	diametre (mm)	longueur (m)	debit (l/s)	J (m/m)	ΔH (m)	$\Delta H/Q$	CMP	CMA	
I	I	1-2	250	160	40.5	0.00402	0.64362	15.8920	-2.07	-	
	II	2-23	200	320	24.6	0.00484	1.55045	63.02655	-2.07	+1.1	
	VIV	23-22	100	235	6.44	0.00325	3.11424	483.5787	-2.07	-1.87	
	IX	22-21	150	520	6-13	0.00624	-1.99707	153.6182	-2.07	-1.40	
	-	21-1	200	75	-22	0.00388	-0.29178	13.24034	-2.07	-	
							3.0200	729.355 ΔQ	-0.00207		
II	-	2-3	150	145	14.55	0.00780	1.13109	77.7386	-1.11	-	
	-	3-4	150	505	13.6	0.00682	3.4462	253.3902	-1.11	-	
	III	4-12	80	470	3.6	0.01368	6.4319	1786.6543	-1.11	-0.57	
	VI	12-23	150	505	-4.6	0.00785	-3.9662	271.6584	-1.11	-4.87	
	II	23-2	200	320	-24.6	0.00484	-1.55045	63.0265	-1.11	+2.07	
							5.4924	2452.4680 ΔQ	-0.00111		
III	-	4-5	100	310	+6.57	0.0178	4.2741	650.5500	0.57	-	
	I	5-6	1000	485	5.25	0.00884	4.2891	816.990	0.57	-	
	II	6-11	100	770	-5	0.00803	-6.1834	1236.687	0.57	+0.87	
	-	11-12	200	485	-17.23	0.00239	-1.16211	67.4478	0.57	-	
	II	12-4	80	470	-3.6	0.01368	-6.4319	1786.6540	0.57	-	
							-5.2141	4558.33 ΔQ	0.00187		
IV	-	6-7	100	530	6.82	0.01484	7.8688	1153.7906	-1.87	-	
	-	7-8	80	770	3.8	0.01523	11.7278	3086.267	-1.87	-	
	V	8-11	80	530	-1.7	0.0031	-1.6543	973.1261	6-1.87	-0.93	
	III	11-6	100	770	5	0.00803	6.1834	1236.687	-1.87	-0.57	
							24.125	6449.871 ΔQ	-0.00187		
V	-	8-9	80	1280	0.79	0.00070	0.90182	1141.552	0.93	-	
	-	9-10	80	415	-1.63	0.002874	-1.1929	731.892	0.93	-	
	I	10-11	80	1225	-3.88	0.00207	-14.7979	4378.08	0.93	-	
	IV	11-8	80	530	1.80	0.005121	1.6543	973.126	0.93	+0.87	
							-13.4347	7224.655 ΔQ	0.00093		
VI	-	12-13	80	805	-2.89	0.00886	-7.1359	2469.174	1.87	-	
	-	13-14	100	745	-5.49	0.00966	-7.1975	1311.053	1.87	-	
	VII	14-22	100	805	-6	0.01151	-9.2725	1545.418	1.87	-0.47	
	I	22-23	100	235	-6.44	0.01325	-3.1142	483.578	1.87	2.07	
	II	23-12	150	505	14.6	0.007853	3.9662	271.658	1.87	1.11	
							-22.754	6080.883 ΔQ	0.00187		
VII	-	14-15	100	515	-4	0.005169	-2.6621	665.539	0.47	-	
	-	15-16	100	805	-5.76	0.01062	-8.5525	1484.817	0.47	-	
	IX	16-22	150	515	-9.60	0.00343	-1.7652	183.871	0.47	-1.40	
	VI	22-14	100	805	6	0.01151	9.2725	1545.418	0.47	-1.87	
							-3.7073	3879.64 ΔQ	0.00047		
VIII	-16	16-17	60	245	0.58	0.00174	0.4271	736.34	-0.096	-	
	-	17-18	60	770	-0.88	0.00043	-0.3327	1188.2929	-0.096	-	
	18-19	18-19	80	245	-1.14	0.00143	-0.3507	307.638	-0.096	-	
	IX	19-26	80	770	1	0.00111	0.8549	854.925	-0.096	+1.40	
							0.5986	3087.204 ΔQ	-0.00096		
IX	-	19-20	80	515	-3.85	0.01563	-8.0496	2090.8010	1.40	-	
	-2	20-21	100	460	-6.84	0.01493	-6.8693	1004.288	1.40	-	
	I	21-22	150	320	13	0.00624	1.9970	153.618	1.40	2.07	
	V	VII	22-16	150	515	9.60	0.00343	1.7652	183.871	1.40	-0.47
	VIII	16-19	80	770	-1	0.00111	-0.8549	854.925	1.40	0.096	
							-12.0116	4287.514 ΔQ	0.00140		

Caractéristiques de la maille					2 ^{ème} approximation				2 ^{ème} correction	
n° de la maille	maille adjacente	n° du tronçon	diamètre (mm)	longueur (m)	débit (t/s)	J m/m	ΔH (m)	ΔH/Q	CMP	CMA
I	-	1-2	250	160	38.43	0.00362	0.58008	15.094	1.09	—
	II	2-23	200	320	23.64	0.00447	1.4328	60.613	1.09	-0.43
	VI	23-22	100	235	2.5	0.00205	0.48249	192.999	1.09	-0.62
	IX	22-21	150	320	-16.47	0.00997	-3.1916	193.785	1.09	-0.35
	-	21-1	200	75	-24.07	0.00464	-0.3480	14.459	1.09	---
							-1.044	476.953	ΔQ=0.00109	
II	-	2-3	150	145	13.44	0.00666	0.96655	71.916	0.43	---
	-	3-4	150	505	12.49	0.00576	2.9115	233.111	0.43	---
	III	4-12	80	470	1.92	0.00396	1.8624	970.007	0.43	+1.11
	VI	12-23	150	505	-17.58	0.01135	-5.7326	326.09	0.43	-0.62
	I	23-2	200	320	-23.64	0.004477	-1.4329	60.613	0.43	-1.09
							-1.425	1661.74	ΔQ=0.00043	
III	-	4-5	100	310	7.14	0.01622	5.0406	705.97	-1.11	---
	-	5-6	100	485	6.82	0.01484	7.2007	11055.827	-1.11	---
	IV	6-11	100	770	-2.56	0.00215	-1.6560	646.902	-1.11	-0.2
	-	11-12	200	485	-6.66	0.00215	-1.0874	65.265	-1.11	---
	II	12-4	80	470	-1.92	0.00396	-1.8624	970.007	-1.11	---
							7.6354	3443.98	ΔQ=-0.00111	
IV	-	6-7	100	530	4.95	0.00787	4.1724	842.91	0.21	---
	-	7-8	80	770	1.93	0.00400	3.0824	1597.13	0.21	---
	V	8-11	80	530	-4.5	0.02129	-11.2851	2507.809	0.21	0.43
	III	11-6	100	770	2.56	0.00210	1.6560	646.902	0.21	1.11
							-2.3741	5594.75	ΔQ=0.00021	
V	-	8-9	80	1280	1.72	0.003193	4.08792	2376.699	-0.43	---
	-	9-10	80	415	-0.7	0.000558	-0.23181	331.1678	-0.43	---
	-	10-11	80	1225	-2.45	0.006399	-7.8399	3199.98	-0.43	---
	IV	11-8	80	530	4.5	0.00735	11.2851	2507.809	-0.43	-0.21
							7.3013	8415.662	ΔQ=-0.00043	
VI	-	12-13	80	805	-1.02	0.001153	-0.92872	910.5120	0.62	---
	-	13-14	100	745	-3.62	0.00424	-3.1635	873.9126	0.62	---
	VII	14-22	100	805	-4.60	0.00681	-5.4826	1191.874	0.62	-0.89
	I	22-23	100	235	-2.50	0.00205	-0.48249	192.999	0.62	-1.09
	II	23-12	150	505	17.58	0.01135	5.7326	326.091	0.62	-0.43
							-4.3247	3495.390	ΔQ=0.000618	
VII	-	14-15	100	515	-3.53	0.004041	-2.081160	589.563	0.89	---
	-	15-16	100	805	-5.29	0.00897	-7.2268	1366.136	0.89	---
	IX	16-22	150	515	-10.53	0.00411	-2.11868	201.2046	0.89	-0.35
	VI	22-14	100	805	4.50	0.00681	5.48262	1191.874	0.89	-0.62
							-5.9440	3348.780	ΔQ=0.000887	
VIII	-	16-17	60	245	0.48	0.001209	0.29630	617.311	0.16	---
	-	17-18	60	770	-0.38	0.000772	-0.59472	1565.059	0.16	---
	-	18-19	80	245	-1.24	0.001685	-0.41299	333.057	0.16	---
	IX	19-26	80	770	-0.5	0.000294	-0.2661	453.229	0.16	-0.35
							-0.93801	2968.65	ΔQ=0.000157	
IX	-	19-20	80	515	-2.45	0.006399	-3.2959	1345.299	0.35	---
	-	20-21	100	460	-5.44	0.009488	-4.364	802.294	0.35	---
	I	21-22	150	320	16.47	0.00997	3.19163	193.785	0.35	-1.09
	VII	22-16	150	515	0.53	0.004113	2.11868	201.204	0.35	-0.89
	VIII	16-19	80	770	0.5	0.000294	0.26614	453.229	0.35	-0.16
							-2.1235	2995.87	ΔQ=0.00035	

