

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

المكتبة

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

1 ed

DEPARTEMENT

HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

S U J E T

A. E. P.

Adduction Complémentaire de
la Ville de Bouira

Proposé par :

D. H. E. F
de BOUIRA

Etudié par :

SALHI M.
MOUMOU M.

Dirigé par :

Dr Geza de LAPRAY.

PROMOTION : JUIN 85



E D I C A C E S
*****OO*****

Je dedie ce présent travail en guise de reconnaissance:

- A la mémoire de mon Père qui m'a tant aidé et encourager: que Dieu ait son Ame.
- A ma mère qui n'a cessé de me prodiguer des conseils.
- à tous mes frères.
- à Toute ma famille de Bouira.
- à Tous(tes) mes amis(es) dans le Monde.

/)/)OUMOU - Mustapha.

-----OO-----

Je dédie ce modeste travail en reconnaissance de:

- à la mémoire de ma Mère: que dieu ait son âme.
- à Mon frère qui à tant consentit d'efforts pour ma réussite.
- à tous mes frères
- à tous mes amis
- à toute ma famille.

ŞALHI Makhlouf.

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

Tout d'abord nous remercions vivement notre promoteur et Docteur: GEZA de Lapray chez qui nous avons trouvé l'acceuil, le serieux, le travail et tous les éléments utiles à la réalisation de notre thèse. Nous le remercions encore pour les conseils et directives nouvelles qu'il nous a prodigné tout au long du semestre final. Encore une fois nous rendons un vibrant hommage à celui qui à tant déployé d'efforts au service de l'hydraulique de notre pays, sans oublier les étudiant(es). ayant bénéficiés(es) de son precieux concours.

NOTRE TRES HAUTE CONSIDERATION.

- à tous les professeurs ayant participés à notre Formation.
- Aux responsables de la D.H.E.F. de Bouira.
pour toutes la facilités quant à la réalisation de notre travail.
- à Monsieur BOUKHALFA Med Arezki pour son aide administrative.
- à tous ceux qui nous ont aidé de près ou loin.
- Aux membres du jury, dont nous esperons qu'ils trouveront en ce modeste Travail une reussite.

MOUMOU Mustapha
SALHI Makhlouf.

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I : GENERALITES.....PAGE 1

PRESENTATION

I-Reconnaissance de la Ville

- a)-Situation Géographique
- b)-Situation Topographique
- c)-Climatologie
- d)-Nature du Sol
- e)-Population actuelle
- f)-Composition de la Ville

II-Présentation Hydraulique

- 1)-Réseau de Distribution
- 2)-Accessoires du réseau
- 3)-Adduction et Accessoires
- 4)-Station de pompage
- 5)-Réservoirs
- 6)-Chambre de manoeuvre
- 7)-Ressources en eau

CHAPITRE II.....PAGE 7

- 1)-Démographie
- 2)-Estimation du Nombre d'habitants à différents horizons
- 3)-Etude des besoins en eau
 - a)-Besoin en eau pour l'horizon 2000
 - b)-Besoin en eau pour l'horizon 2015
 - c)-Répartition des débits de distribution
 - 1-Coefficients des variations
 - 2-Calcul des consommations journalières maximales et les débits de pointe
 - 3-Etude comparative des ressources.

CHAPITRE III.....PAGE 13

- 1)-Choix du Schéma de distribution
- 2)-Evaluation des besoins en eau pour chaque zone

CHAPITRE IV: RESERVOIR.....PAGE 14

- a)-Position du problème
- b)-Capacité des réservoirs
- c)-Dimensionnement des réservoirs
- d)-Choix du type de réservoir
- e)-Altitude et emplacement des réservoirs
- f)-Réservoir d'accumulation et la bêche de reprise
- g)-Equipement des Réservoirs.

CHAPITRE V : ETUDE DES ADDUCTIONS.....PAGE 24

- 1)-Choix du tracé
- 2)-Choix du Type des conduites
- 3)-Calcul technique et économique des réseaux
- 4)-Méthode de calcul
- 5)-Etude des variantes

5-1- VARIANTE A

5-1-1 : PARTIE I

- a)-Calcul de l'Adduction F5-RM
- b)-Calcul de l'adduction F7-RM
- c)-Calcul de l'adduction RM-R1

5-1-2 : PARTIE II

- a)-Calcul de l'adduction F4-BA
- b)-Calcul de l'adduction F3-BA
- c)-Calcul de l'adduction F2-BA
- d)-Calcul de l'Adduction F1-BR
- e)-Calcul de l'adduction FS-R2
- f)-Calcul de l'adduction BR-R2
- g)-Calcul de l'adduction BA-BR

5-2- VARIANTE B

5-2-1- : PARTIE I

- a)-Calcul de l'adduction F5-BA
- b)-Calcul de l'adduction F4-BA
- c)-Calcul de l'adduction F7-BA
- d)-Calcul de l'adduction BA-RM
- e)-Calcul de l'adduction RM-R1

5-2-2- : PARTIE II

- d)-Calcul de l'adduction FS-BR
- e)-Calcul de l'adduction BR-R2
- f)-Calcul de l'adduction BA-BR

- 6)-Tableau récapitulatif
- 7)-Calcul des épaisseurs des conduites

CHAPITRE VI : ETUDE ET CHOIX DES POMPES.....PAGE 58

- 1)-Choix de la pompe
- 2)-Point de fonctionnement de la pompe
- 3)-Caractéristique de la conduite
- 4)-Caractéristique de la pompe
- 5)-Choix de la variante
- 6)-Etude de la cavitation
- 7)-Choix et calcul des pompes

- 1-Choix de la pompe du F3
 - 2-Choix de la pompe du F1
 - 3-Choix de la Pompe du F2
 - 4-Choix de la pompe du F4
 - 5-Choix de la pompe du F5
 - 6-Choix de la pompe du F7
 - 7-Choix de la pompe du FS
 - 8-Choix de la pompe de la B.R.
- 8)-Automatisation.

CHAPITRE VII : PROTECTION DES CONDUITES

A)-PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER.....PAGE 101

- 1-Présentation du problème
- 2-Equipements et moyens de protection
- 3-Arrêt brusque du groupe électro-pompe

3-1- METHODE DE CALCUL

- a)-Méthode graphique de Bergeron
- b)-Programme sur TI59

4-Démarrage du groupe électro-pompe

5)Etude du coup de belier

I) Arrêt brusque

- 1- Calcul du coup de belier du tronçon F1-BR
- 2- Calcul du coup de belier du tronçon F3-BA
- 3- Calcul du coup de belier du tronçon FS-R2
- 4- Résultats du coup de belier

II) Démarrage à vanne grande ouverte

Calcul du coup de belier du tronçon F4-BA

III) Etude du coup de belier dans le cas d'une conduite forcée d'adduction gravitaire

1-Calcul de l'allure de fermeture lente des tronçons

-RM-R1

-BA-BR

2-Calcul du coup de belier dans le cas d'une fermeture brusque des tronçons:

-RM-R1

-BA-BR

3-Calcul du coup de belier par la méthode de Bergeron du tronçon BA-BR

B)-PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION.....PAGE 138

1-Corrosion externe

2-Corrosion interne

3-Protection des conduites au niveau des points hauts et bas

CHAPITRE VIII : POSE DES CONDUITES.....PAGE 143

-Pose en tranchées

-Traversée des rivières

-Traversée des routes

-Butées

-Désinfection de la canalisation

CONCLUSION.....PAGE 144 a

BIBLIOGRAPHIE.....PAGE 145

// ABLE DES // IGURES

N° DES FIGURES	DESIGNATIONS	PAGES
1	Schéma d'adductions existantes et à projeter	26
2	Graphes du calcul du volume du réservoir	28
3	Coupe longitudinale du réservoir jumelé	21
4	Vue en plan et accéssoirs du réservoir jumelé	22
5	Fontainerie d'équipement	23
6	Départ de la distribution	23
7	Abaque de PETER LAMONT	50
8	1ère variante du tracé	51
9	2ème " "	52
10	Abaque de moody	53
11	Abaque de la détermination de la longueur fluïdo-dynamique	54
12	Abaque de la détermination des paramètres de dimension	55
13	Abaque de la détermination du correcteur du transition	56
14	équipements et accéssoirs du réseau d'adduction	57
15	Caractéristique des pompes (homologue et prototype) du F3	92
16	" " " (" ") du F1	93
17	" " " (" ") du F2	94
18	" " " (" ") du F4	95
19	" " " (" ") du F5	96
20	" " " (" ") du F7	97
21	" " " (" ") du FS	98
22	" " " (" ") de BR	99
23	Commande par ligne pilote	100
24	Commande sans ligne pilote	100
25	Epure du comp de belier (refoulement) F1 - BR	122
26	" " " (") F3 - BA	123
27	" " " (") FS - R2	124
28	Coupe longitudinale du réservoir d'air	125
29	Epure du comp de belier (démarrage) F4 - BA	128
30	Epure du comp de belier (gravitaire) BA - BR	137
31	Schéma de protection par soutirage du courant	141
32	Schéma de protection par anode réactive	141
33	Pose en tranchée et les différentes butées	144

//-) NNEKE DES //-) LANCHES

N° DE LA PLANCHE	D E S I G N A T I O N S
1	Profil en long de l'adduction par refoulement du F5 vers RM
2	" " " " du F5 vers R2
3	" " " " du F4 vers BA
4	" " " " du F2 vers BA
5	Profil en long de l'adduction gravitaire reliant RM à celui R1
6	" " " par refoulement du F7 vers RM
7	" " " " du F1 vers BR
8	" " " " du F3 vers BA
9	" " " " de la BR vers R2
10	" " " gravitaire reliant la BA à celle de reprise
11	Plan de masse

Department: .. HYDRAULIQUE ..
 Auteur: ... LAPRAY ..
 Chef Ingénieur: MOUMOU. M
 SALHI. M

مصلحة ..
 موجه
 تلميذ مهندس

- الموضوع
 - الملخص

تموين مدينة البويرة بالمياه الصالحة للشرب
 يحتوي هذا المشروع عن دراسة لتأمين توزيع مياه الشرب بالمدينة
 البويرة من سبعة آبار الموجودة خارجها ~~و~~ وهذا
 لحد سنة 2015 ويتالف هذا المشروع من عدة مضخات واحواض التخزين
 وكذلك من انبوب الرئيسي المزود بجميع ملحقاته الضرورية وهو محمي من ظاهرة
 المطرقة العائية . دائرة الانبوب هو من نوع (150 - 200 - 350) .

ADDUCTION COMPLEMENTAIRE DE LA VILLE DE BOVIRA

Sujet: ce projet de fin d'études, à pour but, l'alimentation en eau potable de

Résumé: la ville de bouira. à partir des forages, pour couvrir ainsi les besoins, en
 eau de la ville de Bouira jusqu'à l'an 2015 . Il a été prévu un captage par diverses
 pompes, une bache d'accumulation une de reprise reliant la première au R₂ ,
 l'ensemble du réseau est protégé contre le coup de belier par un reservoir d'air
 clapet buy-pass, soupape de sécurité, et bouchon de vidange. La canalisation est
 faite de: Ø (150 - 200 - 350) .

Subject: Ensure drinking water supply to BOVIRA.....

Abstract: The objective of this final project is to ensure drinking water supply to
 Bouira from seven wells to provide for the affected town until 2015, it was
 foreseen a water catchment with different pumps, one suction chamber, and one
 recapture chamber which connect the first chamber to the first tank the water supply
 mains, which protection against transient phenomena required an air-pocket, a non
 return valve buy-pass, and safety Valve.
 The canalization made
 up of Ø (150 - 200 - 350).

PRESENTATION :

Ce Projet Technique à pour but, l'alimentation en eau potable de la Ville de BOUIRA ,
WILAYA DE BOUIRA ;.

I RECONNAISSANCE DE LA VILLE :

a) SITUATION GEOGRAPHIQUE :

La Commune de BOUIRA est située dans la partie SUD de la grande kabylie, et de la partie médiane de la région du TELL, elle est située sur l'axe principal de la communication EST-OUEST à 100 Km d'ALGER et 300 Km de CONSTANTINE. BOUIRA est en outre isolée de la mer méditerranée par un massif montagneux celui de DJURDJURA. Quant à la Ville, elle est située dans la partie SUD de la Commune, 1°74 de longitude de l'EST, et de 40°42 de longitude NORD et à une altitude moyenne de 525 m .

Le réseau routier dans la Commune de BOUIRA est Constitué par :

- Réseau principal : RN5, RN18, RN33
- - Secondaire : C W 127.

b) SITUATION TOPOGRAPHIQUE :

La Commune de BOUIRA est située au SUD-SUD/OUEST de la chaîne du DJURDJURA, dont le sommet le plus élevé est LALA KHEDIDJA, q (2308 m).

Le relief est accidenté, coupé de collines, dans la partie NORD et NORD-EST, il revêt un aspect montagneux. Au Sud, l'altitude atteint 660m, au Nord 950m, à l'Est 550m et à l'Ouest 700m . l'altitude baisse au Nord vers le Sud et l'Ouest vers l'Est.

La Ville est située dans la partie la plus basse de la Commune. les vallées et les Ravins sont assez profonds et les versants fortement inclinés.
le point le plus haut de la dite Ville est situé à la côte 576,90 m NGA tandis que celui du plus bas est à la côte 495,70 m .

c) CLIMATOLOGIE :

L'influence régulatrice de la mer y est encore très nette, mais la chaîne du DJURDJURA l'amortit en donnant au climat une tendance continentale .
l'été est plus long et moins humide que sur le littoral. l'hiver est plus long et assez froid sans être rigoureux. Les amplitudes annuelles et journalières des températures sont fortes.
Les vents prédominants sont ceux d'Ouest et du SUD. en été le sirroco dur entre 7 et 10 Jours
La précipitation annuelle moyenne est de 526mm pour environ 100 Jours de pluie. La période des pluies comprend les mois de NOV jusqu'à MARS .

d) NATURE DU SOL :

La structure géologique de la région de la Commune de BOUIRA est composée de roches calcaires sur des chistes verdâtres. La louche calcaire dans la zone des avants monts est fortement modifiée par l'érosion.

... / ...

La plaine est couverte d'alluvions argileux ou argilo-sableuse. Les parties hautes de la plaine sont composées en général par conglomérats et argiles.

e) POPULATION ACTUELLE :

Lors du dernier recensement établi en 1977, La population de BOUIRA était de: 22412 habitants. Selon les statistiques établies par la DSR la population de BOUIRA est actuellement de: 29103 Habitants, réparties sur une surface de 285,17 ha environ .

f) COMPOSITION DE LA VILLE DE BOUIRA:

D'après l'étude réalisée au PUD phase I il en ressort que la Ville de BOUIRA se compose des édifices suivants:

A- Logements 3133 Logements

B- EQUIPEMENT SANITAIRES :

1 Hopital 96 Lits
 1 polyclinique 20 Lits
 1 Centre de Santé :
 1 Centre de PMI

c) -ETABLISSEMENTS SCOLAIRES

- Enseignement primaires:	8 écoles :	6107 élèves
- - Moyen	5 Collèges	3673 "
- - Secondaire	2 Lycées	2696 "
- - Professionnelle	4 Centres	900 Stagiaires

d) EQUIPEMENTS SOCIO-CULTURELS

- 1 Stade	
- 2 Salles de cinéma	1800 Places
- 2 Mosquées	3500 Places
4 1 Bibliothèque	100 Places

e) EQUIPEMENTS ARTISANALS ET COMMERCIAUX

	Nbr	EFFECTIF
- Marchands de produits laitiers, oeufs, volaille	12	12
6 Boucherie	11	15
- Marchands Fruits et Légumes	25	35
- Alimentation Gle	140	320
- Pâtisseries et Confisseries	4	12
- Marchands de machines et Produits Agricoles	2	2
- Quincaillerie	8	10
- Electro Ménagers	10	13
- Carburants et Lubrifiants	5	12
- Charbon, Bois et Autres	3	3
- Matériaux de Construction	8	12
- Marchands de Bois et Vannerie	1	1

	Nbr	39	Effectif	45
- Tissus, Habillement et mercerie		3		6
- Chaussures		5		10
- Ceramique et Verrerie		3		5
- Droguerie et Vernis		5		5
- Meubles et Objets en Bois		7		14
- Horlogeries et Bijouteries		3		3
- Librairies, Papeteries		2		2
- Tapissier		15		20
- Autres		1		-
- Biscuiterie		1		-
- Marché		1		-
- Gaufretterie		1		-
- Limonaderie		1		-
- Station Lavage		2		-
- Fabrique Communale Parpaings + Buses		1		-

f) INDUSTRIE :

- SN SEMPAC	480	Employés
- SENITEX	138	"
- Abbatoire	50	"
- ENCOTRABA	1300	"
- Artisanat, Bijouteries	25	"
- Dépôts industriels : SONATRACH, SNS, SN SEMPAC, ONRA, OAIC	200	"

Avec les nouvelles Entreprises implantées récemment dans la Ville de BOUIRA, on pourra compter 3250 employés environ.

g) EQUIPEMENT MUNICIPAL ET SERVICE:

1	APC
1	AGENCE PTT
2	GROUPES DE DARAK EL WATANI
1	Central Téléphonique
1	Santé Urbaine
1	Santé de Daira
5	Banques
1	CNEP
1	S A A
1	Trésor
1	DDA (Agriculture)
1	DDS (Santé)
1	Palais de Justice
1	Siège de Wilaya
1	CASORAL
3	Contributions Diverses
1	D U C H
1	D I B
1	D H W

- 1 Subdivision ~~hydraulique~~
- 1 Direction de Travail
- 1 C . N . P .
- 1 Centre de la Protection civil

II PRESENTATION HYDRAULIQUE :

II 10 Réseau de Distribution

Le reseau de distribution d'eau de la Ville de BOUIRA a été renové complètement et il est du type maillé, vu l'importance de la cité de BOUIRA. Ce réseau est divisé en deux parties, l'une alimentant la zone haute l'autre la basse zone. La limite séparant ces deux parties est la courbe de niveau d'altitude 536 m N.G.A.

La fourchette des diamètres des conduites principales situées entre 200 et 400 mm, tandis que celle des conduites secondaires est de 100 à 150 mm

II 11 ACCESSOIRES DU RESEAU

Il est équipé de:

- 1) Poteaux d'incendie: la distance entre eux est de: 150 -- 200 m
- 2) Bouches d'incendie
- 3) Regards de visite:
- 4) Vannes de sécurité

II 2 ADDUCTIONS (VOIR FIG 19)

La Ville de BOUIRA est alimentée actuellement par:

- a) Les forages F1 et f2 refoulent par une conduite de diamètre 350 mm et de Longueur 3500 m ~~dans~~ ^{vers} le reservoir de MERKALLA (R M)
- b) Le reservoir de MERKALLA alimente par une conduite gravitaire de diamètre 250 mm et de longueur 6000 m, le château d'eau (R5) du centre Ville (sur-élevé)
- c) Le chateau d'eau (R3) sur-elevé de DRAA EL BORDJ reçoit le débit du forage de SIDI - ZIANE (FSZ) transité par une conduite de refoulement de diamètre 200 mm et Longueur 350 m au reservoir (R4) 50 m³ surelève par une conduite gravitaire de diamètre 200 mm et de 935 M vers la station d'accélération de 526 m de côte N.G.A à partir de cette station transite par une conduite de refoulement de diamètre de 200 mm et de longueur de 1068 m, vers le réservoir sur-élevé de BORDJ, qui reçoit aussi les débits (P1, P2, F8) transitant par une conduite de diamètre 100 mm et de longueur 1600m
- d) Les forages (F9, F 10) situés à l'ouest de la Ville ces derniers, refoulent un débit de 30 L/S vers le reservoir (R6) située à l'Ouest de BOUIRA de 150mm et de Longueur 2000m

II)2-1

ACCESSOIRES DES ADDUCTIONS

Le reseau d'adduction existant est équipé par plusieurs vidangeurs de décharge

II)3 STATION DE POMPAGE

Il existe une station de pompage au lieu dit: "OUED EDDOUS de côté 520 m NGA .../...

au niveau de chaque forage, il existe des pompes de différents types soit verticales ou horizontales l'une sert de secours.

II 4 RESERVOIRS

Les réservoirs actuels sont en bon état et peuvent continuer à assurer la distribution d'eau, ils contiennent aussi des réserves d'incendies. Le volume de stockage actuel est reparti sur les différents réservoirs de la façon suivante :

Dénomination	Nature du réservoir	Volume (m ³)	Côte du radier (m) n g a	Côte du T P (m) n g a
centre ville R5	sur élevé	750	551,50	555,80
draa el bordj R3	" "	1000	575,00	583,00
merkalla	semi entré	1500	633,00	638,00
sud ouest R6	" "	500	553,00	557,00
sidi ziane R4	sur élevé	50	529,00	533,00

II 4-1

CHAMBRE DE MANOEUVRE

Chaque réservoir est pourvu d'une chambre de manœuvre équipée par :

- conduites d'adductions
- " " distributions
- vannes
- conduites de trop plein
- vidanges pour incendie

II 5 RESSOURCES EN EAU

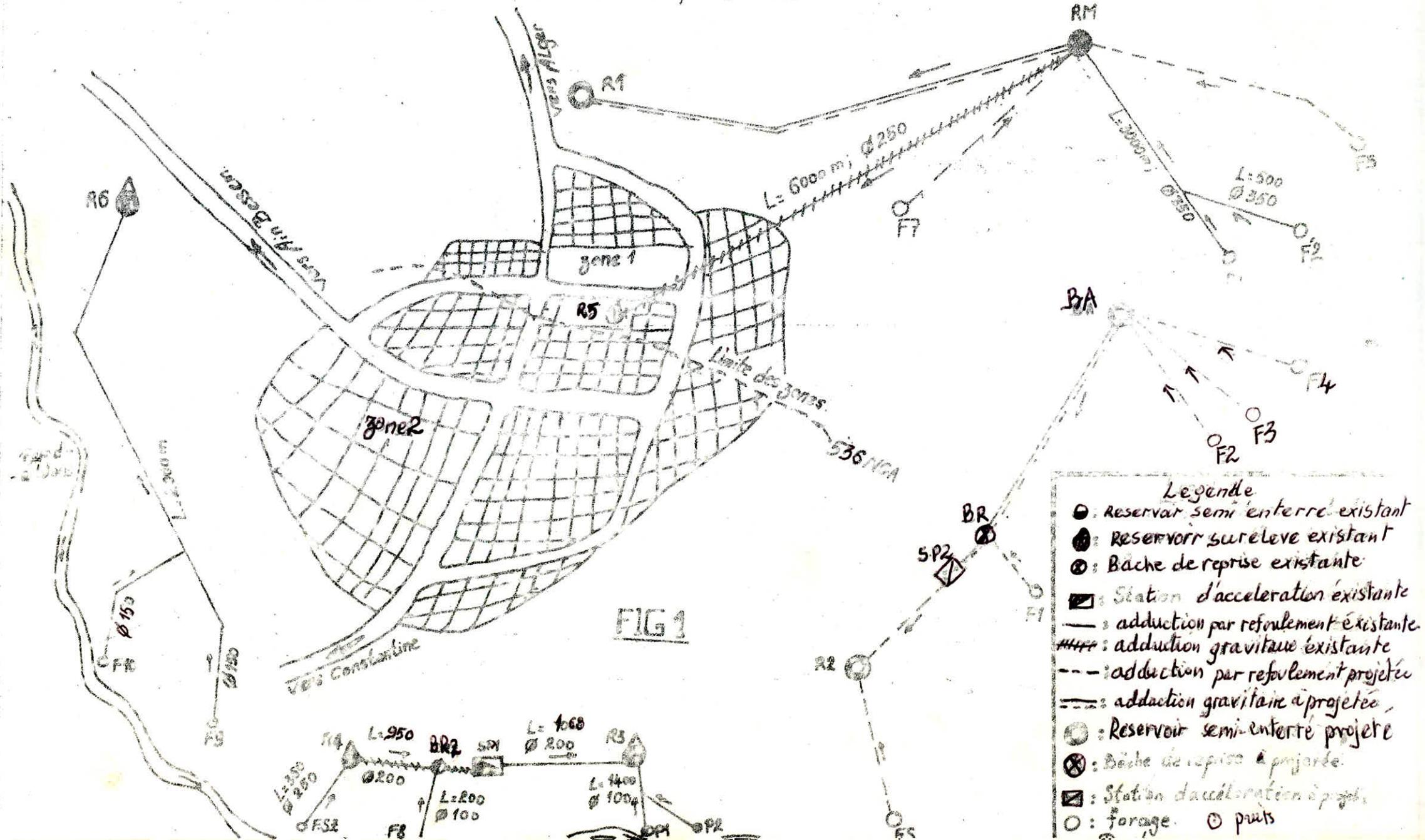
Actuellement les ressources en eau de la ville de Bouira proviennent des forages et puits suivants :

- deux forages f1' et f2' alimentant le réservoir de merkalla d'un débit de 55,5 l/s.
- deux forages à sidi ziane (fs z) et f8 d'un débit de 62 l/s.
- deux puits à oued eddous d'un débit de 18 l/s.
- deux forages (f9, f10) au sud ouest de la ville d'un débit de 30 l/s.

