

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT GÉNIE - HYDRAULIQUE

مدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
البيروت
PROJET DE FIN D'ÉTUDES
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

SUR

ALIMENTATION EN EAU POTABLE

DE LA

Z. H. U. N. DE M^{ed} GARIDI

7 PLANCHES

EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME D'INGÉNIEUR D'ÉTAT

Proposé par :
S. E. D. AL

Étudié par :
M BELHIMEUR
K BOUKETTA

Dirigé par :
Dr. N. V. RAO

Je dédie ce modeste ouvrage

A mes parents:

Avec toutes mes reconnaissances pour les aides
morales et matériels dont j'ai bénéficié de leur part !

A mes frères et soeurs ;

A tous mes amis et ceux qui m'ont aidés !

BOUKETTA KHELIFA

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

Nous tenons à exprimer notre gratitude à tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions notre promoteur, nous tenons à exprimer chaleureusement notre reconnaissance à tout le personnel de la S.F.D.A.L.

Nous saisissons cette occasion pour exprimer toute notre reconnaissance et notre respect à Monsieur G. LAPRAY pour les conseils et l'orientation qu'il n'a cessé de prodiguer pendant notre formation d'ingénieur.

Nous ne saurons oublier de remercier M^r KHETTAB, chef de département.

K. BOUKETTA

M. BELHIMEUR

= T A B L E D E S M A T I E R E S =

CHAPITRE I : GENERALITES

I . Introduction	I
2 . Démographie	3
3 . Estimation des besoins en eau	4
4 . Ressources	6

CHAPITRE II : RESERVOIRS .

1 . Position du problème	7
2 . Emplacement des reservoirs	7
3 . Capacités des reservoirs	8
4 . Dimensionnement du reservoir	8
5 . Dimensionnement du chateau d'eau	11
6 . Capacité à prendre en compte	12
7 . Mise en charge du reseau de distribution	12
8 . Equipement des reservoirs	12

CHAPITRE III : ADDUCTION

1 . Choix du tracé	16
2 . Type d'adduction	16
3 . Détermination du diamètre	17
4 . Calcul des pertes de charges	17
5 . Calcul des hauteurs manométriques	19
6 . Méthodes de calculs	20

CHAPITRE IV : STATIONS DE POMPAGES

1	•	Choix des pompes	26
2	•	Stations de reprise	26
3	•	Conditions d'installation des pompes	26
4	•	Canalisation de refoulement	27
5	•	Automatisme	34

CHAPITRE V : PROTECTIONS DES CONDUITES

A - PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER :

1	•	Définition	36
2	•	Interpretation physique	36
3	•	Expression de la célérité " a "	37
4	•	Moyens de protection	37
5	•	Etude du coup de bélier au refoulement: à l'arrêt brusque	38
		au démarrage des pompes	46
6	•	Vérification du coup de bélier à la conduite gravitaire : arrêt brusque	51

B - PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

I	•	Corrosion par formation de pile	52
2	•	Corrosion sous influence d'une installation électrique extérieure	55
3	•	Conclusion	60

CHAPITRE VI : RESEAUX DE DISTRIBUTION

1	• Généralités	61
2	• Hypotheses	61
3	• Méthodes de calculs	61
4	• Principe de la méthode	62
5	• Calcul des pertes de charge totales	64
6	• Conception du réseau	65
7	• Calculs des débits aux noeuds	65
8	• Choix de la vitesse	72
9	• Calcul des pressions de service	72
10	• Calcul du diamètre de la conduite de distribution ..	73
II	• Calcul des pertes de charge par la longueur fluidodynamique.....	75
12	• Résultats	92
13	• Equipements du réseau	92

* HAN D'OPERATION DE LA Z.H.U.N.
* CORPS TRANSVALE DE LA Z.H.U.N.
* SYSTEMA INDIANQUE DE L'ADUCTION
RECOULEMENT
GRAVITARE
* PROJET DE LONG *
RESEAU DE DISTRIBUTION

— P L M H S —

II CHAPITRE I / II GENERALITES
-----oooOOooo-----

I - INTRODUCTION:

Situation Générale:

Suite à la proposition de déplacement de la rocade sud, faite par la C.A.D.A.T; le nouveau tracé empreinte le Talweg, naissant à l'Est de l'orphelinat; S^t Charles; puis celui de l'Oued Garidi; pour enfin traverser la large vallée de l'Oued Roumana; et aller rejoindre le tracé prévu du P.O.G; de celui dit " les 4 chemins ".

De ce fait; la zone à urbaniser intitulée " St Charles jolie vue " comprend la zone de " Jolie Vue " et une partie de la zone " les vergers St Charles" tel que celles-ci avaient été définies au P.O.G.

La zone qui couvre la partie nord de l'ancien domaine Garidi est limitée:

Au Nord : (et ce; en allant d'Ouest en Est) par C.W 130 (route Birmandreïs - Kouba); le lotissement vieux Kouba et le lotissement " Apréval - Kouba".

A l'Est par le C.W 14

Au Sud et à l'Ouest: par le C.W 42; et par le nouveau tracé de la Rocade Sud.

L'ensemble du site est donc compris dans le triangle :
carefour de la Rocade

Kouba

4 Chemins

Il est en relation directe avec Birmandreïs; le plateau des "Anassers " et Kouba.

A l'Ouest de la Z.H.U.N; ainsi définie; " les Vergers St Charles constituent une zone d'Urbanisation séparée de la zone d'habitation par la Rocade et directement liée au pôle de développement de Birhadem; conformément aux prescriptions du P.O.G;

.../...

ces terrains constituent une zone de développement d'activités tertiaires et secondaires intégrées.

Le projet d'alimentation en eau potable de la Z.H.U.N (Zone d'Habitation urbaine nouvelle) de Méd Garidi (St Charles Jolie Vue) est fondé sur les hypothèses fixées au dossier de création c'est à dire :

- Pompage à partir de Kouba
- Stockage pour un réservoir situé sur le plateau des " Anassers ".

Le maillage du réseau de distribution de la Z.H.U.N sera assuré par deux conduites; l'une; du réservoir (zone basse); l'autre du château d'eau (Zone Haute) et qui suivent l'accoûtement de la route de Kouba. La zone à équiper a une superficie d'environ 240 Ha. Le terrain est mouvementé, la différence des côtes entre le point le plus haut et le point le plus bas est de 90 mètres.

... / ...

II - DEMOGRAPHIE :

L'adduction permet d'alimenter, non seulement la ZHUN mais aussi, tout le plateau des Anassers, en plusieurs points de la conduite ; ce qui a ramené de dimensionner le réseau, et ce en tenant compte de toute la population de la région environnante.

Notre étude est élaborée pour satisfaire des objectifs de l'horizon 2010 .

a - Démographie du plateau des " Anassers " .

La population actuelle est de 64324 habitants (recensement de 1977) . Le taux d'accroissement est donné par l'APC ; pour les années à venir (Tableau ci-dessous) .

Projection de la croissance élevée de toute la population

1977	1981	augmenta- tion 77-81	1985	augmen. 81-85	1990	augmen. 85-90	2000
64324	75831	4,2 %	89395	4,2 %	110341	4,3 %	158681
		augmenta- tion 90-2000	2010	augmenta- tion 2000-2010			
		3,7 %	203125	2,5 %			

L'accroissement de la population se calcule moyennant la formule suivante :

$$P_t = P_0 (1 + a)^t$$

P_t : Population pour horizon considéré .

P_0 : Population actuelle .

a : Taux d'accroissement .

t : Nombre d'années séparant l'horizon considéré et la date du recensement .

b - Démographie de la ZHUN :

Le programme de la construction comporte 5050 logements , ainsi que les équipements y afférent . L'urbanisation totale ne sera réalisée qu'à long terme (horizon 2000 et plus) . Pour cela ; nous admettons que les besoins calculés resteront constants ; pendant la durée de vie du réseau soit une quarantaine d'années environ .

III - Estimation des besoins en eau:

L'estimation a été établie selon les divers besoins qu'il faut satisfaire auprès de la D.U.C.H / W.A.

1-) Variation de la consommation:

- Coefficient de pointe journalier est égal à 2,4 (consommation sur 10H/J.

- Coefficient de pointe hebdomadaire et saisonnière = 1,5

- Perte dans le réseau 15%.

2-) Calcul des Réservoirs:

- Alimentation du réservoir en continue sur 24 H.

- Consommation répartie sur 10 H.

- Réserve incendie de 248 M³ (correspondant à deux lances incendie fonctionnant simultanément avec un débit de 15 l/s; pendant deux heures avec 15% de perte).

3-) Consommation spécifique:

Logement: 7 ha/logement	840 l/j
<u>Ecoles</u> : E.F.P	20 l/j et par élève
Ecole secondaire	20 l/j et par élève
C.E.M	2,5l/j et / m ²
Ecole maternelle	1 l/j et / m ²
Crèche	1 l/j et/m ²
Centres commerciaux	4l/j et /m ²
Terrains de sport;P.E.P.S	1l/j et /m ²
Marchés	5l/j et/m ²
Mosquées	10 m ³ /j
Les locaux administratifs	10 l/j et/m ²
Polycliniques et centres de consultation	5l/jet/m ²
Cinémas	4l/j et/m ²
Bibliothèques	4l/j et /m ²
Centres de formation à caractère technique	80l/jet/élève.

... / ...

Hotels

120l/jet/lit

Pour avoir une estimation détaillée et pouvoir appliquer les besoins unitaires; nous divisons la Z.H.U.N en 3 secteurs d'activités.

A-) Secteur (Haut): St Charles:

- Habitat: Consommation moyenne journalière:
 $1710 \times 840 = 1436,4 \text{ m}^3/\text{j}$
- Ecoles maternelles et crèches:
 $7000 \times 1 = 7 \text{ M}^3/\text{j}$
- Ecole fondamentale:
 $30500 \times 2,5 = 76,25 \text{ m}^3/\text{j}$
- Equipement sanitaire:
 $5200 \times 5 = 5,2 \text{ m}^3/\text{j}$
- Equipement sportif:
 $7800 \times 1 = 7,8 \text{ m}^3/\text{j}$
- Mosquée:
 $1000 \times 1 = 10 \text{ m}^3/\text{j}$

B-) Secteur bas: Garidi:

- Habitat:
 $1910 \times 840 = 1604 \text{ m}^3/\text{j}$
- Ecole maternelle et crèche:
 $6000 \times 1 = 6 \text{ m}^3/\text{j}$
- Ecole fondamentale:
 $21200 \times 2,5 \frac{1}{2} = 53 \text{ m}^3/\text{j}$
- Equipement sanitaire:
 $5200 \times 5 = 26 \text{ M}^3/\text{j}$
- Equipement sportif:
 $18700 \times 1 = 18,7 \text{ m}^3/\text{j}$
- Equipements commerciaux:
 $7400 \times 4 = 29,6 \text{ m}^3/\text{j}$
- Mosquée:
 $10000 \times 1 = 10 \text{ m}^3/\text{j}$

... / ...

B₂ -) Jolie Vue :

- Habitat :
 $1440 \times 840 = 1209,6 \text{ m}^3/\text{j}$
- Ecole maternelle et crèche:
 $8100 \times 1 = 8,1 \text{ m}^3/\text{j}$
- Ecole fondamentale:
 $27600 \times 2,5 = 96,6 \text{ m}^3/\text{j}$
- Equipement sanitaire:
 $4600 \times 5 = 27,6 \text{ m}^3/\text{j}$
- Equipement sportif:
 $16000 \times 1 = 16 \text{ m}^3/\text{j}$
- Equipements commerciaux:
 $13100 \times 4 = 65,5 \text{ m}^3/\text{j}$
- Mosquée :
 $10000 \times 1 = 10 \text{ m}^3/\text{j}$
- Equipements culturels:
 $2800 \times 4 = 14 \text{ m}^3/\text{j}$
- Locaux administratifs:
 $3200 \times 10 = 32 \text{ m}^3/\text{j}$
- Equipements hoteliers:
 $30 \times 120 = 3,6 \text{ m}^3/\text{j}$

Tableau récapitulatif des estimations des besoins en eau:
(Perte y comprise 15%)

Secteur	Consommation journalière(m ³)
Haut	1798
Bas	3714,8

IV -) RESSOURCES :

L'adduction se fait à partir du reservoir de Kouba qui a une capacité de 14414 m³, capable de satisfaire les besoins actuels et futurs de cette zone.

Ce reservoir est alimenté par refoulement en plein temps à partir de l'usine d'El-Harrach.

.../...

II H A P I T R E II / R E S E R V O I R S
-----ooo00ooo-----

I-) Position du problème:

La Z.H.U.N de Garidi présente des différences de niveau très importantes; donc, il convient d'éviter des pressions trop fortes sur le réseau et que les pressions de l'ordre de 40 m d'eau constituent une limite qu'il est bon de ne pas dépasser, c'est ainsi qu'on propose une distribution étagée.

Une distribution par le réservoir pour les zones hautes. Ces réservoirs pour les zones hautes.

Ces réservoirs sont alimentés par une même adduction des réserves de Kouba; par une station commune qui se situe sur le " Plateau des Anassers". Le réservoir et le château d'eau pourront être reliés entre eux pour se porter secours éventuels.

II -) Emplacement des réservoirs:

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

A cet effet, on cherchera à établir un refoulement court; et pour cela, on doit tenir compte des facteurs suivants:

- Le point le plus haut à alimenter
- La hauteur du plus haut bâtiment
- Les pertes de charges dans le bâtiment
- Les pressions minimales au niveau du robinet le plus haut

3 M.

-- Les pertes de charges à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable.

Emplacement:

Réservoirs 5000m³ TP 162,80 mNGA

R 156,80 mNGA

Château d'eau 1000 m³ TP 193 mNGA

Réservoir station surpression 500m³

.../...

III-) Capacité des réservoirs:

La capacité du réservoir se détermine en fonction du débit d'entrée et de soutirage d'eau pendant les différentes heures de la journée. Le réservoir doit être en mesure de stocker l'excès d'eau pendant les heures de faible consommation et de restituer cette eau pendant les consommations de pointe, il faut ajouter à cela un volume réservé à la lutte contre l'incendie de 240 l/m^3 . Comme il a été signalé auparavant l'adduction se fait à débit uniformément répartie sur 24 heures; si on appelle " a " la valeur du débit moyen horaire de distribution :

$a = \frac{c}{24}$; où c est la valeur du débit maximal journalier.

Selon (DUPONT) pour une ville peu importante la répartition de la consommation en 24 heures se fait de la manière suivante:

de 6 h à 7h.....	a
7 h à 11h.....	3,5a
11h à 16h.....	0,4a
16h à 18h.....	2a
18h à 22h.....	0,5a
22h à 6h.....	0,125a

A l'aide des données et selon les hypothèses permettant de répartir la consommation en 24 heures le diagramme représenté sur la fig n°1 peut être établi.

Pour notre cas, étant donné que l'adduction est continue et s'effectue 24/24 h, le débit moyen horaire pendant la desserte sera "a". Ramené à la consommation totale 24a, la capacité théorique en adduction continue est égale à 10/24h soit 42% de la consommation.

IV-) Dimensionnement du réservoir:

La zone basse de la Z.H.U.N a pour consommation moyenne journalière y compris les pertes est de $4350 \text{ m}^3/\text{j}$. En prenant une majoration de 30%; on aura un débit journalier de:

$3714,8 \times 1,30 = 4829,24 \text{ m}^3$.

TABLEAU 1

Heures	Adduction avec débit a	Distribution suivant le diagramme	Différence	
			+	-
0 à 1	a	0.125 a	0.875	
1 _ 2	2a	0.250 a	1.750	
2 _ 3	3a	0.375 a	2.625	
3 _ 4	4a	0.500 a	3.500	
4 _ 5	5a	0.625 a	4.375	
5 _ 6	6a	0.750 a	5.250	
6 _ 7	7a	1.750 a	5.250	
7 _ 8	8a	5.250 a	2.750	
8 _ 9	9a	8.750 a	0.250	
9 _ 10	10a	12.250 a		2.250
10 _ 11	11a	15.750 a		4.750
11 _ 12	12a	16.150 a		4.150
12 _ 13	13a	16.550 a		3.550
13 _ 14	14a	16.950 a		2.950
14 _ 15	15a	17.350 a		2.350
15 _ 16	16a	17.750 a		1.750
16 _ 17	17a	19.750 a		2.750
17 _ 18	18a	21.750 a		3.750
18 _ 19	19a	22.250 a		3.250
19 _ 20	20a	22.750 a		2.750
20 _ 21	21a	23.250 a		2.250
21 _ 22	22a	23.750 a		1.750
22 _ 23	23a	23.875 a		0.875
23 _ 24	24a	24.000 a		0.000

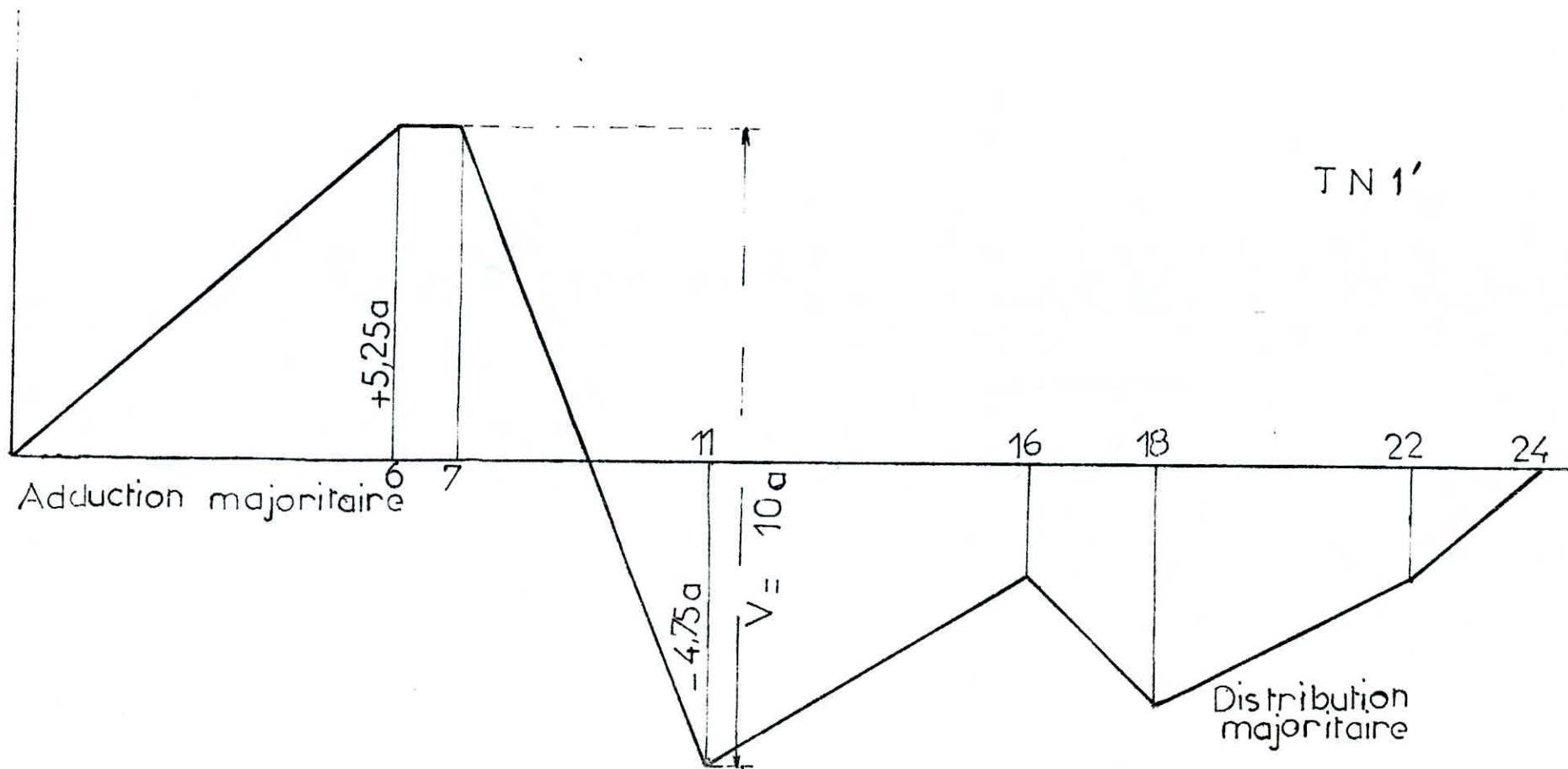


Fig. 1

Capacité théorique en adduction continue

Le débiy moyen horaire est alors:

$$a = \frac{c}{24} = \frac{4829,24}{24} = 201,2$$

On établit le tableau à base des normes citées précédemment.

Interprétation:

La somme des plus grandes différences en valeur absolue est:

$$5,25 a + 4,75 a = 10 a$$

Puisque $a = 201,2$

$$V = 201,2 \times 10 = 2012.$$

On ajoutant un volume d'incendie de 248 m^3 le volume devient
2012 $2012 + 248 = 2260 \text{ m}^3$

On propose un volume de 5000 m^3 .

V -) Dimensionnement du chateau d'eau:

Puisque la répartition de la consommation en 24 heures; se fait de la même façon pour les différents reservoirs, et que l'adduc-tion se fait 24/24 h , on aura comme valeur du volume en fonction de "a"

$$V = 10 a.$$

La population de la zone haute desservie par le chateau d'eau a pour consommation journalière de: 1798 m^3 , y compris les pertes dans le réseau avec une majoration de 30 %, on aura un débit maximal de:

$$1798 \times 1,30 = 2337,4 \text{ m}^3.$$

Le débit moyen horaire:

$$a = \frac{c}{24} = \frac{2337,4}{24} = 97,4 \text{ m}^3.$$

Le débit sera alors :

$$V = 97,4 \times 10 = 974 \text{ m}^3.$$

On ajoutant un volume d'incendie de 248 m^3 le volume devient:

$$V = 974 + 248 = 1222 \text{ m}^3$$

.../...

On prendra un volume standard de $V=1500\text{m}^3$.

VI -) Capacité à prendre en compte:

Dans le souci d'assurer une distribution normale en cas d'incendie (électrique; rupture de la conduite d'adduction), d'une part et en prévision de l'implantation de nouvelles zones urbaines d'autre part. Nous prévoyons une réserve de 2750 et 280 m^3 ce qui porte le volume à 5000 m^3 et 1500 m^3 .

VII-) Mise en charge du réseau de distribution:

Position du problème:

Il est prévu des immeubles de 5 niveaux (R+4); en différents endroits de la Z.H.U.N (zone basse). La pression au sol nécessaire pour alimenter de telles constructions est calculée comme suit:

-3m de dénivellation par étage

$$3 \times 5 = 15 \text{ m}$$

- 0,5 m de perte de charge par niveau soit:

$$0,5 \times 5 = 2,5$$

- 5 m de perte de charge pour le déclenchement d'un chauffe-eau instantané.

- 5m de perte de charge dans les réseaux intérieurs
soit au total:

$$15 + 2,5 + 5 + 5 = 27,5 \text{ m.}$$

Comme certains (R+4) sont implantés sur les zones de 115m NGA; il faut donc prévoir si toute la zone est alimentée sans sur-
-presseur.