Caractéristiques de la maille					3 ^{ème} approximation				3 ^{ème} correction	
MAILLE	MAILLE ADJACENTE	N° DU TRONCON	DIAMETRE (mm)	LONGUEUR (m)	DEBIT (l/s)	J (m/ml)	ΔH (m)	$\Delta H/Q$	CMP	CMA
I	---	1-2	250	160	39.52	0.00383	0.61313	15.5144	0.42	---
	HI	2-23	200	320	24.30	0.00472	1.51322	62.2728	0.42	0.56
	VI	23-22	100	235	2.97	0.00287	0.67627	227.701	0.42	-0.56
	IX	22-21	150	320	-15.73	0.009104	-2.9135	185.219	0.42	-0.18
	---	21-1	200	75	-22.98	0.004233	-0.31756	13.8176	0.42	---
							-0.4284	505.526	$\Delta Q=0.00042$	
II	---	2-3	150	145	13.87	0.00709	1.02876	74.1718	-0.56	---
	---	3-4	150	505	12.92	0.006164	3.11329	240.967	-0.56	---
	III	4-12	80	470	3.46	0.01265	5.94645	1718.628	-0.56	-0.27
	VI	12-23	150	505	-17.77	0.01159	-5.8563	329.56	-0.56	-0.56
	I	23-2	200	320	-24.3	0.00472	-1.5132	62.272	-0.56	-0.42
							2.718	2425.60	$\Delta Q=-0.00056$	
III	---	4-5	100	310	6.03	0.01163	3.60622	598.047	0.27	---
	---	5-6	100	485	5.71	0.01044	5.0646	886.972	0.27	---
	IV	6-11	100	770	-3.88	0.004868	-3.7483	966.07	0.27	0.32
	---	11-12	200	485	-17.77	0.002546	-1.2351	69.505	0.27	---
	II	12-4	80	470	-3.46	0.01265	-5.9464	1718.628	0.27	0.56
							-2.2591	4239.231	$\Delta Q=0.000266$	
IV	---	6-7	100	530	5.30	0.008546	4.32960	877.829	-0.32	---
	---	7-8	80	770	2.14	0.004903	3.77596	1764.470	-0.32	---
	V	8-11	80	530	-3.86	0.015710	-8.32674	2157.187	-0.32	-0.04
	III	11-6	100	770	+3.88	0.00486	3.74838	966.078	-0.32	-0.27
							3.7272	5765.565	$\Delta Q=-0.00032$	
V	---	8-9	80	1280	1.29	0.001820	2.33029	1806.427	0.04	---
	---	9-10	80	415	-1.13	0.00140	-0.583977	516.7945	0.04	---
	---	10-11	80	1225	-2.88	0.008804	-10.7849	3744.771	0.04	---
	IV	11-8	80	530	3.86	0.015710	8.32674	2157.187	0.04	0.32
							-0.7118	8225.1805	$\Delta Q=0.00004$	
VI	---	12-13	80	805	-0.4	0.000193	-0.15558	388.958	0.56	---
	---	13-14	100	745	-3	0.002935	-2.18664	7288.882	0.56	---
	VII	14-22	100	805	-4.87	0.007623	-6.13653	1260.068	0.56	-0.32
	I	22-23	100	235	-2.97	0.002877	-0.67627	627.7016	0.56	-0.42
	II	23-12	150	505	17.77	0.011596	5.85631	329.561	0.56	+0.56
							-3.2987	2935.172	$\Delta Q=0.00056$	
VII	---	14-15	100	515	-2.64	0.00228	-1.1764	445.6155	0.32	---
	---	15-16	100	805?	-4.4	0.006238	-5.02196	1141.356	0.32	---
	IX	16-22	150	515	-9.99	0.003707	-1.90949	191.1404	0.32	-0.18
	VI	22-14	100	805	4.87	0.007623	6.13653	1260.068	0.32	-0.56
							-1.97135	3038.180	$\Delta Q=0.00032$	
VIII	---	16-17	60	245	0.64	0.002109	0.51691	807.676	0.08	---
	---	17-18	60	770	-0.22	0.000274	-0.21135	960.695	0.08	---
	---	18-19	80	245	-1.08	0.001288	-0.31576	292.378	0.08	---
	IX	19-16	80	770	-0.69	0.000543	-0.4184	606.418	0.08	-0.18
							-0.4286	2667.170	$\Delta Q=0.00008$	
IX	---	19-20	80	515	-2.10	0.004725	-2.43351	1158.877	0.18	---
	---	20-21	100	460	-5.09	0.00831	-3.8266	751.788	0.18	---
	I	21-22	150	320	+15.73	0.00910	2.91350	185.219	0.18	-0.42
	VII	22-16	150	515	9.99	0.00370	1.90949	191.140	0.18	-0.32
	VIII	16-19	80	770	0.69	0.000543	0.418428	606.418	0.18	-0.08
							-1.0186	2893.384	$\Delta Q=0.00018$	

Caractéristiques de la maille					4 ^{ème} approximation				4 ^{ème} correction	
LA MAILLE	MAILLE ADJACENTE	N° DU TRONCON	DIAMÈTRE (mm)	LONGUEUR (m)	DÉBIT (l/s)	J (m/ml)	ΔH (m)	ΔH/Q	CMP	CMA
	---	1-2	250	160	39.94	0.00391	0.62611	15.67626	0.23	---
	II	2-23	200	320	25.28	0.005114	1.63651	64.735	0.23	-0.24
	IV	23-22	100	235	2.83	0.002617	0.61514	217.367	0.23	-0.19
	IX	22-21	150	320	-15.49	0.00883	-2.8260	182.441	0.23	-0.07
	---	21-1	200	75	-22.56	0.004081	-0.30614	13.570	0.23	---
							-0.254	493.791	ΔQ=0.00023	
II	---	2-3	150	145	13.31	0.00653	0.948130	71.23441	0.24	---
	---	3-4	150	505	12.36	0.0056	2.8518	230.735	0.24	---
	III	4-12	80	470	2.63	0.00735	3.45911	1315.253	0.24	+0.28
	VI	12-23	150	505	-18.89	0.01309	-6.61184	350.018	0.24	-0.19
	I	23-2	200	320	-25.28	0.005114	-1.63651	64.735	0.24	-0.23
							-0.98921	2031.977	ΔQ=0.00024	
III	---	4-5	100	310	6.3	0.01268	3.93309	624.3001	-0.28	---
	---	5-6	100	485	5.98	0.01442	5.54972	928.048	-0.28	---
	IV	6-11	100	770	-3.29	0.003518	-2.7091	823.464	-0.28	-0.04
	---	11-12	200	485	-17.5	0.00247	-1.19833	68.476	-0.28	---
	II	12-4	80	470	-2.63	0.007359	-3.45911	1315.253	-0.28	-0.24
							2.1161	2759.542	ΔQ=-0.00028	
IV	---	6-7	100	530	4.84	0.00753	3.99116	824.621	0.04	---
	---	7-8	80	770	1.82	0.003567	2.74720	1509.45	0.04	---
	V	8-11	80	530	-4.22	0.01874	-9.93564	2354.41	0.04	+0.08
	III	11-8	100	770	3.29	0.003018	2.70919	823.464	0.04	0.28
							-0.48806	5511.95	ΔQ=0.00004	
V	---	8-9	80	1280	1.93	0.001932	2.47315	1859.514	-0.082	---
	---	9-10	80	415	-1.09	0.001312	-0.54452	499.56	-0.082	---
	---	10-11	80	1225	-2.84	0.008564	-10.4912	3694.099	-0.08	---
	IV	11-8	80	530	-4.22	0.01874	9.9356	2354.417	-0.08	-0.04
							1.373	8407.59	ΔQ=-0.000082	
VI	---	13-13	80	805	0.16	0.0000358	0.02889	180.595	0.19	---
	---	13-14	100	745	-2.44	0.001957	-1.45856	597.800	0.19	---
	VII	14-22	100	805	-4.63	0.00689	-5.5534	1199.45	0.19	-0.24
	I	22-23	100	235	-2.83	0.002611	-0.61514	217.367	0.19	-0.23
	II	23-12	150	505	18.89	0.01309	6.61184	350.018	0.19	-0.24
							-0.986	2545.23	ΔQ=0.00019	
VII	---	14-15	100	515	-2.32	0.001774	-0.91365	393.816	0.27	---
	---	15-16	100	805	-4.08	0.00537	-4.3269	1060.519	0.27	---
	IX	16-22	150	515	-9.85	0.003605	-1.8570	188.531	0.27	-0.07
	VI	22-14	100	805	4.63	0.00689	5.5534	1199.451	0.27	-0.19
							-1.5441	2842.319	ΔQ=0.00027	
VIII	---	16-17	60	245	0.72	0.002652	0.64994	902.708	0.05	---
	---	17-18	60	770	-0.14	0.000118	-0.09147	663.41	0.05	---
	---	18-19	80	245	-1	0.001110	-0.27202	272.021	0.05	---
	IX	19-16	80	770	-0.79	0.000704	-0.54250	686.714	0.05	-0.07
							-0.2560	2514.859	ΔQ=0.00005	
IX	---	9-20	80	515	-1.92	0.00386	-2.04073	1062.88	0.07	---
	---	20-21	100	460	-4.91	0.00774	-3.5637	725.811	0.07	---
	I	21-22	150	320	15.49	0.00883	2.8260	182.441	0.07	-0.23
	VII	22-16	150	515	9.85	0.00360	1.857031	188.531	0.07	-0.27
	VIII	16-19	80	770	0.79	0.000704	0.54250	686.714	0.07	-0.05
							-0.3789	2846.38	ΔQ=0.00007	