CARACTERISTIQUES DES RESSOURCES EXISTANTES

forage	abscisse X (m)	ordonnée y (m)	diamètre (pouce)	niveau statique (m) Ns	niveau dynamique (m) Nd	profond H (m)	débit Q (l/s)	côte (m) n g a
f'1	-	-	13" 3/8	-40,00	48,50	-	29,5	542,00
f'2	-	-	13" 3/8	-60,00	70,00	-	26,0	550,00
f8	606,40	341,75	14"	-5,40	-28,00	85,00	30,0	517,50
f9	602,90	340,80	13" 3/8	-19,70	-25,30	64,50	15,0	530,00
f10	604,75	341,40	9" 5/8	-16,55	-30,21	70,00	15,0	530,00
p1	-	-	-	- 2,50	- 5,25	-	9,0	498,50
p2	-	-	-	- 2,50	- 5,00	-	9,0	500,50
fsz	-	-	13" 3/8	- 5,00	-25,00	-	32,00	517,00

Schema d'adductions existantes et à projetées



- Legende**
- : Reservoir semi-enterré existant
 - ⊙ : Reservoir surelevé existant
 - ⊗ : Bâche de reprise existante
 - ▣ : Station d'accélération existante
 - : adduction par refoulement existante
 - : adduction gravitaire existante
 - - - : adduction par refoulement projetée
 - - - : adduction gravitaire à projetée
 - ⊙ : Reservoir semi-enterré projeté
 - ⊗ : Bâche de reprise à projetée
 - ▣ : Station d'accélération à projetée
 - : forage. ○ puits

1) LA DEMOGRAPHIE

L'étude concernant l'estimation des besoins en eau reste liée au développement démographique et à l'élévation du niveau de vie. Donc l'estimation doit être faite en fonction de l'évaluation de la population à différents horizons.

D'après le recensement effectué par les services d'APC en 1977, la population de Bouira était de 22412 habitants l'objet de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable de cette ville d'ici l'horizon 2015, ce qui fait une durée de 30 ans qui la limite de service, du recensement d'APC le taux d'accroissement de la population annuelle est estimé à 3,4 %.

2) ESTIMATION DU NOMBRE D'HABITANTS A DIFFERENTS HORIZONS

En Algérie, il a été constaté que l'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques donnée par la relation des intérêts composés

$$P_n = P_0 \left(1 + \frac{T}{100}\right)^n$$

où P_n : population future à l'horizon quelconque
 P_0 : " " " " à l'année de référence.

n : Nombre d'années séparant l'année de référence de l'horizon considéré.

T : Taux d'accroissement annuel de la population en %

- Evolution de la population pour différents horizons

Années	1985	2000	2015
Population	29285	48356	79847

3) ETUDE DES BESOINS EN EAU

D'après A. Dupont dans l'Hydraulique Urbain tome II nous avons les normes suivantes :

pour une ville de 5000 habitants une dotation de 150 à 200 l/j/hab.
 pour une ville de 20000 à 100000 habitants ; une dotation de 200 à 300 l/j/ha
 Pour une ville de plus de 100 000 hab. , une dotation de 300 à 400 l/j/hab.

A) BESOINS EN EAU POUR L'HORIZON 2000

Vu le niveau de vie, les habitudes sanitaires des gents, l'hygiène et son évolution future nous estimons une dotation de 200 L/J/hab.

B) BESOINS DOMESTIQUES

Nombre d'habitants	Dotation moyenne l/j/hab	Consommation totale m ³ /j
48356	200	9671,20

b) BESOINS SCOLAIRES:

Nature d'établ.	nombre d'élèves	Dotation spécifique l/j/élève	Consommation journ. m ³ /j
8 écoles primaires	6187	70	427,49
5 collèges	3873	70	257,11
2 lycées	2696	70	168,72
4 centres de formation	900	70	93,00

Besoins Socio-Culturels

Equipements	Nbre de Place	Dotation (L/J/place)	Consommation m ³ /J.journ
1 Stade	"	"	12
2 Salles de cinéma	1800	5	9
2 Mosquées	3500	10	35
1 Bibliothèque	100	5	0,5
		Total:.....	56,5

d) Besoins Sanitaires

Nature d'établiss	Nbre de lits	Dotation spéci.L/J.Lit	Cosommation Journalière M ³ /J
1 Hopital	96	500	48
1 Polyclinique	20	500	10
1 Centre de santé	-	-	8
1 - PMI	-	-	8
		TOTAL:.....	74

e) Besoins Industriels

Type d'industrie	Nbre d'employes	Consommation Journalière (M ³ /J)
SN SEMPAC	480	200
SONITEX	138	150
ENCOTRABA	1300	90
Artisanat Bijouterie	25	10
Depots Industriels	200	15
Autres	3250	195
Abattoire	50	100
		TOTAL: 760

F) Besions Artisanats et Commerciaux

Nature d'établissements	cosommation journalière (M ³ /J)
311 Commerçants	500
01 Biscuiterie	15
01 Gaufretterie	25
01 Limonaderie	30
02 Stations de Lavage	20
01 Fabrique (Parpaings + Buses)	35
01 Marché Communal	30
	TOTAL: 655

G) Besions d'équipements Municipaux

Type d'équipements	Consommation Journalières. M ³ /J
01 APC	20
01 Agence PTT	6
01 Central téléphonique	5
02 Groupes de Gendarmerie	20
01 Surté Urbaine	15
01 " de Daira	5
05 Banques	15
01 Agence CNEP	5
01 " Assurances	5
01 Trésor de Wilaya	5
01 Direction de l'agriculture	5
01 " de la Santé	5
01 Palais de justice	5
01 Siège de la Wilaya	5
01 Agence Casoral	5
03 " Impots	5
01 D.U.C.H.	5
01 D.I.B.	5
01 D.H.W.	5
01 Subdivision de l'hydraulique	5
01 Direction du travail	5
01 C.N.P.	5
01 Centre de la protection civil	5
	TOTAL:... 166

H) Recapitulation des Differents types de besoins majorés de 15%

Généralement les réseaux d'A.C. héritent du problème de vieillissement ainsi qu'à d'éventuels accidents qui provoquent parfois des perles d'eau très importantes cela nous contraint à prévoir une majoration de compensation sur le debit total Journalier.

- Pour notre cas, on prend une majoration de 15% pour l'horizon à moyen termes et de 20% pour l'horizon à long termes.

Types de Besoins	consommation journalière m ³ /J	Majoration de m ³ /J 15%	Total après majoration m ³ /J
Domestiques	9671,20	1450,68	11121,88
Scolaires	936,32	140,45	1076,77
Socio-culturel	56,50	8,48	64,98
Sanitaires	74,00	11,10	85,10
Indistriels	760,00	114,00	874,00
Artisanats	655,00	98,25	753,25
Equip.municipaux	166,00	24,90	190,90

Σ 14166,88

B) Besions en eau pour l'horizon 2015

10

a) Besoins domestiques

Pour eviter une insuffisance de la distribution, due aux projets d'extention prévus de la ville de BOUIRA, et du développement progressif, de la consommation individuelle ainsi qu'à la suite de l'accentuation du vieillissement du reseau d'A.E.P. et des equipements hydrauliques, nous prevoyns une marge de 20% sur les quantités d'eau consommées

Nbre d'habitant	consommation moyenne journalière(L/J hab)	Consommation totale journalière (M3/J)
79847	240	19163,28

b) Tableau recapitulatif des differents types de besoins majorés de 20%

Types de besoins	consommation (m3/J)	Majoration 20%(m3/J)	Consommation Totale m3/J
Domestiques	19163,28	3832,66	22995,94
Scolaires	936,32	187,26	1123,58
Scio-Culturel	56,50	11,30	67,80
Sanitaires	74,00	14,80	88,80
Industriels	760,00	152,00	912
Artisanats	655,00	131,00	786
Equip.municipaux	166,00	33,20	199,20
		TOTAL:.....	26173,32

c) Tableau recapitulatif des besoins en eau pour les deux horizons(2000,2015)

Années	Besoins (M3/J)	Débits à soutirer (L/S)
2000	14166,88	163,97
2015	26173,32	302,93

c) Repartition des debits de distribution

Le reservoir servant de tampon entre l'adduction et la distribution, il importe de connaitre la repartition dans le temp, des debits de distribution.

1-) Coefficients des variations

En raison de l'irrégularité de la consommation, les débits appelés par les consommateurs sont variables. ces variations sont horaires, mensuelles et annuelles.

En raison de toutes ces variations, il y a lieu d'appliquer au débit moyen un coefficient de majoration pour obtenir la valeur du débit de pointe du jour le plus chargé de l'année

a) Coefficient de VARIations Horaire(KM)

Il est défini par le rapport:

$$K_h = \frac{\text{Consommation max Horaire}}{\text{Consommation moy Horaire}}$$

b) COEFFICIENT DE VARIATION JOURNALIERE KJ

Le coefficient est défini par le rapport:

$$KJ = \frac{\text{Consommation Journalière max}}{\text{Consommation journalière moy}}$$

Les deux coefficients cités ci-dessus. (KH, KJ) sont fonction de l'importance de l'agglomération, son caractère, et le niveau de vie de la population.

Pour ailleur, ils ne peuvent être calculés qu'après avoir connu les consommations maximales horaires et journalières et cela par les services d'hydraulique de l'agglomération considérée à l'aide d'analyseur de débit.

Les données qui nous ont été remises par la DHW de BOUIRA sont comme suit:

$$\begin{aligned} KJ &= 1,2 \\ KH &= 1,6 \end{aligned}$$

c) COEFFICIENT DE POINTE KP

il est défini comme le produit des deux coefficients cités ci-dessus:

$$KP = KH.KJ = 1,2 \cdot 1,5 \text{ ----- } KP = 1,8$$

2- CALCUL DES CONSOMMATIONS JOURNALIERES MAXIMALES ET LES DEBITS DE POINTES

- DEFINITIONS

- La consommation journalière moyenne est égale au nombre d'habitant par la dotation, plus les besoins publics (q J max)

- La consommation journalière maximale est définie par le produit de la consommation journalière.Moyenne par le coefficient de variation journalière.

- La consommation de pointe horaire est égale à la consommation maximale journalière multipliée par le coefficient de pointe divisée par 24.

$$\begin{aligned} QJ \text{ max} &= QJ \text{ moy.} \cdot KJ \\ QP &= QJ \text{ max} \cdot KJ \cdot Kh = QJ \text{ max} \cdot KP \end{aligned}$$

QJ max: Debit journalier maximal

QJ moy: " " moyen

QP: " de point journalier

TABLEAU DES DEBITS

Horizon	consommation moy Journalière m ³ /j	K J	QJ max M ³ /J	KH	QP(m ³ /J	QP m ³ /heures
2000	14166,88	1,2	17000,26	1,5	25500,38	1062,52
2015	26173,32	1,2	31407,98	1,5	47111,98	1963,00

3) ETUDE COMPARATIVE DES RESSOURCES

- Besoins à long terme (2015)

Les besoins journalières maximales en eau potable de la Ville de BOUIRA s'élevent à : 31407,98 m³/J soit 363,52 L/S

3) Etude comparative des ressourcesBesoins à long terme (2015):

Les besoins journaliers maximaux en eau potable de la ville de Bouira s'élevent à 31407,98 m³ / J soit 363,52 L/S .

Besoins actuels

Actuellement les ressources en eau existants sont:

Forage	abscisse x (m)	ordonnée y (m)	diametre (pouce)	niveau statique NS (m)	Niveau dynamique ND (m)	Remarque	debits Q L/S	Côte du Terrain (mNGA)
F1	/	/	13"3/8	-40,00	-48,50	en fonction	29,50	542,00
F2	/	/	13"3/8	-60,00	-70,00	"	26,00	550,00
F1	609,00	342,25	13"3/8	artision	65,00	à équiper	26,00	518,00
F2	612,10	344,30	17"1/2	artision	-60,00	"	33,00	533,00
F3	612,70	344,50	13"3/8	artision	-57,00	"	25,00	539,00
F4	612,95	345,85	/	-20,00	-60,00	"	39,00	560,00
F5	614,40	345,95	17"1/2	-27,00	-69,00	"	34,00	588,00
F7	611,15	345,20	13"3/8	-13,00	-38,00	"	32,00	530,00
F8	606,40	341,75	14"	- 5,40	-28,00	en fonction	30,00	517,50
F9	602,90	340,80	13"3/8	-19,70	-25,30	"	15,00	535,00
F10	604,75	341,40	9 " 5/8	-16,55	-30,21	"	15,00	530,00
F S	608,65	340,60	17"1/2	- 5,00	-20,00	à équiper	12,00	498,00
F S Z	/	/	13"3/8	- 5,00	-25,00	en fonction	32,00	517,00
F P 1	/	/	/	- 2,50	- 5,25	"	9,00	498,50
F P 2	/	/	/	- 2,50	- 5,00	"	9,00	500,50
Ressources existantes au Total							366,5	

Suivant les chiffres ci-dessus on peut donc constater que les ressources existantes peuvent satisfaire la totalité des besoins en eau. .../...

Il est à souligner que les plans ne comprennent aucun traitement des causes éventuelles, donc le futur, si les analyses chimiques le jugeront nécessaires, le traitement des eaux est à prévoir ultérieurement.

1°) CHOIX DU SCHEMA DE DISTRIBUTION

La topographie de l'agglomération présente des dénivellations importantes (Supérieures à 80m) alors dans le cas nous passons qu'il est rationnel de diviser le réseau de distribution en zones verticales afin d'éviter des surpressions aux points bas du réseau d'une part, ce qui est inadmissible selon les conditions d'exploitations des réseaux de distributions d'autre part pour des raisons économiques simples ou évidentes qui ne permettent pas de relever toute l'eau à distribuer jusqu'au niveau supérieure alors qu'une partie importante de la consommation se fait au niveau le plus bas.

La détermination des limites et du nombre de zones dépend du relief, de la configuration de l'étendue du réseau et de la côte des anciens réservoirs.

On se propose de diviser notre Ville en deux parties zone (1) (Haute) zone (2) (BASSE) qui seront alimentées indépendamment l'une de l'autre

- Quand à la limite séparant ces deux zones elle a été déterminée à 536m ~~compte tenu des~~ deux critères suivants :

- a) avoir une pression ne dépassant pas 40 mce. (qui présente le maximal) aux points les plus bas de l'étage inférieur
- b) avoir une pression suffisante aux points les plus hauts de l'étage inférieur

2°) EVALUATION DES BESOINS EN EAU POUR CHAQUE ZONE

La Ville en question présente une répartition uniforme de la population (d'après l'étude établie de le PUD) sur une superficie de 285,17 HA, le nombre d'habitant est estimé à 79847 habitants pour l'horizon 2015

- CALCUL DE LA DENSITE DE LA POPULATION

Elle est calculée par le rapport suivant:

$$d = \frac{N}{S} = 280 \text{ hab/ Ha}$$

où N = Nbre d'habitants
S = Superficie en Ha

- CONSOMMATION SPECIFIQUE PAR HABITANT

$$Q = 1000 \text{ Qm} / N = 327,79 \text{ (L/J/HAB)}$$

où Q débit moyen journalier = 26173,32 m3/J, ayant la densité "d", le Nbr d'habitant (N) et la consommation spécifique par habitant (Q) nous déduisons les consommations maximales journalières et les débits de pointes pour chaque zone:

TABLEAU DES DIFFERENTS DEBITES POUR CHAQUE ZONE POUR l'an 2015

ZONES	1	2
Densité hab/ha	280	280
Débit spécifique par hab (l/j/hab)	327,79	327,79
Superficie en ha	139,43	145,74
Nombre d'habitants	390,40	408,07
Consommation moyenne journalière (m3/j)	12796,92	13376,13
Coefficient de variation journalière (K)	1,2	1,2
Consommation maximale (m3/j)	15356,30	16051,36
Coefficient de variation horaire (KH)	1,5	1,5
Débit de pointe (m3/h)	959,77	1003,21

- TABLEAU RECAPITULATIF /

Zones	Consommation journalière max. (m3/j)	Consommation journal. (l/s)
1	15356,30	177,74
2	16051,36	185,78

Avec les débits maximaux journalières seront dimensionnés les différents réservoirs y compris les aductions qui y arrivent tandis que les aductions portant des réservoir ainsi les réseaux de distribution seront dimensionnés avec les débits de pointe.

RESERVOIRS:

a) POSITION DU PROBLEME

La répartition des débits dans le reseau de distribution varie considérablement pour toute la journée, cela est remarqué selon la graphique journalier de consommation d'eau (Voir fig2)

D'autre part, les ouvrages et les installations d'adduction conduisent l'eau presque uniformément pour cela, on utilise les reservoirs pour la coordination du regime d'adduction d'eau a celui de distribution. pendant les heures de consommation minimale) les differences des debits d'apport et de distribution coulent dans les reservoirs de stockage, alors que pendant les heures de pointe, où la consommation d'eau est maximale, le déficit du debit coule des reservoirs de stockage vers les reseaux de distribution.

b) CAPACITE DES RESERVOIRS:

On sait que les debits sortants du reservoir sont variables selon l'heure de la journée, le jour de la semaine, la saison.....ect sachant que le debit de point horaire depend de l'importance de l'agglomération de la localité à desservir, du point de vue, population, du niveau de vie, des moeurs et des differents consommateurs potentiels.

(domestiques, industries, publics, arrosage.....ect.....)

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

Vu que les enquêtes n'ont pas été faites dans ce sens, et selon "A d pont" on peut admettre la repartition de la consommation suivante qui varie en fonction des differentes heures de desserte et l'importance de la population;.

0 à 5 H.....	0,125 a
5h à 7 H	1,5 a
7 h à 11 H:.....	2 a
11 h à 16 H: ; ; ; ;	4,1 a
16 h à 18 h :.....	1,75 a
18 h à 22:.....	0,781 a
22 h à 24h:.....	0,125 a

où :
 a : c'est la valeur du debit moyen horaire de distribution, qui est déterminé par:

$$a = C / 24$$

où :
 C: c'est la consommation moyenne journalière :

Heures	apportance debit	coefficient de debit	consommation suivent le decoupage	differente apport consommation		extremums
				+	-	
0 - 1	A	0,125	0,125 a	0,875 a		
1 - 2	2a	0,125	0,250 a	1,750 a		
2 - 3	3a	0,125	0,375 a	2,625 a		
3 - 4	4a	0,125	0,500 a	3,500 a		
4 - 5	5a	0,125	0,625 a	4,375 a		4,375 a
5 - 6	6a	1,5	2,125 a	3,875 a		
6 - 7	7a	1,5	3,625 a	3,375 a		
7 - 8	8a	2,0	5,625 a	2,375 a		
8 - 9	9a	2,0	7,625 a	1,375 a		
9 - 10	10a	2,0	9,625 a	0,375 a		
10 - 11	11a	2,0	11,625 a		0,625 a	
11 - 12	12a	1,1	12,725 a		0,725 a	
12 - 13	13a	13,825	13,825		0,825 a	
13 - 14	14a	1,1	14,925 a		0,925 a	
14 - 15	15a	1,1	16,025 a		1,025 a	
15 - 16	16a	1,1	17,125 a		1,125 a	
16 - 17	17a	1,75	18,875 a		1,875 a	
17 - 18	18a	1,75	20,625 a		2,625 a	2,625 a
18 - 19	19a	0,781	21,406 a		2,406 a	
19 - 20	20a	0,781	22,187 a		2,187 a	
20 - 21	21a	0,781	22,968 a		1,968 a	
21 - 22	22a	0,781	23,749 a		1,749 a	
22 - 23	23a	0,125	23,875 a		0,875 a	
23 - 24	24a	0,125	24,000 a		0,000 a	

7 a

Le volume du reservoir sera calculé par :

$$V R = \frac{\Delta V_{\max}^+}{+} + \frac{\Delta V_{\max}^-}{-} \quad (m^3)$$

Où les volumes ΔV_{\max}^+ et ΔV_{\max}^- sont respectivement les excès et les déficits lors des differentes heures de la journée

$\Delta V =$ Volume apport- Volume consommé

- d'après le tableau ci-dessus, on remarque que la somme des extremums est égale à 7 a

- En prenant compte de la reserve d'incendie, qui est prise généralement à 120 m³ c'est à dire un volume d'eau nécessaire pour une extinction de deux heures, on trouve le volume total du reservoir

$$V T = V R + V_{ri} = 7 a + 120 \quad (m^3)$$

à l'aide de la repartition de la consommation donnée par (A. Dupont).

On trace le graphe (Voir Fig 2)

- Capacité du reservoir de la zone (1)

$$a = \frac{c}{24} = 533,21 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$V T = 7 a + V_{ri} = 3852,47 \text{ m}^3$$

Actuellement, il existe deux réservoirs dans la Zone (1) d'une capacité totale de 2250 m³ ce qui nous permet de projeter un réservoir de volume.

$$3852,47 - 2250 = 1602,47 \text{ m}^3$$

pour des raisons de sécurité; on prend un réservoir standard de 2000 m³

- Capacité du réservoir de la Zone (2)

$$a = \frac{c}{24} = 557,34 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_t = 7 a + V_{ri} = 4021,38 \text{ m}^3$$

La zone (2) est pourvue de trois réservoirs d'une capacité de 2050 m³ ce qui nous permet de projeter un réservoir de: 4021,38 - 1550 = 2471,38 m³ toujours en raison de sécurité, on prend un réservoir standard aussi d'un volume de 3000 m³.

- Dimensionnement des réservoirs

étage supérieur

Le volume du réservoir étant considérable, c'est pourquoi on doit projeter le système de deux réservoirs jumelés égaux de volume égal à 1000 m³ chacun (Voir Fig 3).