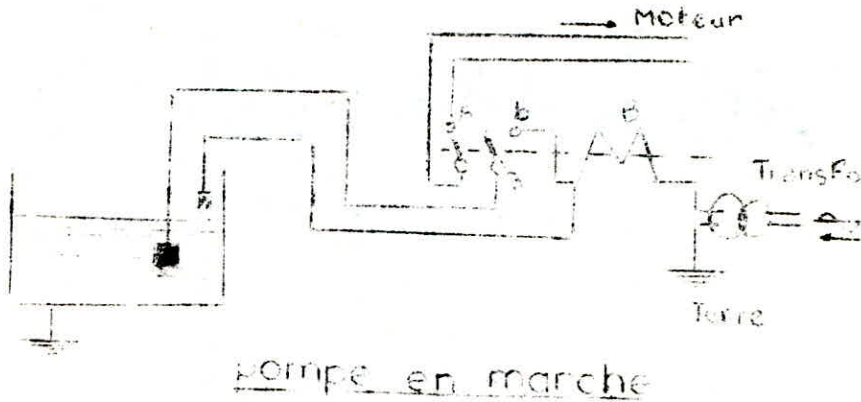
VIII-) Equipement du réservoir:

a) Adduction:

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal. Pour cela; on envisage une commande par bougie, c'est un système basé sur la conductibilité de l'eau. Il comporte une électrode sur les niveaux limites haut et bas du réservoir.

.../...

Ces électrodes sont reliées à un relai qui n'en cloquent que si les deux (O₂) électrodes sont immergées et ne déclenchent que si les électrodes sont hors de l'eau.



b-) Distribution:

Le départ de la conduite de distribution s'effectuera à 0,15 ou 0,20 m au dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des bouts ou des sables qui, éventuellement pourraient se décompter dans la cuve. Cependant; il faut réserver un minimum de 50 cm d'eau au dessus de la génératrice supérieure de la conduite de distribution pour éviter toute introduction d'air dans la conduite. Pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de son arrivée. Un robinet sera ménagé sur le départ de la conduite pour éviter des inondations en ville par suite d'une éventuelle rupture de la conduite.



Départ de la distribution

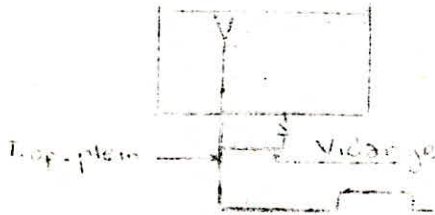
... / ...

c-) Trop plein:

La conduite de trop plein doit être en mesure d'évacuer la totalité du débit Q , arrivant au réservoir quand la cuve a atteint son niveau maximal. Elle débouchera à un exutoire. Pour éviter toute pollution à partir de cet exutoire, on y ménage un syphon qui maintient en eau un tronçon du trop plein.

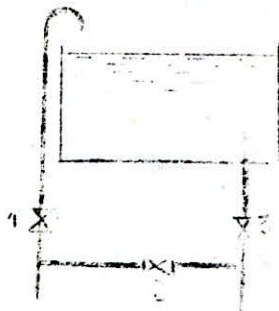
d)- Vidange:

La conduite part du point le plus bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop plein.



e)- Dispositions spéciales:

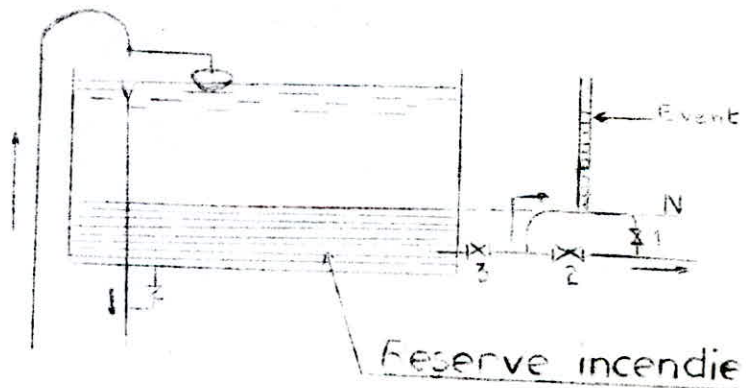
Certaines dispositions sont à prendre, le cas échéant tel que by-pass entre adduction et distribution. En cas d'indisponibilité (nettoyage si le réservoir n'est pas compartimenté) ou de réparation, il est bon de prévoir une communication entre ces deux (02) conduites. Elles s'effectuent selon le schéma ci-dessous au temps normal 1 et 3 sont ouverts et 2 est fermé. En by-pass, on ferme 1 et 3 et on ouvre le 2.



By-pass

f-) Réserve d'incendie:

La réserve d'incendie doit être toujours prête en cas de sinistre, afin d'éviter d'une part, la stagnation de cette réserve dans la cuve d'autre part à ce qu'elle ne passe pas dans la distribution. Ainsi le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un syphon (fig ci-dessous) qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint, en service normal 1 est ouvert et 2 est fermé, Si le niveau dans le réservoir devait descendre en N, le syphon se désamorce grâce à l'event ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir 2, tout en restant imprenable. La tranche d'eau constituant la réserve se trouve ainsi constamment renouvelée. Il est bon de prévoir un troisième robinet vanne (3) normalement ouvert qui permet de réparer 1 ou 2 en cas de besoin.



CHAPITRE III : ADDUCTION

I - Choix du tracé:

Le choix du tracé a été effectué à base des impératifs suivants:

- Le tracé le plus court possible entre les réservoirs R_2 et R_3 dans un but d'économie du projet.

- Recherche d'un profil en long aussi régulier que possible.

- On essaie toujours d'éviter les contre pentes qui peuvent des sièges de contonnement d'air et qui dans le cas de refoulement il peut y résulter en ces endroits une cavitation par suite d'un arrêt inopiné.

- Pour faciliter l'acheminement du matériel lors de la réalisation, on doit suivre les accôttements des routes dans la mesure du possible, les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

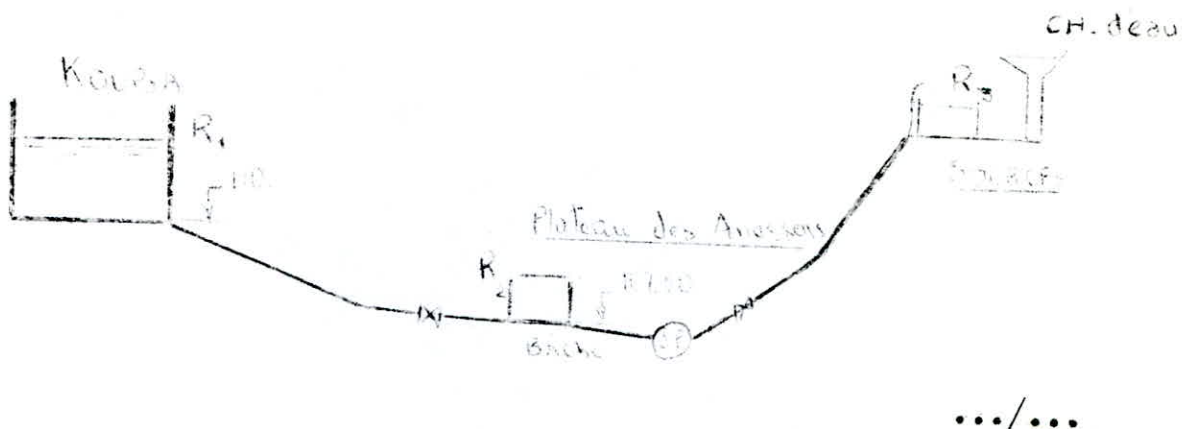
- Le tracé a été étudié sur une carte topographique à l'échelle 1/5000.

II-) Type d'adduction:

La topographie de la zone nous permet d'envisager :

- Un tronçon gravitaire R_1 R_2 qui suit l'accôttement de la route (Kouba-Plateau des Anassers).

- Un refoulement de la bache de reprise (St Pompage, côte 107,5mNGA) au réservoir des sources côte 156,80mNGA.



III-) Détèrmination du diamètre:

a-) Conduite de refoulement;

Le diamètre économique qui correspond aux conditions actuelles serait: $D = \sqrt[3]{\frac{Q}{V}}$

$$D = \sqrt[3]{\frac{Q}{V}} \quad D \text{ en mètre et } Q \text{ en m}^3/\text{s}$$

(I. BONNIN; Hydraulique). Toutefois, le choix définitif du diamètre sera fait à base d'un calcul technico-économique tenant compte des frais d'amortissement et des frais d'exploitation.

b-) Conduite gravitaire:

Quatre (4) paramètres interviennent pour le calcul d'une telle conduite.

Le débit "Q"; la perte de charge unitaire "j"; la vitesse "V" et le diamètre "D".

Seul le calcul du débit "Q" est connu et la valeur recherchée est le diamètre D, les autres paramètres j et V introduisent au moins une inconnue supplémentaire alors que l'on dispose que de l'équation de continuité.

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

IV-) Calcul des pertes de charge:

Pour définir le point de fonctionnement des pompes et permettre le choix de celles-ci, il faut connaître en plus du débit d'arrivée le R_1 , la hauteur manométrique correspondante. Cette quantité représente la somme de la hauteur géométrique d'élévation et les pertes de charges dues au trajet de l'eau dans la conduite d'adduction.

Les pertes de charges dues au frottement sont exprimées par la formule de DARCY-WEISSBACH.

$$\Delta H_f = \frac{f L V^2}{D 2g} \quad (a)$$

L'équation de continuité s'écrit :

$$Q = VA = \frac{V \pi D^2}{4} \implies V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (b)$$

En éliminant V entre (a) et (b), il vient avec $\pi = 3,14$ et $g = 9,8 \text{ m/s}^2$.

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

$$\Delta H_f = \frac{0,0828 f L Q^2}{D^5}$$

$$\Delta H_r = \frac{0,0928 f L \xi_r \times Q^2}{D^5}$$

D'où la perte de charge totale

$$\Delta H_t = \Delta H_f + \Delta H_r = 0,0828 f (L + L_{er}) \frac{Q^2}{D^5}$$

$$\text{Avec } L_e = L + L_{er}, \Delta H_t = 0,0828 f L_e \frac{Q^2}{D^5}$$

La longueur équivalente représente S/100 (S%) de la longueur géométrique "L" c'est à dire $L_{er} = SL$ d'où $L_e = L + LS = L(1+S)$

L'expression finale de la perte de charge totale est :

$$\Delta H_t = 0,0828 f (1+S) L \frac{Q^2}{D^5}$$

Le coefficient de frottement f est calculé moyennant la formule de COULBROOK-WHITE.

$$f = 0,861_n \left[\frac{(\xi/D) + \frac{2,5 \xi}{R(\sqrt{f})}}{3,7} \right]^{-2}$$

$$\text{avec } R = \frac{V D}{\nu} = \frac{4Q}{\pi \nu D}$$

La résolution de cette équation se fait par approximation successive, la première est donnée par la formule de NIKURADSE (valable uniquement en régime turbulent rugueux).

$$f_r = (1,14 - 0,861_n \frac{\xi}{D})^{-2}$$

.../...

Le programme suivant établi sur la calculatrice programmable TI 59 permet de calculer le coefficient de frottement.

*LBL A(RCLO2 Lnx × 0,86 +/- +1.14) x² 1/x ST005 ST014 R/S.

*LBL B(4×RCLO1 ÷ RCLO9 ÷ RCL 00)= INV SBR

*LBL C (RCLO2 ÷ 3,7 + 2,51 ÷ RCL 03 ÷ RCL 05 (1/x)) Lnx ×
 .86 = 1/x x² ST 006 RCLO5 ST006 RCLO5 ST004
 RCLO06 ST005 RCLO6 - RCL 04 = * | x | x / t
 C RCL 06 R/S

Mémoires:

x_t ⇒ 0.000001

U/D_h ---- 02; ---- 00 ; Q---- 01; P---- 09

Résultats:

A---- f_r; B---- IR ; C ---- f.

Les résultats sont regroupés dans le tableau N° 2

V-) Calcul des hauteurs manométriques:

a-) Refolement:

$$H = H_g + \Delta H_t$$

Avec H_g hauteur géométrique entre le plan de pompage et le niveau du rrop plein du réservoir.

ΔH_t perte de charge au refolement compté à partir du pompage jusqu'au réservoir.

b-) Tronçon gravitaire:

$$H = H_g + \Delta H_t$$

H_g = Hauteur géométrique entre le réservoir (Kouba) et le radier de la bache de reprise.

ΔH_t = Perte de charge totale dans la conduite

VI -) Méthodes de calcul:

On a une adduction mixte, elle est composée d'une adduction gravitaire sur une longueur de 1300m et d'une adduction par refoulement sur une longueur de 2000 m, le débit de transit est de 50000 m³/j soit 579 l/s.

1) Adduction gravitaire:

* Caractéristiques:

$$Q = 579 \text{ l/s}$$

$$L = 1300 \text{ m}$$

$$\text{Côte du radier } R_1 = 110,42 \text{ m N GA}$$

$$\text{ " " " } R_2 = 107,50 \text{ m N GA}$$

1-1) Méthode classique:

On applique la formule de continuité

$$Q = VA = V \frac{\pi D^2}{4} v \text{ où } D = \sqrt[4]{\frac{4Q}{v}}$$

Si nous proposons une vitesse moyenne de 1m/s on obtient:

$$D = \sqrt[4]{\frac{4 \times 0,579}{1 \times 3,14}} = 0,8588 \text{ m}$$

On prend le diamètre normalisé $D = 0,9 \text{ m}$, la vitesse devient alors $V = 0,9 \text{ m/s}$.

Les pertes de charges sont données par la formule de DARCY WEISSBACH.

$$\Delta H = I \cdot L_e = \frac{fV^2}{D_h 2g} * L_e \text{ avec } L_e = (1+S)L.$$

Le coefficient de frottement est donné par la formule de Golbrook citée auparavant. Pour avoir une bonne sécurité et tenir compte du vieillissement de la conduite, nous prenons $\epsilon = 4 \cdot 10^{-4}$

Le diagramme de Moody donne le régime de transition. Le frottement est donné par le programme.

$$f = 0,016918$$

.../...

La perte de charge unitaire est:

$$j = \frac{0,016919 \cdot (0,9)^2}{0,9 \cdot 2 \cdot 9,81} = 0,000776.$$

En prenant $S = 5\%$ (S étant le pourcentage des pertes de charges singulières estimées à 5%).

La perte de charges est alors.

$$\Delta H_t = 0,000776 (1+0,05) \cdot 1300 = 1,06 \text{ m.}$$

La charge totale sera donc:

$$110,42 - 107,5 = 2,92 \text{ m.}$$

La charge au niveau du réservoir R_2 est :

$$2,92 - 1,06 = 1,86 \text{ m.}$$

1-2) Méthode de la longueur fluidodynamique:

$$\begin{aligned} \epsilon/D &= 0,0004 \\ Re &= \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{0,9 \cdot 0,9}{10^{-6}} = 8,1 \cdot 10^5 \end{aligned}$$

Le diagramme universel de Moody permet de déterminer la nature de l'écoulement et qui est en transition.

$$\Lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,9}{1,539} = 0,58.$$

D_0 étant le paramètre addimensionnel du profil circulaire

$$\epsilon = 4 \cdot 10^{-4}$$

$$\Lambda = 0,58 \quad \text{l'abaque n8 donne } \frac{Q}{\tau \sqrt{j}} \equiv 21,2$$

$$\text{d'où } J_r = \left(\frac{Q}{21,2} \right)^2 \quad \text{Pour } Q = 0,58 \text{ m}^3/\text{s} \text{ on aura } J_r = 0,000734$$

Puisque le régime est en transition on aura:

$$J = \lambda_j^{5,3} \times J_r$$

$\lambda_j^{5,3}$ est déterminé à partir de l'abaque N°17 C

$$\lambda_j^{5,3} = 1,26$$

$$\text{D'où } J = 1,26 \times 0,000734 = 0,00092.$$

.../...

d'où les pertes de charges:

$\Delta H_t = 0,00092 (1+0,05) \cdot 1300 = 1,25$ m cette valeur est pratiquement la même que celle calculée par la méthode classique.

2-) Adduction par refoulement: (R₂ - R₃)

Les caractéristiques du refoulement sont:

$$Q = 579 \text{ l/s}$$

$$L = 2000 \text{ m}$$

$$H_g = 164,0 - 107,5 + 0,5 = 57 \text{ m.}$$

(05m) c'est : alimentation par surverse)

$$\xi = 10^{-4}$$

2-1) Calcul du diamètre économique:

D'après la formule de BRESSE : $D = \sqrt[7]{Q} = \sqrt[7]{0,579} = 0,76$ m.

Examinons cette étude les trois diamètres normalisés supérieurs.

Nous tiendrons compte que de deux postes de dépense

- Frais d'amortissement de la conduite

- Frais d'exploitation (Énergie).

a)- Frais d'amortissement:

Le prix de la conduite sera amorti sur 50 ans au taux de 10 %, ce qui correspond pour une somme de 1 DA à une annuité.

A-)

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

i: Taux d'actualisation ou intérêt

$$A = \frac{0,10}{(1+0,10)^{50} - 1} + 0,10 = 0,100859$$

Le prix du mètre linéaire comprend les frais de revêtement (intérieur et extérieur), les frais d'exploitation et ce de la protection cathodique, les résultats sont regroupés au tableau N ° 2

b-) Frais d'exploitation:

Les pertes de charges sont calculées moyennant la méthode décrite précédemment. Les résultats sont consignés dans le tableau N° 3

3-) Nature de la conduite et Equipement:

La conduite est en acier soudé.

Il convient de disposer des ventouses aux points hauts, décharges aux points bas (Voir profil en long), ainsi que des robinets de sectionnement pour les interventions.

En vertu de cette étude le diamètre $D = 800$ mm s'avère le plus économique.

... / ...

TN2

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix de la conduite (DA)	Annuité (DA)
700	751	2000	1502000	151490
800	811	2000	1622000	163593
900	882	2000	1764000	177915
1000	990	2000	1980000	199701

Calcul des Pertes de Charges

Diamètre (mm)	$J \times 10^{-3}$	Longueur équivalente (m)	$\Delta H_T = J \times L_e$ (m)	$H = H_g + \Delta H_T = 57 + \Delta H_T$
700	2.30	2100	4.92	61.92
800	1.19	2100	2.50	59.50
900	0.68	2100	1.40	58.40
1000	0.39	2100	0.83	57.83

Consommation en Kwh du moteur et Prix de L exploitation

$$\text{Puissance du Moteur} = \frac{9.81 \times Q \times H}{\eta}$$

$$P = \frac{9.81 \times 0.58}{0.65} \times H = 8.7535 \times H$$

P : exprime en kw

Q : " " m³/s

H : " " m

n : rendement de la Pompe

Diametre	Hauteur	Puissance kw	Kwh annuel	Prix, d energie
700	61.92	542.02	4748095	332367
800	59.50	520.83	4562499	319375
900	58.40	511.20	4478150	313470
1000	57.83	506.21	4434443	310411

BILAN

Diametre mm	700	800	900	1000
Ammortissement	151490	163593	177915	199701
Exploitation	332367	319375	313470	310411
TOTAL	483857	482968	491385	510112

CHAP:IV/ STATIONS DE POMPAGES

1-CHOIX DES POMPES:

Le choix d'une pompe se fait en fonction du débit à refouler Q et de la hauteur d'élévation H . Dans notre cas nous étudierons deux variantes:

- Une pompe au niveau de la station de reprise.
- Deux " " " " " " " " " "

2-Station de reprise:

La station de reprise R_2 comprend:

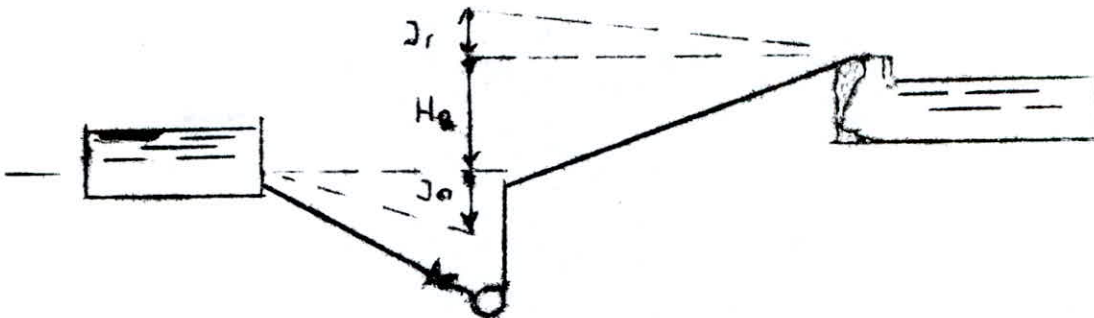
- Une bache de reprise de $600m^3$
- Une salle de machines.
- Les locaux de service.

Nous proposons une pompe à axe horizontal. Une identique sera prévue en secours.

3-CONDITIONS D'INSTALLATION DE LA POMPE:

Les pompes doivent être placées sous le niveau statique de façon à créer au dessus de la pompe, une certaine pression à l'aspiration qui maintiendra toujours même à l'arrêt la canalisation d'aspiration et la pompe pleine afin qu'elle soient amorcées-(Figure ci-dessous) .

La hauteur d'aspiration doit satisfaire à la capacité d'aspiration pratique de l'engin, la crépine doit toujours être noyée en pompage, elle est placée à $0,5m$ au moins au-dessous du niveau dynamique.



Amorçage de la pompe sous pression

4- CANALISATION DE REFOULEMENT :

À la sortie de la bride d'aspiration sont disposés un clapet et un robinet vanne.

Lors d'un arrêt du groupe, le tronçon compris entre le clapet et le niveau statique est occupé par l'air que laisse passer la presse etoupe au démarrage cet air peut être refoulé dans le réseau. Pour éviter ceci, un réservoir destiné à recueillir cet air doit être placé à l'amont du clapet celui-ci ne se levant que pour faire passer l'eau.

1^{ère} VARIANTE

UNE POMPE PLUS UNE AUTRE DE SECOURS.

Les caractéristiques de refoulement sont les suivantes:

$$Q = 578 \text{ l/s} = 2081 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Hmt} = \text{Hg} + \Delta\text{Ht} = 57 \pm 2,5\text{m}$$

Hg : hauteur géométrique de refoulement.

ΔHt : perte de charges totale de refoulement.

Le catalogue Jeumont -Schneider pour les pompes monocellulaires pour eau nous donne la pompe suivante MPE 450 N° I ayant pour vitesse de rotation $N = 1485 \text{ tr/mn}$.

Il faut doter la pompe des accessoires suivants:

A L'amont:

- Robinet -Vanne
- Convergent pour le raccordement

A L'aval :

- Divergent
- Clapet anti-retour
- Robinet -vanne

POINT DE FONCTIONNEMENT :

Le point de fonctionnement s'obtient en construisant la courbe caractéristique du refoulement pour différents débits Q (Voir tableau n° 4) le point de fonctionnement est donné par l'intersection de cette caractéristique de la pompe (fig. 2)

Nous remarquons que le débit obtenu est légèrement supérieure au débit voulu. Pour avoir ce débit (2081 m³/h) il suffit de créer une perte de charge locale en réglant la vanne à l'aval de la pompe.

INTERPRETATION :

P₁ ne correspond pas au fonctionnement désiré, lequel est représenté par P₃ d'abscisse 0,578 m³ /s = 2081 m³/h.

Alors plusieurs solutions se présentent:

a) Accepter P_I comme point de fonctionnement.

$$Q = 2200 \text{ m}^3/\text{h} \quad H = 60 \text{ m} \quad \eta = 70\% \\ = 0,611 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le temps de remplissage sera réduit à:

$$\frac{2081 \times 24}{0,611 \times 3600} = 23 \text{ heures}$$

La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions est :

$$P = 9,81 \times \frac{0,611 \times 60}{0,70} = 513,7 \text{ Kw}$$

En tenant compte d'une majoration de 10% = 51,37 Kw soit au total..... 565,07 Kw

La puissance absorbée par le moteur est:

$$\frac{565,07}{0,65} = 869,3 \text{ Kw}$$

La dépense journalière en énergie électrique est:

$$0,07 \times 869,3 \times 24 = 1460,50 \text{ DA.}$$

b) Vanner sur le refoulement :

POINT P₂

$$Q = 2081 \text{ m}^3 / 3 \text{ h} \quad H = 66 \text{ m} \quad \eta = 75\% \\ = 0,578 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Le temps de pompage est évidemment de 24 heures.