CARACTERISTIQUE DE LA MAILLE					5 ^{me} APPROXIMATION				5 ^{me} CORRECTION	
N° DE LA MAILLE	MAILLE ADJACENTE	N° DU TRONCON	DIAMETRE (mm)	LONGUEUR (m)	DEBIT (l/s)	J (m/ml)	ΔH (m)	ΔH/Q	CMP	CMA
I	---	1-2	250	40.17	40.17	000395	0.633275	15.7648	0.16	----
	II	2-23	200	320	25.27	0.005110	1.63522	64.7102	0.16	0.15
	VI	23-22	100	235	2.87	0.002690	0.632319	220.320	0.16	-0.17
	IX	22-21	150	320	-15.33	0.00865	-2.76844	180.589	0.16	-0.04
	---	21-1	200	75	-22.33	0.00399	-0.29999	13.3473	0.16	----
							-0.1676	494.82	ΔQ=0.00016	
II	---	2-3	150	145	13.55	0.006774	0.98228	72.4933	-0.15	----
	---	3-4	150	505	12.60	0.005866	2.96252	235.120	-0.15	----
	III	4-12	80	470	3.15	0.01050	4.93916	1567.988	-0.15	-0.09
	VI	12-23	150	505	-18.84	0.013024	-6.57713	349.104	-0.15	-0.17
	I	23-2	200	320	-25.27	0.00511	-1.63522	64.71019	-0.15	-0.16
							0.67160	2289.417	ΔQ=-0.00015	
III	---	4-5	100	310	6.02	0.01594	3.59439	597.074	0.09	----
	---	5-6	100	485	5.70	0.01040	5.0497	885.451	0.09	----
	IV	6-11	100	770	-3.61	0.00422	-3.25196	900.821	0.09	0.07
	---	11-12	200	485	-17.78	0.002549	-1.23647	69.5432	0.09	----
	II	12-4	80	470	-3.15	0.01050	-4.93916	1507.98	0.09	0.15
							-0.78614	4020.878	ΔQ=0.00009	
IV	---	6-7	100	530	4.88	0.00765	4.05661	831.2728	-0.07	----
	---	7-8	80	770	1.86	0.00372	2.86689	1541.339	-0.07	----
	V	8-11	80	530	-4.10	0.01770	-9.38357	2288.675	-0.07	0
	III	11-6	100	770	3.61	0.00422	3.25196	900.821	-0.07	-0.09
							0.79189	5562.109	ΔQ=-0.00007	
V	---	8-9	80	1280	1.25	0.001712	2.19166	1753.33	0.00	----
	---	9-10	80	415	-1.17	0.001505	-0.62480	534.021	0.00	----
	---	10-11	80	1225	-2.92	0.009047	-11.0826	3795.441	0.00	----
	IV	11-8	80	530	4.10	0.017704	9.38357	2288.675	0.00	0.07
							-0.1322	8371.469	ΔQ=+0.00007	
VI	---	12-13	80	805	0.35	0.000150	0.12119	346.265	0.17	----
	---	13-14	100	745	-2.25	0.00167	-1.24492	533.297	0.17	----
	VII	14-22	100	805	-4.71	0.007136	-5.74458	1219.65	0.17	-0.09
	I	22-23	100	235	-2.87	0.002690	-0.63231	220.320	0.17	-0.16
	II	23-12	150	505	18.84	0.013024	6.5771	349.104	0.17	0.15
							-0.92349	2688.646	ΔQ=0.00017	
VII	---	14-15	100	515	-2.05	0.00139	-0.71766	350.082	0.09	----
	---	15-16	100	805	-3.81	0.004696	-3.78068	992.304	0.09	----
	IX	16-22	150	515	-9.65	0.00346	-1.7833	184.803	0.09	-0.04
	VI	22-14	100	805	4.71	0.00713	5.7445	1219.657	0.09	-0.17
							-0.5371	2746.84	ΔQ=0.00009	
VIII	---	16-17	60	245	0.77	0.003023	0.74079	962.068	0.02	----
	---	17-18	60	770	-0.09	0.0000533	-0.04107	456.4107	0.02	----
	---	18-19	60	-0.85	-0.95	0.0010054	-0.24632	259.290	0.02	----
	IX	19-16	80	770	-0.81	0.000739	-0.56923	702.756	0.02	-0.04
							-0.1158	2380.524	ΔQ=0.000024	
IX	---	19-20	80	515	-1.85	0.00368	-1.89729	1025.564	0.04	----
	---	20-21	100	460	-4.84	0.00753	-3.46403	715.7093	0.04	----
	I	21-22	150	320	15.33	0.00865	2.76844	180.589	0.04	-0.16
	VII	22-16	150	515	9.65	0.003462	1.78335	184.803	0.04	-0.09
	VIII	16-19	80	770	0.81	0.000739	0.56923	702.756	0.04	-0.02
							-0.2403	2809.423	ΔQ=0.00004	

3-5 Calcul des pressions au sol

Le réseau de distribution doit être calculé pour satisfaire aux conditions de pression suivantes;

- une charge minimale de 3,00 m doit être prévue sur les orifices de puisage les plus élevées (5.00 m dans le chauffe-eau instantané)
- en vue de la bonne tenue des canalisations il y a lieu d'éviter des pressions supérieures à 40 m qui risquent d'apporter des désordres (fuites) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures des abonnés .

La pression desservie au sol devra être calculée en prenant en considération la hauteur des immeubles (existants) . Dans notre cas les immeubles sont limités au rez- de chaussée , donc la pression minimale est de :

$$P_{\text{sol}} = n \cdot 4 + 10$$

où n : nombre d'étage

le chiffre 4 : représente la hauteur d'un étage

le chiffre 10 : représente la charge libre .

$$P_{\text{sol}} = 0 \times 4 + 10 = 10 \text{ m}$$

Pour le calcul de la pression au sol en un point quelconque du réseau on doit d'abord déterminer la cote piezometrique en ce point ; donnée par la formule :

$$C_p = P + C_T$$

où C_T : est la cote du terrain en ce point

C_p : est la cote piezometrique .

En commençant par le point de jonction (n° 1) , et connaissant la cote piezometrique dans le reservoir (C_{TP}) on a :

$$C_{p1} = \text{cote du trop plein} - \text{les pertes de charge } 1 - R$$

$$\text{On a en general } C_{p \text{ aval}} = C_{p \text{ amont}} - \Delta h$$

CALCUL DES PRESSIONS AU SOL Tableau N°VIII

N° de maille	Tronçons	Altitudes (m)		Perte de charge (m)	Côte piézométrique (m)		Pression (m)
		Amont	Aval		Amont	Aval	
I	1-2	781.75	781.26	0.64	795.95	796.59	15.33
	2-23	781.26	778.23	1.67	796.59	794.92	16.69
	23-22	778.23	780.00	0.63	794.92	795.55	15.55
	21-22	781.70	780.00	2.72	798.27	795.55	16.57
	1-21	781.75	781.70	2.32	795.95	798.27	15.33
II	2-3	781.26	780.94	0.96	796.59	795.63	14.69
	3-4	780.94	774.25	2.89	795.63	792.74	18.49
	4-12	774.25	770.00	4.22	792.74	788.52	18.52
	23-12	778.23	770.00	6.40	794.92	788.52	16.69
	2-23	781.26	778.23	1.67	796.59	794.92	15.33
III	4-5	774.25	770.71	3.82	792.74	788.92	18.21
	5-6	770.71	762.00	5.20	788.92	783.72	21.72
	11-6	768.74	762.00	2.97	786.69	783.72	17.95
	12-11	770.00	768.74	1.83	788.52	786.69	18.52
	4-12	774.25	770.00	4.22	792.72	788.52	14.62
IV	6-7	762.00	756.89	3.94	783.72	779.78	22.89
	7-8	756.89	751.10	2.66	779.78	777.12	26.02
	11-8	768.74	751.10	9.57	786.69	777.12	17.95
	11-6	768.74	762.00	2.97	786.69	783.72	21.72
V	8-9	751.10	745.38	2.19	777.12	771.93	29.55
	10-9	749.76	745.38	0.62	775.55	774.93	25.79
	11-10	768.74	749.76	11.14	786.69	775.55	17.95
	11-8	768.74	751.10	9.57	786.69	777.12	26.02
VI	12-13	770.00	756.93	0.25	788.52	788.27	31.34
	14-13	768.00	756.93	1.07	789.34	788.27	21.34
	22-14	780.00	768.00	6.33	795.55	789.34	15.55
	23-22	778.23	780.00	0.63	794.92	795.55	16.69
	23-12	778.23	770.00	6.40	794.92	788.52	18.52
VII	15-14	773.54	768.00	0.66	790.00	789.34	16.46
	16-15	778.77	773.54	3.61	786.39	790.00	07.62
	21-16	780.00	778.97	10.48	795.55	786.39	15.55
	22-14	780.00	768.00	6.03	795.55	789.34	21.34
VIII	16-17	778.77	778.91	0.78	786.39	787.17	8.26
	18-17	767.44	778.91	0.03	787.71	787.74	20.27
	19-18	770.25	767.44	0.24	787.95	787.71	17.70
	16-19	778.97	770.25	0.60	786.39	787.95	7.42
IX	20-19	779.26	770.25	1.82	785.65	787.95	6.39
	21-20	781.70	779.26	0.5	798.27	789.77	16.57
	21-22	781.70	780.00	2.72	798.27	795.55	15.55
	22-16	780.00	778.97	9.38	795.77	786.39	7.42
	16-19	778.97	770.25	0.6	786.39	787.95	12.22