On fixera une hauteur d'eau de 5m pour chaque réservoir.

$$V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot H \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} \quad (\text{m})$$

$$= D = \underline{15,96 \text{ m}} \quad \text{on prendra :} \quad D = \underline{16 \text{ (m)}}$$

- ~~ETAGE~~ ETAGE INFÉRIEUR

De même que le premier, on prend deux réservoirs jumelés de volume égale à 1500 m³ chacun.

et on prend une hauteur d'eau de 5,0 m pour chaque réservoir.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} \quad D = \underline{19,54 \text{ m}}$$

$$\text{On prend } D = \underline{20,0 \text{ m}}$$

- CHOIX DU TYPE DE RÉSERVOIRS

Vu la topographie que présente le terrain et l'importance du volume d'eau^{H₂O} du réservoir et en raison des avantages qu'ils présentent, les réservoirs du type : circulaires et semi enterrés sont choisis.

- AVANTAGES

- économie sur les frais de construction
- étude architecturale très simplifiées
- étanchéité plus facile à réaliser
- conservation à une température constante de l'eau émagasinée.

- ALTITUDE ET EMPLACEMENT DES RESERVOIRS:

L'emplacement des reservoirs projetés doit être choisi de telle façon à satisfaire une pression suffisante au moment de la pointe des abonnés, par conséquent, l'altitude du radier doit être située à un niveau supérieur à la plus haute piezométrique exigée dans le réseau de distribution. ^{côte}

$$CR = CT + H + HWI + PS + HWE$$

Où CR côte du radier du reservoir (m)

CT côte du terrain au point le plus élevé (m)

H hauteur donnée en fonction du nbr d'étages

HWI: pertes de charges intérieurs (singulières) (m)

PS: colonne d'eau supplémentaire tenant compte des chauffe eau et autres appareils utilisant l'eau. (m)

HWE: pertes de charges linéaires sur le traçon reliant le reservoir au point le plus élevé (m).

lors de la première approximation, la valeur h w e est négligée.

ZONE INFERIEURE:

$$ct = 536 \text{ m}$$

$$h = 15,00 \text{ m (rez de chaussée + 4 étages)}$$

$$h w i = 2,5 \text{ m}$$

$$ps = 3,00 \text{ m}$$

$$C R = 556,5 \text{ m}$$

Sans oublier dévaluer grossomodo, la perte de charge entre le reservoir et le point de plus haute côte piezométrique à desservir pour avoir, en première appro-

- ximation, l'altitude du radier de la cuve

- Il ne serait être trop recommandé d'être prudent pour la détermination de cette côte du radier et de penser aux extensions futures de l'agglomération toute extension entraînant un allongement du réseau, donc une augmentation des pertes de charge, pour cela il ne faut pas craindre, pour réserver l'avenir, de ~~porter~~ placer le reservoir quelques mètres plus haut qu'il n'est nécessaire pour le cas présent des besoins à satisfaire.

- Vu la longueur entre la côte du radier calculée ci dessus, et le pt le plus haut à desservir, est importante, nous fixons une pente fictive de cette conduite à 5% d'où on trouve la côte du radier définitive.

$$C R = 575 \text{ m}$$

ZONE SUPERIEURE (ZONE 1)

$$ct = 576,90 \text{ m}$$

$$h = 15 \text{ m (rez de chaussée + 4 étages)}$$

$$h w i = 2,5 \text{ m}$$

$$P S = 3,00 \text{ m}$$

$$C R = 597,4 \text{ m}$$

Par analogie on trouve la cote du radier définitive CR = 614 m

RESERVOIR D'ACCUMULATION :

Il sert à accumuler l'eau, lui provenant par le refoulement à partir des forages F2, F3, F4, et dessert par la suite gravitairement vers la bache de reprise, cette dernière refoule, l'eau par pompage au reservoir 2 x 1500 m³ (R2)

- Vu le relief assez accidenté que presente le site de BOUIRA, nous etions contraints de prendre la position propre à chacun des reservoirs et selon les cotes suivantes

- * Côte du radier de la bache de reprise : 519 m NGA
- * Côte du radier de la bache d'accumulation: 557 m NGA
estimée à 500 m³, la capacité du reservoir d'accumulation semblerait suffisante pour un bon fonctionnement du reseau.
Dans ces conditions, nous projetons un reservoir d'une hauteur d'eau de 5m et de 12m de diamètre.
Pour la bache de reprise nous fixons un volume de 200 m³ qui semblerait pour le bon fonctionnement du reseau dans ce cas son diamètre sera 12 m et la hauteur d'eau sera 2m.

a) EQUIPEMENT DU RESERVOIR (VOIR FIG 4 ET FIG 6)

l'équipement des reservoirs et en particulier leur fontainerie doit leur permettre de remplir les diverses fonctions que l'on attend d'eux, lesquelles peuvent se resumer en:

- Reception de l'adduction
- Depart de l'eau vers la distribution
- Trop plein
- Vidange
- By PASS
- Materialisation de la reserve d'incendie

b) PARTIE ADDUCTION

La conduite d'adduction à son débouché dans le reservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau max.

L'obturation vase faire par un robinet flotteur, si l'adduction est gravitaire, ou par un dispositif permettant, l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Nous envisageons une adduction par surverse en chute libre en vue de provoquer une oxygénation de l'eau qui dans notre cas est favorable du fait que nous mobilisons une eau souterraine.

Cela permet aussi d'avoir pour l'arrivée de l'eau une altitude constante definie par le niveau de la grosse d'arrivée.

Aussi en adduction par refoulement, les pompes travaillent sous une même hauteur constante (H) et à un debit Q également constant du fait que (Q) et (H) sont liés.

c) DEPART DE LA DISTRIBUTION (VOIR FIG 5)

Pour eviter une eventuelle introduction des boues ou de sable dans la conduite de distribution, celle -ci doit prendre depart à 0,20m au dessus du radier

son extremité(entré*e)est munie d'une crepine qui peut être simple ou en acier galvanisé .

... / ...

d) TROP PLEIN

La conduite du trop plein est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir lorsque le niveau dans celui-ci atteint le niveau maximal sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal-situé à une distance " H " au dessous du niveau maximal qui peut être atteint dans la cuve elle comportera au départ, un évasement en forme de tronc de cône dont la plus grande circonférence de rayon R formera un devers à seuil circulaire pour le passage du débit sous une hauteur de lame " h ".

Le débit évacué est donné par.

$$Q = 27,828 \text{ U.R.H.}$$

La canalisation du trop plein débouchera dans un exutoire voisin. un joint hydraulique constitué d'un siphon est prévu à l'extrémité avale de cette conduite pour éviter l'introduction des corps nocifs dans le réservoir.

e) VIDANGE:

Elle est assurée par une conduite, qui part du fond du réservoir, afin de pouvoir évacuer les dépôts-un souci d'économie exige que cette conduite communique avec celle du trop plein.

f) by-PASS

Il arrive souvent que pour des raisons de nettoyage ou de vidange des réservoirs (surtout si ceux-ci ne sont pas compartimentés) l'arrivée de l'adduction soit directement déviée dans la conduite de distribution.

Cette liaison qui se fait par la conduite de by-pass permet d'assurer une distribution continue en cas où le réservoir serait soumis à des travaux de vidange, nettoyage ou autres.

g) MATERIALISATION DE LA RESERVE D'INCENDIE

Elle doit être constamment renouvelée et prête à l'utilisation en cas de sinistre. pour qu'elle ne puisse passer dans le réseau de distribution dans le cas d'un surtension intensif, il importe que le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un siphon qui se desamorce quand le niveau de la réserve est atteint en service normal. (VOIR FIG 4)

1°) est ouvert

2°) " fermé

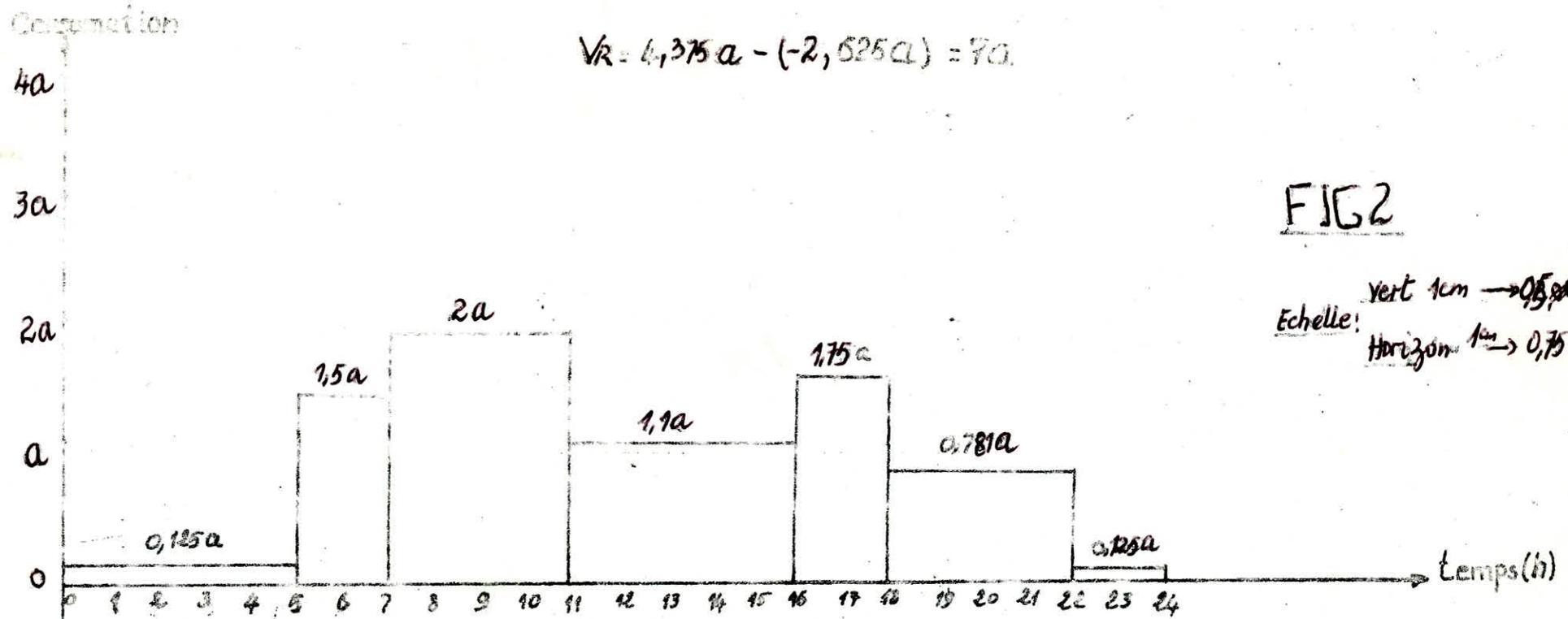
En cas de sinistre (2) sera ouvert est on prévoit un troisième robinet-vanne normalement, ouvert qui permet de séparer (1) ou (2) en cas de Besoin.

Variation journalière de la consommation

$$V_R = 4,375a - (-2,525a) = 7a$$

FIG 2

Echelle: Vert 1cm \rightarrow 0,5 m³/h
 Horizon 1cm \rightarrow 0,75 h



									adduction continue (m ³ /h)
0,125x5 =	0,625a	0,625a + 0,875a = 1,5a	3,625a + 4x1a = 7a	11,625a	14,625a + 4,4a = 19,025a	19,025a + 1,75a = 20,775a	20,775a + 0,781a = 21,556a	21,556a + 0,125a = 21,681a	21,681a
	+4,375a	+3,375a		-0,625a		-1,225a	-2,625a	-1,750a	0

Schema du reservoir Jumellé semi-enterré.

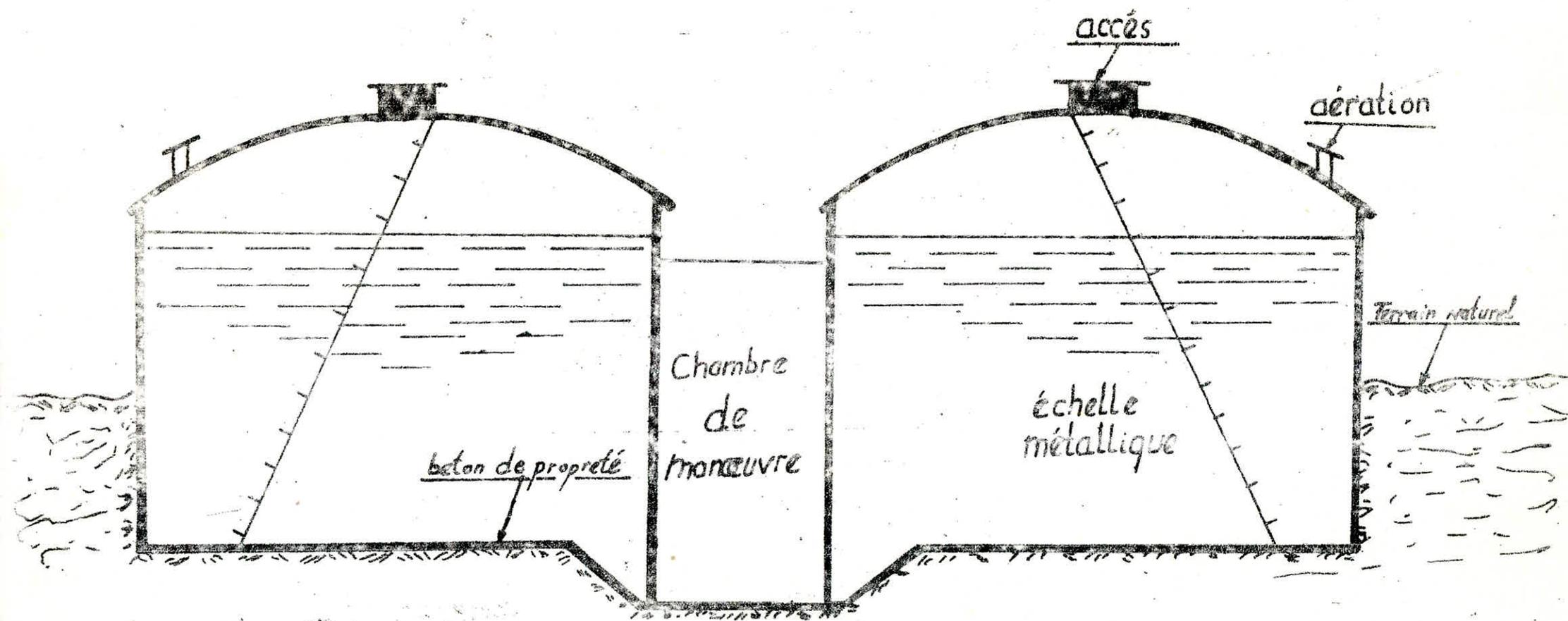


FIG 3

Vue en plan du reservoir jumelle

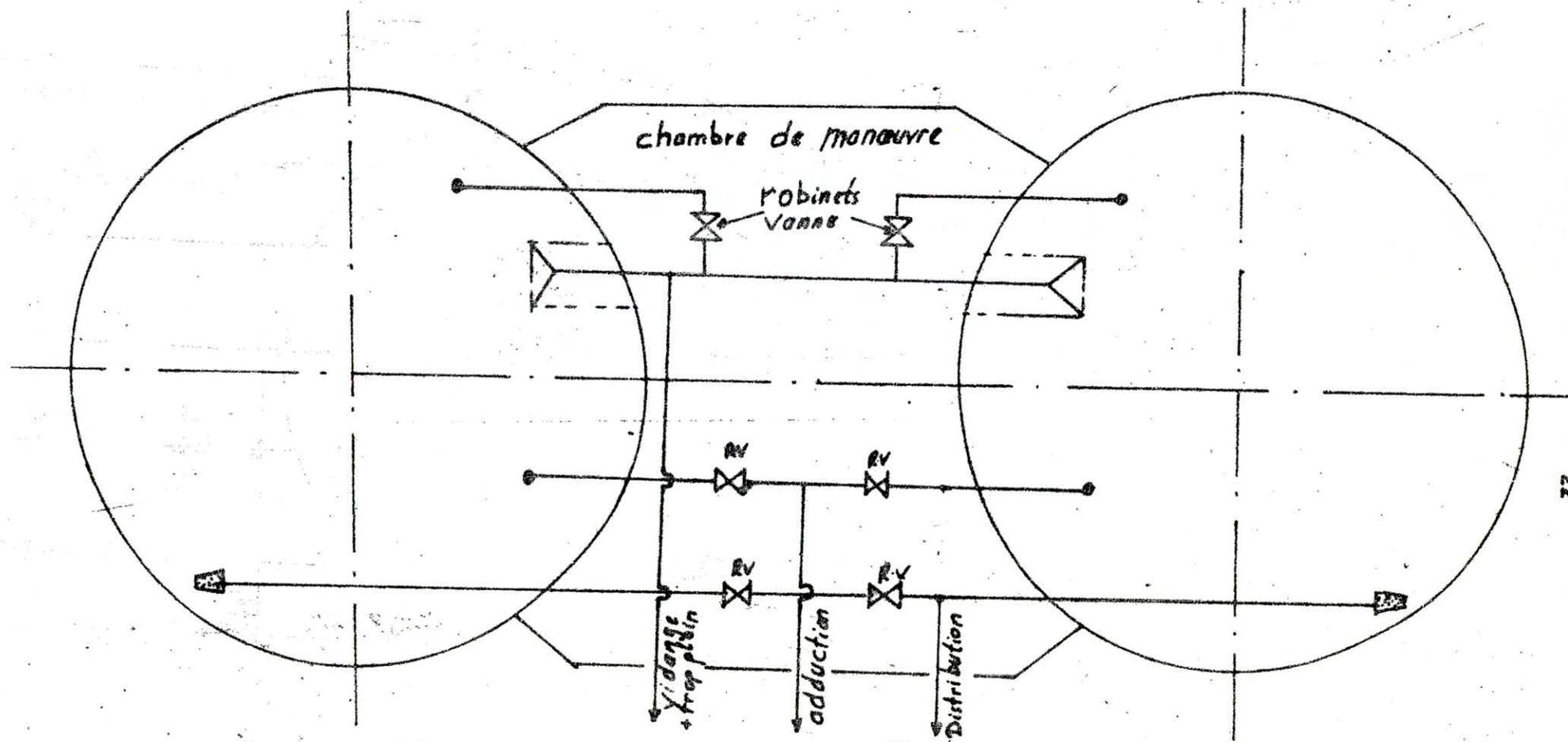


FIG 4

FONTAINERIE D'EQUIPEMENT

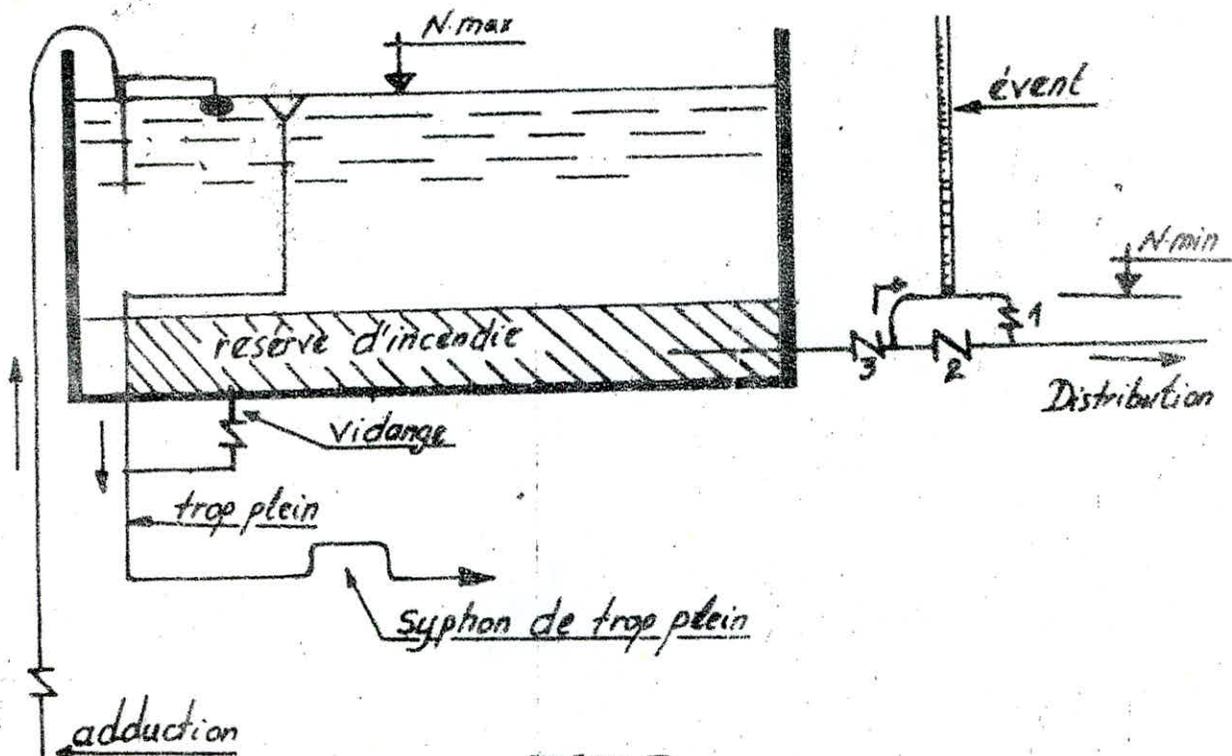


FIG5

Départ de la distribution.

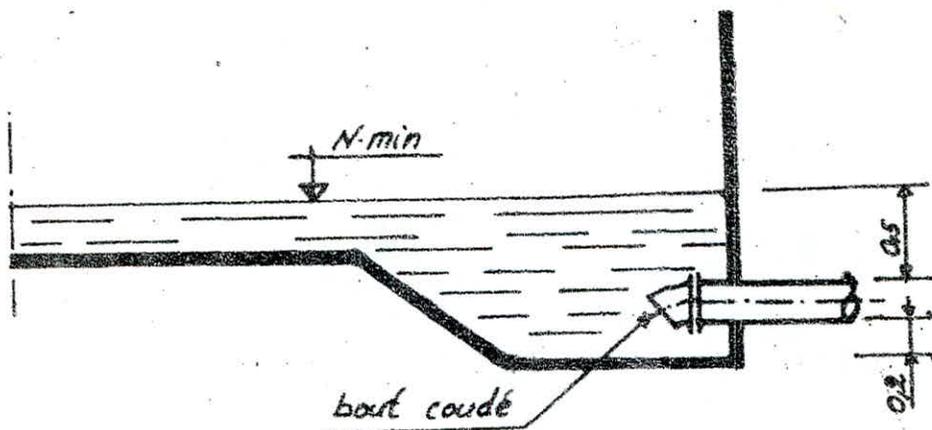


FIG6

V - 1

CHOIX DU TRACÉ :

Le choix de la conduite d'adduction doit tenir compte de certaines impératives que l'on s'efforcera dans la mesure du possible, de respecter.

- 1) Le tracé doit être le plus court possible entre le forage (puit) et le réservoir d'accumulation pour des raisons économiques.
- 2) Aux points hauts du tracé, peuvent se conformer des contenements d'air difficile à évacuer, où les ventouses seront exigées ainsi apparaît la nécessité d'éviter autant que possible les contres pentes.
- 3) Eviter les profils horizontaux, qui peuvent le régime perturber le régime d'écoulement.
- 4) Il est préférable de suivre les accotements des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement du matériel.
- 5) L'examen des conditions dans lesquelles, devra être établie cette canalisation, aussi bien du point de vue économique qu technique .