La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions est:

$$P = 9,81 \times \frac{0,578 \times 66}{0,75} = 498,975 \text{ Kw}$$

$$\text{Majoration de } 10\% \dots\dots\dots 49,897 \text{ Kw}$$

$$\text{Soit au total } \dots\dots\dots 548,872 \text{ Kw}$$

La puissance absorbée par le moteur est :

$$\frac{548,872}{0,65} = 844,42 \text{ Kw}$$

WW

Les dépenses journalières en énergie électrique est:

$$0,07 \times 844,42 \times 24 = 1418,62 \text{ DA.}$$

Conclusion:

La deuxième solution qui consiste à vanner sera adoptée.

2^{ème} VARIANTE

DEUX POMPES IDENTIQUES PLUS UNE AUTRE DE SECOURS.

Les pompes seront groupées en parallèle.

Compte tenu des courbes QH données, déterminons la caractéristique résultante dans l'hypothèse de fonctionnement, c'est à dire faisant des abscisses pour le groupement en parallèle.

En traçant la caractéristique du refoulement à partir de l'ordonné 57,00, on constate que le débit et la hauteur d'élevation sont légèrement supérieurs au résultat voulu.

Nous pouvons donc, semble-t-il, opérer le groupement des pompes indifféremment en parallèle.

L'horizontale passant par Pd'abscisse $2350\text{m}^3/\text{h}$ donne:

-pour une pompe: $1200\text{m}^3/\text{h}$

Soit les deux pompes $2400\text{m}^3/\text{h}$

La hauteur commune d'élevation vaut: $58,00\text{m}$

Quant au rendement on trouve: $\eta = 70\%$

La puissance totale absorbée:

$$9,81 \times 58 \left(\frac{2 \times 333 \times 10^{-3}}{0,70} \right) = 541,34 \text{Kw}$$

Prenant une majoration de 10%.....54,13Kw

Soit au total.....595,47Kw

Il s'avère que cette variante n'est pas économique, mais elle permet d'avoir plus de secours en cas de pannes au niveau des pompes.

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{A \times 3600} = \frac{Q}{0.5026 \times 3600} = \frac{Q}{1809.36} ; \quad R = \frac{V \cdot D}{10^{-6}}$$

Q (m^3/h)	V (m/s)	$Re_{10^{-5}}$	f	j 10^{-4}	ΔH_f (m)
100	0.055	0.44	0.022203	0.042944	0.008
200	0.110	0.88	0.0193516	0.149333	0.0313
400	0.221	1.76	0.0171764	0.535021	0.112354
600	0.331	2.64	0.0161724	1.130016	0.237303
800	0.442	3.53	0.015568	1.93972	0.40734
1000	0.550	4.40	0.0151573	2.92416	0.61407
1200	0.663	5.29	0.0148567	4.164888	0.87460
1400	0.773	6.18	0.0146260	5.57363	1.1704
1600	0.884	7.07	0.0144428	7.197967	1.511573
1800	0.995	7.95	0.0142934	9.021132	1.89443
2000	1.105	8.80	0.0141690	11.033612	2.31705
2200	1.210	9.68	0.0140637	13.13180	2.7070

H_m

REFOULEMENT $R_2 R_3$

POINT DE FONCTIONNEMENT de la POMPE

(fig 2)

Caractéristique de la pompe

caractéristique de la conduite

type de pompe : J-SCHNEIDER

MPE 450 N° 1

$N = 148$ trs/mn

$\eta = 70\%$

$P : 500$ Kw

$P_2 (75\%)$

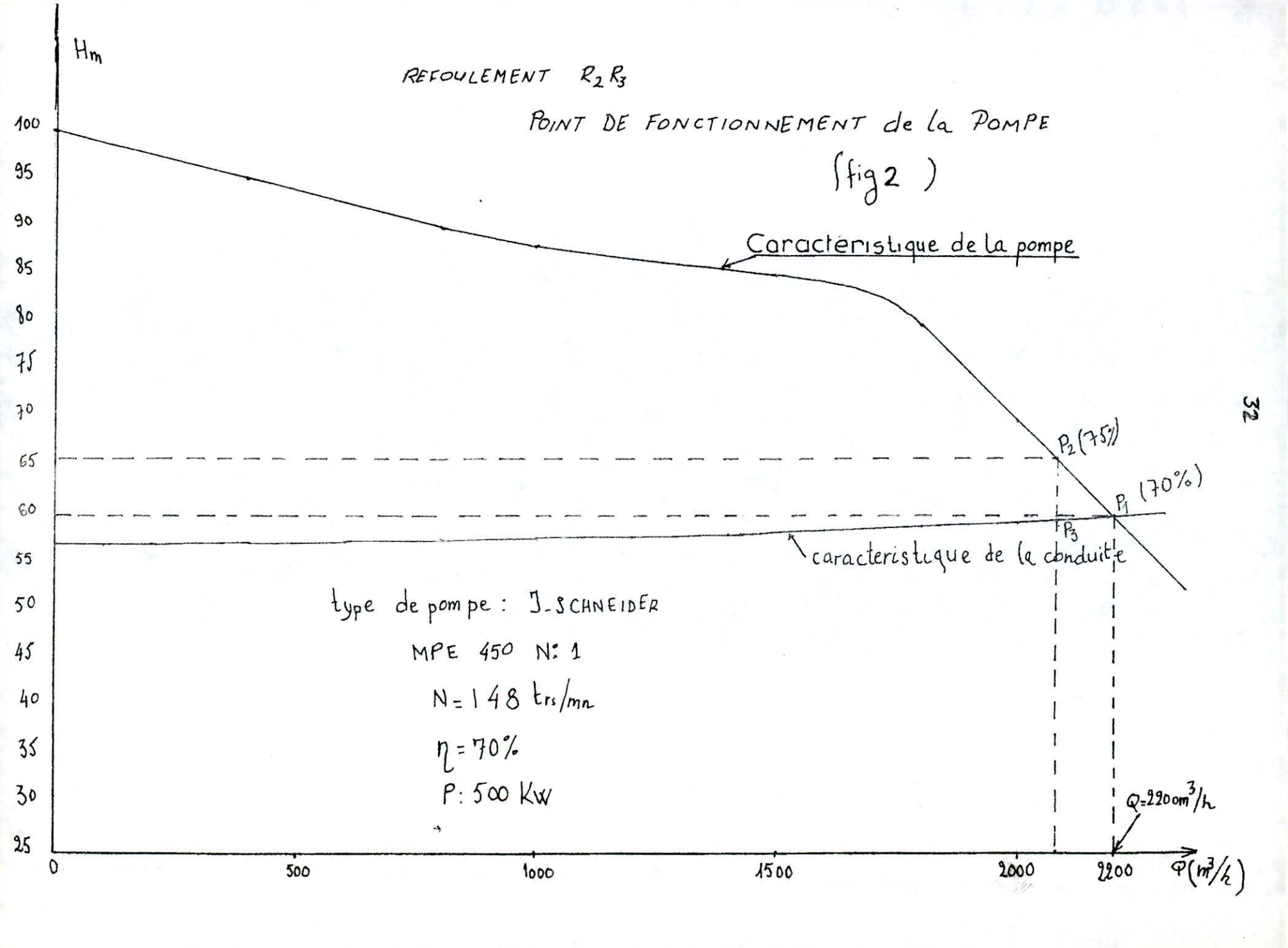
$P_1 (70\%)$

P_3

$Q = 2200 \text{ m}^3/\text{h}$

$\Phi (\text{m}^3/\text{h})$

32



H_m

REFOULEMENT $R_2 R_3$

POINT DE FONCTIONNEMENT de la POMPE

(fig 2)

Caractéristique de la pompe

caractéristique de la conduite

Type de pompe : J-SCHNEIDER

MPE 450 N° 1

$N = 148$ trs/mn

$\eta = 70\%$

$P : 500$ Kw

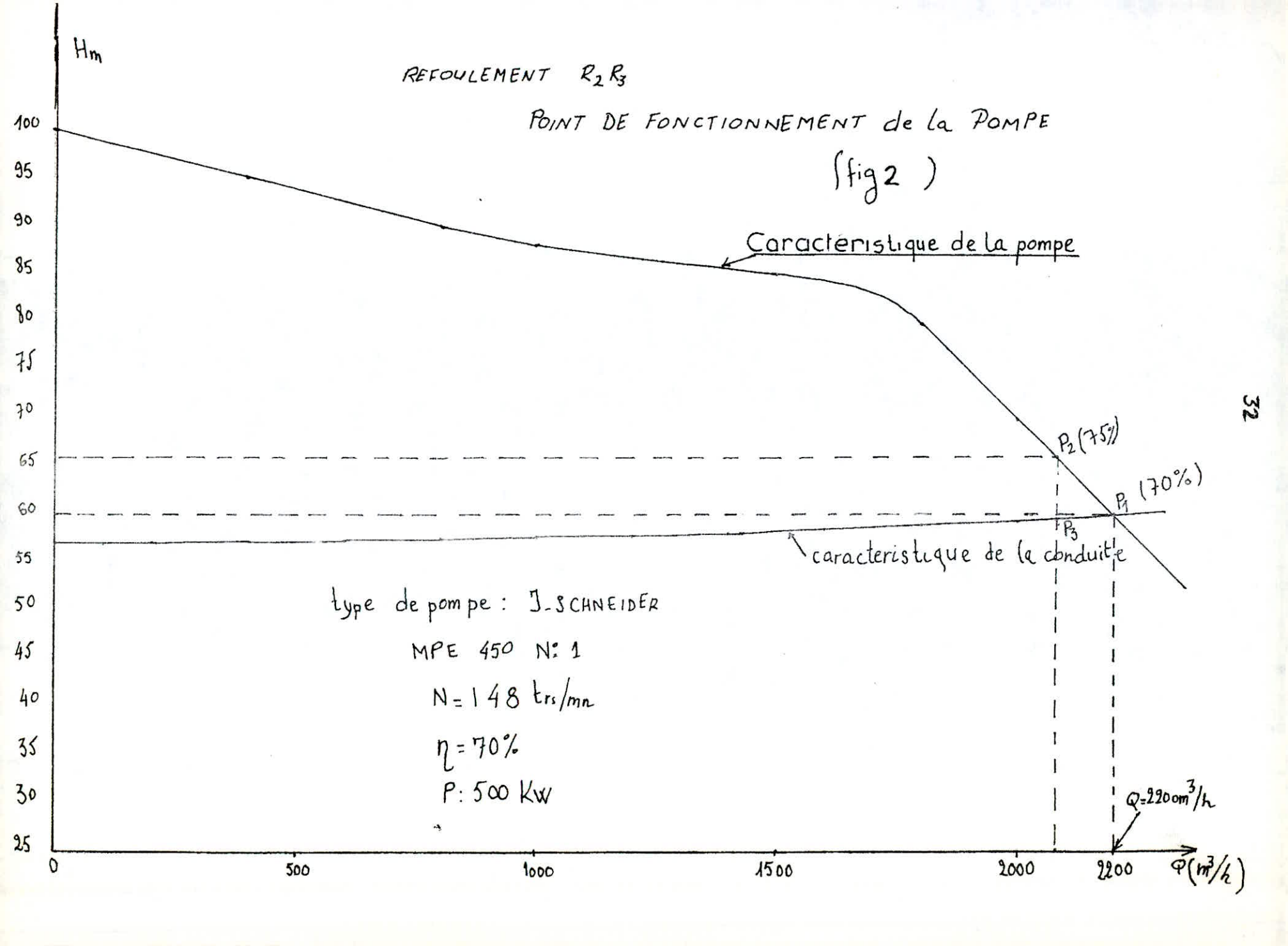
$P_2 (75\%)$

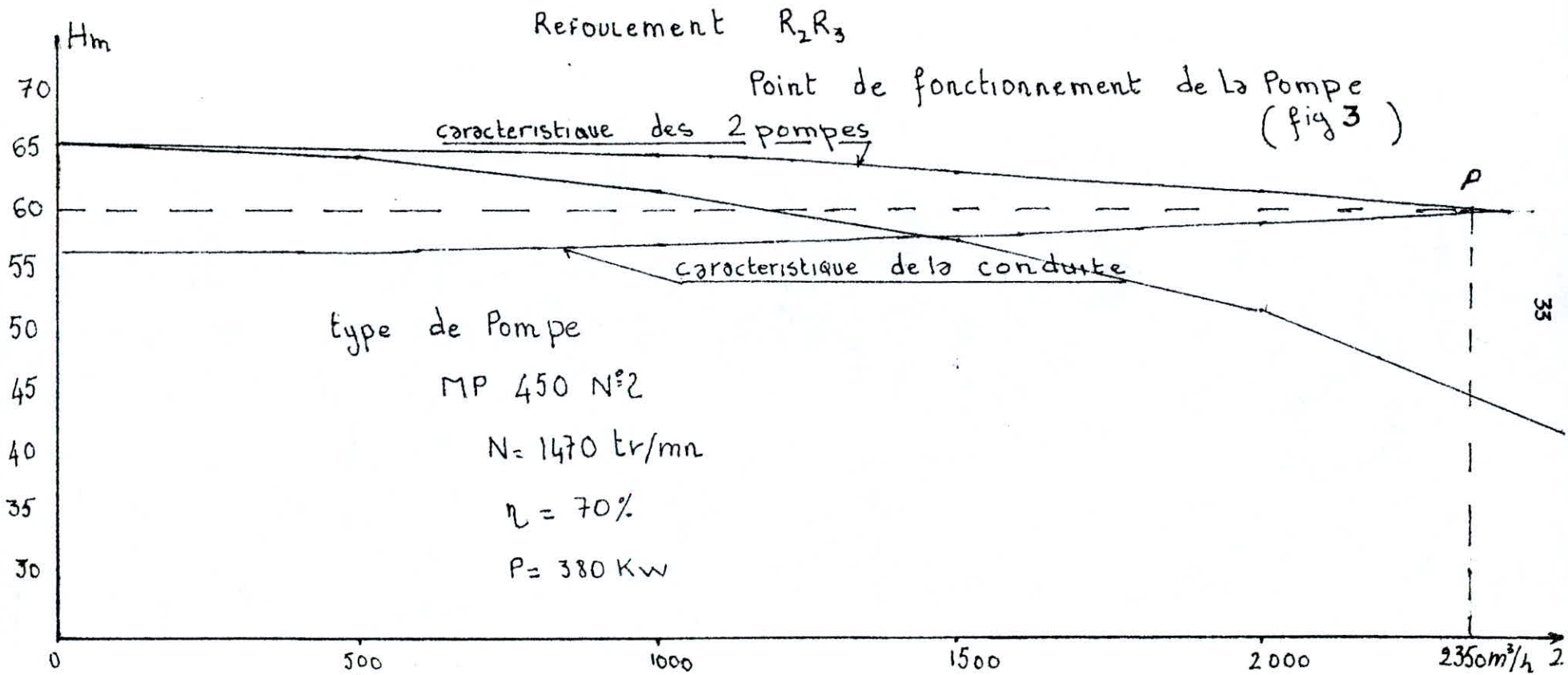
$P_1 (70\%)$

P_3

$Q = 2200 \text{ m}^3/\text{h}$

$Q (\text{m}^3/\text{h})$





5 AUTOMATISME :

Le fonctionnement rationnel et économique d'une pompe dépend de deux niveaux d'eau :

- A l'aspiration, le niveau dans la bêche de reprise.
- Au refoulement, le niveau dans le réservoir d'accumulation.

Il importe de réaliser:

- L'arrêt du pompage lorsque le plan d'aspiration s'abaisse anormalement.
- L'arrêt du pompage quand le réservoir est plein.
- La reprise du pompage dès que les conditions d'aspiration redeviennent normales ou dès que le plan d'eau dans le réservoir s'abaisse au dessous d'un certain niveau.

Pour que ces opérations puissent s'effectuer dans le minimum de temps est le minimum de surveillance, il est donc impératif de les rendre automatiques.

* Liaison aspiration -moteur :

Le système est basé sur la conductibilité de l'eau; ce système comporte une électrode sur chacun des niveaux limites haut et bas du réservoir. Ces électrodes sont reliées à un relais qui n'enclenche que si les électrodes sont immergées et qui ne déclenche que si ces électrodes sont hors d'eau. Lorsque l'eau, montant dans le réservoir, vient recouvrir l'électrode supérieure (trop plein) à ce moment, le circuit est fermé entre phase et terre. Lorsque l'eau redescend ensuite et découvre l'électrode inférieure à ce moment le circuit s'ouvre et le réservoir se remplit de nouveau.

* Liaison moteur-réservoir:

Un interrupteur à flotteur est disposé à la partie haute du réservoir. Il est relié par un câble enterré au contacteur du moteur qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau supérieur et le déclenche pour un niveau inférieur.

Cette liaison peut être effectuée avec ou sans ligne électrique de commande appelée ligne pilote.

*Bâche d'arrivée:

Elle reçoit l'eau en provenance du réservoir de KOUBA, elle ne doit pas être communiquée avec les salles de machines en raison des condensations qui se produisent de la différence de température entre l'air extérieur et l'eau. Son accès s'effectue de l'extérieur. Cette salle doit être ventilée en prenant des précautions pour éviter l'introduction des poussières.

En outre elle doit comporter le raccordement de l'aspiration des pompes, une conduite de vidange et une conduite de trop plein.

*Salle de stérilisation:

Elle ne doit pas communiquer avec la salle des machines pour éviter les corrosions possibles par des agents stérilisants qui sont de puissants oxydants.

CHAP. V / PROTECTION DES CONDUITES

A - PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

I°) Définition :

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

- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir.

- Démarrage d'une pompe .

- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre le coup de bélier. Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet dont les caractéristiques de fermeture sont connues dans le cas où la dépression et la surpression ne sont plus admissibles.

Le coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux peut atteindre des valeurs pouvant être égales à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

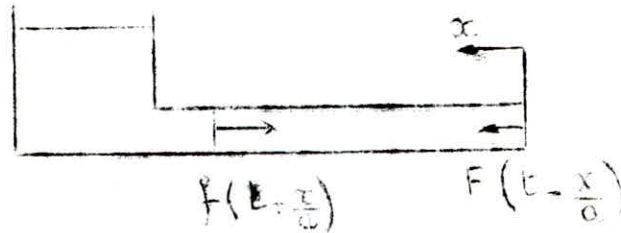
Ceci nous ramène à étudier les moyens propres à limiter ces effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée .

2 - INTERPRETATION PHYSIQUE:

Supposons un observateur mobile se déplaçant à la célérité des ondes a selon la loi :

$$x = \frac{+}{-} at + cte$$

x : position dans le sens contraire de l'écoulement .



La perturbation $F(t - \frac{x}{a})$ se déplace à la vitesse a dans le sens $x > 0$.

La perturbation $f(t + \frac{x}{a})$ se déplace à la vitesse a dans le sens $x < 0$.

En un point d'abscisse x au temps t , l'accroissement DE pression est la somme de l'amplitude des deux ondes F et f arrivant à ce point à l'instant considéré. Deux ondes se croisent n'ont pas d'effet l'une sur l'autre.

3 - EXPRESSION DE LA CELERITE a :

Allievi donne la formule suivante:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{E}}}$$

Ou D : diamètre intérieur de la conduite (m).

E : épaisseur de la conduite (m)

K : coefficient dépendant du matériau.

Pour l'acier $K = 0,5$.

4 - MOYEN DE PROTECTION :

Supprimer totalement les effets du coup de belier semble impossible mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations .

les appareils anti-bélier devront donc avoir pour effets:

- de limiter la dépression
- de limiter la surpression.

Ces appareils sont :

- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibres, qui interviennent à la fois ,dans la protection contre la surpression et la dépression(ces appareils ont été optés pour notre étude).
- Les volants d'inertie.
- Les soupapes de décharge.

5 - ETUDE DU COUP DE BELIER AU REFOULEMENT :

Le problème tel qu'il se présente est assez complexe et necessite un traitement basé sur la méthode graphique de BERGERON (Dupont). Dans la présente étude nous protégerons la conduite de refoulement $R_2 R_3$ à l'aide d'un réservoir d'air avec une station de pompage en R_2 . Le problème est ainsi ramené au cas Classique d'une station de pompage refoulant dans un réservoir

*Arrêt brusque:

Les caractéristiques de refoulement sont les suivantes:

$$\begin{aligned}L(n) &= 2000 \\D(n) &= 0,800 \\H_g(n) &= 57,00 \\Q(n^3/s) &= 1,401 = 0,578 \\V_0(n/s) &= 1,15\end{aligned}$$

Sans système anti- belier la surpression maximale est :

$$b = \frac{a V_0}{g}$$

a : Vitesse de propagation des ondes

V_0 : Vitesse de l'eau en marche normale

La célérité est :

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

K = 0,5 pour l'acier

E = Epaisseur du tuyeau en mètre = 0,011mètre

D = 0,8 m.

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 0,5 \frac{0,8}{0,011}}} = 1076 \text{ m/s}$$

Calcul de la vitesse V_0

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = 0,5026 \text{ m}^2$$

$$V_0 = \frac{Q}{S} = 1,15 \text{ m/s}$$

$$b = \frac{aV_0}{g} = \frac{1076 \times 1,15}{9,8} = 126,26 \text{ m}$$

La surpression est alors :

$$Hg + b = 57,00 + 126,26 = 183,26 \text{ m}$$

La dépression est :

$$Hg - b = 57,00 - 126,26 = - 69,26 \text{ m}$$

a) Fonctionnement du réservoir d'air:

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction des groupes est réalisée à l'aide d'un réservoir d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique.

A la disjonction du groupe, une partie de l'eau est chassée dans la conduite. En effet à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce au réservoir. Après une diminution progressive, puis annulation de la vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche augmentant la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci à travers un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche. Le réservoir protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

b) Principe de calcul du réservoir d'air

Le réservoir d'air sera déterminé par la méthode graphique de BERGERON (c'est à dire les valeurs de la surpression et de la dépression maximales ainsi que le volume).

Il sera fait par l'application du diagramme de BERGERON

où on aura toute fois gradué les abscisses selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu de prendre les débits comme il est pratiqué ordinairement.

La méthode consiste à déterminer par approximations successives les vitesses de l'eau dans la conduite de refoulement au niveau du réservoir d'air pendant les oscillations.

L'intervalle de temps entre deux vitesses successives est

$$T = \frac{2L}{a}$$

T: temps d'un aller et retour de l'onde entre la pompe et le réservoir.

Les caractéristiques du réservoir d'air (U_0 , volume en régime normal et de son dispositif d'étranglement) sont fixées

On appelle V_f la vitesse finale de l'eau après le temps T

Nous partons d'un volume d'air initial U_0 (arbitraire), on se fixe une valeur V_f ; on calcule alors à la fin de l'intervalle T la pression dans la conduite en ajoutant ou en retranchant les pertes de charge suivant le cas .

Si le premier essai n'est pas concluant (valeur inadmissible pour la dépression ou la surpression ou les deux à la fois) les calculs sont alors recommencés à partir des ~~six~~ nouvelles caractéristiques du réservoir ou de l'étranglement ou les deux.

Après l'amortissement des oscillations ,la dépression doit être admissible, sinon on recommence en prenant autre valeur du volume initial U_0 .

L'augmentation du volume ΔU du réservoir d'air (quand l'eau monte dans la conduite) ou sa diminution (quand l'eau redescend) est exprimée par le volume correspondant de l'eau que ce réservoir écoule dans la conduite ou ressort de celle-ci en régime transitoire ce n'est autre que le produit de la vitesse moyenne V_n , la section de la conduite S , pendant le temps T.