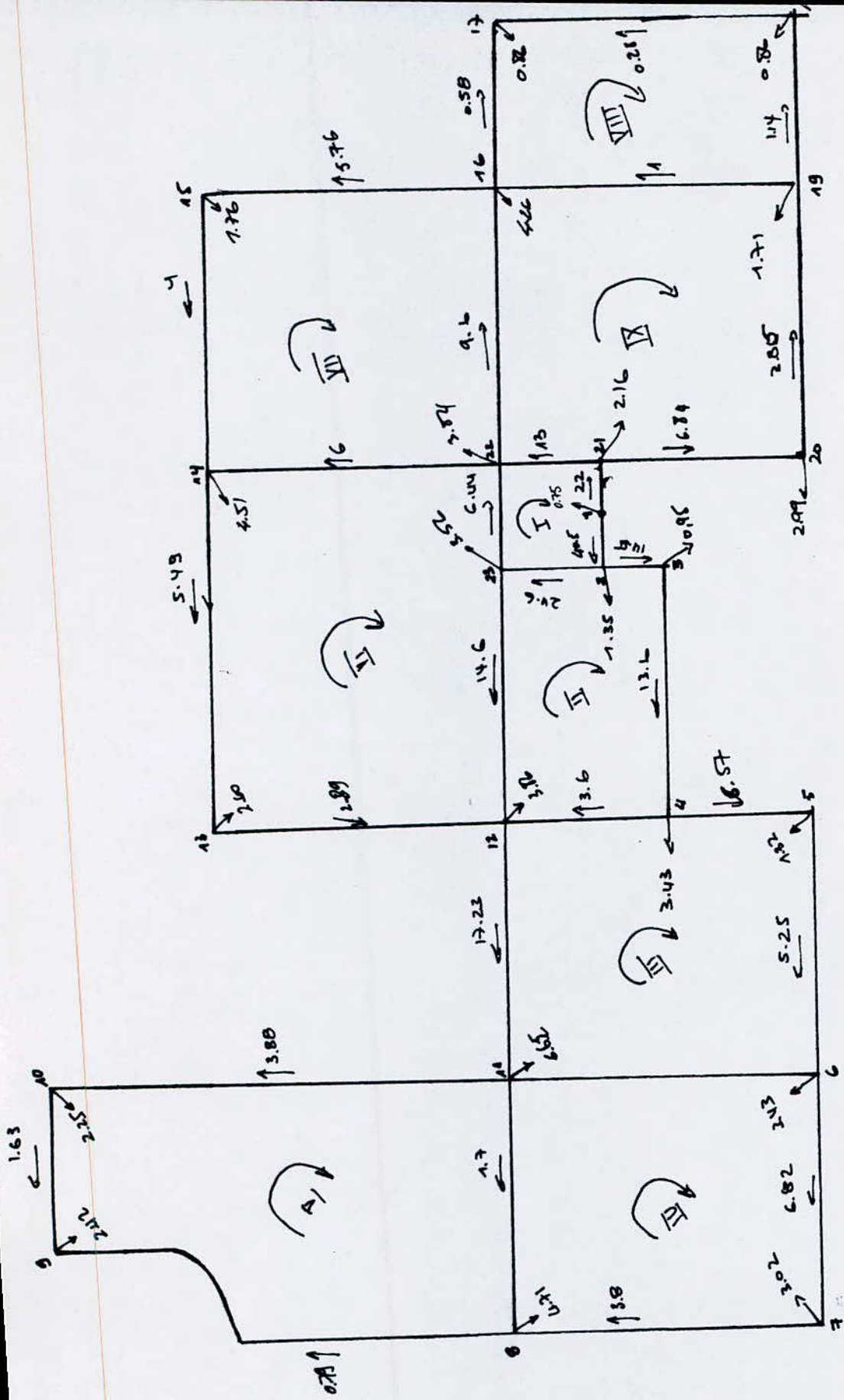


Fig. 1 Schemas d'alimentation

CARACTERISTIQUE DE LA MAILLE

6^{eme} APPROXIMATION

N° DE MAILLE	MAILLE ADJACENTE	N° DU TRONCON	(DIAMETRE en mm)	LONGUEUR en (m)	DEBIT (l/e)	J (m/ml)	H (m)	H/Q	CMP	CMA	
I	---	1-2	250	160	40.33	0.003989	0.63828	15.82652			
	II	2-23	200	320	25.58	0.005235	1.67521	65.4893			
	IV	23-22	100	235	2.86	0.002672	0.628004	219.582			
	IX	22-21	150	320	-15.21	0.008517	-2.72564	179.200			
	---	21-1	200	75	-22.17	0.00394	-0.29575	13.3404			
								-0.0798	493.439	$\Delta Q=0.00008$	
II	---	2-3	150	145	13.40	0.006626	0.96086	71.7065			
	---	3-4	150	505	12.45	0.005728	2.89313	231.380			
	III	4-12	80	470	2.91	0.008986	4.22342	1451.350			
	VI	12-23	150	505	-19.16	0.013466	-6.80083	345.949			
	I	23-2	200	320	-25.58	0.005235	-1.67521	65.4893			
								-0.398	2175.875	$\Delta Q=0.00009$	
III	---	4-5	100	310	6.11	0.0119	3.82100	625.368			
	---	5-6	100	485	5.79	0.01073	5.20604	899.143			
	IV	6-11	100	770	-3.45	0.003862	-2.9744	862.145			
	---	11-12	200	485	-17.69	0.002524	-1.22415	69.20026			
	II	12-4	80	470	-2.91	0.008986	-4.2234	1451.350			
								0.605	3907.20	$\Delta Q=-0.00008$	
IV	---	6-7	100	530	4.81	0.007438	3.94243	819.633			
	---	7-8	80	770	1.79	0.00345	2.65911	1485.54			
	V	8-11	80	485	-4.17	0.018308	-9.70369	2327.025			
	III	11-6	100	770	3.45	0.003862	2.974401	862.1453			
								-0.12774	5494.344	$\Delta Q=0.00001$	
V	---	8-9	80	1280	1.25	0.00172	2.19166	1753.330			
	---	9-10	80	415	-1.17	0.001505	-0.62480	534.021			
	---	10-11	80	1225	-2.92	0.009047	-11.0826	3795.441			
	IV	11-8	80	530	4.17	0.018308	9.70369	2327.025			
								0.1878	8409.819	$\Delta Q=-0.00001$	
VI	---	12-13	80	805	0.52	0.00031	0.25518	490.744			
	---	13-14	100	745	-2.08	0.001433	-1.06800	513.462			
	VI	14-22	100	805	-4.63	0.006898	-5.55346	1199.451			
	I	22-23	100	235	-2.86	0.002672	-0.62800	219.582			
	II	23-12	150	505	19.16	0.013466	6.80083	345.949			
								-0.19344	2778.189	$\Delta Q=0.00003$	
VII	---	14-15	100	515	-1.96	0.001276	-0.65757	335.497			
	---	15-16	100	805	-3.72	0.004480	-3.60677	969.563			
	IX	16-22	150	515	-9.60	0.003427	-1.76516	183.871			
	VI	22-14	100	805	4.63	0.006898	5.55346	1199.451			
								-0.47605	2688.384	$\Delta Q=0.00008$	
VIII	---	16-17	60	245	0.79	0.003178	0.77878	985.807			
	---	17-18	60	770	-0.07	0.0000341	-0.02626	345.275			
	---	18-19	80	245	-0.93	0.000964	-0.23640	254.196			
	IX	19-16	80	770	-0.83	0.000774	-0.59659	718.791			
								-0.0804	2334.071	$\Delta Q=0.00002$	
IX	---	19-20	80	515	-1.81	0.003594	-1.81767	1004.239			
	---	20-21	100	460	-4.80	0.00740	-3.40769	709.936			
	I	21-22	150	320	15.21	0.008517	2.72564	179.200			
	VII	22-16	150	515	9.6	0.003427	1.76516	183.871			
	VIII	16-19	80	770	0.83	0.000774	0.59659	718.791			
								-0.13796	2796.039	$\Delta Q=0.00002$	

CHAPITRE N° VIII

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

Parmi les causes de destruction des conduites, il y'a la corrosion qui n'est autre que l'action du milieu ambiant.

Elle provoque de grand degats materiels et d'énorme perte financière qui peut atteindre des milliards de centimes.

Les processus de corrosion sont des reactions chimiques où électrochimiques, qui se passent à la surface de separation metal-milieu ambiant, par oxydation des metaux.

Il y'a deux sortes de corrosion,

* corrosion uniforme

*corrosion localisée

Pour éviter un tel phénomène pour nos conduites, on est obligé de faire appel à des moyens de protections efficaces, faisable, et économique, et qui peuvent être controlables.

Parmi ces moyens, on peut citer la protection cathodique qui est une protection externe.

Le mécanisme de cette protection depend d'un courant appliqué qui polarise les éléments cathodiques des piles locales jusqu'au potentiel en circuit ouvert des anodes, la surface devient équipotentielle (les potentiels de l'anode et de la cathode devient équipotentielle c'est à dire égaux), afin que les courants de corrosion ne s'écoulent plus.

Autrement dit, pour une valeur suffisamment élevée de la densité de courant appliqué, un courant positive pénètre dans le metal dans toute les regions de la surface du métal, ainsi les ions métalliques n'ont pas tendance à passer en solution(sol), on peut citer deux sortes de protection cathodique:

1. *Protection galvanique par anodes sacrificielles; si l'anode est composée d'un métal plus actif dans la classification des potentiels, que le métal à protéger alors y forme une pile, et l'électrode

appliquée est appelée anode sacrificielle; parmi les métaux utilisés pour la protection sont généralement le magnésium, le zinc, ou l'aluminium.

On utilisera ces anodes sacrificielles dans le cas où la puissance électrique n'est pas facile à obtenir, où lorsque il n'est pas commode, où économique d'installer des lignes électriques à cet effet.

2. *Protection galvanique par anodes auxiliaires; elle est applicable dans le cas où il existe des lignes électriques, on reliera les bornes électriques à un redresseur de courant, on obtiendra alors un courant continu, ainsi le pôle positif est relié à l'électrode auxiliaire, et le pôle négatif à la canalisation, de cette manière le courant s'écoule de l'électrode auxiliaire à travers l'électrolyte (sol), jusqu'à la canalisation.

Pour nos conduites on optera pour la protection galvanique par anode sacrificielle, vue la simplicité d'application, et qui ne demande aucun entretien, on peut dire qu'elle est avantageuse par rapport à la protection galvanique par anode auxiliaire qui est un moyen dépendant du courant des lignes électriques c'est à dire la présence de la protection, nécessite la présence du courant continu.

Le nombre d'anode sacrificielle est fonction de la surface à protéger donner par :

$$n = \frac{S \cdot i}{I}$$

avec S: section de la conduite à protéger

i: densité de courant de protection nécessaire (mA/m^2).

I: débit probable de l'anode (mA).

Pour une conduite neuve et en bonne état

$$i = 1 \text{ à } 5 \text{ mA}/\text{m}^2$$

$$I = 250 \text{ mA (environ)}.$$

d'ou le nombre d'anode sera :

$$n = \frac{S \cdot i}{I} = \frac{S \cdot 2,5}{250} = 0,01 \text{ s.}$$

* La conduite d'adduction (des refoulement) a une longueur de 835 m, et un diametre $\phi = 250 \text{ mm.}$

d'ou :

$$n = 0,01 \cdot 2 \cdot \pi \cdot R \cdot l = 0,01 \cdot \pi \cdot \phi \cdot l$$

$$n = 0,01 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 0,125 \cdot 835$$

$$n = 6,55 \text{ soit } n = 7 \text{ anodes}$$

La forme de ces anodes peut etre cylindrique , et le poids varie de 2 kg à 70 kg selon l'usage.