VI 2CHOIX DU TYPE DE CONDUITES

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction des diamètres, des pressions supportées, des conditions d'installation, du revêtement, leur disponibilité au prix unitaires, du type de sol, et bien sur ne pas omettre d'intégrer le coût du transport qui reste un paramètre important .

Dans ce projet, nous avons opté pour les conduites en acier, et cela en raison des avantages qu'ils présentent .

- Très économiques
- Disponible sur le marché
- Résistant à de grandes pressions (supérieures à 20 Bars)
- Permettent une pose souple et adéquate
- Réduction de pièces spéciales.
- Les frais d'amortissement de la conduite qui varient dans le même sens que le diamètre de celle-ci augmente et dans les mêmes conditions du débit véhiculé.
- Les frais d'exploitation qui sont inversement proportionnelle au diamètre de la conduite.

Afin de dimensionner de manière technique et économique notre conduite d'adduction, nous nous proposons en liaison avec les contraintes ci-dessus d'étudier deux variantes de tracé.

- 1) La première (A) schématisée sur la fig 6
- 2) La seconde (B) schématisée sur la fig 7

VARIANTIE APARTIE 1

Elle comporte cinq adductions.

Elles sont alimentées par les forages

F5, F7, F12, F2, situés au Nord-Ouest de la ville

Un débit total de 121 l/s est reculé vers l'ancien réservoir de la merkala, d'une capacité de 1500 m³.

Une adduction gravitaire relie le réservoir de MERKALLA au nouveau réservoir de la ville.

(à PROJETER) R1,

2x1000 m³ de la Ville.

PARTIE -II-

Elle comporte Sept (07) adductions, ces derniers sont alimentées par les Forages, F1.FS. (Situées au Sud, de la ville)

F2.F3.F4 (DE BLED EL-MADJENE, au Nord Est de la ville).

Un débit total de \varnothing 97L/S est refoulé par les forages F2.F3.F4., vers la bache d'accumulation de 500M³.

Une liaison gravitaire reliera cette Bache d'accumulation à la Bache de reprise qui recueillera également le débit de 26 L/S refoulé du Forage (F1)

La station de pompage refoulera, à son tour les eaux accumulées dans la Bache de reprise au réservoir à projeter (R2) 2x1500 M³ situé au SU^N de la ville. Ce dernier reçoit en outre un débit de 12 L/S provenant du Forage SONATRACH (FS) Situé au SUD-EST de la ville.

CALCUL TECHNIQUE ET ECONOMIQUE DES RESEAUX.

Le choix du diamètre économique, résulte des deux tendances suivantes:

- Les frais d'amortissement de la conduite qui varient dans le même sens que le diamètre de celle-ci augmente et dans les mêmes conditions du débit véhiculé .

- Les frais d'exploitation qui sont inversement proportionnelle au diamètre de la conduite.

Afin de dimensionner de manière technique et économique notre d'adduction, nous nous proposons en liaison avec les contraintes ci-dessus d'étudier deux variantes de tracé.

- 1) La première (A) schématisée sur la fig 6
- 2) La seconde (B) schématisée sur la fig 7

VARIANTE -A-PARTIE 1

Elle comporte cinq adductions

Elles sont alimentés par les forages:

F5.F7.F1.F2 Situés au nord -Est - de la ville

Un débit total de 121L/S est refoulé des forages précédents vers l'ancien réservoir de Merkalla, d'une capacité de 1500 m³

Une adduction gravitaire relie le réservoir de Merkalla au niveau réservoir.

VARIANTE (B)PARTIE I

Elle comporte sept (07) adductions. un débit de 55,5 L/S est refoulé directement vers l'ancien réservoir de MARKALLA d'une capacité de 1500 m³ par les Forages F1, et F2, en Fonction.

- Les forages F4, F5, F7, refoulent un débit de 105 L/S vers une Bâche d'accumulation d'une capacité de 600 m³, de cette dernière, et à l'aide d'une Station d'accélération, ce débit est refoulé à l'ancien réservoir de MERKALLA qui à son tour alimente le réservoir projeté (R1) qui a comme Volume 2 x 1000 m³ à l'aide d'une conduite gravitaire.

PARTIE II

Elle comporte six (06) adductions. Les Forages F2, F3, Refoulent un débit de 58 L/S vers la bâche d'accumulation de 500 m³, cette dernière alimente la bâche de reprise par une conduite gravitaire. de plus la bâche de reprise reçoit un débit de 38 L/S qui est refoulé des forages F5, F1, à l'aide d'une Station de pompage. Le réservoir projeté (2 x 1500 m³) Reçoit un débit qui est refoulé par la bâche de reprise.

- Une fois le tracé adéquat sera choisi, il se pose le problème de dimensionnement de la conduite d'adduction .
A cet effet il existe un diamètre dit économique qui permet de donner les frais d'investissement et celles de fonctionnement minimales.

V-4/

METHODE DE CALCULEa) DIAMETRE ECONOMIQUE

Pour la première approximation, il est donné par les relations de BRESSE et BONIN:

$$\text{BRESSE : } D = 1,5 \cdot \sqrt[3]{Q}$$

$$\text{BONIN : } D = \sqrt[3]{Q}$$

Avec :

Q : Le débit transitant dans la conduite en m³/S les relations de BRESSE et BONIN donnent une approche du diamètre -économique, à partir de ces valeurs ainsi déterminés, on choisi une gamme de diamètres, et sur les quels, se portera l'étude technico-économique des réseaux .

b) PERTES DE CHARGES

On rencontre deux types de pertes de charges, dans les conduites d'adduction:

- Les pertes de charges Linéaire.
- Les pertes de charges singulières

Les premières sont dues aux frottements de l'eau contre les parois de canalisations et sont déterminées par la formule Suivante :

$$\Delta H_L = J \cdot L.$$

L: Longueur géométrique de la conduite (m)

J: c'est le gradient de pertes de charges

qui est calculé par DARCY-WEISBACH :

$$J = \frac{F}{DH} \frac{V^2}{2g}$$

AVEC:

DH : Diamètre hydraulique de la conduite qui est égale au diamètre de la conduite Forcée (m)

... / ...

- V : Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (m/s)
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²)
- F : Coefficient de frottement adimensionnelle qui depend de la nature du regime d'écoulement.
- En regime turbulent rugueux, ce coefficient est donné apar le formule de NIKURADSE

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

Où : ϵ : RUGOSITE ABSOLUE (m)
 ϵ/DH : rugosité relative (adimensionnelle)

En regime de transition, ce coefficient de frottement est donnée par la formule de COOLE BROOK :

$$FC = \left[-0,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3,7 DH} + \frac{2,51}{R \sqrt{F}} \right) \right]^{-2}$$

En première approximation "F" est donné par la formule de NIKURADSE) puis par plusieurs itérations, on calcule la valeur de "F" COOLEBROOK pour tout régime, c'est à dire jusqu'à obtenir:

$$F_{CI} = F_{CI+1}$$

VERIFICATION DU REGIME:

Pour chaque calcul, on verifie le regime d'écoulement, à l'aide des formules suivante et l'abaque de MOODY:

- $R = \frac{V \cdot D}{\nu}$ (nombre de reynolds)

R [adimensionnelle]

- $V = \frac{4 Q}{\pi D^2}$ [m/s]

$\nu = 10^{-6}$ m²/s : viscosité cinématique de l'eau à une température de 20° C.

- les pertes de charges singulières occasionnées par les vannes, robinets, ventouse, changements de directions, ou de sections ... etc sont généralement estimées à 15% des pertes de charges linéaires; finalement on trouve les p.d.c totales le long de la conduite.

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S = \Delta H_L + 0,15 \Delta H_L$$

$$\Delta H_T = 1,15 \Delta H_L = 1,5 \frac{f v^2 l}{D 2g}$$

- Calcul de la rugosité absolue

Celle-ci est donnée par la formule suivante

$$\epsilon = \epsilon_0 + \delta \cdot t$$

ϵ_0 , c'est la rugosité absolue à l'état neuf.

δ . Coefficient de vieillissement.

Pour la zone de faible agressivité de l'eau, tirée de l'abaque de [Peter lamont], on trouve (fig 8)

$$\delta = 0,03 \text{ mm/an}$$

t: durée de service de la conduite (t = 30 ans) tout calcul fait on trouve:

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

c calcul de la hauteur manométrique totale HMT

$$HMT = H_r + \Delta H_r + H_a + \Delta H_a$$

H_r : hauteur de refoulement (M)

H_a : " d'aspiration (m)

la hauteur géométrique (H_g) étant définie comme la somme de deux valeurs énumérées ci-dessus.

ΔH_r = p.d.c au refoulement (m)

ΔH_a = p.d.c à l'aspiration (m)

la p.d.c totale (ΔH_t) regroupe les deux dernières pertes: d'où on obtient:

$$HMT = H_g + \Delta H_t.$$

- pour le cas du refoulement d'un forage vers le réservoir:

$$H_g = (\text{côte TP} + 0,5) - (\text{côte ND})$$

- pour le cas du refoulement d'une bache de reprise vers le réservoir:

$$H_g = (\text{Côte TP} + 0,5) - (\text{Côte radier} + 0,2)$$

où N.D : c'est le niveau dynamique du forage considéré.

0,5 m : hauteur de sécurité.

d) Puissance absorbée par la pompe.

- elle est donnée par :

$$P = 9,81 \rho_e Q HMT$$

où: P: puissance en (Watt)

ρ_e : poids volumique d'eau ($\rho_e = 10^3$ (Kg / m³))

Q : débit refoulé (M³/s)

HMT : hauteur manométrique totale (m)

η_e : rendement de la pompe pris égal à 80%

e) Energie consommée par la pompe

$$E = P \cdot t \cdot 3,65,00 \text{ (kwh /an) où:}$$

t: nombre d'heures de pompage par jour

t = 24h pour notre cas.

f) prix d'énergie (frais d'exploitation)

$$f_{ex} = e \cdot E$$

e tarif de l'énergie (e = 0,19 DA / kwh)

g) calcul de l'annuité

le prix de la conduite sera amortie sur 30 ans avec un taux d'actualisation de 8 % ce qui nous donne une annuité de:

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 = 0,088827$$

h) frais de fourniture et de pose de la conduite

$$F_{sp} = j \cdot L$$

où: j: c'est le prix linéaire de la conduite

I) FRAIS DE GENIE CIVIL (FGC)

Ils comprennent les frais des réservoirs (étude) bétonnage, ferrailage ---etc) ainsi que ceux de la station de pompage y compris les pompes

G) FRAIS D'EQUIPEMENTS ELECTRO-MECANIQUE

$F_e - e = KQ/AL$ D'HMT

OU :

Q : c'est le débit refoulé en (L/S)

K : c'est le prix du mètre linéaire D'HMT

K : 100 DA / ML D'HMT

k : COUTS TOTAUX

C'est la somme des frais d'investissement actualisés plus les frais d'exploitation

$CT = (F_{FP} + F_{GC} + F_{EE}) A + F_{EXP}$

V - 5

ETUDE DES VARIANTES :

5-1- VARIANTE (A)

PARTIE I

a) tronçon F5 - RM

Adduction par refoulement du forage N° 5 vers le réservoir MERKALLA

DONNEES DE BASE :

Débit Q = 34 L/S = 0,034 m³/S

Niveau dynamique : ND = 69M

Longueur de la conduite : L = 3152 M

Hauteur géométrique : HG = 119,50 M

Rugosité absolue : = 0,001 M

D = 0,054 = 184MM (D'après BONIN)

D = 1,5 $\sqrt{0,034}$ = 277 MM (-----"----- BRESSE)

on prenant une gamme de diamètre, et en faisant le calcul suivant :

D (MM)	V (M/S)	DM	RE 10^5	REGIME	F	DM (M)	HMT (M)
150	1,92	0,0067	2,88	Rugueux	0,03368	152,92	272,42
200	1,08	0,0050	2,16	"	0,03082	33,20	152,70
250	0,69	0,0040	1,73	Transit	0,02963	10,43	129,93
300	0,48	0,0033	1,44	"	0,02837	4,03	123,53

- Calcul des Frais d'exploitation (FEX)

30

D(mm)	HMT(m)	P (KW)	E=24.P.365kwh	Frais d'energie à 0,19 le KWH (DA)
150	272,70	113,58	994949,49	189 040 , 40
200	152,70	63,66	557700,56	105 963 ,11
250	129,93	54,17	474538,53	90 162 , 32
300	123,53	51,50	451164,05	85 721 ,17

- CALCUL DES FRAIS D'INVESTISSEMENT

1°) Frais de Fourniture et Pose (F fp)

(Avec annuité : A = 0,088827)

D(mm)	Prix de la Conduite (DA)	Longueur de la Conduite (m)	F f .P(DA)	(F f p) .A. (DA)
150	460	3152	1449920,00	128792,00
200	620	"	195424 ,00	173589,28
250	750	"	2364000,00	209987,03
300	910	"	2868320,000	254784,26

2°) Frais d'équipement electro-mécanique (F ee)

d(mm)	HMT (m)	Prix du I/S pour mId hmt (DA)	F e - e	(F e - e) A (DA)
150	272,42	100	926228,00	82274,05
200	152,70	"	519180,00	46117,20
250	129,93	"	441762,00	39240,39
300	123,53	"	420002,00	37307,52

BILAN DES COÛTS TOTAUX:

D(mm)	FEX (DA)	(F f p).A (DA)	(F ee) .A (DA)	TOTAL (DA)
150	189040,40	128792,00	82274,05	400106,45
200	105963,11	173589,28	46117,20	325669,59
250	90162,32	209987,03	39240,39	339389,74
300	85721,17	254784,26	37307,52	377812,95

d'Après les résultats données par ce dernier tableau, il ressort que le diamètre 200mm est le plus économique.

REMARQUE:

Les frais du génie -Civil n'ont pas été considérés dans le Bilan des coûts Totaux est cela, parcequ'ils sont des Frais Fixes, on tiendra compte d'eux que dans le choix des variantes.

b) TRANÇON F7 - R M

Adduction par refoulement du forage N°7 vers le réservoir de MARKALLA.

Données de Base:

$$Q = 32 \text{ L/S} = 0,032 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$ND = - 38 \text{ m}$$

$$L = 1357 \text{ m}$$

$$Hg = 146,5 \text{ m}$$

$$D_1 = \sqrt[4]{0,032} = 179 \text{ mm} \quad (\text{BONNIN})$$

$$D_2 = \sqrt[4]{1,5 \cdot 0,032} = 268 \text{ mm} \quad (\text{BRESSE})$$

... / ...

* Calcul des H M T

D(mm)	V(m/S)	50 /dh	Re. 10	REGIME	F	ΔH_c (m)	H M T(m)
150	1,81	0,0067	2,72	Rugueur	0,03368	58,50	205 ,00
200	1,02	0,0050	2,04	"	0,03082	12,75	159,25
250	0,65	0,0040	1,63	Transition	0,02967	3,99	150,49
300	0,45	0,0033	1,36	"	0,02842	1,53	148,03

6 - Calcul des Frais d'exploitation (Fex)

D(mm)	HMT (m)	P.(KW)	E = P.24.365 (KWH/AN/)	F E X (DA)
150	205,00	80,44	704671,92	133887,66
200	159,25	62,49	547409,77	104007,86
250	150,49	59,05	517297,94	98286,61
300	148,03	58,09	508841,87	96679,96

* Calcul des Frais d'Investissement- Frais de Fourniture et Pose (F fp)

P (mm)	Prix de la Conduite ml (DA)	Longueur de la Conduite(m)	F f p (DA)	(F f p) · A (DA)
150	460	1357	624220,00	55447,59
200	620	"	841340,00	74733,71
250	750	"	1017750,00	90403,68
300	910	"	1234870,00	109689,80

D(mm)	HMT (m)	Prix du l/s pour le ml de hmt (D.A)	Fee (D.A)	(Fee) · A (D.A)
150	205,00	100	656000,00	58270,51
200	159,25	3	509600,00	45266,34
250	150,49	"	481568,00	42776,24
300	148,03	"	473696,00	42076,99

* Bilan des coûts totaux :

D(mm)	Fex (D.A)	(Fee) · A (D.A)	(Fee) A (D.A)	TOTAL (D.A)
150	133887,66	55447,59	58270,51	247605,76
200	104007,86	74733,71	45266,34	224007,91
250	98286,61	90403,68	42776,24	231466,53
300	96679,96	109689,80	42076,99	248446,75

De ce dernier tableau, il en découle que le diamètre le plus économique est le ϕ 200 mm .

C) (Tronçon R II - R1 (2 X 1500 m3)

Adduction gravitaire reliant le réservoir de MERKELLA et le réservoir projeté R1 (2X1000 m³).

Données de Base :

$$Q = 91,5 \text{ l/s} = 0,0915 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 4127 \text{ m}$$

$$\text{Perte de charge : } \Delta H = (633 + 0,20) - 619,5 = 13,7 \text{ m}$$

$$\text{Gradient de perte de charge : } J = \frac{\Delta H}{L} = 0,033196026$$

Le calcul du diamètre pour la conduite gravitaire s'effectue par deux méthodes :

1) Méthode graphique :

Afin de déterminer le diamètre de la conduite gravitaire qui véhiculera le débit de 91,5 l/s, faisons usage de la méthode en utilisant la théorie de la longueur fluïdo-dynamique conformément à cette théorie, nous avons :

$$D = \frac{Q}{\sqrt{J \cdot 0,033196026}} = 1,59 \text{ m/s.}$$

On associe cette valeur, celle de la rugosité absolue ($\xi = 0,001 \text{ m}$) et à l'aide de l'abaque (fig 8a) on retrouve la longueur fluïdo-dynamique

$$\Lambda = 0,23 \text{ m}$$

Et cela, en supposant que le régime de l'écoulement est turbulent rugueux La conduite étant chargée, donc le paramètre de forme de la conduite est égale à l'unité $\zeta = h/D = 1$

Où : h : est la Hauteur d'eau dans la conduite "d" le diamètre de la conduite.

En fonction de ce dernier paramètre et à l'aide de l'abaque 9, on tire les paramètres addimensionnels suivants :

$$DC = 1,539, \quad 4/P = 0,835, \quad D_{ho} = 1,539$$

à l'aide de ces derniers paramètres, on calcule le nombre de REYNOLDS et la rugosité relative hypothétique

$$Rr = \frac{4 \cdot Q / \lambda \cdot 1/2}{0,835} = 0,835 \cdot \frac{0,0915}{0,230} \cdot 10^6 = 3,32 \cdot 10^5$$

$$\varepsilon/dh = \frac{\varepsilon/\lambda \cdot d_{ho}}{0,230 \cdot 1,539} = \frac{0,001}{0,230 \cdot 1,539} = 0,0028$$

Où : ν : Viscosité cinématique de l'eau à 20° C $\rightarrow \nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

D_h : diamètre Hydraulique $\rightarrow D_h = A \cdot D_{ho}$ d'après le diagramme de Moody, et à l'aide de Rr et ε/D_h , on remarque que le régime de l'écoulement est en transition avec $Rr = 3,32 \cdot 10^5$ et $\varepsilon/D_h = 0,0028$ et à l'aide de l'abaque de la fig. 17a, pour :

$$\left. \begin{array}{l} Rr = 3,32 \cdot 10^5 \\ \varepsilon/D_h = 2,10^{-3} \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda = 1,0067$$

$$\left. \begin{array}{l} Rr = 3,32 \cdot 10^5 \\ \varepsilon/dh = 5 \cdot 10^{-3} \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda = 1,0034$$

Par interpolation linéaire avec $\varepsilon/dh = 2,5 \cdot 10^{-3}$, on obtient : $\lambda = 1,0058$

$$\text{Or } \lambda = D/D_h = D/D_{ho} \cdot A \Rightarrow D = \lambda \cdot A \cdot D_{ho}$$

$$D = 1,0058 \cdot 0,230 \cdot 1,539 = 0,3560 \text{ m.}$$

La marche ci dessus, nous aboutit à un diamètre de 350 mm.

2°) Méthode Classique :

Par cette méthode on peut déterminer le diamètre de la conduite gravitaire, et cela, en choisissant une vitesse d'écoulement qui varie entre (0,5 + 1,5) m/s. La vitesse supérieure ou égale à 0,5 m/s assure l'absence de l'envasement, et celle de 1,5 m/s ou moins, est la vitesse avec laquelle le coup de belier est admissible.

En choisissant une vitesse d'écoulement égale à 1 m/s, et en appliquant la loi fondamentale de continuité on calcule le diamètre :

$$Q = V \cdot S \Rightarrow Q = \frac{V \cdot \pi \cdot D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \cdot V}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0915}{3,14 \cdot 1}} = 341 \text{ m}$$

En prenant un diamètre normalisé, ($D = 350 \text{ mm}$) on calcule la vitesse réelle de l'écoulement par :

$$V = \frac{4Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,0915}{3,14 \cdot (0,35)^2} = 0,0915 \text{ m/s.}$$

On remarque que la vitesse appartient à l'intervalle donné, donc elle est admissible. Pour la conduite gravitaire, les frais de fourniture et pose, constituent les seules dépenses. Avec $D = 350 \text{ mm}$

$$\text{Prix du mètre linéaire de la conduite} = 1100 \text{ D.A. /ml} \Rightarrow \text{P.F.} = 1100 \cdot 427 = 4539700 \text{ D.A.}$$

$$\text{Les investissements sont évalués à : } (P_{cp}) \cdot A = 4539700 \times 0,088827 = 403247,93 \text{ D.A.}$$

PARTIE II /

a) Tronçon F4 - BA .

Adduction par refoulement du forage N° 4 vers la bêche d'accumulation d'une capacité de 500 m³.

Donnée de base :

$$Q = 39 \text{ l/s} = 0,039 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$ND = -60 \text{ m}$$

$$L = 500 \text{ m}$$

$$HG = 62,5 \text{ m}$$

$$D = 198 \text{ mm (d'après BOUJIN)} \quad D = 296 \text{ (d'après BRUSSE)}$$

* Calcul des HMT /

D(mm)	V(m/s)	ζ/Dh	$Re \cdot 10^5$	Régime	F	ΔH_L (m)	HMT (m)
150	2,21	0,0067	3,31	Vitesse	est trop	grande	
200	1,24	0,0050	2,48	"	0,03082	6,94	69,44
250	0,79	0,0040	1,99	Transition	0,02955	2,16	64,66
300	0,55	0,0033	1,66	" "	0,02826	0,84	63,34

* Calcul des frais d'exploitation (Fex) /

D(mm)	HMT(m)	P(kw)	E=P.24.365(Kwh/an)	(Fex)(D.A)
200	69,44	33,21	290909,19	55272,75
250	64,66	30,92	270884,05	51467,97
300	63,34	30,29	265354,09	50417,28

* Calcul des frais d'investissements :

1°) Frais de fourniture et pose (FFp) :

D(mm)	Prix de la conduite par ml (D.A)	Longueur de la Conduite (m)	FFp (DA)	(FFp) A. (DA)
200	620	500	310.000,00	27.536,37
250	750	"	375.000,00	33.310,13
300	910	"	455.000,00	40.416,29

2°) Frais d'équipement électromécanique [Fee]

D(mm)	HMT (m)	Prix de l/s par Hl de HMT	Fec (DA)	(Fec) A (DA)
200	69,44	400	270.816,00	24.055,77
250	64,66	"	252.174,00	22.399,86
300	63,34	"	247.026,00	21.942,58

3°) Bilan des coûts totaux :

D(mm)	Fex (DA)	FFp A (DA)	(Fec) A (DA)	TOTAL (DA)
200	55.272,75	27.536,37	24.055,77	106.864,89
250	51.467,97	33.310,13	22.399,86	107.177,96
300	50.417,28	40.416,29	21.942,58	112.776,15

De ce dernier tableau il ressort que le diamètre économique est celui du ϕ 200 mm.

b) Trançon F3 - BA :

Adduction par refoulement du forage E°3 vers la bêche d'accumulation.