V_n étant la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin après l'intervalle de temps T.

Le volume U du réservoir d'air est obtenu en ajoutant ou en retranchant ΔU suivant que l'eau monte ou redescend vers le réservoir.

Il faut considérer la pression absolue dans le réservoir d'air :

$$Z_0 = H_0 + 10$$

H_0 : hauteur géométrique d'élevation.

La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée en admettant que la détente d'air s'effectue suivant la loi de POISSON:

$$(Z_0 + H_0) \times U_0^{1,4} = Z \times U^{1,4}$$

soit:

$$Z = \frac{(Z_0 + H_0) \times U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

$$T = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 2000}{1076} = 3,72 \text{ s}$$

Le maximum du coup de bélier a pour valeur $b = 126,26 \text{ m}$

Le refoulement comme défini dans l'adduction se présente ainsi:

$$Q = 578 \text{ l/s} \quad L = 2000 \text{ m}$$

$$D = 0,8 \text{ m} \quad H_0 = 57 \text{ m}$$

La tuyère aura les caractéristiques suivantes:

$$D' = 0,4 \text{ m} \quad d = 0,2 \text{ m}$$

Ces dimensions sont choisies de telle façon que l'on ait le rapport suivant:

$$\frac{D^2}{(d')^2} = \frac{D^2}{(0,92d)^2} = K \quad \text{avec } 15 < K < 20$$

$d' = 0,92 d$ car le coefficient de débit est 0,92 quand l'eau descend dans la conduite .

$$\frac{D^2}{d'^2} = \frac{800}{(0,92 \times 200)^2} = 18,9$$

c) Calcul des pertes de charge au niveau de la tuyère:

* Montée de l'eau dans le réservoir

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{(d')^2} = \frac{D^2}{(0,92d)^2} = \frac{800^2}{(0,92 \times 200)^2} = 18,9$$

V_1 : vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la montée de l'eau dans le réservoir R.

V_f : vitesse finale de l'eau dans la conduite à la fin de l'intervalle de temps T.

La perte de charge à la montée de l'eau s'évalue en fonction du rapport m des sections contractées (diamètre d') et la tubulure (diamètre D') qui détermine un coefficient C .

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

$$m = \frac{(d')^2}{D^2} = \frac{(0,92 \times d)^2}{D^2} = \frac{(0,92 \times 200)^2}{400^2} = 0,21$$

D'après l'abaque $C = 0,63$

$$d'où \quad \Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \times 0,63 .$$

* Descente de l'eau du réservoir R_3

La tuyère agit comme un ajutage $d'' = 0,5 d$.

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{D^2}{0,5d^2} = 32 \implies V_2 = 32V_f$$

V_2 : vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la descente de l'eau du réservoir R_3 .

$$m' = \frac{0,5d^2}{(D')^2} = 0,125$$

L'abaque donne $C' = 0,80$

d'où:

$$\Delta h_2 = \frac{v_2^2}{2g} \times 0,80$$

Nous proposons un volume d'air en régime normale $U_0 = 3 \text{ m}^3$
valeur initiale.

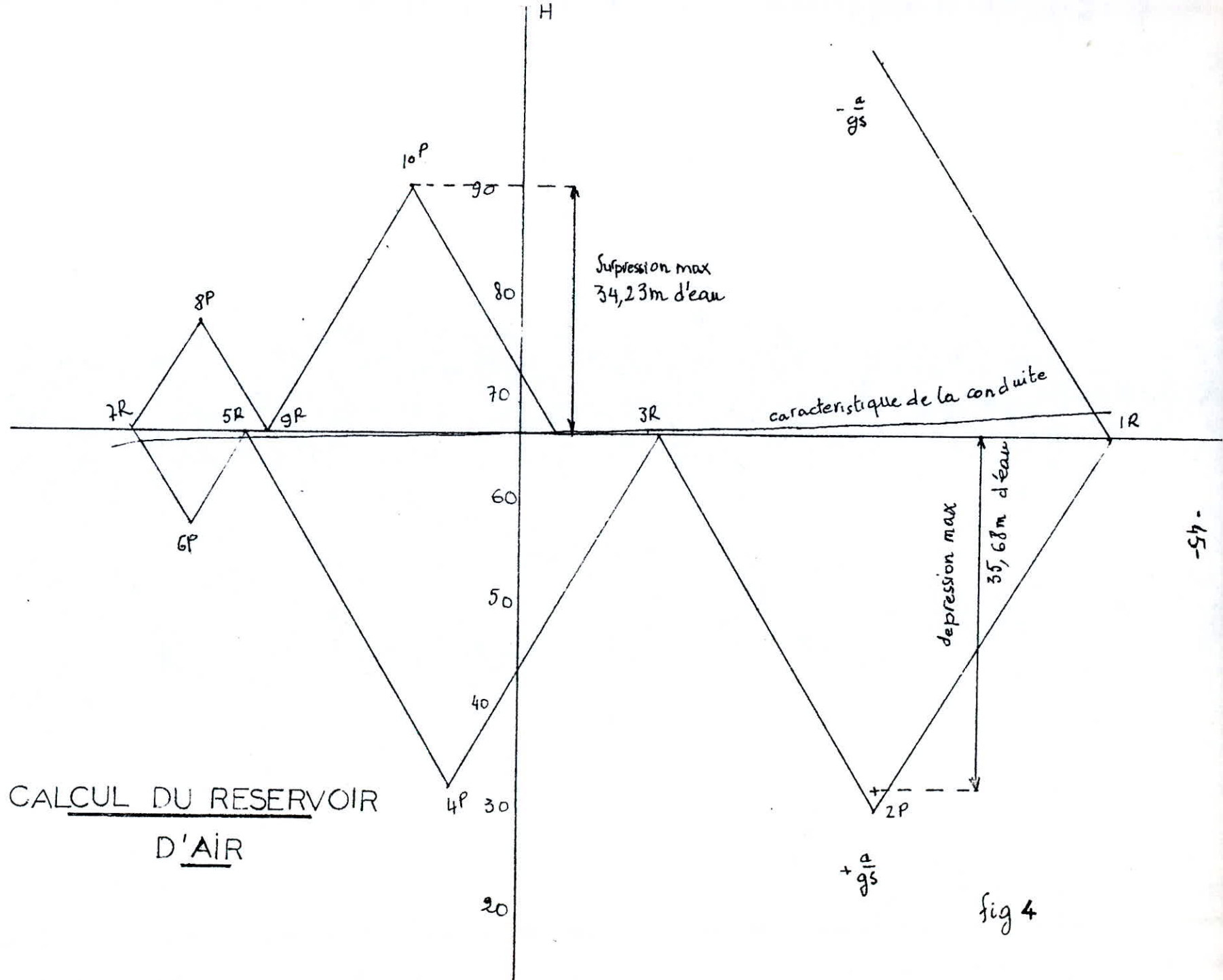
Déterminons la pente de la droite $\frac{a}{gS}$:

$$S = 0,5026 \text{ m}^2 \quad a = 1076 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\frac{a}{gS} = \frac{1076}{9,8 \times 0,5026} = 218,45 \quad (\text{TL}^{-2})$$

Si l'échelle des b est graduée à raison de 1 cm pour 5 m
alors les 218,45 m seront représentés par 43,7 cm et si
0,578 m³/s représenté par 15 cm alors 1 m³/s sera représenté
par 25,95 cm. Donc, la pente de $\frac{a}{gS}$ sera $\frac{43,7}{25,95} = 1,68$
à l'échelle de l'épure :

Intervalles de temps Δt	Variation du volume d'air $\Delta u = s.v_m \cdot \Delta t = 0.5026 \cdot 372.4$ $\Delta u = 187.V_m$	Volume d'air U $U(m^3)$	Pression dans le reservoir d'air $Z = \frac{(67 \cdot 2.5)^{1.4}}{U^{1.4}} = 32.356$	Vitesse dans la tubulure montee $V_1 = 13.9.V_f$ descente $V_2 = 32.V_f$	Perte de charge dans la tuyere montee $\Delta h = V_1^2 \cdot 0.63/2g$ descente $\Delta h = V_2^2 \cdot 0.830/2g$	Pression dans la conduite avec P.D.C montee: $Z - \Delta h_1$ descente: $Z + \Delta h_2$	P.D.C de refoulement s	Pression dans la conduite sans P.D.C montee: $Z - \Delta h_1 - \delta$ descente: $Z + \Delta h_2 + \delta$	Vitesse lue sur le graphique V_f	Désignation du point	Vitesse moyenne V_m	Vitesse finale choisie
0	0	$U_0 = 3m^3$	$Z + \delta_0 = 69.5$	-	-	69.5m	2.5	67m	$V_0 = 1.15$	1R	-	-
1 Δt	1.72	4.72	36.85	13.23	5.63	31.32	0.92	30.30	-0.70	2P	0.92	0.70
2 Δt	0.52	5.24	31.80	4.16	0.71	32.51	0.03	32.54	-0.14	4P	0.28	0.14
3 Δt	-0.74	4.50	39.40	20.80	17.66	57.06	0.80	57.86	-0.65	6P	0.39	0.65
4 Δt	-1.20	3.30	60.80	20.16	16.59	77.41	0.75	78.16	-0.63	8P	0.64	0.63
5 Δt	-0.78	2.51	89.21	7.04	2.02	91.23	0.09	91.32	-0.22	10P	0.42	0.22



CALCUL DU RESERVOIR
D'AIR

fig 4

*PROTECTION DE LA CONDUITE AU DEMARRAGE DES POMPES

Après avoir étudié la protection de la conduite de refoulement pour atténuer l'effet du coup de bélier dans le cas d'un arrêt brusque ; il importe d'étudier le comportement de l'installation au moment du démarrage du groupe électropompe .En effet, l'introduction , dans cette conduite de l'eau refoulée va engendrer un coup de bélier. Si le démarrage s'effectue à vanne fermée , ce qui est préférable, le coup de bélier sera atténué lorsque l'on ouvrira progressivement la vanne. Pour nous placer dans l'hypothèse défavorable, notre étude se limite au cas du démarrage d'une pompe à vanne ouverte en tenant compte des pertes de charge dans la conduite.

La vérification se fera par la méthode graphique de BERGERON . Si on désigne par H_0 la hauteur géométrique de refoulement à partir du point d'installation du réservoir d'air la pression absolue dans la cloche est :

$$Z_0 = H_0 + 10 \text{ m}$$

Nous représentons le diagramme QH de la pompe.
Traçons l'horizontale passant par l'extrémité :

$$Z = H_g + 10 \text{ m}$$

Considérons les situations à tous les allées-retours d'ondes.

A chaque instant le débit Q fourni par la pompe se divise en deux:

- q_c qui est évacué dans la conduite de refoulement et crée une perte de charge Δh .

- q_r qui est dirigé dans le réservoir d'air en donnant une perte de charge h au passage de l'étranglement.

On a donc :

$$Q = q_c + q_r$$

Pour une hauteur piésométrique H_p dans la conduite mesuré à partir du plan d'aspiration, une horizontale donne immédiatement avec l'intersection de la droite $+ \frac{a}{gS}$ augmentée des ordonnées de la parabole des pertes de charges dans la conduite les valeurs de q_c et q_r .

par approximations successives, en cherche à vérifier que pour une hauteur piésométrique donnée mesurée à partir du plan d'aspiration, la pression est la même dans le réservoir d'air et dans la conduite aux pertes de charge près.

Il en résultera une diminution ou augmentation correspondante du volume d'air égal à :

$$\Delta U = q_m \times T$$

Lors du remplissage ou vidange du réservoir d'air, compte tenu d'un débit moyen q_m et du temps T d'un aller - retour q_m étant la moyenne arithmétique des débits q_r au début et à la fin de l'intervalle de temps T .

Le volume s'obtient en ajoutant ou en retranchant ΔU suivant le cas.

On a donc :

$$U = U_0 \pm \Delta U$$

La pression dans le réservoir d'air est calculée en supposant une évolution adiabatique de l'air,

$$Z = \frac{Z_0 \times U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

La vitesse de l'eau dans la tuyère est exprimée en fonction du débit q_r ,

$$V = \frac{q_r}{S} ;$$

S : étant la section offerte au passage de l'eau.

Au démarrage de la pompe, le clapet à battant percé se ferme et ne laisse passer l'eau que par l'orifice de 200 mm dont la section de passage est de :

$$S = \frac{\pi \times 20^2}{4} = 315 \text{ cm}^2$$

Comme on a: $d^2 = 20^2$
 $m = \frac{d^2}{D^2} = \frac{20^2}{40^2} = 0,25$

L'abaque de la planche XXX donne $C = 1,85$ (Dupont)

La perte de charge dans le passage de l'orifice du clapet est donc de :

$$\Delta h = 1,85 \times \frac{V^2}{2g} \quad \text{avec} \quad V = \frac{q_r}{0,0315} \text{ (m/s)}$$

Quant à la pression dans le réservoir d'air sa valeur est:

$$Z = \frac{((H_0 - h_0) + 10) \times 3^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{((57 - 3) + 10) \times 3^{1,4}}{U^{1,4}}$$
$$Z = \frac{297,95}{U^{1,4}}$$

a) Pente de la droite

$$a = 1076 \text{ m/s} \quad S = 0,5026 \text{ m}^2$$

$$\frac{a}{gS} = 218,45 \text{ m}$$

L'échelle des pressions est graduée à raison de 1 cm pour 5 m alors 218,45 m seront représentés par 43,7 cm et l'échelle des débits donne pour $1 \text{ m}^3/\text{s}$, 7,24 cm alors la pente sera :

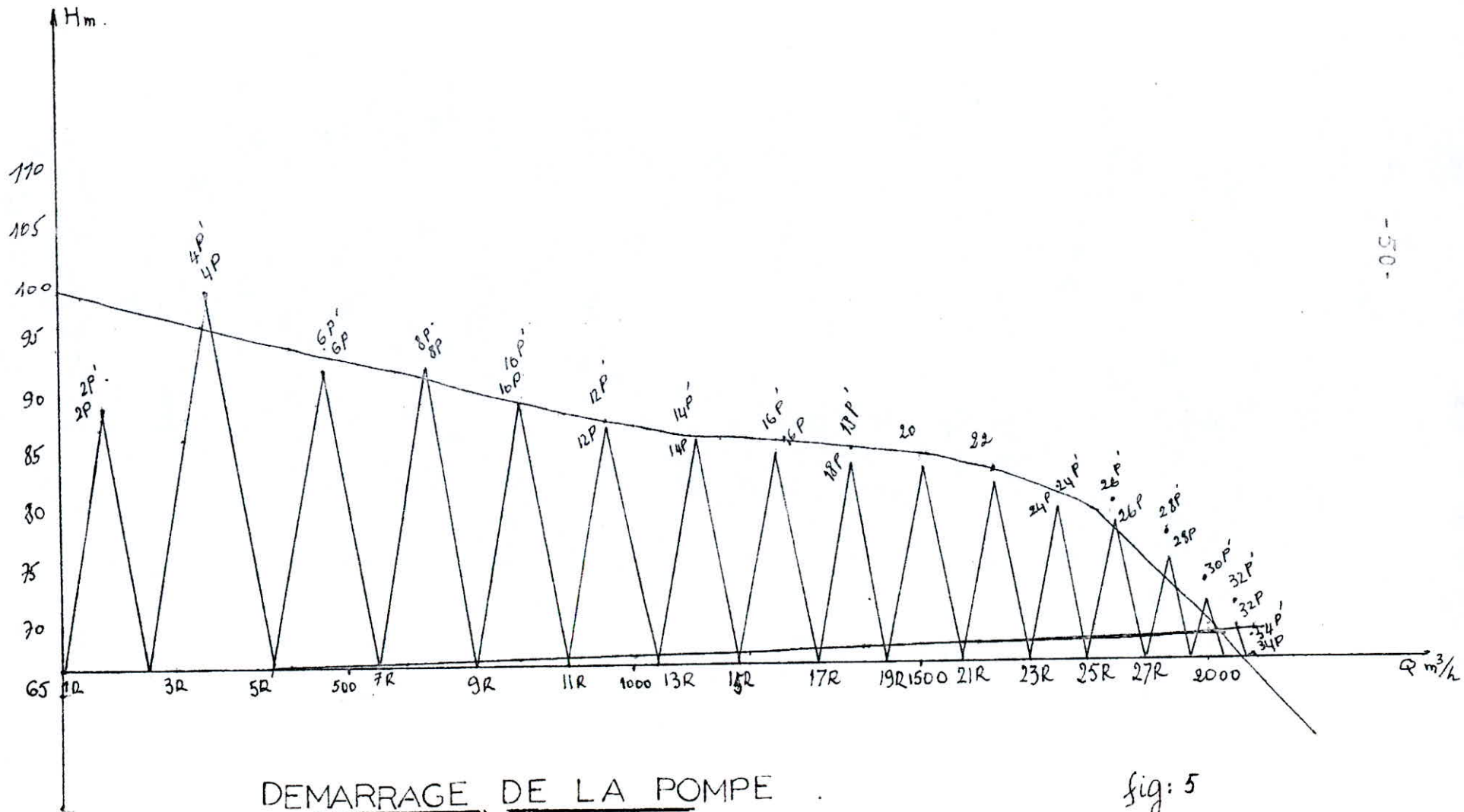
$$\frac{43,7}{7,24} = 6,03 \text{ à l'échelle de l'épure.}$$

L'intervalle de temps est :

$$T = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 2000}{1076} = 3,71 \text{ s}$$

En procédant suivant le schéma tracé précédemment, on établit le tableau suivant

Intervalles de temps	Debit de la pompe (m ³ /s)	Debit de la conduite q _c (m ³ /s)	Debit entrant ou sortant du reservoir d'air	Debit moyen entrant ou sortant du reservoir (dm)	Variation du volume d'air Δu = 3.75 qm	Volume d'air U (m ³)	Pression dans le reservoir Z = 64.3 ³ /u ^{1.4} = $\frac{237.95}{u^{1.4}}$	Vitesse de passage du clapet $v = \frac{q_r}{0.015}$	Perte de charge dans le clapet h = 185. $\frac{v^2}{2.2}$	Hauteur Piezometrique H _B choisie arbitrairement m	Pression dans la conduite correspondante à H _B -3	Pression a la conduite due a la pression Z $Z + \Delta h + h_0$	Perte de charge dans la conduite s (m)	Point correspondant
0	0	0	0	0	0	3	64	0	0	67	64	64	0	1R
ΔT	0,244	0,019	0,224	0,112	0,418	2,582	78,97	7,111	4,77	89,7	86,7	86,74	0,0	2P'2P
2ΔT	0,00	0,072	-0,072	0,073	0,2819	2,300	92,83	2,285	0,493	100,0	97,0	96,32	0,03	4P'4P
3ΔT	0,116	0,1277	0,0133	-0,029	0,107	2,4076	87,07	0,441	0,0183	93,1	90,1	90,09	0,03	6P'6P
4ΔT	0,1638	0,176	-0,0121	0,001	0,003	2,404	87,24	0,384	0,139	93,0	90,0	90,25	0,20	8P'8P
5ΔT	0,200	0,222	-0,022	-0,017	0,063	2,467	84,16	0,698	0,046	91,0	88,0	87,20	0,40	10P'10P
6ΔT	0,263	0,263	0,00	-0,011	0,0408	2,5078	82,25	0,00	0,00	88,5	85,5	85,25	0,50	12P'12P
7ΔT	0,297	0,308	-0,0107	-0,0053	0,0199	2,5277	81,34	0,317	0,00	87,2	84,2	84,34	0,70	14P'14P
8ΔT	0,3472	0,3472	0,00	-0,0053	0,0199	2,5476	80,45	0,00	0,00	86,5	83,5	83,45	0,90	16P'16P
9ΔT	0,3833	0,3833	0,00	0,00	0,00	2,5476	80,45	0,00	0,00	86,0	83,0	83,45	1,17	18P'18P
10ΔT	0,400	0,4180	-0,018	-0,009	0,0333	2,581	79,00	0,57	0,0308	85,5	82,5	82,03	1,30	20P'20P
11ΔT	0,444	0,4513	-0,0068	-0,012	0,046	2,627	77,06	0,19	0,00	83,5	80,5	80,06	1,50	22P'22P
12ΔT	0,4777	0,4833	-0,0055	-0,0062	0,023	2,650	76,13	0,17	0,0028	82,0	79,0	79,13	1,80	24P'24P
13ΔT	0,491	0,509	-0,0173	-0,0114	0,0423	2,6923	74,44	0,549	0,0284	81,0	78,0	77,47	1,90	26P'26P
14ΔT	0,511	0,536	-0,0248	-0,0211	0,0782	2,770	71,54	0,787	0,0585	78,0	75,0	74,59	2,10	28P'28P
15ΔT	0,5347	0,554	-0,0196	-0,022	0,082	2,852	68,67	0,622	0,0365	74,5	71,5	71,70	2,30	30P'30P
16ΔT	0,5472	0,569	-0,0217	-0,0206	0,0767	2,928	66,18	0,688	0,0447	72,2	69,2	69,22	2,50	32P'32P
17ΔT	0,555	0,577	-0,021	-0,021	0,080	3,00	63,73	0,666	0,0419	70	67	66,78	2,55	34P'34P



DEMARRAGE DE LA POMPE
 VANNE A OUVERTE

fig: 5

b) Interprétation:

Le réservoir d'air se remplit jusqu'au 2 T et le volume d'air diminue de $3 - 2,3 = 0,7 \text{ m}^3$, la pression maximale dans la conduite est de 96,32 m au temps 2 T.

Le réservoir d'air se vide ensuite au temps $17 \Delta T$; le nouveau remplissage du réservoir s'effectue à partir de ce temps.

c) Conclusion:

La construction graphique (fig. 5) donne une surpression maximale de 35 m; cette valeur est admissible par rapport à la pression de service des tuyaux. Notre système anti-bélier est donc apte à protéger l'installation aussi bien à l'arrêt brusque qu'au démarrage des pompes.

6 - VERIFICATION DU COUP DE BELIER A LA CONDUITE GRAVITAIRE: ARRÊT BRUSQUE.

Les caractéristiques de cette adduction sont les suivantes:

$$Q = 0,578 \text{ m}^3/\text{s} ; \quad L = 1300 \text{ m} ; \quad D = 900 \text{ mm} .$$

La célérité de l'onde est :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{E}}} = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 0,5 \frac{900}{11}}} = 1048 \text{ m/s} .$$

La vitesse de l'eau pendant le fonctionnement normal est:

$$V_0 = \frac{Q}{S} = \frac{0,578}{0,636} = 0,91 \text{ m/s}$$

La valeur maximale du coup de bélier est obtenue pour un arrêt brusque:

$$b = \frac{aV_0}{g} = \frac{1048 \times 0,91}{9,81} = 97,21 \text{ m} .$$

Le point le plus bas de la conduite gravitaire est au niveau de la traversée de la galerie situé à une côte 94 mNGA (voir profil en long). La pression statique en ce point est $117(\text{TP}) - 94 = 23 \text{ m}$ soit 2,2 bars d'où compte tenu de ce coup de bélier maximum . La surpression maximale de fonctionnement du niveau est :

$$23 + 97,21 = 120,21 \text{ m soit } 11,9 \text{ bars .}$$

Le tube en acier de diamètre 900 mm à pour pression admissible:

$$P = \frac{\sigma \times 2E}{D} = \frac{1400 \times 2 \times 11}{900} = 34 \text{ bars}$$

La contrainte de l'acier est $\sigma = 1400 \text{ Kg/cm}^2$

Pour plus de sécurité on prend $P = 30 \text{ bars}$.

La surpression est alors acceptable .

D'après le profil en long du tronçon gravitaire, la conduite ne comporte aucun point au-dessus de la ligne piézométrique. En principe, tout tronçon de conduite situé au-dessous de cette ligne se trouve sous pression, alors que les tronçons au-dessus devraient théoriquement être le siège de dépression , ce qui n'est pas notre cas .

B - PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

La corrosion des canalisations en acier est caractérisée soit :

- par une attaque du métal due à la nature agressive du sol
- par l'influence des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation d'eau .

Phénomène de la corrosion :

1) Corrosion par formation de pile :

L'attaque de la canalisation en acier enterrée peut se comparer à ce qui se passe dans un bac d'électrolyte où plongent deux métaux de natures différentes .

Si nous prenons comme métaux le fer et le magnésium

nous aurons (fig. a).

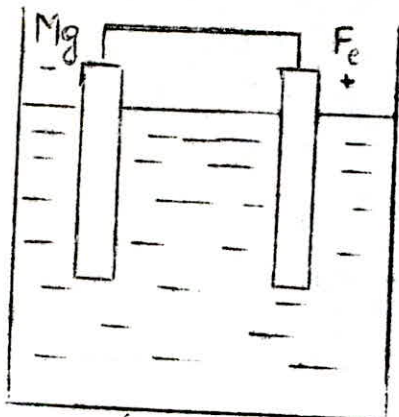


fig a

- Le fer se protège et joue le rôle de cathode caractérisée à ce niveau par une réduction du métal .

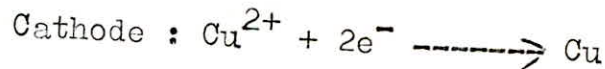
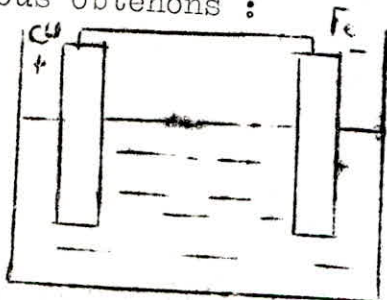


-L'autre métal se trouve attaqué et joue le rôle d'anode caractérisée par une oxydation du métal



L'atome de magnésium ionisé se trouvant en solution , va se combiner avec d'autres éléments .

Dans un deuxième cas , si nous prenons le fer et le cuivre, nous obtenons :



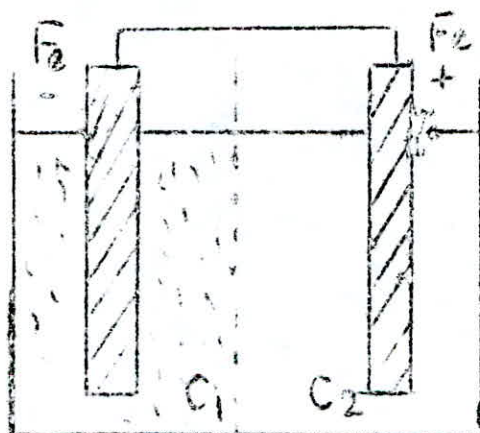
Nous remarquons que dans ce cas ; c'est le fer qui se trouve attaqué et le cuivre protégé .

C'est ainsi qu'a été dressé la liste des éléments métalliques dans l'ordre du pouvoir qu'ils ont de réduire les ions des autres métaux . Nous ne notons que les éléments les plus utilisés . Le métal le plus réducteur étant en tête de la liste ; chaque métal peut ainsi réduire les ions des métaux placés après lui , mais la réciproque est impossible (Tableau ci-dessous) .

E_0 : Potentiel normal de l'électrode correspondante du métal plongé dans une solution normale de l'un de ses sels à la température 25° C ces potentiels sont rapportés à l'électrode de référence à l'hydrogène .

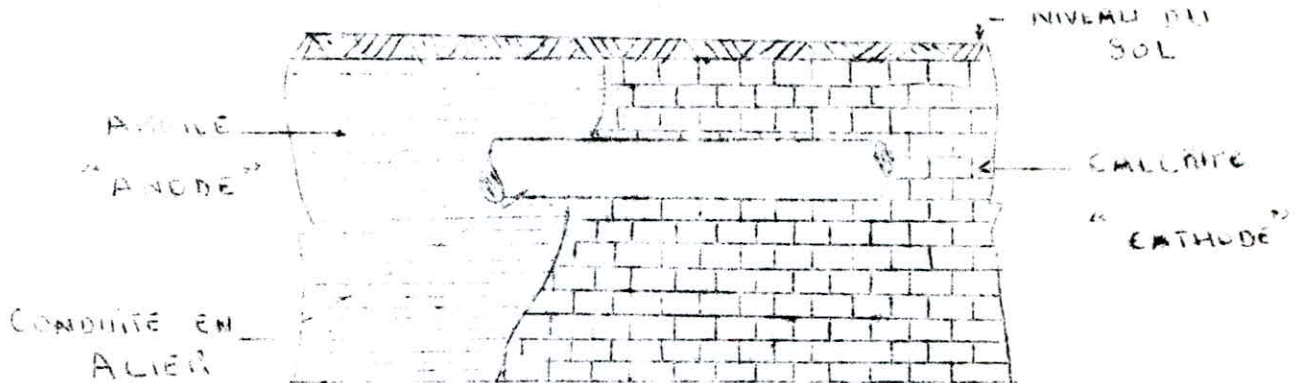
Metaux	Ion considéré	E_c
Argent	Ag^+	+ 0,7994
Cuivre	Cu^{++}	+ 0,3370
Hydrogène	H^+	0,0000
Fer	Fe^{++}	- 0,4400
Zinc	Zn^{++}	- 0,7628
Aluminium	Al^{+++}	- 1,6600
Magnésium	Mg^{++}	- 2,3710

A la base des explications précédentes, nous pouvons conclure que pour deux métaux donnés; celui qui présente le haut potentiel par rapport à l'autre représente la cathode et se trouve protégé ; tandis que l'autre métal joue le rôle d'anode et se trouve dissout . Le même phénomène se produit quand deux barres d'un métal sont plongées dans un électrolyte et placées en deux points de concentrations différentes . Ce phénomène s'appelle : Pile de concentration /



C_1 et C_2 sont les concentrations de l'électrolyte . La pile de concentration peut donc avoir lieu dans le cas d'une canalisation en acier enterrée dans le sol qui par sa nature hétérogène et son humidité relative joue un rôle d'électrolyte à concentrations différentes en plusieurs points .

Les concentrations pratiques ont montré que les terrains argileux , marécageux et humides sont anodiques ; tandis que les terrains secs et bien aérés sont cathodiques .



2) Corrosion sous l'influence d'une installation électrique extérieure:

Dans ce cas la corrosion se produit sous l'action des courants vagabonds emis par des sources électriques de courants continus. Ces sources sont généralement situées au voisinage des canalisations. Parmi les cas les plus fréquents dans la pratique , mentionnons le chemin de fer électrique .

A) Protection cathodique :

A1) Principe:

La protection cathodique d'un réseau de canalisations en acier enterrées est recommandée dans tous les cas . Elle consiste à donner le rôle de cathode à la conduite et lui imposer un potentiel minimale de $- 0,770$ volt par rapport à l'électrode de référence à l'hydrogène .

En pratique, on fait en sorte d'assurer un potentiel égal (de $- 0,99$ à $- 1,00$ volt) qui assure une sécurité totale tenant compte des fluctuations de potentiel (dûes à des indices climatiques)

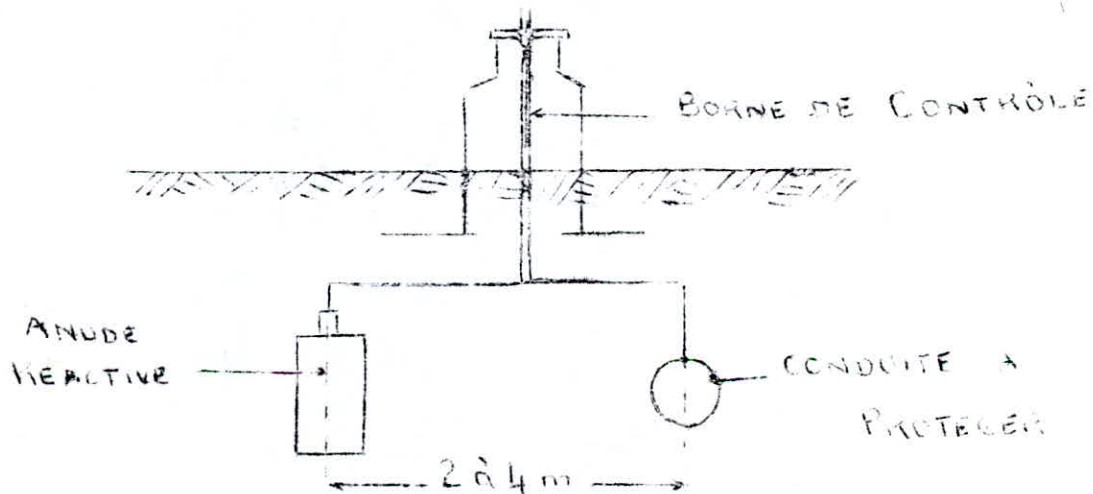
A2) Pratique de la protection cathodique:

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

a) Protection cathodique par anode réactive :

Elle consiste à relier la conduite à un métal plus électro-négatif que le fer formant ainsi une pile dont la cathode est la canalisation.

Les métaux les plus utilisés comme anode réactive sont le zinc et le magnésium. Ils sont présentés en cylindres ou en section trapézoïdales avec des poids variables : ces masses de métal sont placées comme l'indique la figure ci-dessous :



La pose des anodes doit s'effectuer dans les sols de basse "résistivité" pour faciliter le passage du courant " mais il est préférable de choisir les lieux susceptibles de retenir les eaux (fossés, rives des cours d'eau; ...). Les anodes doivent être posées de 2 à 4 m de la canalisation de manière verticale, et telle que leur tête soit sensiblement au niveau de la génératrice supérieure de la conduite :

Ce procédé convient pour les petits réseaux car il ne nécessite pas un nombre important d'anodes ,comme il dispense de la surveillance et de l'entretien :

Théoriquement la masse nécessaire de l'anode à dissoudre pendant une durée de passage du courant est donnée par la loi de FARADAY :

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

- m : masse dissoute de l'anode (g)
- I : Intensité du courant (A)
- M : Masse atomique du métal de l'anode (g)
- t : temps de passage du courant (S)
- V : Valence du métal de l'anode
- F : 1 faraday (F = 96500 coulombs)

Pour un courant de 1 Ampère-heure la masse dissoute d'une anode en zinc est m_0 .

$$M = 65,37 \text{ g}$$

zinc : $V = +2$

$$m = \frac{1 \times 3600 \times 65,37}{96500 \times 2} = 1,22 \text{ g}$$

Mais d'après les consommations réelles , la valeur de la masse dissoute de zinc pour un courant de 1 Ampère est 1,51 g

Par mesure de sécurité et vues les variations irrégulières des caractéristiques du sol , on prend dans la pratique 2g par Ampère-heure .

Le nombre d'anodes disponibles pour un réseau s'obtient par la formule suivante :

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

S : Surface de la canalisation à protéger (m^2)

i : Densité de courant (mA/m^2) .

I : Courant probable de l'anode (A)

Les valeurs de i et I dépendent principalement de résistivité du sol .

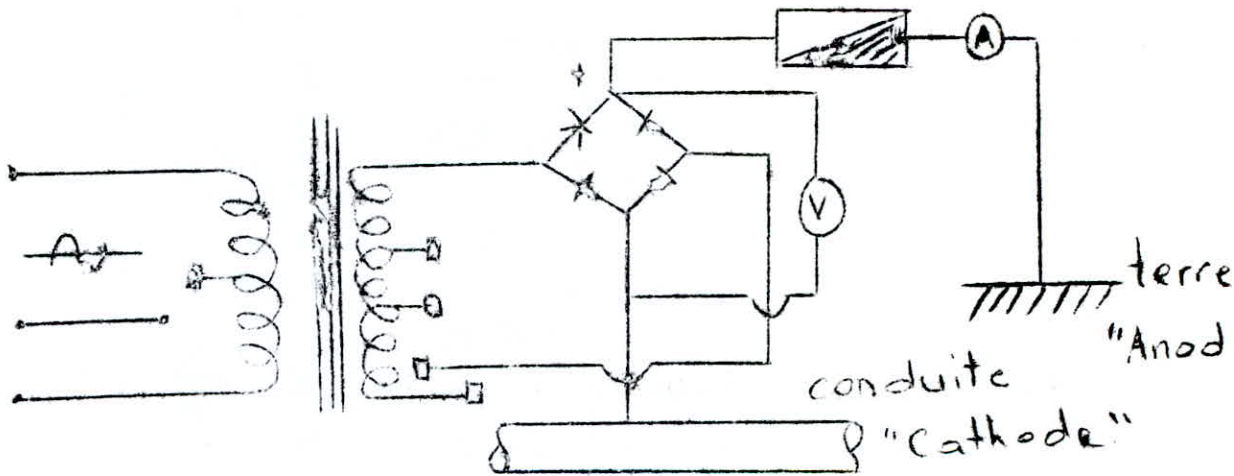
b) Protection cathodique par soutirage de courant :

La conduite est protégée si son potentiel, atteint la valeur atteinte (- 0,770 volt) en delà de laquelle la corrosion n'a pas lieu .

L'abaissement de potentiel des canalisations à la valeur voulue (- 0,980 volt en pratique) est obtenu en connectant un ou plusieurs points du réseau au pôle négatif d'une source électrique continue, située de préférence au voisinage de la canalisation .

Généralement , on ne dispose que d'un courant alternatif , d'où nécessité d'un redresseur , pour le transformer en courant continu .

L'installation comprend essentiellement :



Ces appareils doivent être très solides et bien soignés , car ils fonctionnent 24 / 24 heures. Pour une puissance donnée de l'appareil, on peut ajouter le voltage (V) et l'intensité du courant (A) aux valeurs nécessaires .

Le courant continu sort du redresseur et passe dans la prise de terre de cette dernière , il se répartit dans le sol et gagne la conduite qu'il traverse par sa surface latérale . Le courant chemine le long de la conduite et sort par le pôle de connection de cette dernière avec le point négatif du redresseur .

Le nombre de redresseurs dépend de l'importance du réseau ; Le meilleur emplacement de ces appareils est celui qui assure la protection la plus efficace pour la puissance minimale , et dépend principalement du diamètre des conduites , du degrés d'agressivité des sols , la proximité des lignes de basse tensions .

Pour obtenir le meilleur rendement de ces appareils ; les prises de terres doivent être établies de manière :

- à être graphique , fonte au silicium , ou sous forme de rails en acier . Ce dernier type est largement utilisé

(1 Ampère / an dissout 9 Kg de fer théoriquement) .

- les anodes doivent être placées dans des sols de résistivité très faible pour faciliter le passage du courant.

- les anodes constituées par des rails de fer sont installées dans une tranchée dont les caractéristiques sont les suivantes :

*Longueur : 50 m

* Largeur : 0,50 m

* profondeur : 1 à 1,20 m

* Fond couvert d'une épaisseur de 10 cm de coke .

- les rails sont soudés à l'arc électrique. La soudure doit être protégée par une bande de soie de verre .

- l'extrémité de la file de rails présente une cornière en acier ou ~~xxxxx~~ sera fixe un câble. Celui-ci est relié au pôle (+) du redresseur .

- La première couche de remblai doit être en argile sur une épaisseur de 0,20 m environ, Le reste avec une terre arrosée et pilonnée.

3 -- CONCLUSION /

Avant la protection cathodique prévue sur un réseau de canalisations souterraines en acier, il faut effectuer des travaux accessoires peu coûteux et simples qui sont essentiellement :

- L'état des revêtements intérieurs et extérieurs de la conduite doit être convenable.

- Stockage, transport et pose des conduites dans les tranchées de manière convenable.

- Assurer la continuité électrique au niveau de joints et robinets sauf exception désirée (Isolément des branches d'abonnés) :

CHAP VI / RESEAU DE DISTRIBUTION

1- GENERALITES=:

Plusieurs facteurs ont influencé sur la conception du réseau de distribution:

- La topographie de la ZHUN
- L'existence du chateau d'eau et du reservoir des anassers dont il faut tenir compte.
- Le plan d'urbanisation.

Comme nous l'avons mentionné dans le chapitre relatif aux reservoirs ,la topographie des lieux impose unedistrbution étagée.

Nous prévoyons une distribution mixte, la plus grande partie du réseau sera maillée;seule une partie sera desservie par un réseau ramifié,

Toute la zone a été dévisé en douze mailles.

A l'intérieure de ces mailles, la distribution sera ramifié

2-HYPOTHESES :

-Les réseaux à étudier seront de type maillé,les conduites assureront un débit en route.

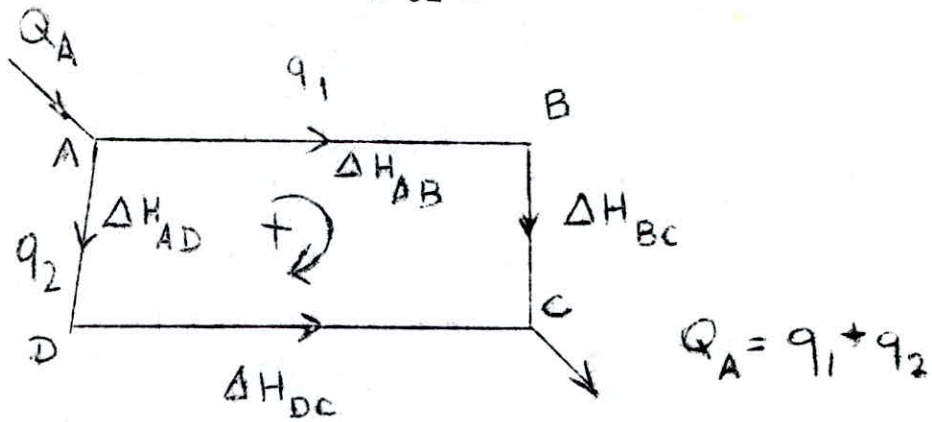
-Les conduites secondaires seront piqués sur les tronçons des mailles et constitueront des réseaux ramifiés.

3-METHODES DE CALCUL :

Les méthodes utilisées pour résoudre le probleme ainsi posé sont toutes basées sur les deux principes suivants qui sont la traduction des lois de KIRCHOFF utilisés en électricité.

1^{er} Principe:

En chaque nœud du réseau la somme algébrique des débits entrants et sortants est nulle, en convenant d'affecter du signe plus des débits entrants et du signe moins les débits sortants.



2ème PRINCIPE:

Le long de chaque maille du réseau la somme algébrique des pertes de charge est nulle en convenant d'un sens de parcours le long de la maille considérée .

$$\Delta H_1 - \Delta H_2 = (\Delta H_{AB} + \Delta H_{BC}) - (\Delta H_{AD} + \Delta H_{DC}) = 0$$

4 - PRINCIPE DE LA METHODE :

On se propose un sens d'écoulement et une répartition Arbitraire du débit tout en respectant la première loi et de calculer la perte de charge dans chaque tronçon de la maille. Les diamètres des canalisations sont choisis de façon à avoir des vitesses d'écoulement raisonnables.

Puisque les pertes de charge sont proportionnelles au carré du débit nous pouvons écrire:

$$\Delta H_1 = r_1 q_1^2$$

$$\Delta H_2 = r_2 q_2^2$$

r_1 et r_2 représentent les résistances des conduites sur les longueurs L_1 et L_2 .

Soit Δq_1 l'erreur des débits supposée q_1 et q_2 .

L'égalité des pertes de charge appliquées aux débits réels donne :

$$r_1 (q_1 + \Delta q_1)^2 - r_2 (q_2 + \Delta q_2)^2 = 0$$

En développant et en négligeant les termes en $(\Delta q)^2$ il vient :

$$\Delta q_1 = \frac{-r_1 q_1^2 + r_2 q_2^2}{2(r_1 q_1 + r_2 q_2)}$$

Et comme :

$$r_1 = \frac{\Delta H_1}{q_1^2} \quad \text{et} \quad r_2 = \frac{\Delta H_2}{q_2^2}$$

Nous aurons:

$$\Delta q_i = - \frac{\sum r q_i^2}{2 \sum r q_i}$$

Chaque maille est calculée séparément et la valeur de Δq_i est trouvée moyennant l'équation. La correction Δq_i ainsi calculée est ajoutée algébriquement à chacun des débits q_i de la maille considérée.

Les approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de Δq_i soient voisines de zéro et jusqu'à ce que les pertes de charge le long des conduites soient inférieures à 0,5 m.

Le calcul est complété par la vérification des pressions au sol.

Les pertes de charge ΔH sont déterminées moyennant la formule de DARCY - WEISBACH.

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

f est donné par la formule de NIKOURADSE

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

Afin d'obtenir une bonne sécurité et de tenir compte d'un accroissement éventuel de la consommation nous avons pris une rugosité $\epsilon = 2\text{mm}$.

5 - CALCUL DE LA PERTE DE CHARGE TOTALE :

On considère que les pertes de charge singulières ΔH_s sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s = \Delta H_l + 0,15 \Delta H_l = 1,15 \Delta H_l$$

$$f \times L_g \times V^2$$

$$\Delta H_l = \frac{\text{-----}}{D_h \times 2g}$$

D'où

$$\Delta H_t = 1,15 \frac{f \times L_g \times V^2}{D_h \times 2g} = 1,15 \frac{f \times L_g \times Q^2}{D_h \times A^2 \times 2g}$$

$$\Delta H_t = 1,15 \times L_g \frac{0,0828 \times f}{D^5}$$

Programme de calcul établi sur T I 57

LRN	RCL2	=
RCL0	×	SUM6
÷	RCL4	ST05
RCL1	×	2 nd Pause(3fois)
=	RCL3	×
lnx	×	2000
×	RCL3	÷
.86	2 nd	RCL3
+	x	=
1,14	÷	SUM7
=	RCL1	R/S
x ²	y ^x	LRN
1/x	5	

EXECUTION :

Données: E (mm) \rightarrow 0; D (mm) \rightarrow I;
Le (m) \rightarrow 2 ; $\pm Q$ (l/s) \rightarrow 3 ; 827III70 \rightarrow 4

RESULTATS :

1^{ere} Affichée rQ^2 (n)
2^{eme} Affichée $2rQ$ (s/n)

Lorsque tous les tronçons de la maillesont parcourus

Appuyer sur R6L6 ----- $\sum rQ^2$
Appuyer sur RCL7 ----- $2 \sum rQ$

Après quoi en calcule Δq .

Le passage à la maille suivante est fait après avoir effacé préalablement les mémoires 6 et 7 .