La durée de vie est difficilement appreciable car les caracteristiques du sol varient en fonction du temps.

Ces anodes seront enfuit, dans le sol à une distance de 3m environ de la conduite.

* La conduite de distribution a une longueur de 170m, et un diametre $\phi = 300 \text{ mm.}$

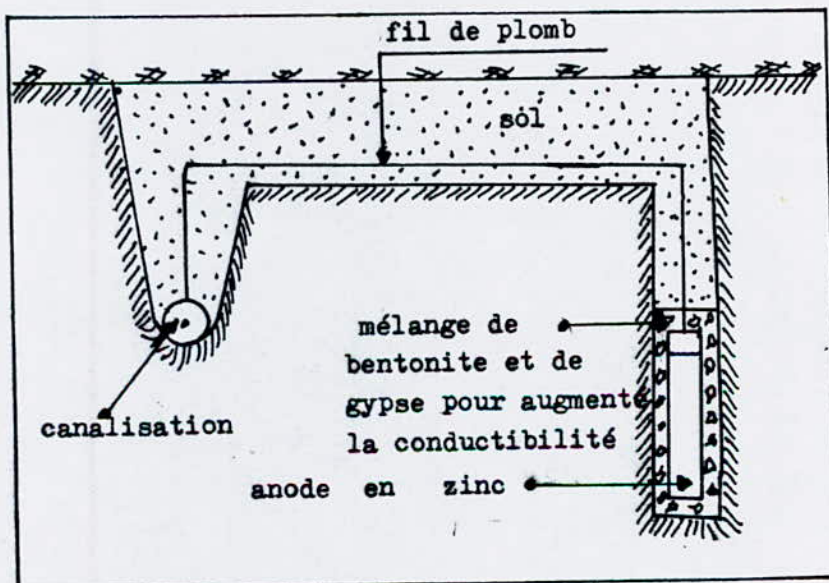
d'ou:

$$n = 0,01 \cdot 2 \cdot \pi \cdot R \cdot l = 0,01 \cdot \pi \cdot \phi \cdot l$$

$$n = 0,01 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 0,150 \cdot 170$$

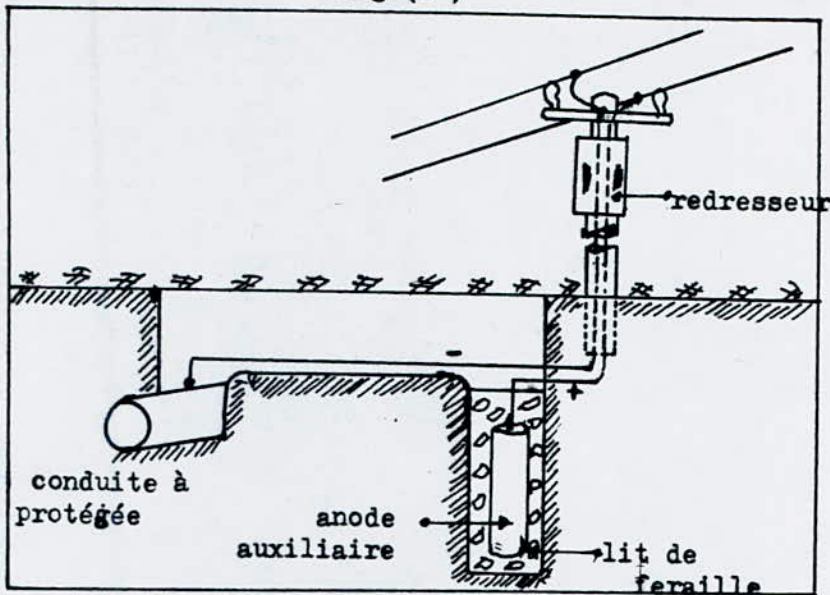
$$n = 1,60 \text{ soit } n = 2 \text{ anodes}$$

Pour la forme de ces anodes peut être cylindrique, et le poids varie comme celle ci-dessus .



*canalisation protégée cathodiquement au moyen d'une anode sacrificielle.

fig (*1)



canalisation protégée cathodiquement à l'aide d'une anode auxiliaire et d'un redresseur de courant .

3- Protection interne des conduites contre la corrosion :

Dans le cas où l'eau est fortement minéralisée, et si la vitesse de l'eau est faible, il y a formation de dépôt, ces derniers constituent des piles, attaquant facilement la canalisation.

Et si l'eau contient du fer, on a des perforations du métal ce qui entraîne la diminution rapide de l'épaisseur .

Donc pour un bon entretien de la conduite, il est recommandé d'éviter les faibles vitesses de l'eau, et on exige un revêtement intérieur de la conduite par enduit bitumineux.

CHAPITRE N° IX

POSE DES CANALISATIONS

Après avoir fait l'étude théorique, il est nécessaire de voir le côté pratique où l'on s'intéresse beaucoup à la pose des canalisations. Une bonne étude de la pose nous garantit un bon fonctionnement du réseau d'alimentation, les canalisations seront enterrées à l'intérieur des tranchées, et cela pour les protéger contre les dégradations, et de conserver l'eau à l'abri de la gelée.

Dans la pose des canalisations on suivra les étapes suivantes :

1/ Disposition des conduites :

La plupart du temps les conduites sont posées en tranchée ouverte cette opération s'effectue par tronçons successives en commençant par les tronçons contenant les points les plus haut de manière à assurer l'écoulement naturel des eaux d'infiltration.

Il est essentiel que les conduites soient posées en filets bien alignés et bien nivelés.

2/ L'exécution des tranchées:

a- le fond des tranchées doit être bien plan tout le long d'une même pente. Afin que la conduite soit bien rectiligne entre deux changements de pente où deux directions consécutifs.

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'une couche de:

0,15 à 0,20 cm de sable.

b- largeur de la tranchée doit être de telle sorte qu'un homme puisse y travailler.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$B \gg D + 2,0,3$$

B: largeur de la tranchée.

D: diamètre de la conduite. (voir fig 1).

c- profondeur de la tranchée :

Elle est généralement variable entre 0,6 ———— 1,20m.

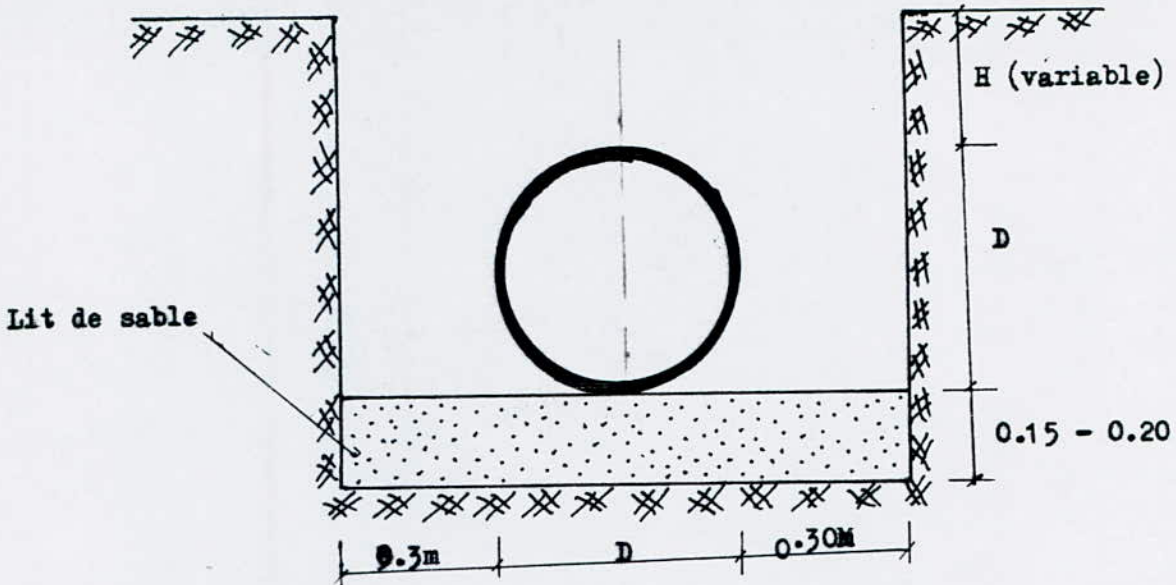


Fig- 1 : POSE de la conduite

3/ Remblayage des fouilles :

-La première couche sera composée d'un matériau fin, d'épaisseur $0,10\text{ m}$ au dessus de la génératrice supérieure de la conduite .

-Le remblayage se fera avec le produit d'extraction des fouilles

-Le compactage se fera par tranche de $0,20\text{ m}$ soigneusement tassés et arrosés .

On laisse un vide de $0,30\text{m}$ environ pour la reflexion finale où la chaussée à été deteriorée .

-On ne remblaye pas lorsque la conduite est sous pression .

4/ Traversée des routes :

La traversée d'une route par une conduite doit être aménagée en tenant compte du type de la conduite et de la classe de route .

Dans notre cas on a des conduites en acier et une route de moyen importance .

Notre conduite sous la route sera protégée par une gaine en acier (voir figure 1) .