Données de base : Q = 25 l/s = 0,025 m³/s
 ND = -57 m
 L = 450 m
 HG = 80,5 m
 D = (158 , 237) mm

* Calcul des EEP :

D(mm)	V (m/s)	ε/Dh	Re 10 ⁵	Régime	f	ΔHL(m)	EEP(m)
100	3,18	0,010	3,18	Vitesse	Trop import.		
150	1,41	0,0067	2,12	"	0,03368	11,77	92,27
200	0,80	0,0050	1,59	Transit	0,03158	2,67	83,17
250	0,51	0,0040	1,27	"	0,02986	0,82	81,32

* Calcul des frais d'exploitation : (Fex)

D(mm)	EEP(m)	I (KW)	E = P24.365 (KWH/AN)	Fex (D.A)
150	92,27	28,99	247789,93	47.080,09
200	83,17	25,50	223352,00	42.436,88
250	81,32	24,93	218383,84	41.492,93

* Calcul des frais d'investissements :

--Frais de fourniture et pose Ffp:

D(mm)	Prix dual (DA)	Longueur (m)	Ffp (D.A)	(Ffp) A (D.A)
150	450	450	207000,00	18.387,19
200	620	"	279000,00	24.782,73
250	750	"	337500,00	29.979,11

Frais d'équipement électromécanique: Fec

D(mm)	EEP (m)	Prix du kgEEP (DA)	Fec (D.A)	(Fec) A (DA)
150	92,27	100	230.675,00	20.490,17
200	83,17	"	207.925,00	18.649,35
250	81,32	"	203.300,00	18.058,53

Bilan des coûts totaux :

D(mm)	Fex (DA)	(Ffp) A (DA)	(Fec) A (DA)	TOTAL (DA)
150	47.080,09	18.387,19	20.490,17	85.957,45
200	42.436,88	24.782,73	18.649,35	85.868,96
250	41.492,93	29.979,11	18.058,53	89.530,57

Il en, découle que le diamètre économique est φ 200 mm.

c) Tranche F2 - BA :

Adduction par refoulement, du forage N°2 vers la bache d'accumulation.

Données de base : $Q = 33 \text{ l/s} = 0,033 \text{ m}^3/\text{s}$

ND = - 60m

L = 1550 m

NG = 89,50 m

D = (181 , 272) mm

* Calcul des HMT :

D(mm)	V(m/s)	ξ/Dh	Re. 10	Régime	F	ΔH_t (m)	HMT 'm'
150	1,87	0,0067	2,80		0,03868	71,33	160,83
200	1,05	0,0050	2,10	3"	0,03082	15,43	104,93
250	0,67	0,0040	1,68	Transition	0,02965	4,84	94,34
300	0,47	0,0033	1,40	"	0,02839	1,90	91,40

- Calcul des frais d'exploitations (Fex)

D(mm)	HMT (m)	P (kw)	$E = P \cdot 24 \cdot 365$ (kwh/an)	Fex (D.A)
150	160,83	65,08	570117,18	108.322,26
200	104,93	42,46	371960,43	70.672,48
250	94,34	38,18	334420,54	63.539,90
300	91,40	36,99	323998,7	61.559,75

- Calcul des frais d'investissements

* Calcul des frais de fourniture et pose (Ffp)

D(mm)	Prix du ml (DA)	Longueur	Ffp (DA)	(Ffp) A (D.A)
150	460	1550	713.000,00	63.333,65
200	620	"	961.000,00	85.362,75
250	750	"	1.162.500,00	103.261,39
300	910	"	1.410.500,00	125.290,48

* calcul des frais d'équipements électromécaniques (Fec)

D(mm)	HMT (m)	Prix du ml de HMT (DA)	Fec (DA)	(Fec) A (DA)
150	160,83	100	530.739,00	47.143,95
200	104,93	"	346.269,00	30.758,04
250	94,34	"	311.322,00	27.653,80
300	91,40	"	301.620,00	26.792,00

- Bilan des coûts totaux :

D(mm)	Fex (D.A)	Ffp A (DA)	(Fec) A (D.A)	TOTAL
150	108.322,26	63.333,65	47.143,95	218.799,86
200	70.672,48	85.362,75	30.758,04	186.793,27
250	63.539,90	103.261,39	27.653,80	194.455,09
300	61.559,75	125.290,48	26.792,00	213.642,23

De ce dernier tableau il ressort que le diamètre économique est le ϕ 200 mm

d) Trançon F1 - BR

Adduction par refoulement du forage N°1 vers la bêche de reprise.

Données de base :
 $Q = 26 \text{ l/s} = 0,026 \text{ m}^3/\text{s}$
 $FD = - 55 \text{ m}$
 $L = 150 \text{ m}$
 $H_g = 68,5 \text{ m}$
 $D = (161 ; 242) \text{ mm}$

Calcul des HMT :

D(mm)	V.m/s	ξ/Dh	Re 10^5	Régime	F	Δh (m)	HMT(m)
100	3,31	0,0100	3,31	la Vit. est trop importante			
150	1,47	0,0067	2,21	"	0,03368	4,27	72,77
200	0,83	0,0050	1,66	Transition	0,03156	0,96	69,46
250	0,53	0,0040	1,32	"	0,02983	0,29	68,79

Calcul des frais d'exploitation (Fex)

D(mm)	HMT (m)	P (kw)	$H \cdot P \cdot 24 \cdot 365$ (kwh)(mm)	Fex (D.A)
150	72,77	23,20	203.239,84	38.615,57
200	69,46	22,15	193.995,32	36.859,11
250	68,79	21,93	192.124,07	36.503,57

Calcul des frais d'investissements

D(mm)	Prix du ml DA	Longueur, m	Ffp (DA)	(Ffp) . A (DA)
150	460	150 m	69.000,00	6.129,06
200	620	"	93.000,00	8.260,91
250	750	"	112.500,00	9.993,04

Calcul des frais d'équipements électromécaniques (Fec)

D(mm)	HMT (m)	Prix du ml de HMT (DA)	Fec (DA)	(Fec) . A (DA)
150	72,77	100	189202,00	16.806,25
200	69,46	"	1805996,00	16.041,80
250	68,79	"	178854,00	15.887,06

Bilan des coûts totaux

D(mm)	Fex (DA)	Ffp . A (DA)	Fec . A (DA)	TOTAL (D.A)
150	38.615,57	6.129,06	16.806,25	61.550,88
200	36.859,11	8.260,91	16.041,80	61.161,82
250	36.503,57	9.993,04	15.887,06	62.383,67

Il en découle que le diamètre économique c'est le \varnothing 200 mm

c) Trançon FS - R2

Adduction par refoulement du forage SOHAMRACH vers le réservoir projeté semi-enterré R2 (2 X 1500 M³).

Données de base :

$$\begin{aligned}
 Q &= 12 \text{ L/s} = 0,012 \text{ m}^3/\text{s} \\
 HS &= -20 \text{ m} \\
 L &= 1220 \text{ m} \\
 Hg &= 102,50 \text{ m} \\
 D &= (110 ; 125) \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Calcul des HMT

D(mm)	V _m (s)	ξ/Dh	$R \cdot 10^5$	Régime	F	Δh (m)	HMT (m)
50	5,11	0,0200	3,06	Rugueuse	0,04929	Vit. Trop grande	
100	1,53	0,0100	1,53	"	0,03844	64,35	166,85
150	0,68	0,0067	1,02	Transit	0,03463	7,63	110,13
200	0,38	0,0050	0,76	"	0,03221	1,63	104,16

Calcul des frais d'exploitation

D(mm)	HMT (m)	P (kw)	$E = P \cdot 24 \cdot 365$ (kwh/an)	F _{ex} (D.A)
100	166,85	24,55	215075,32	40864,31
150	110,13	16,21	141961,31	26972,65
200	104,16	15,33	134265,78	25510,50

Calcul des frais d'investissements
calcul des frais de pose et fourniture (F_{fp})

D(mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	F _{fp} (DA)	(F _{fp}) _A (D.A)
100	310	1220	378200,00	33.594,37
150	460	"	561200,00	49.489,71
200	620	"	756400,00	67.188,74

Calcul des frais d'équipements électromécaniques (F_{ec})

D(mm)	HMT (m)	Prix du ml de HMT (DA)	F _{ec} (DA)	(F _{ec}) _A (DA)
100	166,85	100	200.220,00	17.784,94
150	110,13	"	132.156,00	11.739,02
200	104,16	"	124.992,00	11.102,66

Bilan des coûts totaux .

D(mm)	F _{ex} (DA)	F _{fp} ·A (DA)	F _{ec} ·A (DA)	TOTAL (DA)
100	40.864,31	33.594,37	17.784,94	92.243,62
150	26.972,65	49.849,71	11.739,02	88.561,38
200	25.510,50	67.188,74	11.102,66	103.801,90

De ce dernier tableau, il en ressort que le diamètre économique est ϕ 150 mm.

f) Trançon D.R - R2
 Adduction pour refoulement de la bache de repose vers le réservoir projeté R2
 (2X1500 m³).

Données de base :
 Q = 123 l/s = 0,123 m³/s
 L = 1076 m
 Hg = 61 + 30 m
 D = (351 - 526) mm

Calcul des HMT :

D(mm)	V. m/s	f/dh	Re 10 ⁶	Régime	F	Δh _f (m)	HMT(m)
300	1,74	0,0033		Vitesse trop grande on ne tient pas cpte de ce φ			
350	1,28	0,0029	5,11	Rugueux	0,02620	7,74	69,04
400	0,98	0,0025	3,92	Transition	0,02578	3,90	65,20
500	0,63	0,0020	3,13	"	0,02448	1,23	62,53

Calcul des frais d'exploitations (Fex)

D(mm)	HMT (m)	I. (kw)	E=P.24.365 (Kwh/an)	Fex (DA)
350 350	69,04	104,43	917482,84	174.321,74
400	65,20	98,34	866746,46	164.681,83
500	62,53	94,32	831468,82	157.979,08

Calcul des frais d'investissements

Calcul des frais de fournitures et pose (Ffp)

D(mm)	prix du ml (DA)	Longueur	Ffp (D.A)	(Ffp) A. (DA)
350	1100	1076	1.183.600,00	105.135,64
400	1320	"	1.420.320,00	126.162,76
500	1515	"	1.630.140,00	144.800,45

Calcul des frais d'équipements électromécaniques (Fee)

D(mm)	HMT (m)	Prix du ml de Hmt (DA)	Fee (D.A)	(Fee) A (D.A)
350	69,44	100	854.112,00	75.868,21
400	65,60	"	806.880,00	71.672,73
500	62,93	"	774.039,00	68.755,56

Bilan des coûts totaux :

D(mm)	Fex (DA)	Ffp.A (DA)	Fee.A (DA)	TOTAL (D.A)
350	174.321,74	105.135,64	75.868,21	355.325,59
400	164.681,83	126.162,76	71.672,73	362.517,32
500	157.979,08	144.800,45	68.755,56	371.535,09

il est déduit de ce dernier tableau que le diamètre économique est le φ 350 mm

g) Traçon BA - BR /

Adduction gravitaire reliant la bêche d'accumulation à celle de reprise.
 Dans ce cas on utilise les deux méthodes précédentes :

Avec : $Q = 97 \text{ m}^3/\text{s} = 0,097 \text{ m}^3/\text{s}$
 $L = 4800 \text{ m}$

-Perte de charges : $\Delta H = 557 + 0,2 - 521 = 36,2 \text{ m}$

-Gradient de perte de charges : $J = \frac{H}{L} = \frac{36,2}{4800} = 0,0075417$

Détermination du diamètre par :

1°) Méthode graphique :

D'après la méthode sur la longueur fluïdo-dynamique et en fonction des valeurs suivantes : $Q = 1,12 \text{ m}^3/\text{s}$; $\xi = 0,001 \text{ m}$ et à l'aide de l'abaque "8a" on trouve la longueur fluïdo-dynamique : $\Lambda = 0,20 \text{ m}$.

Le paramètre de forme $\xi = H/d = 1$ à l'abaque "9" nous donne les paramètres adimensionnels suivants : $DC = 1,539$, $4/\rho_0 = 0,835$, $D_{ho} = 1,539$

Nombre de REYNOLDS : $Rr = \frac{4 \cdot Q}{\rho_0 \cdot \Lambda \cdot v} = 4,05 \cdot 10^5$

Rugosité hypothétique : $\frac{\xi}{dh} = \frac{\xi}{\Lambda \cdot d_{ho}} = 0,0032$

D'après le diagramme de Moody, et à l'aide de ces dernières valeurs, on trouve que le régime est turbulent rugueux.

Or : $\Lambda = \frac{D}{D_0} \Rightarrow D = \Lambda \cdot D_0 = 350 \text{ mm}$

2°) Méthode classique :

On se fixe une vitesse d'écoulement égale à l'unité (m/s), et on obtient le ϕ .

$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,097}{3,14 \cdot 1}} = 351,43 \text{ mm}$

En prenant un diamètre normalisé :

$D = 350 \text{ mm}$, On recalcule la vitesse réelle de l'écoulement.

$v = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,097}{3,14 \cdot (0,35)^2} = 1,00 \text{ m/s}$

Frais de fournitures et de pose (Ffp) :

Prise du mètre linéaire : 1100 DA/ml

$Ffp = 1100 \cdot 4800 = 5280000 \text{ DA}$

Les investissements sont estimés à : (ffp). $\Lambda = 469006,56 \text{ DA}$

Pour calculer les dépenses nécessaires de la variante A,

Il est indispensable de prendre compte des frais du Génie-civil qui sont estimés à :

- 2 Réservoirs de 1500 m3 chacun : $2 \cdot 2 \cdot 10^6 \text{ DA}$
- 2 réservoir de 1000 m3 chacun : $2 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \text{ DA}$
- 1 bêche d'accumulation de 500 m3 : 900.000 D.A
- 1 bêche de reprise de 200 m^3 : 300.000 D.A
- Pompe et station de pompage : $1 \cdot 6 \cdot 10^6 \text{ D.A}$

Globalement, les frais de génie civil reviennent à : $10,3 \cdot 10^6 \text{ DA}$

Les frais du génie civil actualisés (F.G.C) $\Lambda = 91\,49\,18,10 \text{ DA}$

Les frais de la variante "A" sont comme suit

Traçons	Diamètre économiques (m)	Fex + (Ffp + Fgc) Λ DA
F5 - RM	200	325.669,59
F7 - RM	200	224.007,91
RM - R1	350	403.247,93
F4 - BA	200	106.864,89
F3 - BA	200	85.588,96
F2 - BA	200	186.793,27
F1 - BR	200	51.161,82
RS - R2	150	88.561,38
BR - R2	350	355.325,56
BA - BR	350	469.006,56
TOTAL =		2.306.327,87
(F.G.C) Λ .		914.918,10
TOTAL GENERAL =		3.221.245,97

V - 1 -2 Variante B

Partie I

a) Tronçon F5 - DA

Adduction par refoulement du forage N°5 vers la tâche d'accumulation projetée de 600 m³.

Données de base : $Q = 34 \text{ l/s} = 0,034 \text{ m}^3/\text{s}$
 $ND = -69 \text{ m}$
 $L = 2600 \text{ m}$
 $H_g = 70,5 \text{ m}$
 $D = (184, 277) \text{ mm}$

Calcul des HMT :

D(mm)	V.m/s	$\frac{E}{Dh}$	$Re \cdot 10^5$	Régime	F	ΔH_f (m)	HMT (m)
150	1,92	0,0067	2,80	Turbulence	0,03368	126,13	196,63
200	1,08	0,0050	2,16	"	0,03082	27,39	97,89
250	0,69	0,0040	1,73	Transit	0,02963	8,60	79,10
300	0,48	0,0033	1,44	"	0,02837	3,32	73,82

Calcul des frais d'exploitation (Fex)

D(mm)	HMT (m)	P (kw)	$E = P \cdot 24 \cdot 365$ (kwh/ann)	Fex (DA)
150	196,63	81,98	718144,77	136.447,45
200	97,89	40,81	357520,03	67.928,80
250	79,10	32,98	288894,00	54889,86
300	73,82	30,78	269610,05	51.225,91

Calcul des frais d'investissements

Calcul des frais de fournitures et pose (FFp)

D(mm)	Prix ml (DA)	Longueur	FFp (DA)	(FFp) A (DA)
150	460	2600	11.960,00	106.237,09
200	620	"	16.120,00	143.189,12
250	750	"	19.500,00	173.212,65
300	910	"	23.660,00	210.164,68

Frais d'équipements électromécaniques (Fee)

D(mm)	HMT (m)	Prix du ml de HMT(DA)	Fee (DA)	(Fee) A (DA)
150	196,63	100	6.685,42	59.384,58
200	97,89	"	3.328,26	29.563,94
250	79,10	"	2.689,40	23.889,13
300	73,82	"	2.509,88	22.294,51

Bilan des coûts totaux :

D (mm)	Fex (DA)	(FFp) A (DA)	(Fee) A (DA)	Total (DA)
150	136.447,45	106.237,09	59.384,58	302.069,12
200	67.928,80	143.189,12	29.563,94	240.681,86
250	54.889,86	173.212,65	23.889,13	251.991,64
300	51.225,91	210.164,68	22.294,51	283.685,10

Il en découle que le diamètre économique est le ϕ 200 mm.

b) Tranchon F4 - BA

Adduction par refoulement du forage N° 4 et la bache d'accumulation

Données de base : $Q = 39 \text{ l/s} = 0,039 \text{ m}^3/\text{s}$

ND = - 60m

L = 1800 m

Hg = 89,5 m

D = (197 , 296) mm.

Calcul des H M T

D (mm)	V. (m/s)	ξ/Dh	Re 10 ⁵	Régime	F	Dht (m)	HMT (m)
150	2,21	0,0067	3,31	La vitesse est trop importante			
200	1,24	0,0050	2,48	Turbulent	0,03082	25,00	114,50
250	0,79	0,0040	1,99	Transition	0,02955	7,78	97,28
300	0,55	0,0033	1,66	"	0,02826	3,01	92,51

Calcul des frais d'exploitation

D (mm)	HMT (m)	P (kw)	E (kwh/an)	Fex (D.A)
200	114,50	54,76	479.681,78	91.139,54
250	97,28	46,52	407.540,99	77.432,79
300	92,51	44,24	387.557,74	73.635,97

Calcul des frais de fourniture et pose (Ffp)

D (mm)	Prix du ml	Longueur	Ffp (DA)	(Ffp) .A 'DA'
200	320	1800	11.160,00	99.130,93
250	750	"	13.500,00	119.916,45
300	910	"	16.380,00	145.498,63

frais d'équip electro [Fee]

D (mm)	HMT (m)	Fee (D.A)	(Fee) .A (D.A)
200	114,50	446550	39.665,70
250	97,28	3793992	33.700,25
300	92,51	360789	32.047,80

Bilan des coûts totaux :

D (mm)	Fex (DA)	A.Ffp (DA)	A.(Fee)	Total
200	91.139,54	99.130,93	39.665,70	229.936,17
250	77.432,79	119.916,45	33.700,25	231.049,49
300	73.635,97	145.498,63	32.047,80	251.182,40

Il ressort que le diamètre économique est à ϕ 200 mm.

c) Tranchon **F3** - BA /

Adduction par refoulement du forage N° vers la bache d'accumulation.

Données :

$Q = 32 \text{ l/s} = 0,032 \text{ m}^3/\text{s}$

ND = -38 m

L = 800 m

Hg = 97,5 m

D = (197 , 296)mm

Calcul des HMT

D (mm)	V. m/s	ξ/Dh	Re 10 ⁵	Régime	F	Dht (m)	HMT (m)
150	1,81	0,0067	2,72	Rugueux	0,03368	34,49	131,99
200	1,02	0,0050	2,04	"	0,03082	7,52	105,02
250	0,65	0,0040	1,63	Transit	0,02967	2,35	99,85
300	0,45	0,0033	1,36	Vitesse trop petite			

Calcul des frais d'exploitation (Fex)

D(mm)	HMT (m)	P(kw)	E (kwh/an)	Fex (DA)
150	131,99	51,79	453705,59	86.204,06
200	105,02	41,21	360998,27	68.589,67
250	99,85	39,18	343226,79	65.213,09

Calcul des frais d'investissements

D(mm)	Irix du ml (DA)	Longueur...	Ffp(DA)	(Ffp) A (DA)
150	460	800	368000	32.688,34
200	620	"	496000	44.058,19
250	750	"	600000	53.296,20

D(mm)	HMT (m)	Fee (D.A)	(Fee) A (D.A)
150	131,99	422368	37.517,68
200	105,02	336064	29.851,58
250	99,85	319520	28.382,00

D(mm)	Fex (DA)	Ffp A (DA)	(Fee) A (DA)	TOTAL (DA)
150	86.204,06	32.688,34	37.517,68	156.410,08
200	68.589,67	44.058,19	29.851,58	142.499,44
250	65.213,09	53.296,20	28.382,00	146.891,29

Il en résulte que le diamètre économique est le ϕ 200 mm.

D) Trançon RA - Ra

Adduction par refoulement de la bêche d'accumulation (600m³) vers l'ancien réservoir de MERELLA.

Données : $Q = 105 \text{ l/s} = 0,105 \text{ m}^3/\text{s}$
 $L = 800 \text{ m}$
 $H_g = 54,3 \text{ m}$
 $D = (324, 400) \text{ mm}$

Calcul des HMT

D(mm)	V. m/s	E/dh	Re 10^5	Mémoire	F	HMT(m)	HMT(m)
300	1,49	0,0933	4,46	lit pour	0,02735	2,50	63,80
350	1,09	0,0629	3,02	"	0,0232	2,17	58,47
400	0,84	0,0425	2,34	lit pour	0,0255	2,14	56,44
500	0,53	0,027	1,7	"	0,0254	2,04	54,95

Frais d'exploitation

D(mm)	HMT (m)	P (kw)	E (kwh/100)	Fex (D.A)
300	63,80	32,15	712,803,23	136.724,60
350	58,47	25,20	652.485,21	125.302,30
400	56,44	22,37	636.592,44	120.951,92
500	54,95	20,75	619.783,33	117.758,90

Frais d'investissements

D(mm)	Prix du ml (da)	Longueur (m)	Ffp (DA)	(Ffp) . A (DA)
300	910	800	7.280,00	64.666,00
350	1100	"	8.800,00	78.167,76
400	1320	"	10.500,00	93.801,31
500	1515	"	12.210,00	107.658,32

D(mm)	HMT(m)	Fex (D.A)	(Fex) . A (DA)
300	63,80	136.724,60	59.505,21
350	58,47	125.302,30	54.534,00
400	56,44	120.951,92	52.540,66
500	54,95	117.758,90	51.250,93

Bilan des coûts totaux

D(mm)	Fex (DA)	(Ffp)A (DA)	(Fex)A (DA)	TOTAL (D.A)
300	136.724,60	64.666,00	59.505,21	260.895,87
350	125.302,30	78.167,76	54.534,00	258.004,06
400	120.951,92	93.801,31	52.540,66	267.393,93
500	117.758,90	107.658,32	51.250,93	276.668,18

Il en résulte que le diamètre économique est le ϕ 350 mm.

e) Trançon RA - R1

Adduction gravitaire reliant le réservoir de MERELLA à celui de (R1) (2x1000m³).