6 -- CONCEPTION DU RESEAU:

Le réseau sera constitué de deux conduites principales longeant la CW 130 (Birmendreis-Kouba) . Le maillage est tracé en fonction de la forme de l'agglomération. En général les conduites des réseaux longent la voirie.

a) Zone haute:

Ce secteur de la ZHUN dispose d'un réseau de distribution desservi à partir du réservoir , ceréseau est entièrement maillé .

b) Zone basse :

Cette partie inférieure comprend un réseau manifiée qui est relié au maillage qui dessert la partie supérieure

7 - CALCUL DES DEBITS AUX NOEUDS:

Le travail consiste en la décomposition de chaque maille en partie élémentaire en menant la médiatrice de chaque tronçon On delinite ainsi autour de chaque noeud une zone susceptible d'être alimenté par celui-ci. Les différents équipements (habitats, écoles, emploi; ; ; ; ; .etc) sont affectés au noeud avoisinant (voir tableau des débits de soutirage N° 7)

Determination du Debit de Soutirage

T N 7a

maille	noeud	Equipements	Consom- -mation Specifique	Consom- -mation Moyenne l/s	Debit m ³ /s	Debit de Pointe m ³ /s
I	1	EFE 4000m ² 1 mosque espace vert 600m ² 60 Logts	2.5 l/m ² 1000 l/j 2 l/m ² 840 l/j	10000 1000 1200 50400	0.724	1.730
	2	Clinique 4200m ² esp. vert 600m ²	5 l/m 2 l/m	21.000 12.00	0.257	0.616
	3	320 Logts	840 l/j	2683.8300	3.11	7.460
	4	EFS 6900m ²	2.5 l/m	17.250	0.20	0.480
II	2	155 Logts	840 l/j	130.200	1.50	3.600
	3	150 Logts Place 6000m ²	840 l/j 2 l/m ²	126.000 12.000	1.59	3.810
	6	Place 3400m ²	2 l/m ²	6.800	0.079	0.187
	7	esp-vert 900m ²	2 l/m ²	1.800	0.02	0.048
III	3	Crêche 1000m ² Ecole 2000m ² Stade 2000m ²	1 l/m ² 1 l/m ² 1 l/m ²	1000 2000 2000	0.057	0.130
	4	EFE 6000m ²	2.5 l/m ²	15.000	0.173	0.410
	6	—	—	—	—	—
	5	—	—	—	—	—

maille	nœud	Equipements	Consom mation Spécifique	Consom mation Moyenne	Debit m ³ /s	Debit de Pointe m ³ /s
IV	6	Place 4100 m ² surface 8700 m ² ecole 2000 m ² 80 Logts	2 l/j 2 l/m 1 l/m 840 l/j	8200 17400 2000 67200	1.09	2.61
	7	200 Logts	840 l/j	168000	1.94	4.65
	8	95 Logts lycee 1500 m ²	840 l/j 25 l/m ²	79800 37500	1.35	3.24
	9	—	—	—	—	—
	10	355 Logts crèche 1000 m ² ecole 2000 m ² EFE 5600 m ²	840 l/j 1 l/m ² 1 l/m ² 25 l/m ²	298200 1000 2000 14000	3.64	8.73
V	5	clinique 1000 m ² 180 Logts EFS 8000 m ² PEPS 5800 m ² creche 1000 m ²	5 l/m ² 840 l/j 25 l/m ² 1 l/m ² 1 l/m ²	5000 151200 20000 5800 1000	2.11	5.06
	9	40 Logts 75 Logts	840 l/j 840 l/j	33600 63600	1.11	2.66
	10	40 Logts	840 l/j	33600	0.388	0.93
	11	40 Logts	840 l/j	33600	0.388	0.93
	12	110 Logts	840 l/j	92400	1.069	2.565

Maille	noord	Equipements	Consom mation Spécifique	Consom mation Moyenne	Debit m ³ /s	Debit de Pointe m ³ /s
VI	11	EFS 8000m	2.5 l/m ²	20000	0.23	0.55
	13	75 Logts	840 l/j	63000	0.73	1.752
	14	1 mosquée EFS 3500m 210 Logts	10000 l/m ² 2.5 l/m ² 840 l/j	10000 8750 176400	2.25	5.4
	18	---	---	---	---	---
	19	75 Logts	840 l/j	63000	0.73	1.752
VII	14	manche 1500m Pharmacie 300m ² commerce 5000m ² EFE 1700m	4 l/m ² 5 l/m ² 4 l/m ² 2.5 l/m ²	6000 1500 20000 4250	0.367	0.88
	17	commerce 900m ² ecole mat 3000m ² Parc 2000m ² esp. vert 500m ²	4 l/m ² 1 l/m ² 1 l/m ² 1 l/m ²	3600 3000 2000 500	0.105	0.252
	18	380 Logts esp vert 2000m ²	840 l/j 1 l/m ²	319200 2000	3.717	8.92
VIII	15	esp vert 2500m ² 725 Logts creche 3000m ² EFE 8000m ² PEPS 5800m ²	1 l/m ² 840 l/j 1 l/m ² 2.5 l/m ² 1 l/m ²	2500 609000 3000 20000 5800	7.41	17.78
	16	80 Logts	840 l/j	67200	0.77	1.84
	14	Parking 3000m ² clinique 100m ² maternité 2000m ²	1 l/m ² 5 l/m ² 5 l/m ²	3000 5500 10000	0.24	0.513
	17	maternité 1800m ² parc 2500m ²	1 l/m ² 2 l/m ²	1800 5000	0.078	0.18

Pointe	noeud	Equipements	Consom mation Specifique	Consom mation Moyenne	Debit m ³ /s	Debit de pointe m ³ /s
X	16	70 Logts	840 l/j	58800	0.68	1.63
	17	Parc 3000 m ²	2 l/m ²	6000	0.069	0.165
	18	30 Logts	840 l/j	25200	0.29	0.69
	19	60 Logts	840 l/j	50400	0.58	1.392
	21	—	—	—	—	—
	20	esp vert 7000 m ²	2 l/m ²	14000	0.16	0.384
	22	30 Logts	840 l/j	25200	0.29	0.696
Y	20	—	—	—	—	—
	21	commerce 3400 m ² administ 1500 m ² ecole-mat 2700 m ² EFE 8000 m ² 60 Logts	4 l/m ² 10 l/m ² 1 l/m ² 25 l/m ² 840 l/j	33600 15000 27000 20000 50400	1.40	3.36
	24	300 Logts ecole 5000 m ² stade 6000 m ²	840 l/j 25 l/m ² 1 l/m ²	252000 12500 6000	3.13	7.51
	25	creche 2700 m ² stade 10000 m ² 300 Logts	1 l/m ² 1 l/m ² 840 l/j	2700 10000 252000	3.06	7.34

Maille	nœud	Equipements	Consommation Spécifique	Consommation Moyenne	Debit m ³ /s	Debit de Pointe m ³ /s
XI	21	cinema 1600m ² commerce 2700m ² maison de Jeune 1200m ² PTT 1500m ²	4 l/m ² 4 l/m ² 4 l/m ² 10 l/m ²	64 00 108 00 48 00 15 000	0.42	1.00
	22	80 Logts clinique 4 600m ²	840 l/l 5 l/m ²	67 200 23 000	1.07	2.49
	23	500 Logts	840 l/l	420 000	4.86	11.66
	24	marche 2000m ² Parqing 3500m ² mosque creche 2700m ²	4 l/m ² 2 l/m ² 10 000 4 l/m ²	8 000 7 000 10 000 2 700	0.32	0.768
XII	23	200 Logts	840 l/l	168 000	1.94	4.65
	24	Parqing 1500m ²	25 l/m ²	3 000	0.03	0.072
	25	CEM 9200m ²	25 l/m ²	23 000	0.26	0.624
	26	EFE 5400m ² hotel 30 lits 200 Logts	25 l/m ² 120 l/lit 840 l/l	135 00 36 00 168 000	2.09	5.016

Tableau Récapitulatif du Débit de
Soutirage

Noeud	Debit Moyen m ³ /s	Debit de Soutirage m ³ /s	Noeud	Debit Moyen m ³ /s	Debit de Soutirage m ³ /s
1	0.724	1.730	14	2.831	6.790
2	1.757	4.210	15	7.410	17.780
3	4.757	11.410	16	1.450	3.480
4	0.373	0.895	17	0.252	0.604
5	2.110	5.060	18	4.007	9.300
6	1.168	2.800	19	0.580	1.392
7	1.940	4.650	20	0.160	0.384
8	1.350	3.240	21	1.820	4.368
9	1.110	2.660	22	1.330	3.192
10	4.028	9.660	23	6.800	16.320
11	0.618	1.480	24	3.480	8.350
12	1.180	2.840	25	3.320	7.960
13	0.730	1.752	26	2.090	5.016

Puis on détermine :

-Le nombre de logement probable .

-Les besoins journaliers en considérant la dotation individuelle .

- Le débit au noeud vu le coefficient de pointe horaire.

8- CHOIX DE LA VITESSE :

Vu la longueur entre le réservoir ou le chateau d'eau et le point le plus défavorable du réseau ,il faut limiter la perte de charge , ne peut-être obtenu qu'en limitant la vitesse .

Le choix de la vitesse d'écoulement est un élément essentiel pour dimensionner un réseau . Il conditionne en effet le choix du diamètre .

Nous prenons une vitesse entre 0,5 et 1,5 m/s ,le diamètre est déterminé par l'équation de continuité :

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \times V \implies D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi V}}$$

Où Q est le débit supposé en première approximation , nous le diamètre supérieur normalisé .

Les vitesses sont acceptables sauf dans certains tronçons mais le diamètre de ceci ne peut être diminuer sans augmenter la perte de charge .

La pression au sol est suffisante pour alimenter les niveaux les plus élevés, il faut prévoir l'installation de réducteurs de pression sur le réseau pour les zones basses .

9 - CALCUL DES PRESSIONS DE SERVICE :

La pression de service en un noeud a été déduite à partir de la côte piézométrique du noeud précédant en retranchant les pertes de charge occasionnées au cours du tronçon entre les dites noeuds et la côte du noeud considéré .

Dans certains noeud , la pression est élevée ,elle n'est pas compatible avec la hauteur des constructions et risque en consé- d'apporter des désordres (fuites et bruits dans les installa- tions d'abonnés) .

Pour cela , des réducteurs de pression ont été prévu .La mise en place d'une soupape de décharge à l'aval de chaque réducteur apportera une certaine sécurité en cas de non fonctionnement des ré- ducteurs de pression .

10 - CALCUL DU DIAMETRE DE LA CONDUITE DE DISTRIBUTION

(Réservoirs- point de jonction avec le réseau)

La côte du radier du chateau d'eau est de : 192 m NGA .

La distance entre le chateau d'eau et le maillage est de : 400 m .

Le débit de transite est de : $Q = 49,1$ l/s .

Calcul avec une vitesse :

$$\left. \begin{array}{l} V = 1\text{m/s} \\ Q = 49,1 \text{ l/s} \end{array} \right\} \implies D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi}} = 251 \text{ mm}$$

On prend le diamètre normalisé supérieur $D = 300$ mm

$$\text{d'où } V = \frac{Q}{A} = \frac{4 \times Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 49,1 \times 10^{-3}}{0,3^2 \times 3,14} = 0,7 \text{ m/s}$$

$$\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu} = \frac{0,7 \times 0,3 \times 10^6}{0,21 \cdot 10^6} = 0,21 \cdot 10^6$$

$$\frac{\epsilon}{D_h} = \frac{2}{300} = 0,00667$$

\implies régime turbulent rugueux

Cette conduite n'effectue aucun service en route , la côte du point de jonction avec le réseau est : 127,81 m NGA .

D'après le tableau de COLBROOK , le diamètre qui permet d'écou- ler un tel débit avec une vitesse de : 0,700 m/s et $\epsilon = 2$ mm est $D = 300$ mm .

La perte de charge est $\Delta H = jL = 1,04$ m

(Zone basse)

La côte du radier du réservoir est : 156,80 m NGA , la distance entre le réservoir R et le maillage est $R-13 = 1968$ m , le débit de transit est de 88,7 l/s .

La conduite n'effectue aucun service en route . La côte de départ est de : 125,5 m NGA .

La pression au sol imposée est 30 m d'eau .

Calculons le diamètre avec :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Une vitesse } V = 1 \text{ m/s} \\ Q = 88,7 \text{ l/s} \end{array} \right\} \implies D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 88,7 \cdot 10^{-3}}{3,14}}$$
$$D = 0,336 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé $D = 350$ mm .

$$\text{D'où } V = \frac{Q}{S} = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} = 0,92 \text{ m/s .}$$

La table de COLBROOK donne dans ces conditions un diamètre $D = 350$ mm, mais ce diamètre provoque des pertes de charge non négligeable .

$$\Delta H = jL = 7,82 \text{ m}$$

La pression au sol devient :

$$(156,8 - 7,82) - 125,5 = 23,48 \text{ m}$$

Il faut donc augmenter le diamètre, on aura alors $D = 400$ mm et $\Delta H = 3,85$ m , $V = 0,71$ m/s .

Dans ce cas la pression est de :

$$(156,8 - 3,85) - 125,5 = 27,45 \text{ m}$$

Pour satisfaire la pression au sol imposée , on prévoit une canalisation de diamètre intérieur 400 mm .

Vérification du régime :

$$\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu} = \frac{0,71 \times 0,4}{10^{-6}} = 2,84 \cdot 10^5$$
$$\frac{\epsilon}{D_h} = \frac{0,005}{400} = 0,0000125$$

} \implies régime turbulent rugueux

11 - CALCUL DES PERTES DE CHARGE PAR LA LONGUEUR
FLUIDODYNAMIQUE :

a) Zone haute :

Calculons le gradient de la perte de charge

Caractéristiques :

$$Q = 49,1 \text{ l/s} ; \quad V = 0,7 \text{ m/s} ; \quad D = 0,300 \text{ m} .$$

Comme il a été vérifié au paragraphe précédent le régime est turbulent rugueux pour les deux zones à considérer.

$$\Lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,3}{1,539} = 0,195$$

de l'abaque 8a on tire \rightarrow

$$\mathcal{E} = 0,002 \text{ m}$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = 0,95$$

d'où $J = \frac{Q^2}{(0,95)^2} = 0,00267$

La perte de charge totale sera alors :

$$\Delta H = JL = 0,00267 \times 400 = 1,06 \text{ m}$$

b) Zone basse :

Caractéristiques :

$$Q = 88,7 \text{ l/s} ; \quad V = 0,92 \text{ m/s} ; \quad D = 0,400 \text{ m} .$$

$$\Lambda = \frac{D}{D_c} = \frac{0,4}{1,539} = 0,26$$

de l'abaque 8a on tire \rightarrow

$$= 0,002 \text{ m}$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = 2$$

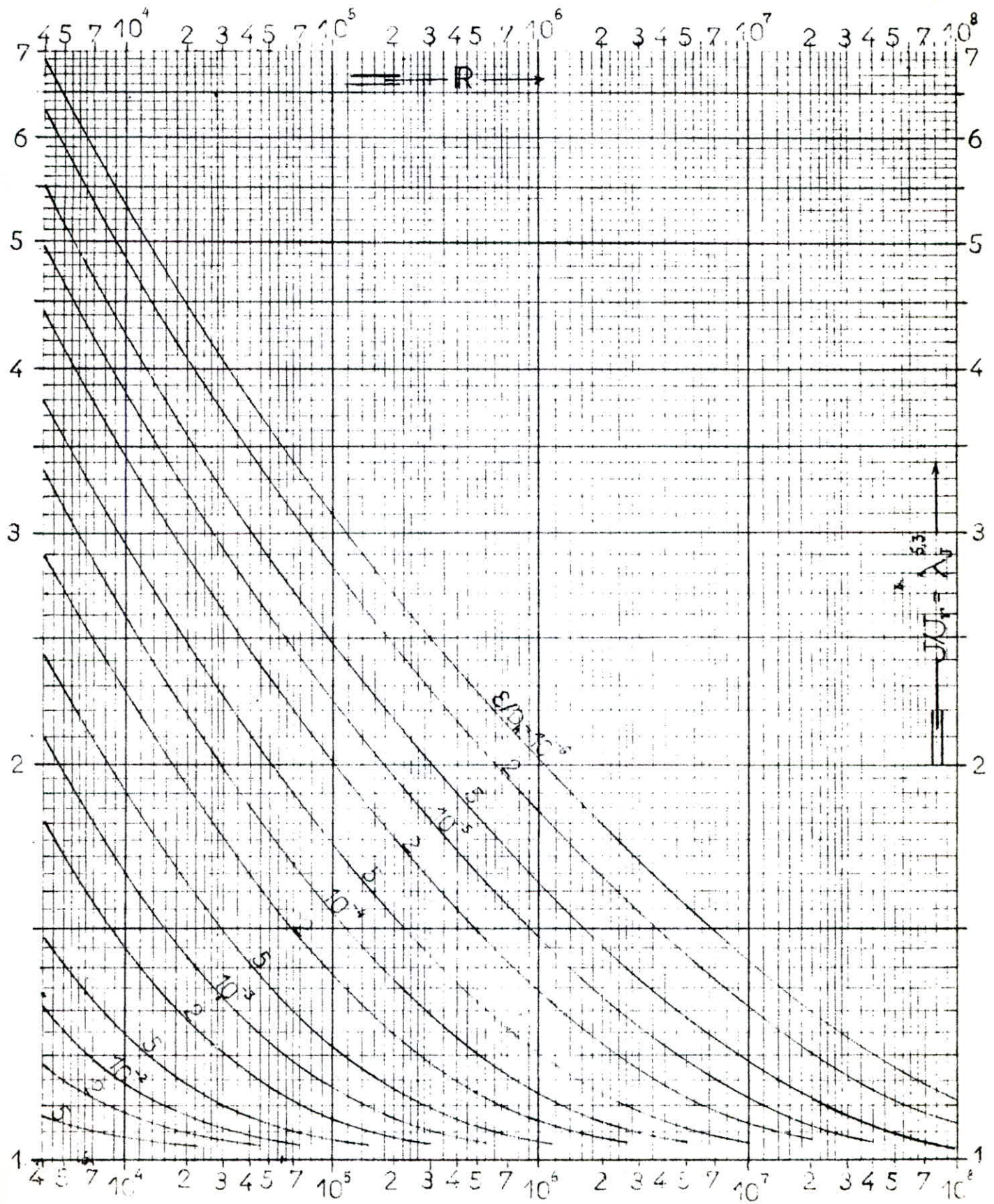
d'où $\bar{J} = \frac{Q^2}{(2)^2} = 0,00197$

La perte de charge totale pour la zone basse est :

$$\Delta H = JL = 0,00197 \times 1968 = 3,87 \text{ m} .$$

Les résultats sont identiques à ceux trouvés par la méthode classique .

Détermination du coefficient λ de la perte de charge
 en régime de transition



CALCUL DU RESEAU MAILLE (Z-H)

Caractéristiques des mailles					1 ^{ère} Approximation				Correction			nouveau débit
N° de la maille	maille adjac.	conduite	diamètre (mm)	long. equiv. (m)	Q ₀ (l/s)	V (m/s)	ΔH rQ ²	2rQ	propre à la maille	maille adjacente	total	
I	I	1-2	250	351.9	+31.1	0.64	+1.02	66	+0.30	-	0.30	+31.4
	II	2-3	150	204.7	+17.0	0.90	+2.73	322	+0.30	-1.51	-1.21	+15.79
	III	4-3	125	232.3	-10.3	0.76	-3.02	588	+0.30	+0.56	+0.86	-9.44
		1-4	200	407.1	-16.3	0.50	-1.07	131	+0.30	-	+0.30	-16.00
							-0.34	1107	$\Delta q_0 = 0.30$			
II	I	2-3	150	204.7	-17.0	0.90	-2.73	322	+1.51	-0.3	+1.21	-15.79
	III	3-6	200	384.1	-15.9	0.44	-0.96	121	+1.51	+0.56	+2.07	-13.83
	IV	6-7	125	285.2	-8.0	0.52	-2.24	560	+1.51	+0.10	+1.61	-6.39
		2-7	150	742.9	+9.9	0.65	+3.36	680	+1.51	-	+1.51	+11.41
							-2.54	1683	$\Delta q_0 = 1.51$			
III	I	4-3	125	232.3	+10.3	0.76	+3.02	588	-0.56	-0.30	-0.86	+9.44
		4-5	100	361.1	-5.1	0.70	-3.82	1501	-0.56	-	-0.56	-5.66
	IV	6-5	125	432.4	+5.1	0.43	+1.38	542	-0.56	+0.1	-0.46	+4.64
	II	3-6	150	384.1	+15.9	0.44	+0.96	121	-0.56	-1.51	-2.07	+13.83
							+1.54	2752	$\Delta q_0 = -0.56$			

Z-H: ZONE HAUTE

TN9a

CALCUL DU RESEAU MAILLE (ZH)

Caracteristiques des mailles					1 ^{er} Approximation				correction			nouveau debit	
N° de la maille	maille adjac	conduite	diametre (mm)	long. equiv. (m)	Q (l/s)	V (m/s)	ΔH r Q ²	2 nd Q	propre à la maille	maille adjacente	total		
IV	III	6-5	100	432.4	-5.1	0.48	-1.38	542	-0.10	+0.56	+0.46	-4.64	
		6-7	150	285.2	+8.0	0.52	+2.24	560	-0.10	-1.51	-1.61	+6.39	
		7-8	150	115	+13.2	0.69	+0.92	140	-0.10	-	-0.10	+13.1	
	V	8-9	125	128.8	+10.0	0.81	+1.58	316	-0.10	-	-0.10	+9.90	
		9-10	80	374.9	+2.3	0.46	+2.69	2340	-0.10	+0.03	-0.07	+2.23	
		5-10	100	439.9	-5.2	0.53	-5.4	2077	-0.10	-	-0.10	-5.30	
								+0.65	5975	$\Delta q_0 = -0.10$			
V	IV	9-10	80	374.9	-2.3	0.46	-2.69	2340	-0.03	+0.10	+0.07	-2.23	
		12-10	100	991.3	+2.2	0.52	+1.95	1778	-0.03	-	-0.03	+2.17	
		9-12	125	282.9	+5.0	0.41	+0.87	347	-0.03	-	-0.03	+4.97	
									+0.13	4465	$\Delta q_0 = -0.03$		

CALCUL DU RESEAU MAILLE (Z-H)

Caractéristiques des mailles					2 ^{ème} Approximation				Correction			nouveau débit
N ^o de la maille	maille adjac	conduite	diamètre (mm)	long equiv (m)	Q (l/s)	V (m/s)	ΔH r Q ²	2rQ	propre à la maille	maille adjacente	total	
I	I	1-2	250	351,9	+31,4	0,64	+1,05	67	+0,12	-	+0,12	+31,52
	II	2-3	150	204,7	+15,79	0,90	+2,36	299	+0,12	-0,03	+0,09	+15,88
	III	4-3	125	232,3	-9,44	0,76	-2,50	539	+0,12	-0,12	0,00	-9,44
		1-4	200	407,1	-16,00	0,50	-1,03	129	+0,12	-	+0,12	-15,88
							-0,12	1034	$\Delta q =$	+0,12		
II	I	2-3	150	204,7	-15,79	0,90	-2,36	299	+0,03	-0,12	-0,09	-15,88
	III	3-6	200	384,1	-13,83	0,44	-0,73	105	+0,03	-0,12	-0,09	-13,92
	IV	6-7	125	285,2	-6,39	0,52	-1,43	448	+0,03	-0,08	-0,05	-6,44
		2-7	150	742,9	+11,41	0,65	+4,47	784	+0,03	-	+0,03	+11,44
							-0,05	1636	$\Delta q =$	+0,03		
III	I	4-3	125	232,3	+9,44	0,76	+2,5	539	+0,12	-0,12	0,00	+9,44
		4-5	100	361,1	-5,66	0,70	-4,72	1666	+0,12	-	+0,12	-5,54
	IV	6-5	125	432,4	+4,64	0,48	+1,14	493	+0,12	-0,08	+0,04	+4,68
	II	3-6	150	384,1	+13,83	0,44	+0,73	105	+0,12	-0,03	+0,09	+13,92
							-0,35	2803	$\Delta q =$	+0,12		

CALCUL DU RESEAU MAILLE (Z-H)