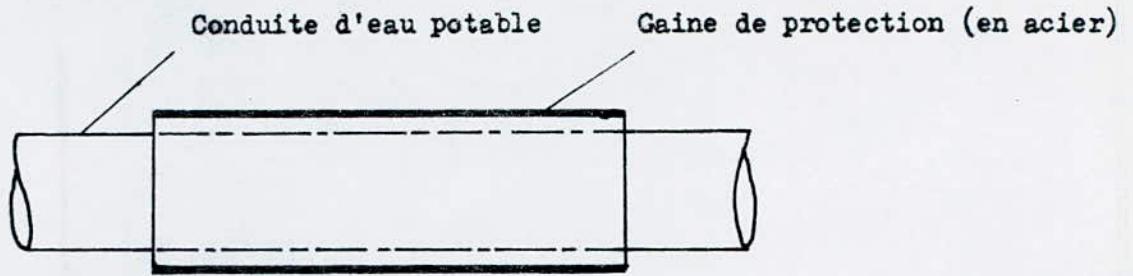


Fig- 2: Aménagement de la conduite sous une route

5/ Croisement des conduites avec les conduites de gaz et les cables

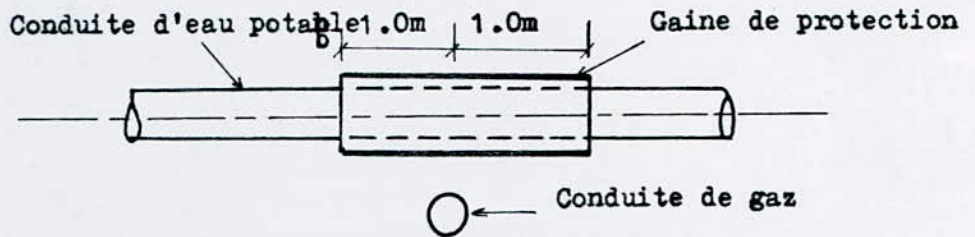


Fig3: croisement des conduites d'eau potable et de gaz

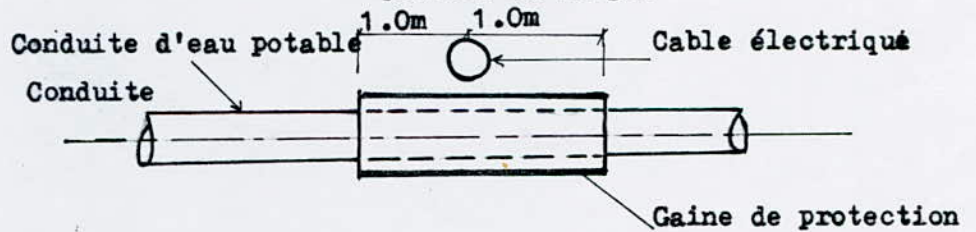


Fig- 4: Croisement des conduites d'eau et des cables

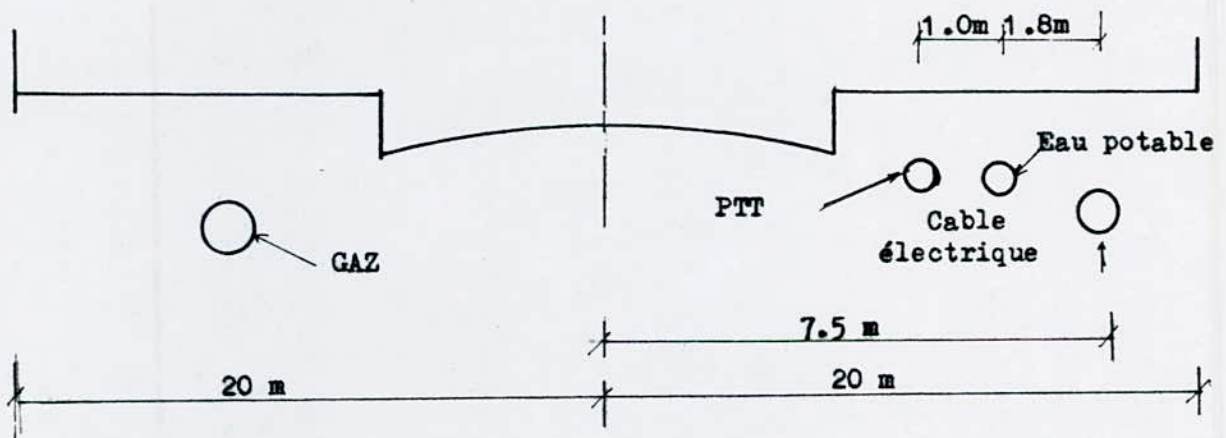


Fig- 5: Disposition des conduites

6/ Assemblage des conduites :

En générale les conduites en acier sont assemblées par simple soudage bout à bout , au niveau des robinets et des tés on fait appel à l'assemblage par joint perflexe et par joint à bride .

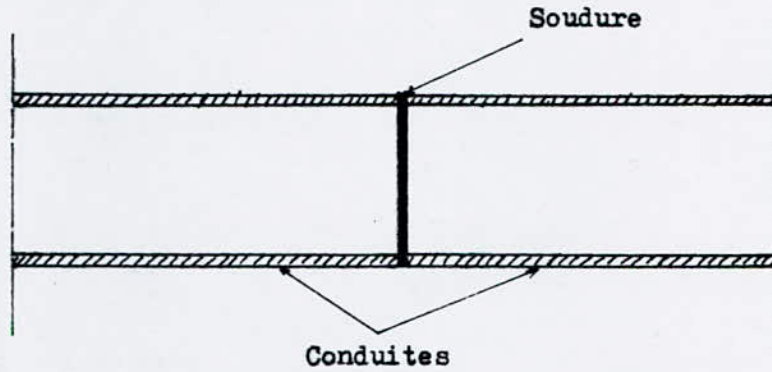


Fig -6: Assemblage des conduites

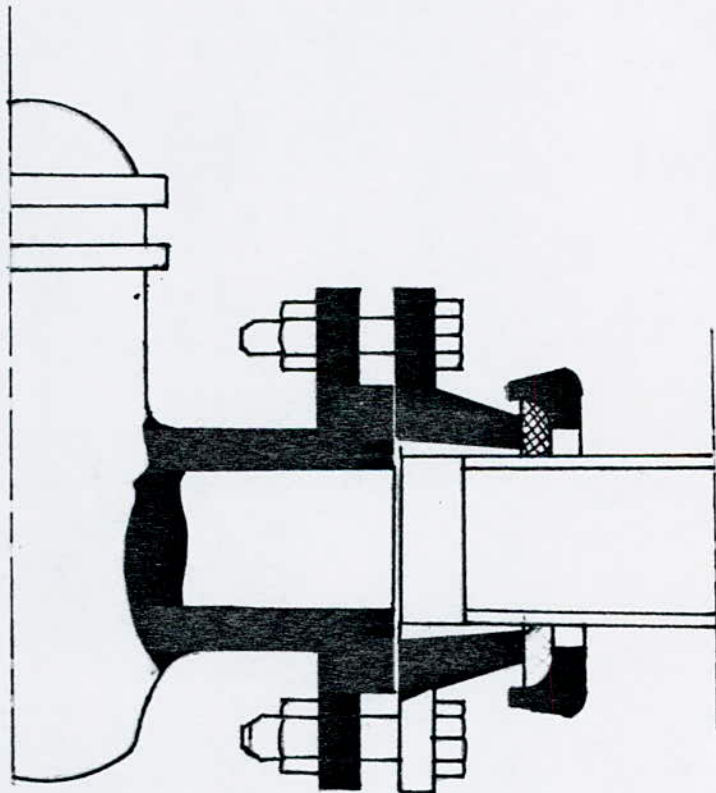
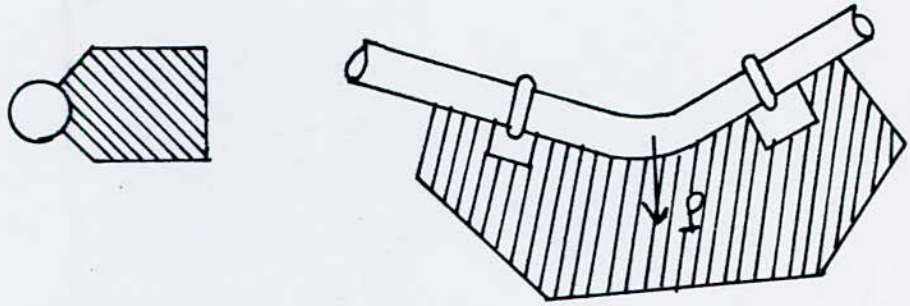


Fig-7: Assemblage Conduite-Robinet

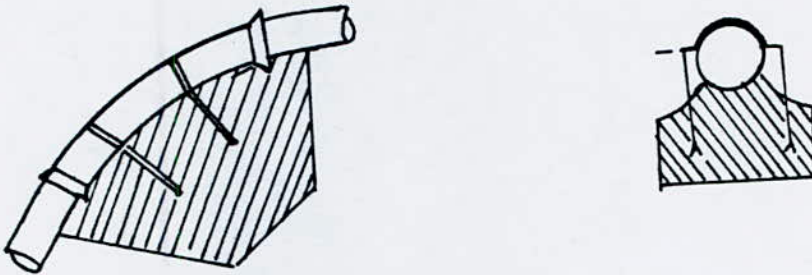
7/ Butée et amarrage des canalisations /

* coude horizontal : Au niveau du coude il y'a tendance sous la poussée exercée par l'eau, a un deboitement du joint dans les coudes et les branchements .