Données : $Q = 130,05 \text{ l/s} = 0,13005 \text{ m}^3/\text{s}$
 $L = 4127 \text{ m}$

Par la même méthode (fluïdo-dynamique), nous trouvons que le diamètre de cette conduite est égale à : $D = 400 \text{ mm}$ et la Vitesse réelle d'écoulement égale à : $V = 1,03 \text{ m/s}$.

cette vitesse est admissible :

Frais de fourniture et pose .

Le prix du mètre linéaire de la conduite = 1320 DA/ml

Ffp = 1320 x 4127 = 54.476,40 D.A \Rightarrow Frais d'investissements sont égaux à :
 (Ffp) . A = 483.807,52 D.A

Partie II /

Remarque : Les tronçons (F3 - BA) ; (F2 - BA) et (F1 - BR) ont été calculés précédemment et ils n'ont subi aucun changement, c'est pourquoi ont écrit seulement la ligne du diamètre économique et ses frais d'investissements et d'exploitation.

Tronçon	Ø économique (mm)	Fox (DA)	(FFp) . A (DA)	Foc) . A (DA)	TOTAL
F3 - BA	200	42.436,88	24.782,73	18.469,35	85.688,96
F2 - BA	200	70.672,48	85.362,75	30.758,04	186.793,27
F1 - BR	200	36.859,11	8.260,91	16.041,80	61.161,82

d) Tronçon FS - BR /

Adduction par refoulement du forage (FS) vers la bache de reprise.

Données de base : $Q = 12 \text{ l/s} = 0,012 \text{ m}^3/\text{s}$

ND = - 20 m

L = 1400 m

Hg = 43,5 m

D = (110 - 164) mm

Calcul des HMT

D (mm)	V. m/s	ξ/Dh	$Re \cdot 10^5$	Régime	F	Δh_f (m)	HMT (m)
90	6,11	0,0200		La vitesse est trop grande			
100	1,53	0,0100	1,53		0,03844	73,84	117,34
150	0,68	0,0067	1,02		0,03463	8,76	52,26
200	0,38	0,0050		La Vitesse est trop petite			

Calcul des frais d'exploitation

D (mm)	HMT (m)	F (Lw)	E (kwh/an)	Fox (D. A)
100	117,34	17,27	151.255,2	23.758,50
150	52,26	7,69	67.364,92	12.799,33

Calcul des frais d'investissements

Calcul des frais de fourniture et pose (FFp)

D (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur	FFp (DA)	(FFp) . A (DA)
100	310	1400	4.340,00	38.550,92
150	460	1400	6.440,00	57.204,59

Calcul des frais d'équipements électromécaniques (Foc)

D (mm)	HMT (DA)	Foc (DA)	(Foc) . A (DA)
100	117,34	140808	12.507,55
150	52,26	62712	5.570,52

Bilan des coûts totaux

D (mm)	Fox (DA)	(FFp) . A (DA)	(Foc) . A (DA)	TOTAL (DA)
100	28.738,50	38.550,92	12.507,55	79.796,97
150	12.799,33	57.204,59	5.570,52	75.574,44

Il en découle que le diamètre économique est le ϕ 150 mm

Tronçon Br - R2 : Adduction par refoulement de la bache de reprise vers le réservoir projeté (R2)

Données de base : $Q = 96 \text{ l/s} = 0,096 \text{ m}^3/\text{s}$ - L = 1076 m - Hg = 61,3 m

D = (310 ; 465) mm

CALCUL DES HMT

D(mm)	V(m/s)	ξ/DH	$Re \cdot 10^5$	Regime F	ΔH_e (m)	HMT(m)
300	1,36	0,0033	4,08	Rigueux 0,02736	10,64	71,94
350	1,00	0,0029	3,49	Transition 0,02674	4,82	66,12
400	0,76	0,0025	3,06	" 0,02589	2,36	63,66
500	0,49	0,0020	2,44	La Vitesse est Petite		

- CALCUL DES FRAIS D'EXPLOITATIONS (F_{ex})

D(mm)	HMT(m)	P(kw)	E (KWH/AN)	FEX (DA)
300	71,94	84,69	741864,8	140954,30
350	66,12	77,84	681847,48	129551,00
400	63,66	74,94	656479,20	124731,00

- CALCUL DES FRAIS D'INVESTISSEMENTSCalcul des Frais de Fourniture et Pose (F_{fp})

D(mm)	Prix Unitaire DA	Longueur (m)	F _{fp} (DA)	F _{fp.A} (DA)
300	910	1076	979160	86975,85
350	1100	752	1183600	105135,60
400	1320	"	1420320	126162,70

CALCUL DES FRAIS D'EQUIPEMENTS ELECTROMECHANIQUE (F_{ee})

D(mm)	HMT(m)	F _{ee} (DA)	F _{ee.A} (DA)
300	71,94	690624	61346,06
350	66,12	634752	56383,12
400	63,66	61136	54285,38

BILAN Des coûts Totaux

D(mm)	F _{ex} (DA)	F _{fp.A} (DA)	F _{ee.A} (DA)	TOTAL
300	140954,30	86975,30	61346,06	289276,21
350	129551,00	105135,60	56383,12	291069,72
400	124731,00	126162,70	54285,38	305179,08

De ce dernier Tableau, il ressort que le diamètre économique est le \varnothing 300 mm

F - Tronçon BA - BR

Adduction par gravité reliant la bêche d'accumulation (500m³) à celle de reprise .

$$\text{Données} = \begin{aligned} Q &= 84 \text{ L/S} = 0,084 \text{ m}^3/\text{S} \\ L &= 4800 \text{ m} \end{aligned}$$

On détermine le diamètre de cette conduite par la méthode classique - En fixant une vitesse d'1 m/S, on calcule le diamètre par:

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,084}{3,14 \cdot 1}} = 327 \text{ mm}$$

En prenant un diamètre normalisé de 350mm, on recalcule la vitesse réelle de l'écoulement :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,084}{3,14(0,35)^2} = 0,837 \text{ M/S}$$

On remarque que cette vitesse est admissible et appartient bien à l'intervalle (0,6 - 1,5) M/S pour cette conduite, les frais de fournitures et de pose constituent les seules dépenses

$$\text{AVEC : } \begin{aligned} D &= 350 \text{ mm} \\ L &= 4800 \text{ m} \end{aligned}$$

- Prix du mètre linéaire : 1100 DA

$$\text{On a : } Ff-p = 1100 \cdot 4800 = 5280.000 \text{ DA}$$

Les frais d'investissements sont évalués à:

$$(Ff-p) \cdot A = 469006,56 \text{ DA}$$

EN CE QUI CONCERNE LES FRAIS DU GENIE Civil, ils sont estimés comme suit:

2 Réservoirs de 1500 m³ chacun 2.2.10 6 DA
 2 Réservoirs de 1000 m³ chacun : 2.1,5.106 DA
 2 Bâches d'accumulation de 500 et 600 m³ 1980 000 DA
 1 Bâche de reprise de 200 m³ 800 000 DA

Pompes et stations de pompage 2.10 6 DA
 au total, ils reviennent à: 11.78.10 6 DA

- Les frais du Genie-Civil actualisés (FG.C).A. SONT:

$$(F.G.C.) \cdot A = 1135209,10 \text{ DA}$$

Finalement, on obtient le coût total de réalisation de la variante (B) qui est le suivant

Trançons	Diamètre économique(m)	Fex+(Ffp+fe:e)A. (DA)
F5-BA	200	240 681,86
F4-BA	200	229 936,44
F7-BA	200	142 499,44
BA-RM	350	258 004,06
RM-R1	400	438 897,52
F3-BA	200	856 88,96
F2-BA	200	186 793,27
F1-BR	200	61 161,82
F5-BR	150	75 574,44
BR-R2	300	289 276,21
BA-BR	350	46 9006,56

Le total :	2522520	,58
(FGC) A :	1135209	,10
TOTAL GÉNÉRAL :	3657729	,68

Tableau Récapitulatif

VARIANTES	TRAIS TOTAUX (DA)
A	3221245,97
B	3657729,68

CONCLUSION:

L'étude des deux variantes précédemment énumérées attribue le choix de notre tracé à la première variante (A) qui est donc la plus économique elle est facile du point de vue technique et réalisation

CALCUL DES EPAISSEURS DES CONDUITES

Après avoir opté pour la meilleure variante économique, ainsi que du diamètre économique de chaque conduite, on calcul leurs épaisseurs qui sont proportionnels à leurs diamètres

Ces derniers sont choisies de façon à ne pas avoir un aplatissement de la conduite durant la depression, d'autre part, il faut que la conduite résiste à la surpression maximale durant le coup de belier, la première contrainte est satisfaite, si l'épaisseur exprimée en (mm) est égale ou supérieure à huit (08) fois le diamètre exprimé en metres (m), la deuxième contrainte ne peut être satisfaite qu'on connaissant le coup de belier, finalement en tenant compte de ces deux contraintes énumérées ci-dessus, on calcul approximativement les épaisseurs des conduites suivantes.

D(mm)	150	200	350
e(mm)	3,5	5,0	6,0

ABOQUE de M. Peter Lamont

abaque donnant l'augmentation de la rugosité d'une conduite
en fonction de son âge.

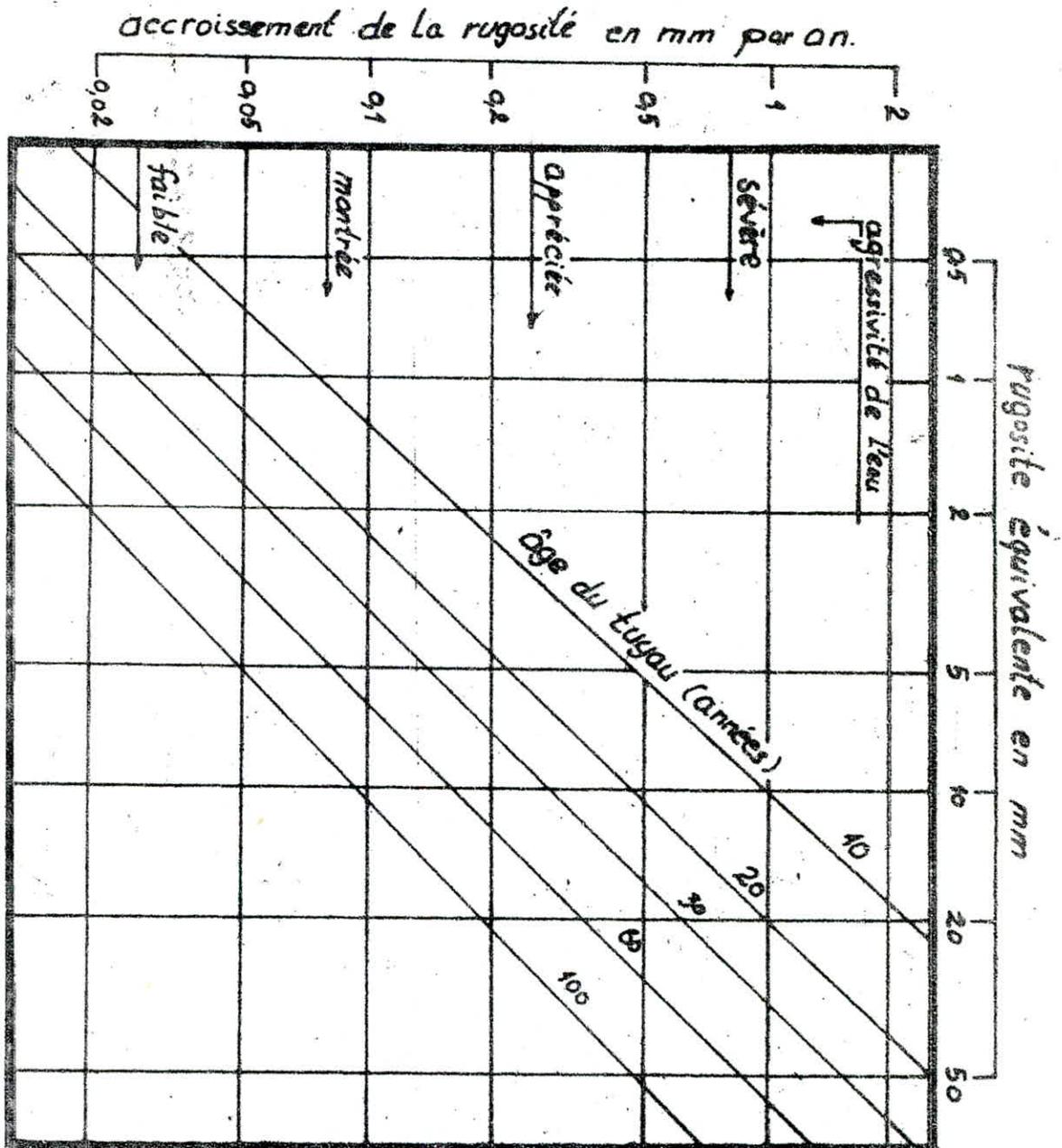


FIG 7

Schema d'adduction Variante A

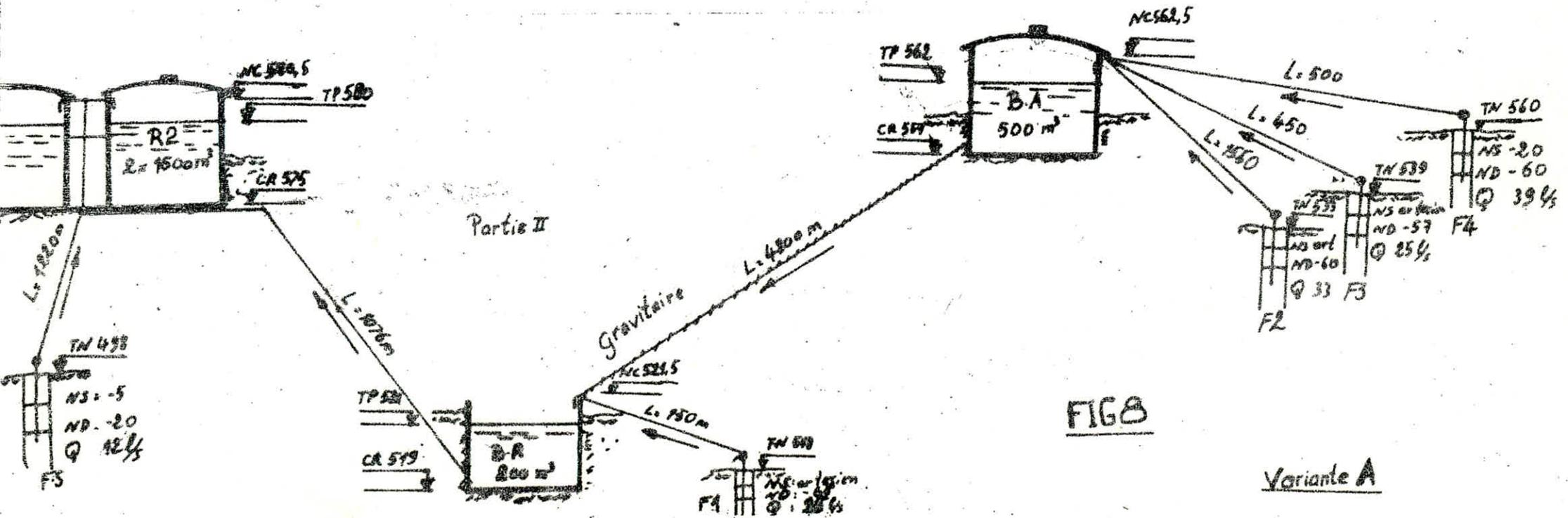
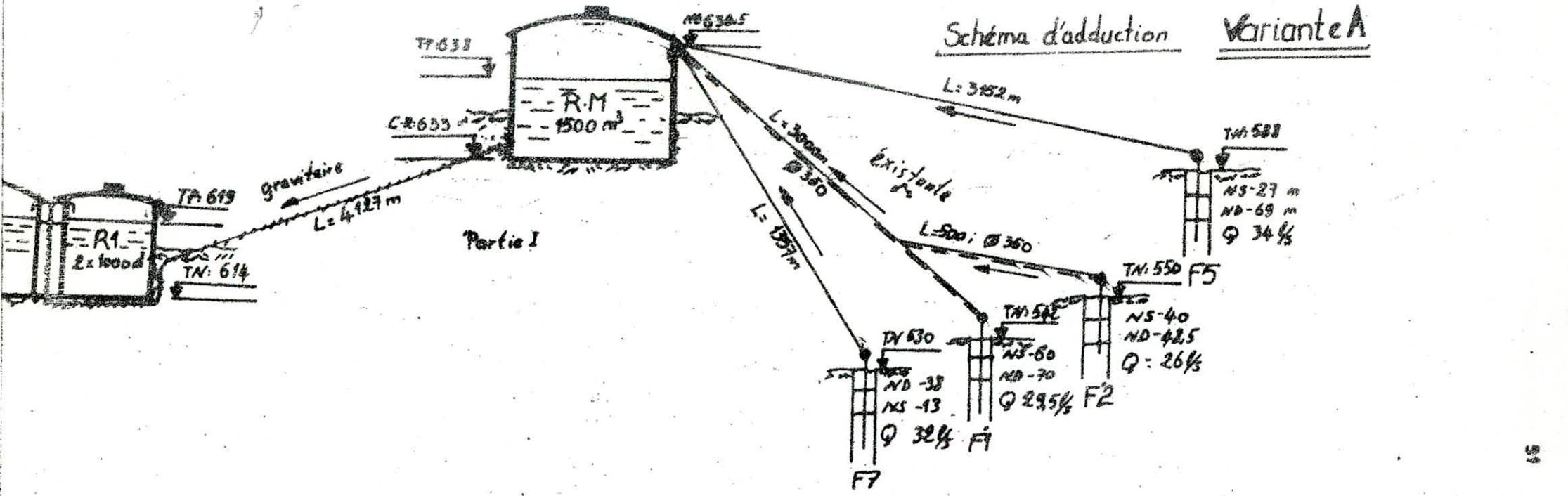


FIG 8

Variante A

Schéma d'adduction Variante B

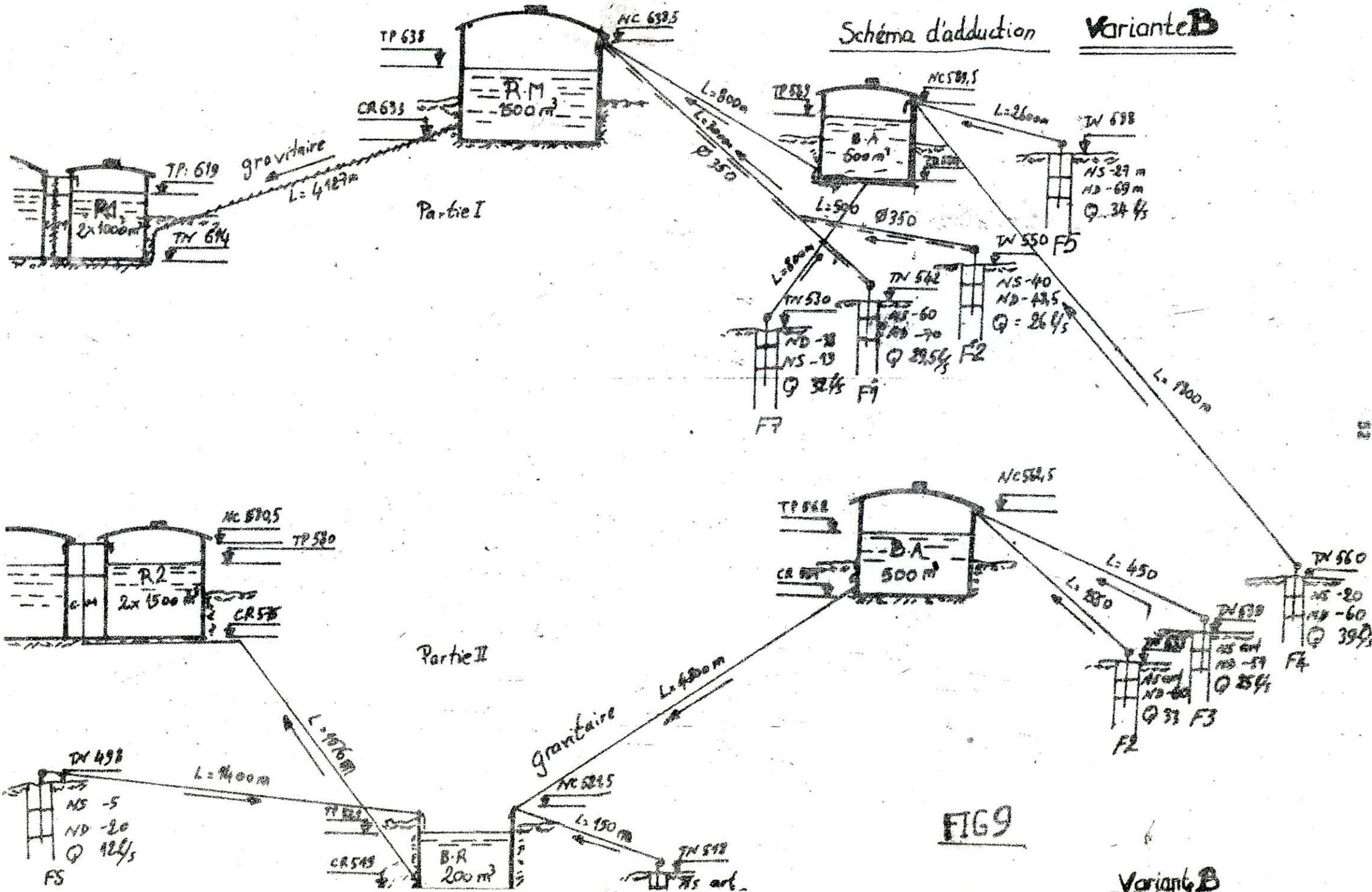


FIG 9

Variante B

46 - Diagramme de Moody

Pour déterminer R_e , voir l'abaque 43 et 45; pour déterminer $\frac{\epsilon}{D}$, voir la table 41 et l'abaque 42.