Caractéristiques					2 ^{ème} Approximation				Correction			nouveau débit
N° de la maille	maille adjac.	conduite	diamètre (mm)	long. équiv (m)	Q (l/s)	V (m/s)	ΔH r Q ²	2rQ	propre à la maille	maille adjacente	total	
iv	iii	6-5	100	432,4	-4,64	0,48	-1,14	493	+0,08	-0,12	-0,04	-4,68
		6-7	150	285,2	+6,39	0,52	+1,43	448	+0,08	-0,03	+0,05	+6,44
		7-8	150	115	+13,1	0,69	+0,78	129	+0,08	-	+0,08	+13,18
	v	8-9	125	128,8	+9,90	0,81	-1,55	313	+0,08	-	+0,08	+9,98
		9-10	80	374,9	+2,23	0,46	+2,53	2269	+0,08	+0,05	+0,13	+2,36
		5-10	100	489,9	-5,30	0,53	-5,61	2117	+0,08	-	+0,08	-5,22
								-0,46	5769	$\Delta q_0 = +0,08$		
v	iv	9-10	80	374,9	-2,23	0,46	-2,53	2269	-0,05	-0,08	-0,13	-2,36
		12-10	100	991,3	+2,17	0,32	+1,90	1753	-0,05	-	-0,05	+2,12
		9-12	125	282,9	+4,97	0,41	+0,86	345	-0,05	-	-0,05	+4,92
										+0,23	4367	$\Delta q_0 = -0,05$

CALCUL DU RESEAU MAILLE (Z-H)

Caractéristiques					3 ^{ème} Approximation				Correction			nouveau debit
N° de la maille	maille adjac	conduite	diametre (mm)	long equiv (m)	Q l/s	V m/s	ΔH rQ^2	$2rQ$	Propre à la maille	maille adjacente	total	
I		1-2	250	351,9	+31,52	0,64	+1,06	67	+0,10	-	+0,10	+31,62
	II	2-3	150	204,7	+15,88	0,90	+2,39	301	+0,10	-0,05	+0,05	+15,92
	III	4-3	125	232,3	-9,44	0,76	-2,54	339	+0,10	-0,03	+0,07	-9,37
		1-4	200	407,1	-15,88	0,50	-1,01	128	+0,10	-	+0,1	-15,78
							-0,10	1035	$\Delta q_p = 0,1$			
II	I	2-3	150	204,7	-15,88	0,90	-2,39	301	+0,05	-0,10	-0,05	-15,92
	III	3-6	200	384,1	-13,92	0,44	-0,74	106	+0,05	-0,03	+0,02	-13,90
	IV	6-7	125	285,2	-6,44	0,52	-1,45	451	+0,05	0,00	+0,05	-6,39
		2-7	150	742,9	+11,44	0,65	+4,5	786	+0,05	-	+0,05	+11,49
							-0,08	1644	$\Delta q_p = 0,05$			
III	I	4-3	125	232,3	+9,44	0,76	+2,54	339	+0,03	-0,10	-0,07	+9,37
		4-5	100	361,1	-5,54	0,70	-4,52	1631	+0,03	-	+0,03	-5,51
	IV	6-5	125	432,4	+4,68	0,48	+1,16	497	+0,03	0,00	+0,03	+4,71
	V	3-6	150	384,1	+13,92	0,44	+0,74	106	+0,03	-0,05	-0,02	+13,90
							-0,08	2573	$\Delta q_p = +0,03$			

CALCUL DU RESEAU MAILLE (Z-H)

Caracteristiques					3 ^{ème} Approximation				Correction			nouveau debit	
N° de la maille	maille adjac	conduite	diametre (mm)	long-equiv (m)	Q l/s	V m/s	ΔH rQ^2	$2rQ$	Propre à la maille	maille adjacente	total		
iv	iii	6-5	100	432,4	-4,68	0,48	-1,16	497	0,00	-0,03	-0,03	-4,71	
		6-7	150	285,2	+6,44	0,52	+1,45	451	0,00	-0,05	-0,05	+6,39	
		7-8	150	115	+13,18	0,69	+0,79	129	0,00	-	0,00	+13,18	
		8-9	125	128,8	+9,98	0,81	+1,58	316	0,00	-	0,00	+9,98	
	v	9-10	80	374,9	+2,36	0,46	+2,83	2402	0,00	-0,04	-0,04	+2,32	
		5-10	100	489,9	-5,22	0,53	-5,44	2085	0,00	-	0,00	-5,22	
								0,05	5880	$\Delta q_0 = 0,00$			
v	iv	9-10	80	374,9	-2,36	0,46	-2,83	2402	0,04	0,00	+0,04	-2,32	
		12-10	100	991,3	+2,12	0,32	+1,82	1713	0,04	-	+0,04	+2,16	
		9-12	125	282,9	+4,92	0,41	+0,84	342	0,04	-	+0,04	+4,96	
										-0,17	4457	$\Delta q_0 = +0,04$	

DETERMINATION DES PRESSIONS (ZH)

NOTION	PNEU	diametre (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Altitude au sol	cotes piézométriques		pres- sion au sol
						amont	aval	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Ch-1	1	300	49,1	0,70	137,81	-	163,96	26,15
1-2	2	250	31,66	0,64	136,0	163,96	162,92	26,92
2-3	3	150	15,92	0,90	125,0	162,92	160,51	35,51
1-4	4	200	15,78	0,50	125,0	163,96	162,95	37,95
4-5	5	100	5,51	0,70	110,0	162,95	158,43	48,43
3-6	6	200	13,90	0,44	128,0	160,51	159,77	31,77
6-7	7	125	6,39	0,52	129,0	159,77	158,32	29,32
7-8	8	150	12,18	0,69	125,0	158,32	157,53	32,53
8-9	9	125	9,98	0,81	132,0	157,53	155,95	23,95
9-10	10	80	2,32	0,46	105,0	155,95	153,12	48,12
9-12	12	125	4,96	0,41	125,0	155,95	155,11	30,11

CALCUL DU RESEAU MAILLE (Z-B)

Caracteristiques					1 ^{re} Approximation				Correction			nouveau debit
N° de la maille	maille adjac	conduite	diametre (mm)	long equiv (m)	Q l/s	V m/s	ΔH rQ^2	$2rQ$	Propre à la maille	maille adjacente	total	
VI		13-11	300	359,6	-61,5	0,88	-1,60	50	-0,26	-	-0,26	-61,76
		11-14	250	174,8	-60,0	1,24	-1,90	63	-0,26	-	-0,26	-60,26
	VII	14-18	200	729,1	-15,0	0,45	-1,63	217	-0,26	+1,50	+1,24	-13,76
	IX	13-18	150	213,9	+8,0	0,42	+0,63	635	-0,26	-0,07	-0,33	+7,67
		13-19	200	756,7	+25,4	0,78	+4,85	382	-0,26	-	-0,26	+25,14
							+0,35	1345	$\Delta q_0 =$	-0,26		
VII	VIII	14-17	150	397,9	-10,9	0,69	-2,16	401	-1,50	-0,13	-1,63	-12,53
	IX	18-17	150	223,1	+13,4	0,67	+1,85	276	-1,50	-0,07	-1,57	+11,83
	VI	14-18	200	729,1	+15,0	0,45	+1,63	217	-1,50	+0,26	-1,24	+13,76
								+1,32	894	$\Delta q_0 =$	-1,50	
VIII		14-15	250	519,8	-27,3	0,57	-1,17	86	+0,13	-	+0,13	-27,17
		15-16	150	563,5	-9,5	0,57	-2,35	495	+0,13	-	+0,13	-9,37
	IX	17-16	200	218,5	+23,7	0,75	+1,22	103	+0,13	-0,07	+0,06	+23,76
	VII	14-17	150	397,9	+10,9	0,69	+2,16	401	+0,13	+1,50	+1,63	+12,53
								-0,14	1085	$\Delta q_0 =$	+0,13	

Z-B : ZONE BASSE

TN 11a

CALCUL DU RESEAU MAILLE (Z.B)

Caracteristiques					1 ^{ere} Approximation				Correction			nouveau debit	
N° de la maille	adjac	conduite	diametre (mm)	long equiv (m)	Q l/s	V m/s	ΔH rQ^2	$2rQ$	Propre à la maille	maille adjacente	total		
ix	VIII VII VI V IV III	17-16	200	218,5	-23,7	0,75	-1,22	103	+0,07	-0,13	-0,06	-23,76	
		18-17	100	223,1	-13,4	0,67	-1,85	276	+0,07	+1,50	+1,57		-11,83
		19-18	150	213,9	-8,0	0,42	-0,63	633	+0,07	+0,26	+0,33		
		19-20	200	322	+16,0	0,49	+0,82	102	+0,07	-	+0,07		+16,07
		20-21	100	340,4	+6,5	0,79	+5,86	1804	+0,07	-0,17	-0,10		+6,40
		22-21	100	174,8	-5,8	0,62	-2,36	827	+0,07	+1,30	+1,37		-4,43
		16-22	250	335,8	-29,7	0,62	-0,89	60	+0,07	-	+0,07		-29,63
							-0,27	3805	$\Delta q_0 = +0,07$				
x	IX X XI XII	20-21	100	340,4	-6,5	0,79	-5,86	1804	+0,17	-0,07	+0,10	-6,40	
		21-24	125	598	-7,9	0,54	-4,59	1161	+0,17	+1,30	+1,47	-6,43	
		24-25	100	257,6	-1,2	1,60	-0,15	252	+0,17	-0,21	-0,04	-1,24	
		20-25	125	954,5	+9,1	0,72	+9,71	2134	+0,17	-	+0,17	+9,27	
							-0,89	5351	$\Delta q_0 = +0,17$				
xi	IX X XI XII	22-21	100	174,8	+5,8	0,62	+2,36	827	-1,30	-0,07	-1,37	+4,43	
		22-23	200	687,7	-20,7	0,71	-2,93	283	-1,30	-	-1,30	-22,00	
		23-24	100	361,1	-1,7	0,38	-0,42	500	-1,30	-0,21	-1,51	-3,21	
		21-24	125	598	+7,9	0,54	+4,59	1161	-1,30	-0,17	-1,47	+6,43	
							+3,60	2771	$\Delta q_0 = -1,30$				
xii	XI XII	23-24	100	361,1	+1,7	0,38	+0,42	500	+0,21	+1,30	+1,51	+3,21	
		24-25	100	257,6	+1,2	1,60	+0,15	252	+0,21	-0,17	+0,04	+1,24	
		25-26	100	246,1	+2,3	0,26	+0,50	461	+0,21	-	+0,21	+2,51	
		23-26	100	526,7	-2,7	0,32	-1,56	1159	+0,21	-	+0,21	-2,49	
							-0,49	2372	$\Delta q_0 = +0,21$				

CALCUL DU RESEAU MAILLE (Z-B)

Caracteristiques					2 ^{ème} Approximation				Correction				
N de la maille	maille adjac	conduite	diametre (mm)	long equiv (m)	Q l/s	V m/s	ΔH rQ^2	2rQ	Propre à la maille	maille adjacente	total		
VI		13-11	300	359,6	-61,76	0,88	-1,57	51	-0,67	-	-0,67	-62,43	
		11-14	250	174,8	-60,26	1,24	-1,92	64	-0,67	-	-0,67	-60,93	
	VII	14-18	200	729,1	-13,76	0,45	-1,37	199	-0,67	-0,07	-0,74	-14,50	
	IX	19-18	150	213,9	+7,67	0,42	+0,58	152	-0,67	+0,40	-0,27	+7,40	
		13-19	200	756,7	+25,14	0,78	+4,75	378	-0,67	-	-0,67	+24,47	
							+0,57	844	$\Delta q_0 = -0,67$				
VII	VIII	14-17	150	397,9	-12,53	0,69	-2,88	461	+0,07	+0,57	+0,64	-11,89	
	IX	18-17	150	223,1	+11,83	0,67	+1,44	244	+0,07	+0,40	+0,47	+12,30	
	X	14-18	200	729,1	+13,76	0,45	+1,37	199	+0,07	+0,67	+0,74	+14,50	
								-0,07	904	$\Delta q_0 = +0,07$			
VIII		14-15	250	519,8	-27,17	0,57	-1,16	85	-0,57	-	-0,57	-27,74	
		15-16	150	563,5	-9,37	0,57	-2,29	488	-0,57	-	-0,57	-9,94	
	IX	17-16	200	218,5	+23,76	0,75	+1,22	103	-0,57	+0,40	-0,17	+23,59	
	VII	14-17	150	397,9	+12,53	0,69	+2,88	461	-0,57	-0,07	-0,64	+11,89	
								+0,65	1137	$\Delta q_0 = -0,57$			

CALCUL DU RESEAU MAILLE (Z-B)

Caracteristiques					2 ^{ème} Approximation				Correction			nouveau débit	
N° de la maille	maille adjac	conduite	diametre	long equiv	Q 1/s	V m/s	ΔH rQ^2	2rQ	propre à la maille	maille adjacent	total		
ix	viii	17-16	200	218,5	-23,76	0,75	-1,22	103	-0,40	+0,57	+0,17	-23,59	
	vii	18-17	100	223,1	-18,83	0,67	-1,44	244	-0,40	-0,07	-0,47	-12,30	
	vi	19-18	150	213,9	-7,67	0,42	-0,58	152	-0,40	+0,67	+0,27	-7,40	
		19-20	200	322	+16,07	0,49	+0,83	103	-0,40	-	-0,40	+15,67	
		20-21	100	340,4	+6,40	0,79	+5,68	1176	-0,40	+0,26	-0,14	+6,26	
		x	22-21	100	174,8	-4,43	0,62	-1,40	631	-0,40	-0,14	-0,54	-4,97
		xi	16-22	250	335,8	-29,63	0,62	-0,89	60	-0,40	-	-0,40	-30,03
							+0,98	2469	$\Delta q.$	= -0,40			
x	ix	20-21	100	340,4	-6,40	0,79	-5,68	1176	-0,26	+0,40	+0,14	-6,26	
	xi	21-24	125	598	-6,43	0,54	-3,03	945	-0,26	-0,14	-0,40	-6,83	
	xii	24-25	100	257,6	-1,24	1,60	-0,16	260	-0,26	+0,35	+0,09	-1,15	
		20-25	125	354,5	+9,27	0,72	10,08	2175	-0,26	-	-0,26	+9,01	
							+1,21	4556	$\Delta q.$	= -0,26			
xi	ix	22-21	100	174,8	+4,43	0,62	+1,40	631	+0,14	+0,40	+0,54	+4,97	
		22-23	200	667,7	-22,00	0,71	-3,31	301	+0,14	-	+0,14	-21,86	
	xii	23-24	100	361,1	-3,21	0,38	-1,52	945	+0,14	+0,35	+0,49	-2,72	
	x	21-24	125	598	+6,43	0,54	+3,03	945	+0,14	+0,26	+0,40	+6,83	
							-0,40	2822	$\Delta q.$	= +0,14			
xii	xi	25-24	100	361,1	+3,21	0,38	+1,52	945	-0,35	-0,14	-0,49	+2,72	
	x	24-25	100	257,6	+1,24	1,60	+0,16	260	-0,35	+0,26	-0,09	+1,15	
		25-26	100	246,1	+2,51	0,26	+0,63	504	-0,35	-	-0,35	+2,16	
		23-26	100	526,7	-2,49	0,32	-1,33	1069	-0,35	-	-0,35	-2,84	
							+0,98	2778	$\Delta q.$	= -0,35			

CALCUL DU RESEAU MAILLE (Z-B)

Caracteristiques					2 ^{ème} Approximation				Correction			nouveau débit
N° de la maille	maille adjac	conduite	diametre	long equiv	Q 1/s	V m/s	ΔH rQ^2	2rQ	Propre à la maille	maille adjacent	total	
IX	VIII	17-16	200	218,5	-23,76	0,75	-1,22	103	-0,40	+0,57	+0,17	-23,59
	VI	18-17	100	223,1	-18,83	0,67	-1,44	244	-0,40	-0,07	-0,47	-12,30
	V	19-18	150	213,9	-7,67	0,42	-0,58	152	-0,40	+0,67	+0,27	-7,10
	IV	19-20	200	322	+16,07	0,49	+0,83	103	-0,40	-	-0,40	+15,67
	III	20-21	100	340,4	+6,40	0,79	+5,68	1176	-0,40	+0,26	-0,14	+6,26
	II	22-21	100	174,8	-4,43	0,62	-1,40	631	-0,40	-0,14	-0,54	-4,97
	I	16-22	250	335,8	-29,63	0,62	-0,89	60	-0,40	-	-0,40	-30,03
							+0,98	2469	$\Delta q.$	= -0,40		
X	IX	20-21	100	340,4	-6,40	0,79	-5,68	1176	-0,26	+0,40	+0,14	-6,26
	XI	21-24	125	598	-6,43	0,54	-3,03	945	-0,26	-0,14	-0,40	-6,83
	XII	24-25	100	257,6	-1,24	1,60	-0,16	260	-0,26	+0,35	+0,09	-1,15
	XIII	20-25	125	954,5	+9,27	0,72	10,08	2175	-0,26	-	-0,26	+9,01
							+1,21	4556	$\Delta q.$	= -0,26		
XI	IX	22-21	100	174,8	+4,43	0,62	+1,40	631	+0,14	+0,40	+0,54	+4,97
	X	22-23	200	687,7	-22,00	0,71	-3,31	301	+0,14	-	+0,14	-21,86
	XII	23-24	100	361,1	-3,21	0,38	-1,52	945	+0,14	+0,35	+0,49	-2,72
	XIII	21-24	125	598	+6,43	0,54	+3,03	945	+0,14	+0,26	+0,40	+6,83
							-0,40	2822	$\Delta q.$	= +0,14		
XII	XI	23-24	100	361,1	+3,21	0,38	+1,52	945	-0,35	-0,14	-0,49	+2,72
	XIII	24-25	100	257,6	+1,24	1,60	+0,16	260	-0,35	+0,26	-0,09	+1,15
	XIV	25-26	100	246,1	+2,51	0,26	+0,63	504	-0,35	-	-0,35	+2,16
	XV	23-26	100	526,7	-2,49	0,32	-1,33	1069	-0,35	-	-0,35	-2,84
							+0,98	2778	$\Delta q.$	= -0,35		

CALCUL DU RESEAU MAILLE (Z-B)

Caracteristiques					3 ^{eme} - Approximation				Correction				
N de la maille	maille adjac	conduite	diametre (mm)	long equiv (m)	Q l/s	V m/s	ΔH rQ^2	$2rQ$	Propre à la maille	maille adjacente	total	nouveau debit	
VI		13-11	300	359,6	-62,43	0,88	-1,60	51	-0,02	-	-0,02	-62,45	
		11-14	250	174,8	-60,93	1,24	-1,90	64	-0,02	-	-0,02	-60,95	
	VII	14-18	200	729,1	-14,50	0,45	-1,52	210	-0,02	+0,50	+0,48	-14,02	
	IX	19-18	150	213,9	+7,40	0,42	+0,54	146	-0,02	+0,08	+0,06	+7,46	
		13-19	200	756,7	+24,47	0,78	+4,50	368	-0,02	-	-0,02	+24,45	
							0,02	839	$\Delta q_0 = -0,02$				
VII	VIII	14-17	150	397,9	-11,89	0,69	-2,58	436	-0,50	0,00	-0,50	-12,39	
	IX	18-17	150	223,1	+12,30	0,67	+1,56	253	-0,50	+0,08	-0,42	+11,88	
	VI	14-18	200	729,1	+14,50	0,45	+1,52	210	-0,50	+0,02	-0,48	+14,02	
								0,50	899	$\Delta q_0 = -0,50$			
VIII		14-15	250	519,8	-27,74	0,57	-1,21	87	0,00	-	0,00	-27,74	
		15-16	150	563,5	-9,94	0,57	-2,57	518	0,00	-	0,00	-9,94	
	IX	17-16	200	218,5	+23,59	0,75	+1,20	102	0,00	+0,08	+0,08	+23,67	
	VII	14-17	150	397,9	+11,89	0,69	+2,58	436	0,00	+0,50	+0,50	+12,39	
								0,00	1143	$\Delta q_0 = 0,00$			

CALCUL DU RESEAU MAILLE (Z-B)

Caracteristiques					3 ^{ème} Approximation				Correction			nouveau debit
N° de la maille	maille adjac	conduite	diametre	long-équiv	Q l/s	V m/s	ΔH rQ^2	2rQ	Propre à la maille	maille adjacen	total	
IV	VIII	17-16	200	218,5	-23,59	0,75	-1,20	102	-0,08	0,00	-0,08	-23,67
	VII	18-17	100	223,1	-12,30	0,67	-1,56	253	-0,08	+0,50	+0,42	-11,88
	VI	19-18	150	213,9	-7,40	0,42	-0,54	146	-0,08	+0,02	-0,06	-7,46
		19-20	200	322	+15,67	0,49	+0,78	100	-0,08	-	-0,08	+15,59
	V	20-21	100	340,4	+6,26	0,79	+5,44	1737	-0,08	+0,10	+0,02	+6,28
	III	22-21	100	174,8	-4,97	0,62	-1,76	708	-0,08	+0,30	+0,22	-4,75
		16-22	250	335,8	-30,03	0,62	-0,91	61	-0,08	-	-0,08	-30,11
							+0,25	3107	$\Delta q_0 =$	-0,08		
E	IX	20-21	100	340,4	-6,26	0,79	-5,44	1737	-0,10	+0,08	-0,02	-6,28
	XI	21-24	125	598	-6,83	0,54	-3,42	1003	-0,10	+0,30	+0,20	-6,63
	XII	24-25	100	257,6	-1,15	1,60	-0,13	241	-0,10	-0,02	-0,12	-1,27
		20-25	125	954,5	+9,01	0,72	+9,52	2113	-0,10	-	-0,10	+8,91
							+0,53	5094	$\Delta q_0 =$	-0,10		
XI	X	22-21	100	174,8	+4,97	0,62	+1,76	708	-0,30	+0,08	-0,22	+4,75
		22-23	200	687,7	-21,86	0,71	-3,26	298	-0,30	-	-0,30	-22,16
	XII	23-24	100	361,1	-2,72	0,38	-1,09	802	-0,30	-0,02	-0,32	-3,04
	V	21-24	125	598	+6,83	0,54	+3,42	1003	-0,30	+0,10	-0,20	+6,63
							+0,83	2811	$\Delta q_0 =$	-0,30		
XII	XI	23-24	100	361,1	+2,72	0,38	+1,09	802	+0,02	+0,30	+0,32	+3,04
	V	24-25	100	257,6	+1,15	1,60	+0,13	241	+0,02	+0,10	+0,12	+1,27
		25-26	100	246,1	+2,16	0,26	+0,46	433	+0,02	-	+0,02	+2,18
		23-26	100	526,7	-2,84	0,32	-1,73	1219	+0,02	-	+0,02	-2,82
							-0,05	2695	$\Delta q_0 =$	+0,02		

CALCUL DU RESEAU MAILLE (Z-B)

Caracteristiques					4 ^{eme} Approximation				Correction				
N de la maille	maille adjac	conduite	diametre (mm)	long equiv (m)	Q	V	ΔH	$2rQ$	Propre à la maille	maille adjacente	total	nouveau	débit
					l/s	m/s	rQ^2						
VI		13-11	300	359,6	-62,45	0,88	-1,60	51	-0,07	-	-0,07	-62,52	
		11-14	250	174,8	-60,95	1,24	-1,96	64	-0,07	-	-0,07	-61,02	
	VII	14-18	200	729,1	-14,02	0,45	-1,42	203	-0,07	+0,06	-0,01	-14,03	
	IX	19-18	150	213,9	+7,46	0,42	+0,55	147	-0,07	+0,16	+0,09	+7,55	
		18-19	200	756,7	+24,45	0,78	+4,49	367	-0,07	-	-0,07	+24,38	
						+0,06	832		$\Delta q_0 = -0,07$				
VII	VIII	14-17	150	397,9	-12,39	0,69	-2,81	455	-0,06	+0,20	+0,14	-12,25	
	IX	18-17	150	223,1	+11,88	0,67	+1,45	245	-0,06	+0,16	+0,10	+11,98	
	V	14-18	200	729,1	+14,02	0,45	+1,42	203	-0,06	+0,07	+0,01	+14,03	
							+0,06	903		$\Delta q_0 = -0,06$			
VIII		14-15	250	519,8	-27,74	0,57	-1,21	87	-0,20	-	-0,20	-27,94	
		15-16	150	563,5	-9,94	0,57	-2,57	518	-0,20	-	-0,20	-10,14	
	IX	17-16	200	218,5	+23,67	0,75	+1,21	102	-0,20	+0,16	-0,04	+23,63	
	VII	14-17	150	397,9	+12,39	0,69	+2,81	455	-0,20	+0,06	-0,14	+12,25	
							+0,24	1162		$\Delta q_0 = -0,20$			