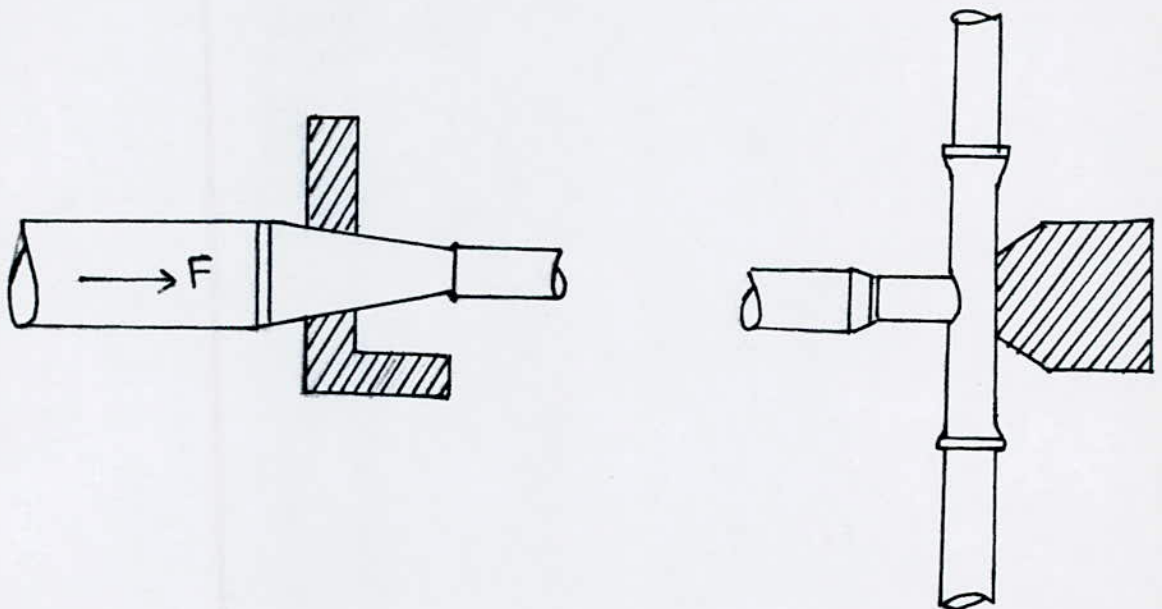
Dans les pièces longues on construit des butées en beton qui s'opposent à ce deboitement .



* Coude vertical :



* Cône et branchement :



CONCLUSION

Dans notre présente thèse, on a étudié tous les points concernant l'exploitation des ressources en eau (adduction, réservoir, réseau de distribution), ainsi que les points de protection des installations hydrauliques, pour leurs assurer un bon entretien.

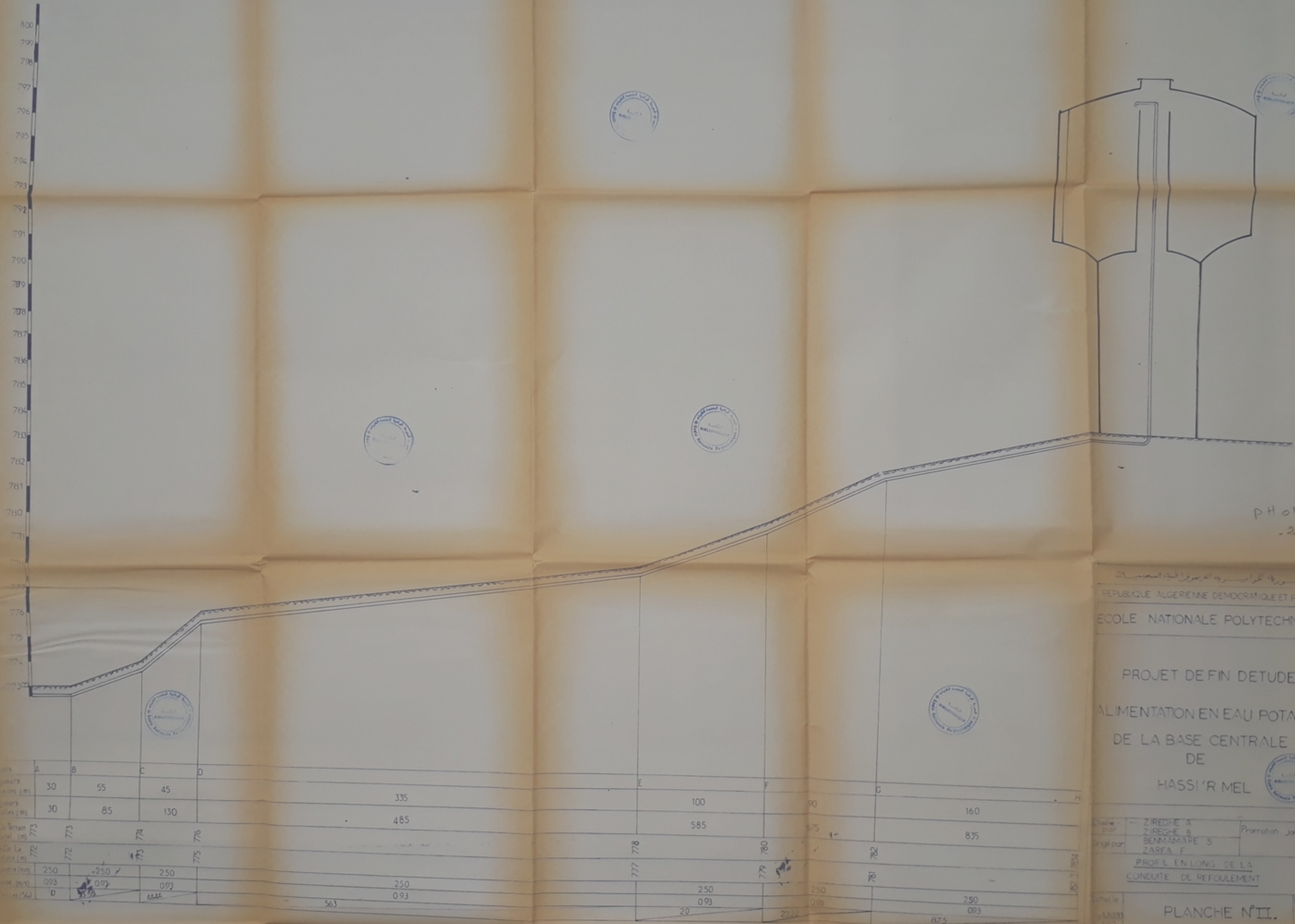
On a essayé dans notre étude de voir le côté économique en évitant la station de pompage, ainsi que le nombre de mailles dans le réseau de distribution, ainsi notre projet est réalisable.

Enfin on souhaite que cette présente étude puisse servir de référence pour la réalisation du projet.

- BIBLIOGRAPHIE -

- * Hydraulique générale et appliquée (CARLIER . M)
- * Hydraulique urbaine tome I et II (DUPONT . A)
- *Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations
de petite et moyenne importance (JACQUE BONNIN)
- * Guide d'alimentation en eau dans les agglomérations
urbaines et rurales-tome I- la distribution
d'apres (CYRIL GOMELLA et HENRI GUERREE)
- * Pompes hydrauliques et appareils élévatoires (L.DUCROS)
- * Manuel d'hydraulique générale (LENCASTRE.A)

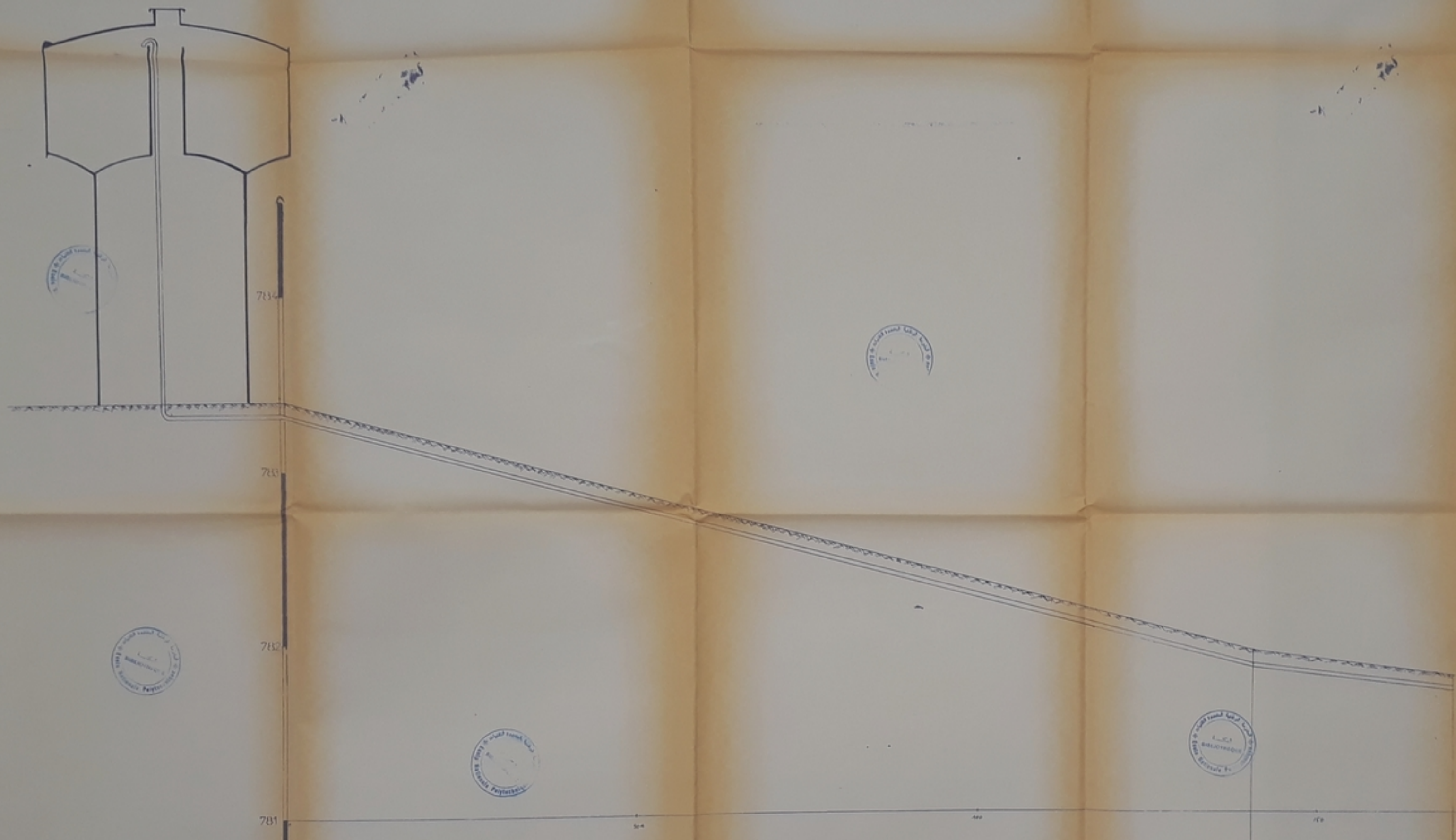
PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT



PH 01287
-2-

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 PROJET DE FIN DETUDES
 ALIMENTATION EN EAU POTABLE
 DE LA BASE CENTRALE
 DE
 HASSI'R MEL
 Etude par ZIREGHE A, ZIREGHE B, BENMAMARE S, ZARFA F. Promotion Janvier 1980.
 PROFIL EN LONG DE LA
 CONDUITE DE REFOULEMENT
 Planche N° II.

PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE D'AMMENE



Tronçon		
Distance Partielle (m)	140	30
Distance cumulée (m)	140	170
Côte du terrain nat (m)		
Côte de la conduite (m)	300	300
Diamètre (mm)	111	111
Vitesse (m/s)	1.0	2.3
Pente (‰)		

المجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 ALIMENTATION EN EAU POTABLE
 DE LA BASE CENTRALE
 DE
 HASSI R'MEL

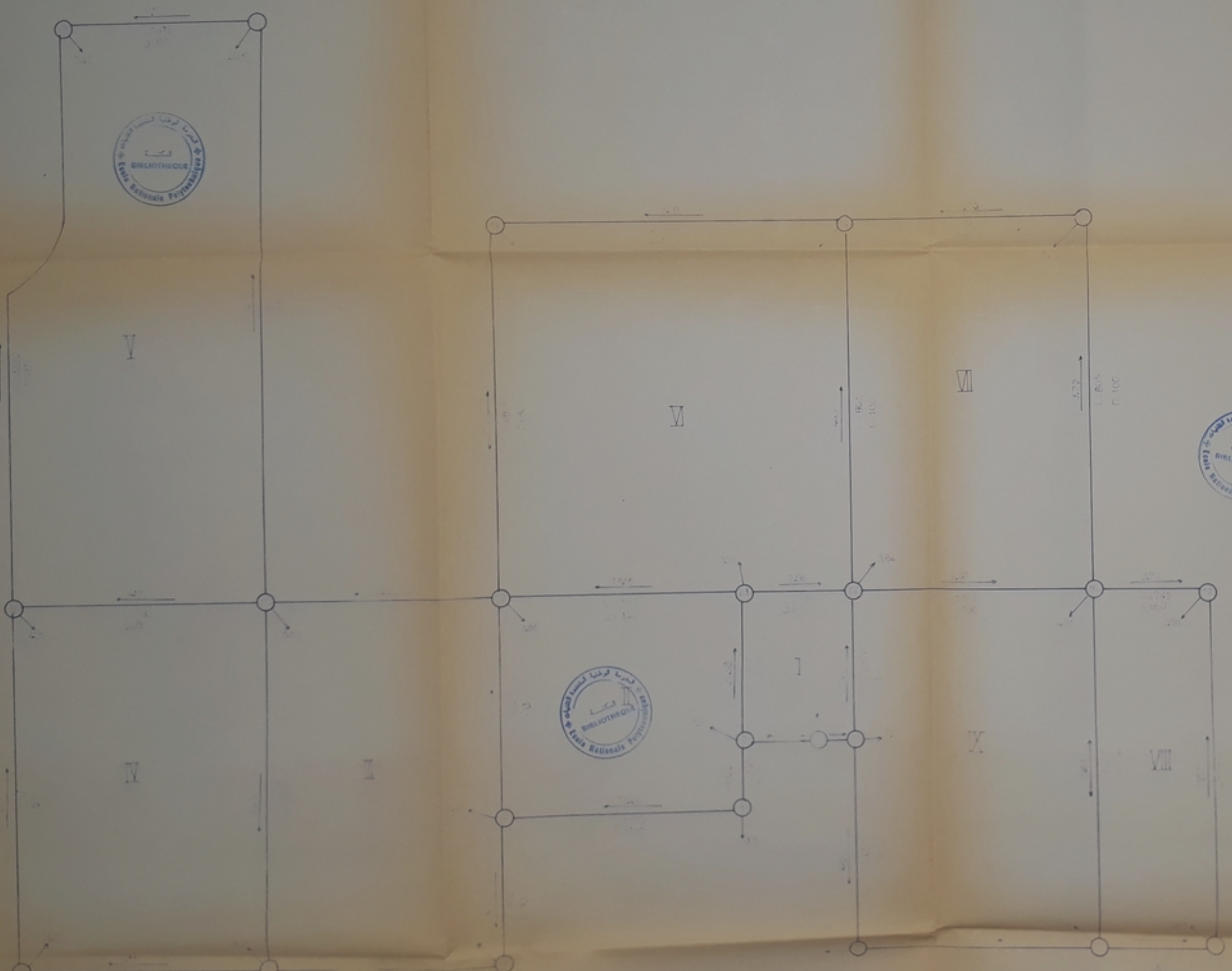
Etudié par:	ZIREGHE . A ZIREGHE . B	PROMOTION JANVIER . 1988
Dirigé par:	BENMAMARE . S ZERFA . F	

PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE D'AMMENE

PLANCHE N° III

Pn 01288
-3-

REPARTITION DEFINITIVE DES DEBITS



PH 01286
- 5 -

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

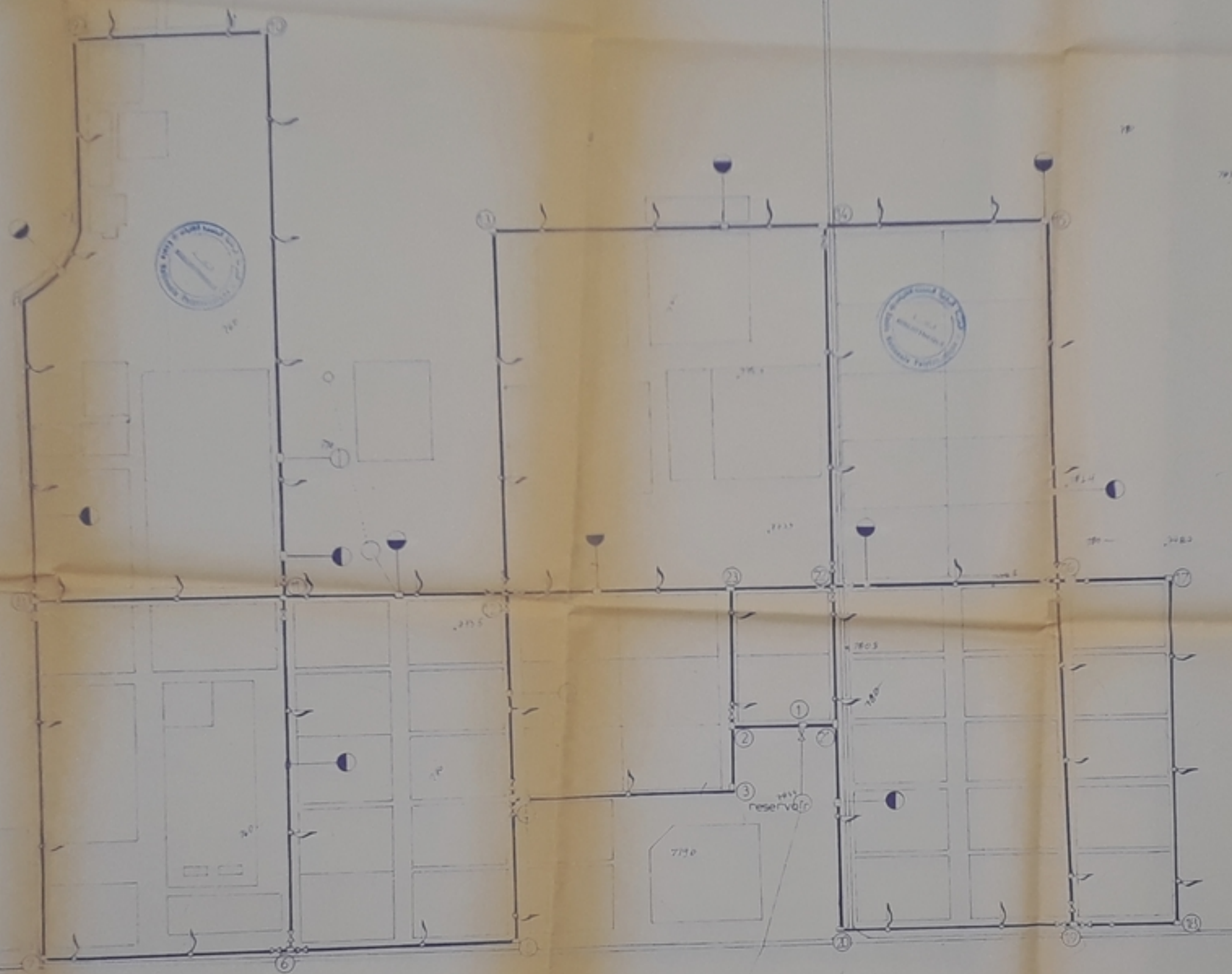
PROJET DE FIN D'ETUDES
 ALIMENTATION EN EAU POTABLE
 DE LA BASE CENTRALE
 DE
 HASSI R'MEL

Etude par:	ZIREGHE . A ZIREGHE . B	Promotion Janvier 1984
Dirigé par:	BENMAMARE . S ZERFA . F	





REPARTITION DE FINITIVE DES DEBITS

PLANCHE N° VI

SCHEMAS DU RESEAU DE DISTRIBUTION



LEGENDES

-  Robinet - Vanne
-  Bouche D'incendie
-  Ventouse
-  (15) Numeros Du Noeud

PH 012-88
- 4 -

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 République démocratique et populaire d'Algérie
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN
 D'ÉTUDES
 ALIMENTATION EN EAU
 POTABLE DE LA BASSE
 CENTRALE
 DE HASSI R'MEL

Étude par	ZIREGHE . A ZIREGHE . B	PROMOTION / SEMESTRE	1984 / 1984
Dirigé par	BENMAMANE ZETOUN		
SCHEMA DU RESEAU DE DISTRIBUTION			
Feuille	01/02	PLANCHE N° IV	