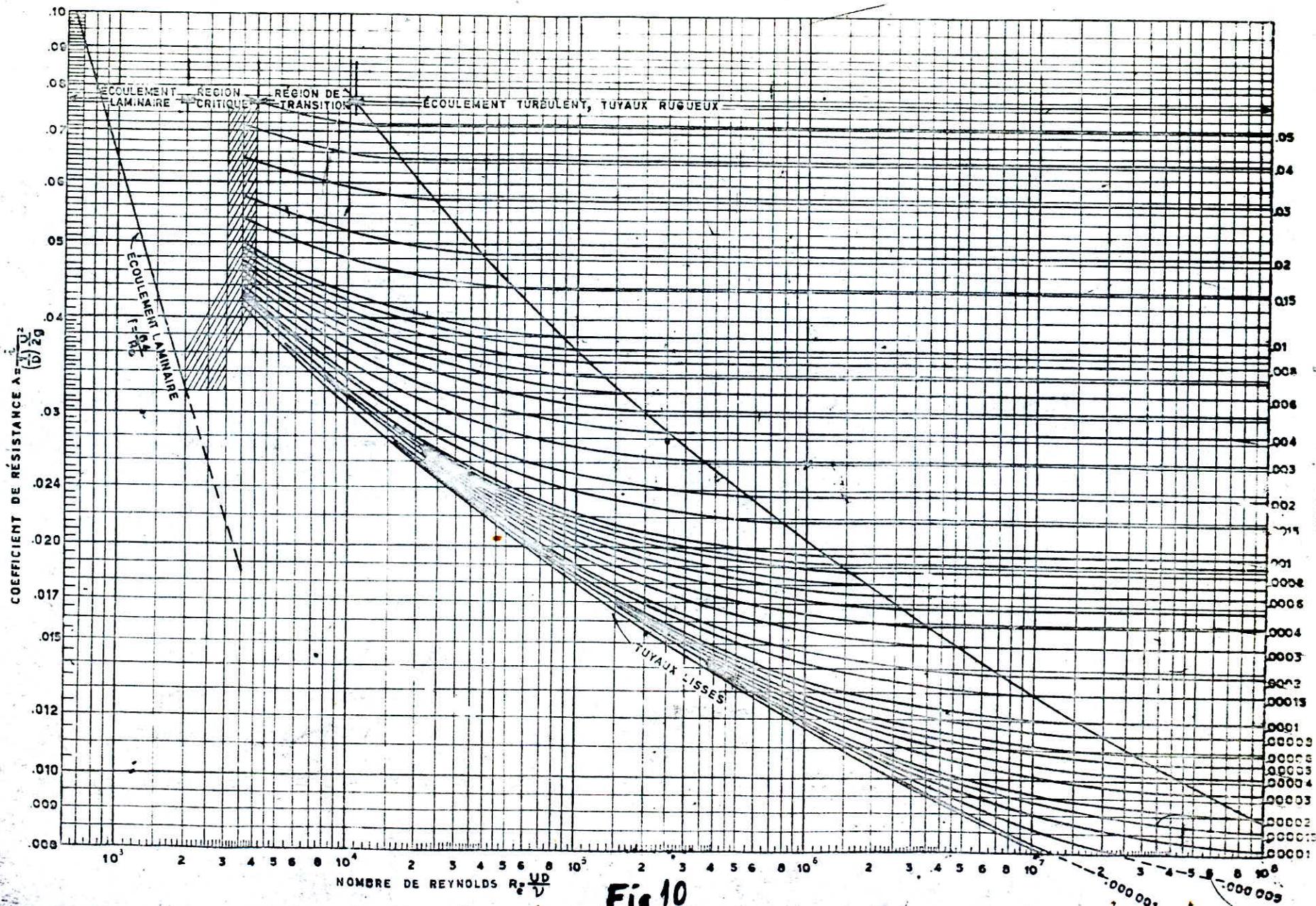


Fig 10

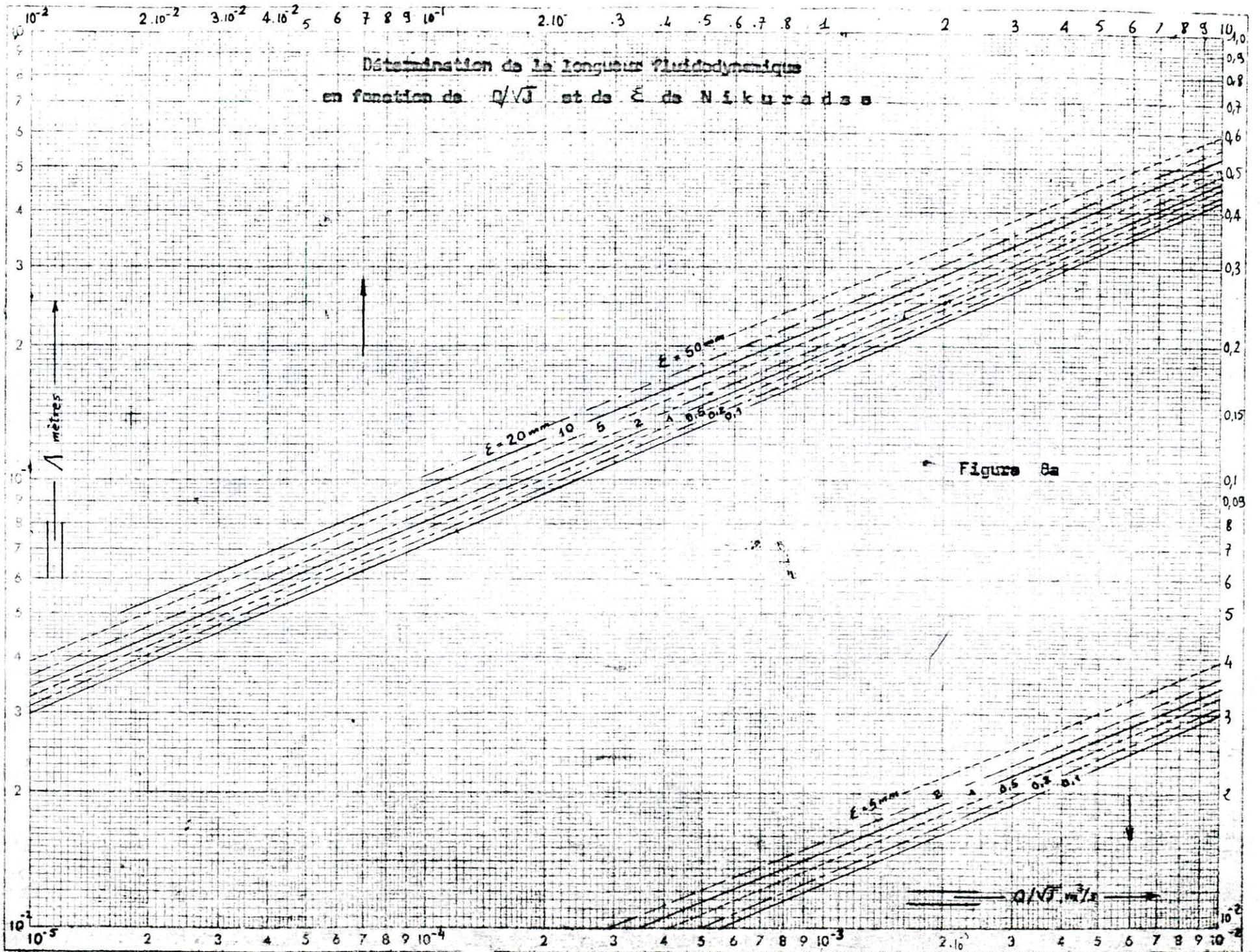


Figure 8a

Fig 11

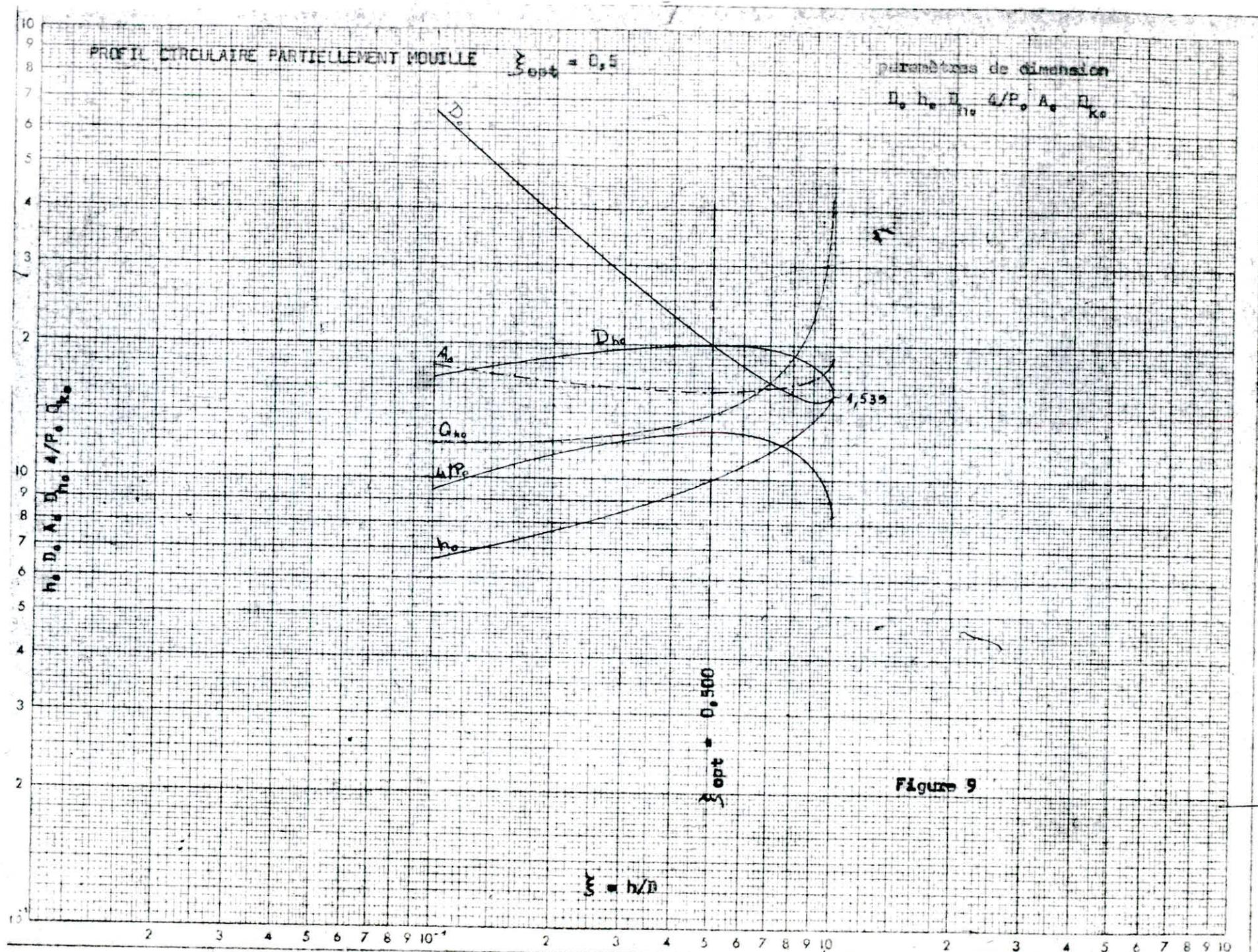


Fig 12

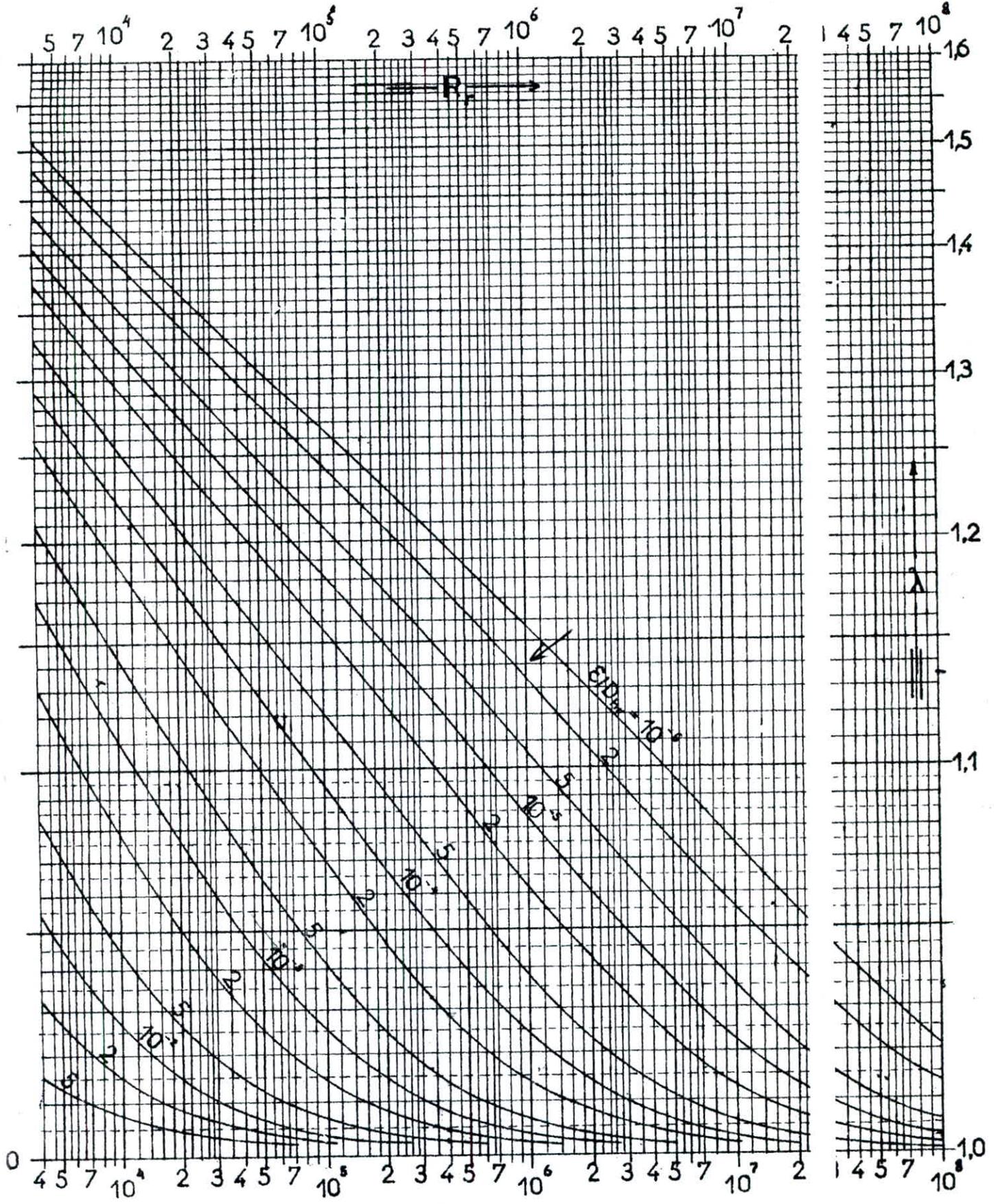


Fig 13

CHAPITRE VI

ETUDE ET CHOIX DES POMPES

Dans ce présent projet, on considère les pompes centrifuges, et cela à cause de leurs développements, qui a été très rapide grâce aux progrès réalisés dans l'emploi de la force motrice électrique. Accouplées aux moteurs électriques, elles constituent des groupes légères, peu encombrantes, peu coûteuses, et d'un très bon rendement. Ces pompes demandent à être établies, rationnellement. Elles sont à axes horizontales ou verticales, monocellulaires ou multicellulaires.

VI - 1

CHOIX DE LA POMPE

Le débit souhaité ainsi que sa hauteur manométrique correspondante sont rapportées sur les courbes caractéristiques des différentes pompes possibles (données par le constructeur).

Ces caractéristiques permettent de choisir le type de pompe convenable en égard aux caractéristiques ou conditions de cavitations. Un grand intérêt est porté, sur le choix d'une pompe susceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximale conduisant au coût le plus faible du mètre cube d'eau à élevé.

VI - 2

POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE

Le point de fonctionnement d'une pompe est donné par l'intersection, de la courbe caractéristique de la pompe $Q = F(H)$ (donnée par le constructeur) et la caractéristique de la conduite $Q = F(\Delta H)$.

VI - 3

CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE

$$H = H_g + \Delta H_t = H_g + 1,15 \Delta H_L = H_g + 1,15 \cdot \frac{F}{D^5} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot L$$

$$H = H_g + 1,15 \cdot 8 \cdot \frac{F \cdot L}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \cdot Q^2 = H_g + r \frac{Q^2}{D^5}$$

où :

r résistance de la conduite :

$$r = 0,095 \cdot L \cdot \frac{F}{D^5} \quad (m^{-5} s^2)$$

L : = longueur de la conduite (m)

D : = Diamètre de la conduite (m).

VI - 4
 CARACTERISTIQUE DE LA POMPE

Dans notre présent projet l'étude des caractéristiques des Pompes repose sur *La méthode suivante*:

Méthode analytique (Homologie des pompes centrifuges)

La présente méthode a été établie par Monsieur "G. LAPRAY" professeur à l'E.N.P.A. C'est une méthode simple et réduite elle consiste à choisir la pompe homologue, à partir de trois points de la pompe initiale (proto-type), connaissant leurs débits, hauteurs et leurs puissances.

THEORIE :

Du livre "mécanique des fluides par Totchi-Todicesku (page 390), la formule générale d'une pompe centrifuge quelconque exprimant les fonctions $H = F_Q(Q)$ où son inverse $Q = F_H(H)$ sont exprimées par :

$$H = a + b \cdot Q - C \cdot Q^2 \dots\dots\dots(1)$$

où a, b et c : sont des constantes caractérisant la pompe considérée.

L'équation (1) peut être résolue par la méthode du Delta (équation du second ordre), d'où on trouve :

$$Q = \frac{\sqrt{b^2 + 4C(a - H)} + b}{2C} \dots\dots\dots(2)$$

DETERMINATION DES CONSTANTES :

A partir de trois couples de valeurs du proto-type :

Q_1, H_1 ; Q_2, H_2 et Q_3, H_3 On tire de (1)

$$H_1 = a + bQ_1 - cQ_1^2 \dots\dots\dots(1a)$$

$$H_2 = a + bQ_2 - cQ_2^2 \dots\dots\dots(1b)$$

$$H_3 = a + bQ_3 - cQ_3^2 \dots\dots\dots(1c)$$

et entre

En éliminant "a" entre les équations (1a) et (1b) et (1b) et (1c) on tire :

$$H_1 - H_2 = b(Q_1 - Q_2) + c(Q_2^2 - Q_1^2) \dots\dots\dots(3 a)$$

$$H_2 - H_3 = b(Q_2 - Q_3) + c(Q_3^2 - Q_2^2) \dots\dots\dots(3 b)$$

$$d'où on tire : b = \frac{H_1 - H_2 + c(Q_1^2 - Q_2^2)}{Q_1 - Q_2} = \frac{H_2 - H_3 + c(Q_2^2 - Q_3^2)}{Q_2 - Q_3}$$

En posant :

$$Q_1 - Q_2 = A_1 ; Q_2 - Q_3 = A_2 ; H_1 - H_2 = B_1 ; H_2 - H_3 = B_2 ;$$

$$Q_1^2 - Q_2^2 = C_1 ; \text{ et } Q_2^2 - Q_3^2 = C_2$$

$$\text{de (4) on tire : } \frac{B_1 + C_1 \cdot c}{A_1} = \frac{B_2 + C_2 \cdot c}{A_2}$$

$$\implies A_2 B_1 + A_2 C_1 \cdot c - A_2^2 c = A_1 B_2 + A_1 C_2 \cdot c - A_1^2 c$$

$$c = \frac{A_1 B_2 - A_2 B_1}{A_2 C_1 - A_1 C_2} \dots\dots\dots(5)$$

$$\text{et } b = \frac{B_1 + C_1 \cdot c}{A_1} = \frac{B_2 + C_2 \cdot c}{A_2} \dots\dots\dots(6)$$

$$\text{De (1) on trouve : } a = H_1 - bQ_1 + cQ_1^2 = H_2 - bQ_2 + cQ_2^2 = H_3 - bQ_3 + cQ_3^2 \dots\dots\dots(7)$$

...../...

Pour trouver la valeur, maximale " H " en décrivant (1) suivant " Q " en l'égalant à zéro on tire la valeur Qh ma conjuguée à Hmax.

$$\frac{dh}{dQ} = b - 2cQ = 0 \quad Q_{hmax} = b/2c \dots\dots\dots 8$$

$$H_{max} = A + \frac{b^2}{4c} \dots\dots\dots 9$$

Pour trouver le maximum du produit Q.H, correspondant à la puissance rendue maximale (Pmax = Qopt. Hopt. W) de la pompe en dérive (QH) suivant "Q" et en égalant à zéro.

$$H = a + bQ - cQ^2$$

$$HQ = A.Q + bQ^2 - cQ^3$$

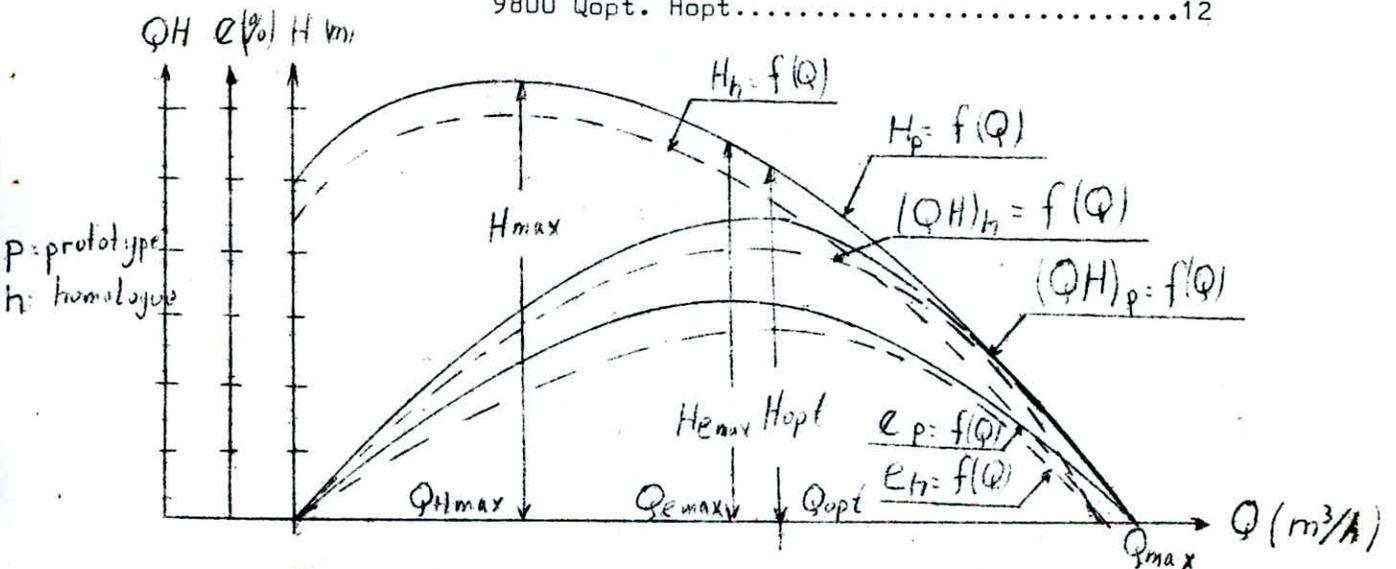
$$\frac{d}{dQ} (HQ) = a + bQ - 3cQ^2 = 0$$

d'ou on trouve : $Q_{opt.} = \frac{2b + \sqrt{4b^2 + 12ac}}{6c} \dots\dots\dots 10$

et : $H_{opt} = a + bQ_{opt} - c.Q_{opt}^2 \dots\dots\dots 11$

dans ce cas la puissance rendue maximale s'exprime par :

$$9800 Q_{opt.} H_{opt.} \dots\dots\dots 12$$



En introduisant les paramètres à dimensionnels pour les pompes homologues on aura :

$$Q^* = \frac{Q}{ND^3} \quad H^* = \frac{H}{N^2 D^2} \quad P = \frac{P}{N^3 D^5}$$

(1) devient : $H^* = \frac{H}{N^2 D^2} = \frac{a}{N^2 D^2} + \frac{b \cdot Q + ND^3}{N^2 D^2} - \frac{cQ^2}{N^2 D^2} \dots\dots\dots 6$

$$H^* = \frac{H}{N^2 D^2} = \frac{a}{N^2 D^2} + b \frac{DQ}{N} - c \cdot D^4 \frac{Q^2}{N^2}$$

en posant : $C^+ = CD^4 \dots\dots\dots (5^+)$

$b^+ = \frac{b \cdot D}{N} \dots\dots\dots (6^+)$

$a^+ = \frac{a}{N^2 D^2} \dots\dots\dots (7^+)$

En introduisant ces valeurs paramétriques énumérées ci dessus on trouve les équations paramétriques suivantes :

$$H_+ = a_+ + b_+ Q_+ - c_+ Q_+^2 \dots\dots\dots(1+)$$

$$Q_+ = \frac{b_+ + \sqrt{b_+^2 + 4c_+ (a_+ - H_+)}}{2 c_+} \dots\dots\dots(2+)$$

DETERMINATION DU RENDEMENT:

Par définition le rendement est le rapport entre la puissance rendue par la puissance absorbée par la pompe :

$$e = \frac{\text{puissance rendue}}{\text{puissance absorbée}} = \frac{P_{abs}}{P_{asb}}$$

L'équation déterminant la puissance absorbée d'un groupe electro-pompe, ayant sa forme :

$$\frac{P_{abs}}{W} = \alpha + \beta Q - \gamma Q^2$$

où (α, β, γ) : sont des constantes.

$$\bar{W} : \rho g = 9800 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{s}^2 \quad (\text{poids spécifique de l'eau})$$

Remarque:

pour la détermination des valeurs (α, β, γ) on utilise les équations (1) (2).....(7) en substituant à la place des H_1, H_2, H_3 les valeurs $P1/\bar{W} ; P2/\bar{W} , P3/\bar{W}$ correspondants.