CALCUL DU RESEAU MAILLE (Z-B)

Caracteristiques					4 ^{ème} Approximation				Correction			nouveau debit
N° de la maille	maille adjac	conduite	diametre (mm)	long equiv (m)	Q 1/s	V m/s	ΔH rQ^2	$2rQ$	Propre à la maille	maille adjacente	total	
IX	IX	17-16	200	218,5	-23,67	0,75	-1,21	102	-0,16	+0,20	+0,04	-23,63
	X	18-17	100	223,1	-11,88	0,67	-1,45	215	-0,16	+0,06	-0,10	-11,90
	XI	19-18	150	213,9	-7,46	0,42	-0,55	147	-0,16	+0,07	-0,09	-7,55
	XII	19-20	200	322	+15,59	0,43	+0,77	39	-0,16	-	-0,16	+15,43
	XIII	20-21	100	340,4	+6,28	0,79	+5,47	1743	-0,16	+0,08	-0,08	+6,20
	XIV	22-21	100	174,8	-4,75	0,62	-1,61	676	-0,16	+0,04	-0,12	-4,87
	XV	16-22	250	335,8	-30,11	0,62	-0,92	61	-0,16	-	-0,16	-30,27
							0,50	3073	$\Delta q_p =$	-0,16		
X	XVI	20-21	100	340,4	-6,28	0,79	-5,47	1743	-0,08	+0,16	+0,08	-6,20
	XVII	21-24	125	598	-6,63	0,54	-3,23	974	-0,08	+0,04	-0,04	-6,67
	XVIII	24-25	100	257,6	-1,27	1,60	-0,17	266	-0,08	+0,10	+0,02	-1,25
	XIX	20-25	125	954,5	+8,91	0,72	+9,31	2090	-0,08	-	-0,08	+8,83
							+0,44	5073	$\Delta q_p =$	-0,08		
XI	XX	22-21	100	174,8	+4,75	0,62	+1,61	676	-0,04	+0,16	-0,12	+4,87
	XXI	22-23	200	687,7	-22,16	0,71	-3,35	302	-0,04	-	-0,04	-22,20
	XXII	23-24	100	361,1	-3,04	0,38	-1,36	895	-0,04	+0,10	-0,06	-2,98
	XXIII	21-24	125	598	+6,63	0,54	+3,23	974	-0,04	+0,03	+0,04	+6,67
							0,13	2847	$\Delta q_p =$	-0,04		
XII	XXIV	23-24	100	361,1	+3,04	0,38	+1,36	895	-0,10	+0,04	-0,06	+2,98
	XXV	24-25	100	257,6	+1,27	1,60	+0,17	266	-0,10	+0,03	-0,02	+1,25
	XXVI	25-26	100	246,7	+2,18	0,26	+0,47	437	-0,10	-	-0,10	+2,08
	XXVII	23-26	100	523,7	-2,82	0,32	-1,70	1211	-0,10	-	-0,10	-2,92
							+0,30	2809	$\Delta q_p =$	-0,10		

DETERMINATION DES PRESSIONS (z b)

tronçon	noeud	diamètre mm	Q l/s	V m/s	Altitude au sol	cotes piezométriques		Pression au sol
						amont	aval	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
R-13	13							
13-11	11	300	62,52	0,88	129	152,95	151,34	22,34
11-14	14	250	61,02	1,24	120	151,34	149,37	29,37
14-15	15	250	27,94	0,57	102	149,37	147,68	45,68
15-16	16	150	10,14	0,57	95	147,68	145,00	50,00
14-17	17	150	12,25	0,69	101	149,37	146,62	45,62
14-18	18	200	14,03	0,45	110	149,37	147,95	37,95
13-19	19	200	24,38	0,78	91	152,95	148,48	57,48
19-20	20	200	15,43	0,49	76	148,48	117,72	41,72
20-21	21	100	6,20	0,79	99	117,72	112,39	13,39
16-22	22	250	30,27	0,62	88	145,00	114,08	26,08
22-23	23	200	22,20	0,71	80	114,08	110,71	30,71
23-24	24	100	2,98	0,38	80	110,71	109,20	29,20
24-25	25	100	1,25	1,60	88	109,20	109,04	21,04
25-26	26	100	2,08	0,26	69	109,04	108,4	39,61

TN 12

12 - RESULTATS :

La côte piézométrique au point 20 est 147,72 m donne une pression au sol de 71,72 m , comme il a été signalé auparavant l'installation d'un réducteur de pression s'impose au point 19 à l'amont et réglé de façon à diminuer la pression au sol de 30 m . La nouvelle côte piézométrique sera donc :

$$148,48 - 0,76 - 30 = 117,72 \text{ m}$$

De même pour le noeud 22 nous disposerons d'un réducteur de pression en 16 et qui sera réglé de façon à diminuer la pression de 30 m. La nouvelle côte piézométrique sera :

$$145 - 0,92 - 30 = 114,08 \text{ m} .$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux du calcul du réseau maillé .

Les vitesses dans les réseaux sont acceptables sauf dans certains tronçons , mais le diamètre de ceux-ci ne peut être diminuer sans augmenter la perte de charge .

13 - EQUIPEMENTS DU RESEAU:

a) Appareils accessoires

- Robinets-vannes :

Ils sont disposés dans tout le réseau , afin d'isoler les tronçons en cas d'intervention et régler l'écoulement dans la direction voulue.

- Ventouses :

Elles permettent l'évacuation de l'air contenu dans la conduite et sont disposées aux points hauts .

- Décharges :

Sont des robinets placés aux points bas du tracé des conduites en vue de leur vidange . L'évacuation se fait à l'égout voisin .

- Bouches de lavage :

Elles sont placées au droit des points hauts de la voie pour permettre un lavage par gravité. Ces appareils peuvent remplacer les ventouses .

- Bouches d'arrosage :

Elles permettent l'entretien des espaces verts .

- Bornes d'incendie :

Les poteaux d'incendie sont raccordés sur les conduites capables de fournir un débit minimal de 15 l/s sous une pression de 10 m. En raison des débits transités , la condition d'incendie se trouve assurée. Elle n'est pas prise en compte dans le calcul des réseaux . Ces poteaux doivent être espacés de 200 à 300 m les uns des autres et répartis suivant l'importance des risques à défendre .

b) Pièces spéciales :

6 Ce sont des pièces de raccordement normalisées .

Nous distinguons :

- Les coudes à 2 emboitements à différents angles qui permettent d'effectuer les changements de directions .

- Les "tés" à deux ou trois emboitements qui permettent la prise des canalisations secondaires sur la canalisation principale .

- Les cônes de réducteur pour raccorder des tuyaux de diamètre différents .

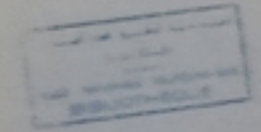
- Les crois à quatre emboitements (mêmes rôles que les tés) .

- Les bouts d'extrémités pour la mise en place des appareils hydrauliques à brides (robinets) .

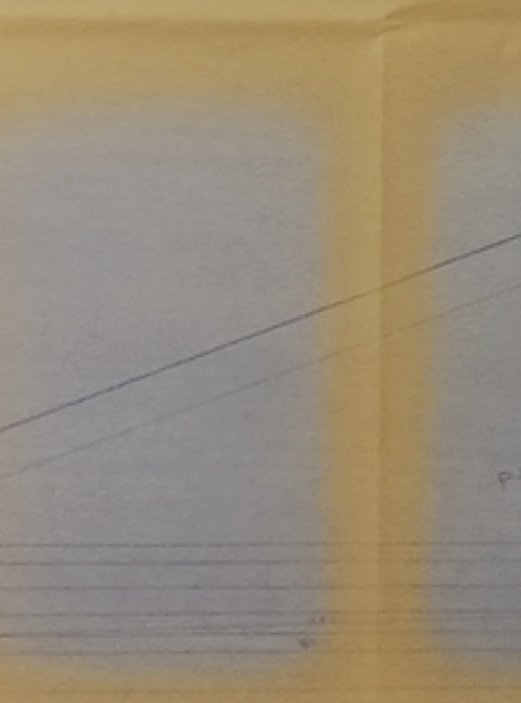
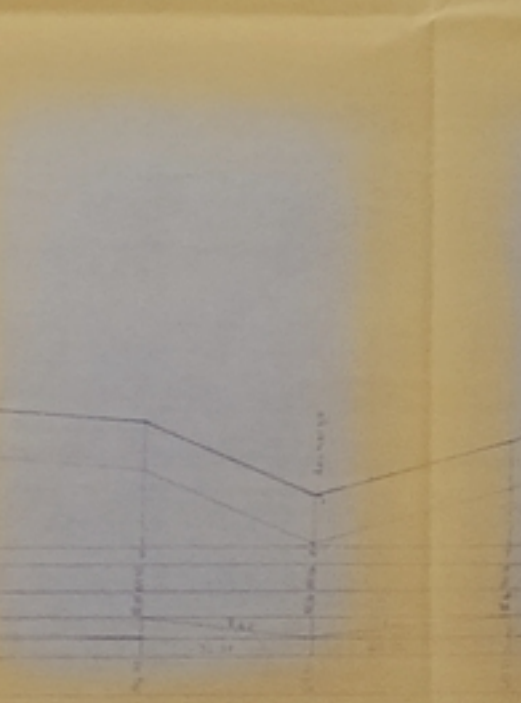
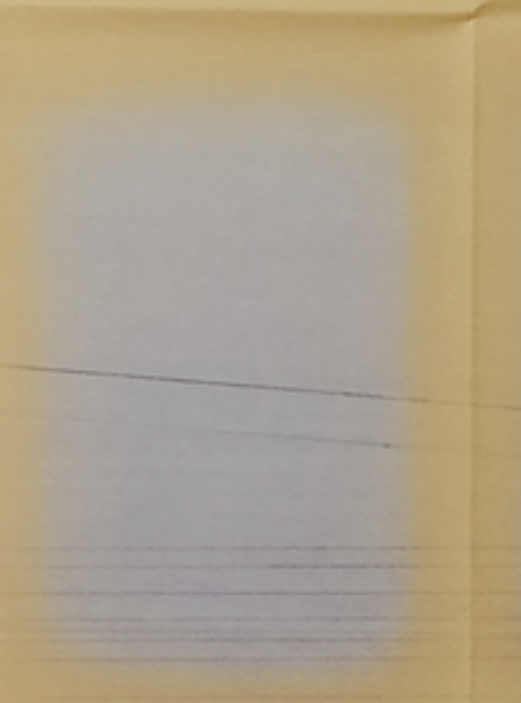
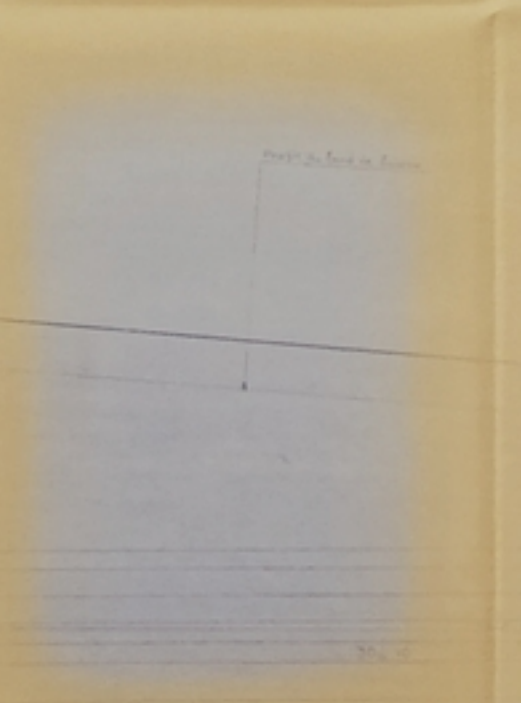
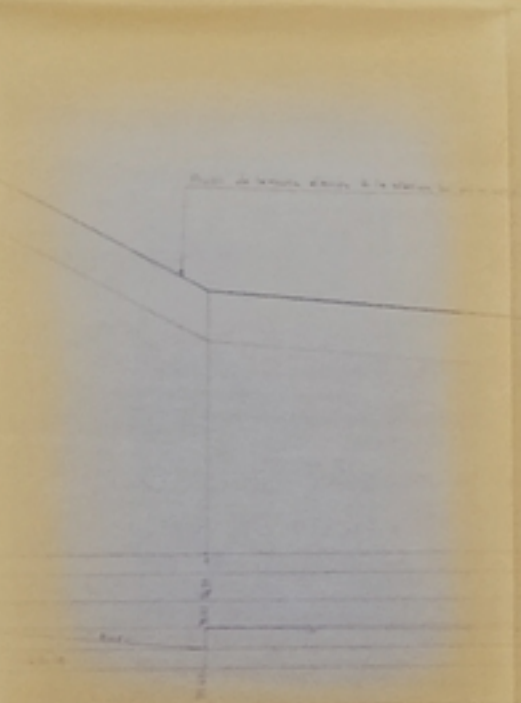
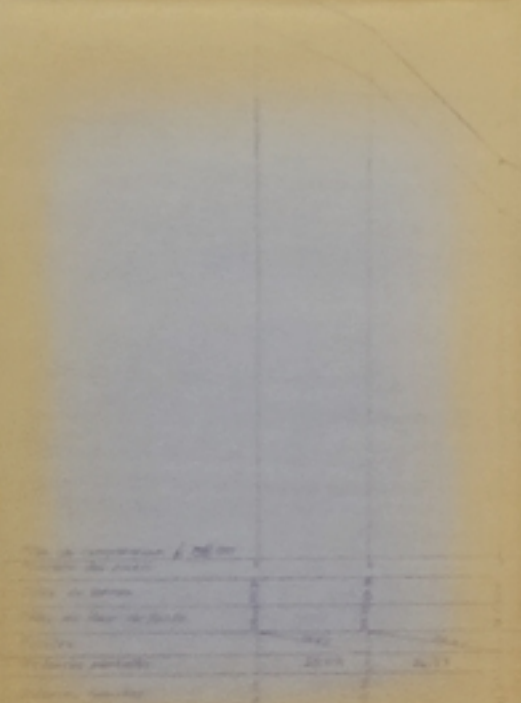
* B I B L I O G R A P H I E *

- * DUPONT.A : Editeur - EYROLLES
Hydraulique Urbaine Tones II - III
- * LAPRAY . G:
Longueur fluidodynamique
- * CARLIER.M : Editeur - EYROLLES
Hydraulique générale appliquée
- * BONNIN.J : Editeur - EYROLLES
Alimentation en eau potable des agglomérations
- * CATALOGUES :
 - . Jeumont Scheider : POMPES.

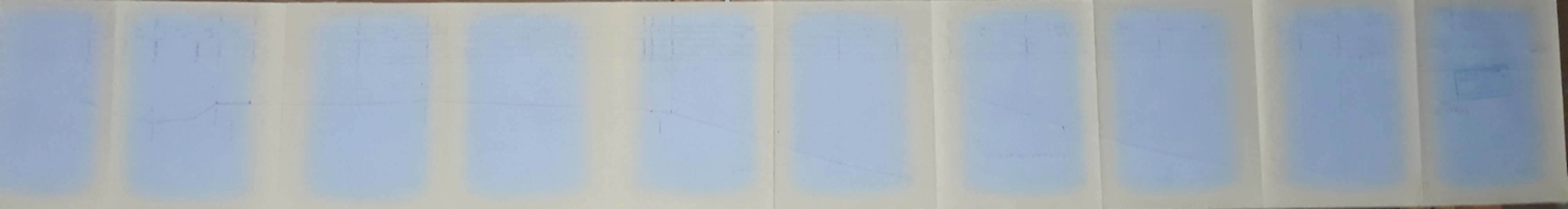
2 42 (100)



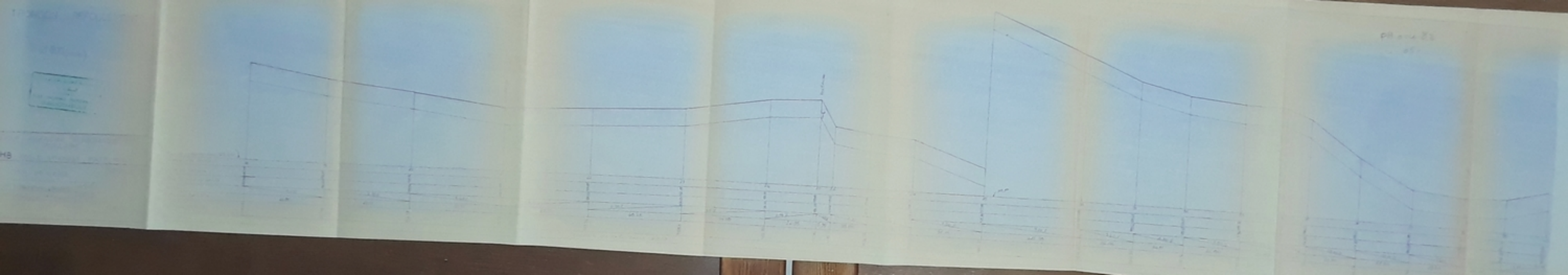
STHB
SCALE
DATE



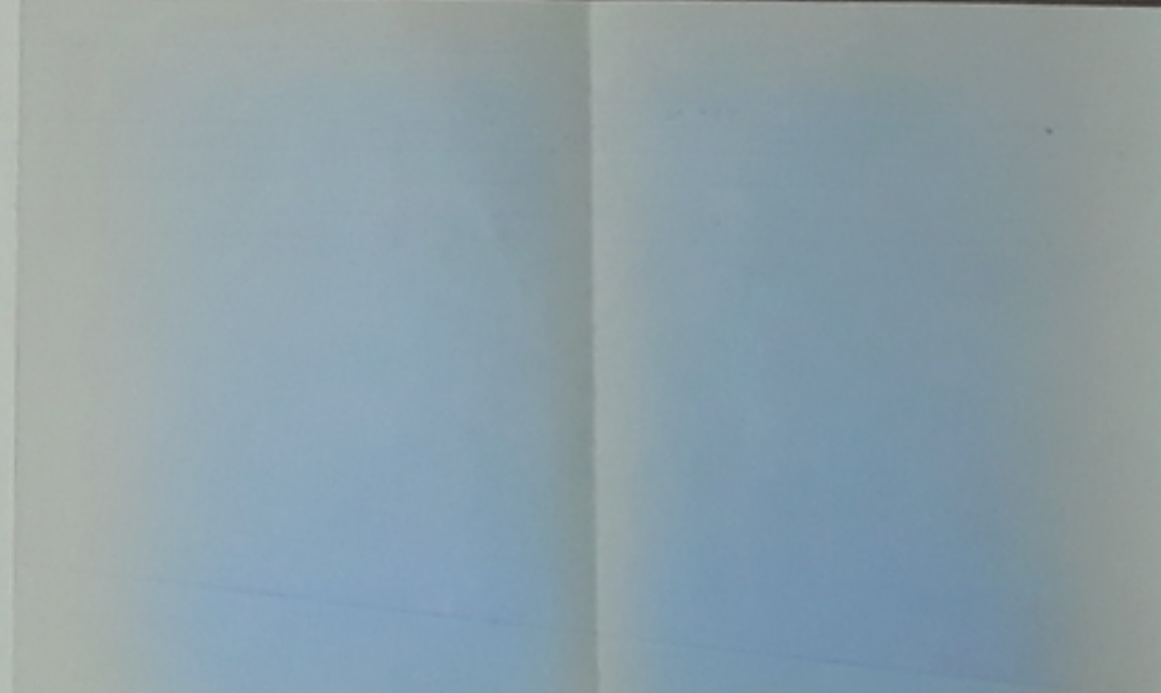
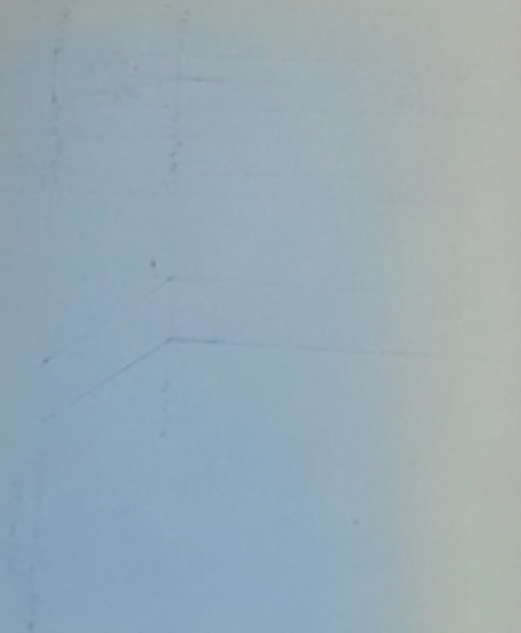
PHOOLST
- 2 -

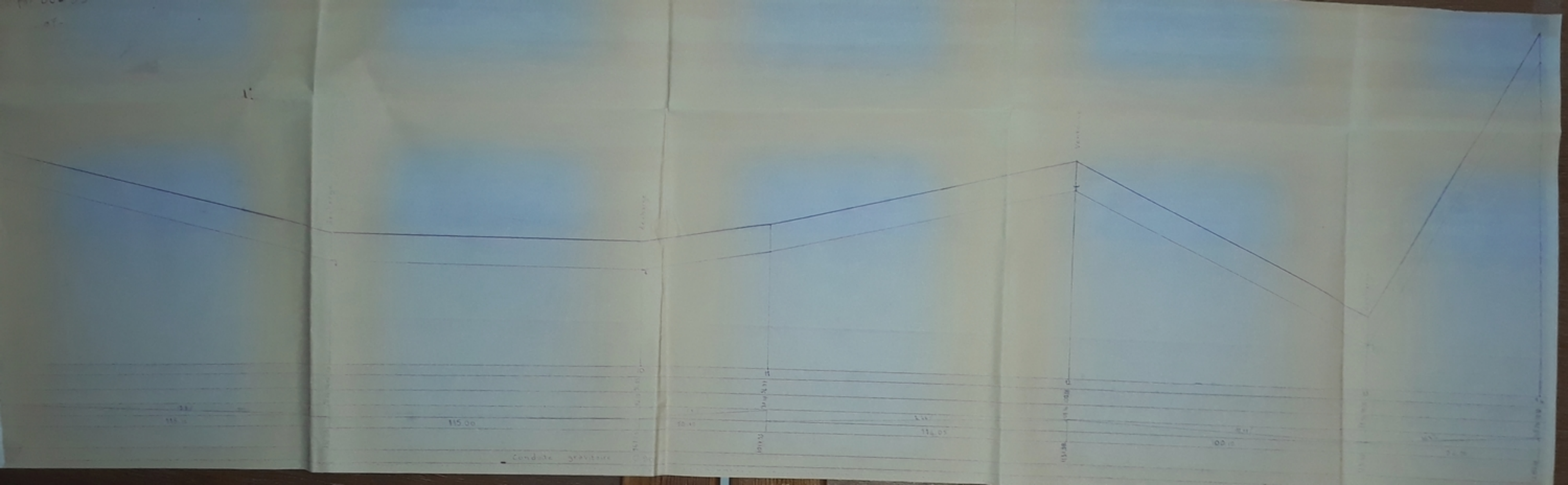






PH 204 73
- 057





115.00

115.00

115.00

115.00

115.00

115.00

115.00

condite gravitate

115.00

115.00

115.00

115.00

115.00

115.00

115.00

115.00