En posant :

$$Q_{++} = Q/N.D^3 ; \alpha_{++} = \alpha/N^3.D^5 ; \beta_{++} = \beta.N.D^3/N^3.D^5 ; \gamma_{++} = \gamma \frac{N^2.D^6}{N^3.D^5}$$

$$\text{On trouve : } \left(\frac{P_{abs}}{W}\right)_{++} = \frac{P_{asb}}{W.N^3.D^5} = \alpha_{++} + \beta_{++} Q_+ - \gamma_{++} Q_+^2$$

Pour une pompe homologue, ayant son diamètre $D_0 = D_1$ et tournant à $N_0 = N_1$ L'équation devient :

$$P_{abs} = \bar{W} \cdot N^3 \cdot D^5 (\alpha_{++} + \beta_{++} Q_+ - \gamma_{++} Q_+^2) = \frac{\bar{W} \cdot N^3 \cdot D^5 \cdot Q_+ \cdot H_+}{e}$$

et finalement on trouve les quations suivantes nécessaires :

$$H = a+bQ - cQ^2 = H_+ \cdot N^2 \cdot D^2 = a+BQ_+ \cdot N \cdot D^5 - cQ_+^2 \cdot N^2 \cdot D^2 \quad (I)$$

$$\text{d'ou } H_+ = N^{-2} D^{-2} a + b N^{-1} \cdot D \cdot Q_+ - c D^4 \dots\dots\dots(II)$$

où : $a_+ = a N^{-2} D^{-2}$; $b_+ = b N^{-1} D^{-1}$; $c_+ = c D^{-4}$ (III)
 (II) devient $H_+ = a_+ + b_+ Q_+ - c_+ Q_+^2$ (IV)

$$\left(\frac{Pabs}{W}\right)_{++} = \alpha D^{-5} N^{-3} + \beta N D^{-3} N^{-3} D^{-5} Q_+ - \gamma N^2 D^2 N^{-3} N^{-5} Q_+^2 \dots W$$

avec : $\alpha_{++} = \alpha D^{-5} N^{-3}$; $\beta_{++} = \beta N^{-2} D^{-5}$, $\gamma_{++} = \gamma N^{-2} D$ (VII)

VII devient : $\left(\frac{Pabs}{W}\right)_{++} = \alpha_{++} + \beta_{++} Q_+ - \gamma_{++} Q_+^2$ (VIII)

$$e = \frac{QH}{(Pabs/W)} = \frac{N^3 D^3 Q_+ H_+}{(Pabs/W)_{++} + N^3 D^3} = \frac{Q_+ H_+}{(Pabs/W)_{++} + \alpha_{++} + \beta_{++} Q_+ - \gamma_{++} Q_+^2} \quad (IX)$$

$$e = \frac{a_+ Q_+ + b_+ Q_+^2 - c_+ Q_+^3}{\alpha_{++} + \beta_{++} Q_+ - \gamma_{++} Q_+^2} = \frac{U}{V} \quad (X)$$

Pour trouver la valeur du rendement maximum, on dérivant (X) suivant (Q_+) et en l'égalant à zéro.

On trouve la valeur de (Q_+) correspondant à E_{max}

$$e = \frac{U}{V} \implies \frac{de}{dQ_+} = \frac{U'V - V'U}{V^2} = 0 \implies Q_+ = \left(\frac{c}{T} \frac{E}{r}\right)$$

$$E_{max} = e(Q_+) = e\left(\frac{c}{T} \frac{E}{r}\right)$$

Le débit du point d'intersection de la caractéristique de la conduite et celle de l'homologue est calculé par :

$$a + bQ - cQ^2 = Hg + rQ^2 \implies Q = \frac{b + \sqrt{(b^2 - 4(r+c)(Hg - a))}}{2(r+c)}$$

où r = résistance de la conduite .

VI - 5

CHOIX DE LA VARIABLE

Pratiquement , et à cause des pompes normalisées il est rarement que les deux caractéristiques énumérées ci-dessus, passent par le point de fonctionnement souhaité (p) ; En vue d'obtenir ce point, des modifications, dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement peuvent être apportées à la pompe initiale. A cet effet, on procède à une comparaison entre quatre types de solutions.

1°) garder le point de fonctionnement (P') telqu'il est donné. Dans ce cas le débit relevé sera supérieur à celui souhaité et le temps de pompage sera réduit.

2°) Accepté la caractéristique de la pompe et vanner sur le raffoulement , c'est à dire créer une perte de charge singulière pour diminuer le débit . IL est à noter que cette solution provoque un bruit pendant le fonctionnement de la pompe et en plus, du gaspillage d'énergie qui s'explique par une augmentation de la hauteur manométrique.

3°) Rogner la roue afin de faire passer $Q.H$ par le point de fonctionnement souhaité, le rendement de la pompe sera d'autant diminué que le rognage sera important. IL est à noter que le rognage n'est possible que si le coefficient de rognage reste inférieur à 20 %.

4°) Conception d'une pompe semblable (homologue) susceptible de fournir les conditions données, et cela sans changer ses caractéristiques géométriques mais seulement une modification de sa vitesse de rotation. Cette méthode est basée sur la théorie des caractéristiques adimensionnelles des pompes.

- La modification de vitesse de rotation peut être obtenue de plusieurs manières.

- 1) En intercalant entre la pompe et le moteur un variateur mécanique ou electro-mécanique.
- 2) En agissant directement sur la vitesse du moteur, en utilisant les propriétés du moteur à collecteur.
- 3) A partir de la tension alternative, un variateur électronique, la transformera en tension continue de valeur moyenne réglable qui, appliquée au moteur permettra de faire varier sa vitesse.
- 4) En agissant directement sur le moteur asynchrone, il est possible d'obtenir des vitesses différentes par commutation de paire du pôle.

VI - 6

ETUDE DE CAVITATION

Le phénomène de cavitation, se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau qui décroît depuis la bride d'aspiration jusqu'à un-certain point à l'intérieur de la roue atteint pour ce point, une valeur minimale correspondante à la tension de vapeur pour la température d'eau pompée.

La production de cavité due à des poches, de vapeur dans la masse liquide, en écoulement est génératrice, des choses violents et de corrosions mécaniques les courbes caractéristiques subissent une chute brutale, à partir du moment où se produit la cavitation. Pour éviter l'apparition de la cavitation, la condition suivante doit être observée :

$$(N.P.S. H) d < H.P.S. H r$$

où : (N.P.S.H)d : charge nette d'aspiration disponible (m.c.e)

$$(N.P.S. H) d = \frac{P_0}{\rho g} - (H_a + \Delta H_0 + h_v)$$

P0: pression au plan d'aspiration (m.C.e)

Ha : hauteur au plan d'aspiration (m)

ΔHa : perte de charge à l'aspiration (m)

h_v : tension de vapeur (m)

$$(N.P.S. H) r = \frac{P_1}{\rho g} - h_v$$

P1: pression absolue à la bride d'aspiration la courbe de (N.P.S.H)r,

C'est une courbe expérimentale n'apparaît pas lorsque le point de fonctionnement de la pompe se situe à gauche du point d'intersection des courbes (N.P.S.H)r et (N.P.S.H)d. IL est à noter que le rognage n'a aucune influence sur la valeur de (N.P.S.H)r, car la cavitation n'est pas fonction de la hauteur.

Pour faciliter les calculs un programme a été établi par Monsieur G LAPRAY qui est constitué de plusieurs sous programmes qui sont les suivants :

Equations caractéristiques de pompes

1er PGM

2 ND LBL B RCL01 - RCL02 = STO 31 \bullet RCL02^{RCL03} = STO 32 RCL 11 - RCL 12 =

024 STO 33 RCL 12 - RCL 13 = STO 34 RCL01 X² - RCL02 X² = STO 35 RCL0 2 X² -
048 RCL0 3 X² = STO 36 RCL 31 X RCL 34 - RCL 32 X RCL 33 = + (RCL 32 X RCL 35 -
074 RCL 31 X RCL 36) = STO 06 X RCL 35 + RCL 33 = + RCL 31 = STO 05 X RCL 01
099 = +/- + RCL 06 X RCL 01 X² + RCL 11 = STO 04 + RCL 22 = STO 24 RCL 05

122 X RCL 18 + RCL 17 = STO 25 RCL 06 X RCL 18 X² X² = STO 26 INVSQR

142 2ND LBL AB RCL 17 X RCL 18 Y^X 3 = STO 21 RCL 17 X² X RCL 18 X² = STO 22 X

166 RCL 21 = STO 23 RCL 04 STO 54 $\frac{1}{2}$ RCL 23 = STO 44 RCL 05 STO 55 +

186 RCL 22 = STO 45 RCL 06 STO 56 + RCL 17 X RCL 18 = STO 46 R/S

205 2 ND LBL C STO 00 X RCL 05 + RCL 04 - RCL06 X RCL00 X² = STO 10 R/S

226 2 ND LBL D STO 10 RCL 05 X² + 4 X RCL 06 X (RCL 04 - RCL 10) = (\sqrt{X} + RCL 05 =
252 + 2 + RCL 06 = STO 00 R/S

261 2 ND LBL E RCL 00 X RCL 10 + (RCL 54 + RCL 55 X RCL 00 - RCL 56 X RCL 00 X²) =
287 STO 31 R/S

290 2 ND LBL ^{2nd} A STO 31 X RCL 46 + RCL 25 = + RCL 26 = +/- STO 37 RCL 44 X RCL 31 +

314 RCL 26 = STO 39 RCL 45 X RCL 31 - RCL 24 = + RCL 26 = STO 38 - RCL 37 X²

338 + 3 = STO 32 RCL 37 X² X RCL 37 + 13,5 - RCL 37 X RCL 38 + 3 +

363 RCL 39 = STO 33 + 2 = X² + (RCL 32 X² X RCL 32 + 27) = STO 09 3 X

389 RCL 33 + 2 + ((RCL 32 + $\frac{1}{2}$ - Y^X 3 + 3) (\sqrt{X})) = STO 47 INV ^{2nd} COS + 3

413 = STO 48 2 X (RCL 32 +/- + 3) (\sqrt{X} = STO 49 X (RCL 48 + 60) ^{2nd} COS -

439 RCL 37 + 3 = STO 42 X RCL 21 = STO 52 RCL 49 X (RCL 48 - 60) ^{2nd} COS -

464 RCL 37 + 3 = STO 43 X RCL 21 = STO 53 R/S

Equations caractéristiques de pompes

2ème PGM

$$2 \text{ ND LBL A RCL 05} + 2 + \text{RCL 06} = \text{STO 07 RCL 04} + \text{RCL 05 X}^2 + 4 + \text{RCL 06}$$

$$= \text{STO 08 R/S}$$

$$2 \text{ ND LBL B } 4 \text{ X RCL 05 X}^2 + 12 \text{ X RCL 04 X RCL 06} = (\sqrt{\text{X}} + 2 \text{ X RCL 05} = + 6 +$$

$$\text{RCL 06} = \text{STO 14 X RCL 05} + \text{RCL 04} - \text{RCL 06 X RCL 14 X}^2 = \text{STO 15 R/S}$$

$$2 \text{ ND LBL C ((RCL 24} + 2 \text{ X RCL 25 X RCL 30} - 3 \text{ X RCL 26 X RCL 30 X}^2) \text{ X (RCL 44}$$

$$+ \text{RCL 45 X RCL 30} - \text{RCL 46 X RCL 30 X}^2) - (\text{RCL 24 X RCL 30} + \text{RCL 25}$$

$$\text{X RCL 30 X}^2 - \text{RCL 26 X RCL 26 X RCL 30 Y X 3) \text{ X (RCL 45} - 2 \text{ X RCL 46 X RCL 30)}$$

$$= + (\text{RCL 44} + \text{RCL 45 X RCL 30} - \text{RCL 46 X RCL 30 X}^2) \text{X}^2) \text{ STO 50} +$$

$$1790 + 1 = \text{X RCL 30} = \text{STO 30 RCL 50} \overset{2nd}{\text{X}} \geq \text{C RCL 30 X RCL 24} +$$

$$\text{RCL 25 X RCL 30 X}^2 - \text{RCL 26 X RCL 30 Y}^3 = + (\text{RCL 44} + \text{RCL 45 X RCL 30}$$

$$- \text{RCL 46 X RCL 30 X}^2) = \text{STO 31 R/S}$$

$$2 \text{ ND LBL D RCL 17 X RCL 14 } (\sqrt{\text{X}} + \text{RCL 15 Y}^x \text{ 75} - \text{STO 20 R/S RCL 18 X RCL 15 } (\sqrt{\text{X}}$$

$$+ \text{RCL 14 } (\sqrt{\text{X}} = \text{STO 19 R/S}$$

$$2 \text{ ND LBL E STO 40} + / - + \text{RCL 24} = \text{X RCL 26 X 4} + \text{RCL 40 X RCL 25 X}^2 = (\sqrt{\text{X}} + \text{RCL 25}$$

$$= + 2 + \text{RCL 26} = \text{STO 30 R/S}$$

$$2 \text{ ND LBL } \overset{2nd}{\text{A}} \text{ STO 30 X RCL 45} + \text{RCL 44} - \text{RCL 30 X}^2 \text{ X RCL 46} = \text{STO 29 RCL 30 X RCL 25} +$$

$$\text{RCL 24} - \text{RCL 26 X RCL 30 X}^2 = \text{STO 40 X RCL 30} = \text{STO 38} + \text{RCL 29} = \text{STO 31 R/S}$$

$$2 \text{ ND LBL } \overset{2nd}{\text{B}} \text{ RCL 07} + \text{RCL 21} = \text{STO 27 RCL 08} \text{ RCL 22} = \text{STO 28 RCL 14} + \text{RCL 21} =$$

$$\text{STO 34 RCL 15} + \text{RCL 22} = \text{STO 35 RCL 00} + \text{RCL 21} = \text{STO 30 RCL 10} +$$

$$\text{RCL 22} = \text{STO 40 R/S}$$

Q → 00 ; H → 10 , emax → 31 PGM1 2nd A' Rcl 42 → Q'+ → 30
 Rcl 43 → Q''+ → 30 PGM2 2nd A' Rcl 40 → H'+ Rcl 40 H''+

à introduire au label c

234 2nd lbl C (Rcl 10 + Rcl 40) Y^x 1,5 + (Rcl 00 + Rcl 30)
 = V⁻⁻⁻⁻⁻ Sto 17 Rcl 10 + Rcl 40
 264 + Rcl 17 X² = V⁻⁻⁻⁻⁻ Sto 18 SBR + +

EXECUTIO N

introduire le 1ere sous programme

Stocké

Q₁ → 01, Q₂ → 02 , Q₃ → 03 , (Pabs)₁ / W → 11, (Pabs)₂ / W → 12
 (Pabs)₃ / W → 13 , N → 17 ; D → 18.

App A =====> X++ → 46 ; Rcl 45 ↔ B ++ ; Rcl 44 ↔ X++
 Rcl 54 ↔ N³ ; Rcl 55 ↔ B ; Rcl 56 ↔ X
 Rcl 21 ↔ ND³ ; Rcl 22 ↔ N² D² ; Rcl 23 ↔ N³ D⁵

Introduire: H₁ → 01, H₂ → 02 , H₃ → 03

App B =====> C₊ → 26 ; Rcl 25 ↔ B₊ ; Rcl 24 ↔ a +
 Rcl 04 ↔ a ; Rcl 05 ↔ b ; Rcl 06 ↔ c.

CONTROLE

Rcl 02 → C → H₂ ; Rcl 01 → C → H ; Rcl 03 → C → H₃
 Rcl 12 → D → Q₂ ; Rcl 11 → D* → Q₁ ; Rcl 13 → D → Q₃

* Rcl 11 Gto 24 8 LRN 2nd INS + /- LRND =====> Q₁ . Gto 248
 LRN 2 nd Del L R N.

Introduire des valeurs Qi → 00

App C → H_i → 10 ; E → f_i (introduire le même débit)

App C → H_i → 10 ; D ↔ Qi conjugué → E → f_i (c_i)

2 nd CP introduire programme 2 .

App A → Hmax → 08 Rcl 07 ↔ QH max

App B → Hopt → 15 Rcl 14 ↔ Qopt

introduire (Q + emax) → 30 , 0,000000001 X =====> t

App C → Hmax → 31 rcl 3 0 ↔ Q + emax

Rcl 30 X Rcl 21 → Qemax → 00

App D → Nsp → 20 R/ S → Dep . → 10.

CARACTERISTIQUE HOMOLOGUE

remplir une fiche (registre)

LRN 2 nd L BIA et stocker :

a → 04 ; b → 05 , c → 06 , A+ → 24, b+ → 25 ; C + → 26
 X → 54 ; B → 55 , Y → 56 , X++ → 44, B++ → 45 ; Y++ → 46
 N → 17 ; D → 18 1.2nd WRite (mettre la certe) programme est enregistré
 (Q,H,emax)connus, (N,D) inconnus

1 mettre le registre 2nd CP PGM2 , A → Hmax ; B → Hopt,
 mettre le registre 23m0, 00, 000000, 01 X =====t → C → emax , D NSP

STOCKER les valeurs désirés (Q → 00, H → 10 Rcl 30 → Qonax +

2nd A ' → emax Rcl 40 2 nd CP PGM3 → (→ Y , Rcl 17 → N,
 1

, Rcl 18 → D1 (appuyer sur tout les touches même que precedement pour
 avoir tout les caractéristiques du prototype)

2nd CP PGM1 → introduire Qi → C → Hi → E → ei.

VI - 7 CHOIX EST CALCUL DES POMPES

I - CHOIX DE LA POMPE DU EOUAGE F3

1 - CARACTERISTIQUES DU REFOULEMENT

$$H = H_g + r \frac{Q^2}{Q^2} = 80,5 + 4219,25 \frac{Q^2}{Q^2}$$

Q (M ³ /H)	0	20	40	60	80	100	120	140	160	170
H(m)	80,50	80,63	81,02	81,67	82,58	83,76	85,19	86,88	88,83	89,91

Du catalogue J Amont -Schneider, nous avons choisis une pompe à axe verticale monocellulaire

serie MEN 65 -250 / 59745 23

vitesse de cotation: N= 2900 tr /min

Diamètre de la roue B= 0,256 m

rendement maximum : e max= 69,5%

On repère aussi dans la catalogue les valeurs suivantes :

Q(M ³ /H)	Pabs(KW)	H (m)	Q (M ³ / S)	Pabs / W (M ⁴ / S)
15	16,5	92,5	0,0041667	1,68367
15	27,0	88,5	0,020 8333	2,75510
139	41,0	66	0,0386111	4,18367

2 - CARACTERISTIQUES DE LA POMPE INITIALE

FUNCTIONS	COEFFICIENTS CARACTERISTIQUES			ATIONS CARACTERISTIQUES
H=F(Q)	a=90,915260	b= 504,4 05242	c=29776,2096 8	H= a+bQ - C Q ²
H+=F(Q+)	a+=0,000165	b+=0, 044527	c+=127,887847	H+=a++b+Q+ -C+C ²
Pab/W=F(Q)	α=1,456319	β=52,620968	γ=-466,589862	(Pab/W)=α +βQ- γ Q ²
(Pab/W)++=F(Q+)	α++=5,430785.10 ⁻⁸	β++=0,0000955	γ++=-0,041189	(Pab/W)++ = α+++β++Q+ - γ+++Q ²

ND (tr. m ³)	N ² D ² (trm ²)	N ³ D ³	Qemax +	Qemax(m ³ /h)	emax(%)	Hemax(m)
48,65	55,12	26 815998,9 0	0,00055	96,34	69,50	83,09
Qi(m ³ /h)	0 10	20 30,49	40,98	50,98	60,98	80 100 120 140
Hi(m)	90,92 92,09	92,79 93,05	92,79	92,09	90,92	87,8 81,95 74,64 65,50
ei(%)	0 15,93	29,22 41,02	49,93	56,82	62,06	68,8 69,44 66,73 60,53
QH(m ⁴)	0 921	1856 2837	3803	4695	5544	6994 8195 8957 9170

$H_{max} = 93,05 \text{ m}$; $QH_{max} = 30,49 \text{ M}^3/\text{H}$;

$H_{opt} = 67,01 \text{ m}$, $Q_{opt} = 136,96 \text{ M}^3/\text{H}$

Vitesse spécifique : $NSP = 24,15 \text{ tr}/\text{min}$

diamètre spécifique : $DSP = 3,76 \text{ m}$.

Voir les courbes caractéristiques ($H = f(Q)$; $e = f(Q)$, $QH = F(Q)$)
sur la fig N° 15

3 - CARACTERISTIQUES DE LA POMPE HOMOLOGUE

Le débit et la hauteur désirés sont :

$Q = 90 \text{ M}^3/\text{h}$ et $H = 83,14 \text{ m}$

à l'aide de ces valeurs et le programme utilisé
on dresse les tableaux suivants :

FONCTIONS	COEFFICIENTS CARACTERISTIQUES			EQUATIONS CARACTERISTIQUES
$H=f(Q)$	$a=90,968663$	$b=540,107027$	$c=34130,1419$	$H=a+bQ-cQ^2$
$\frac{P_{ab}}{W} = f(Q)$	$\alpha = 1,360684$	$\beta = 52,651559$	$\gamma = -499,61489$	$\frac{P_{ab}}{W} = \alpha + \beta Q - \gamma Q^2$

REMARQUE:

Les coefficients caractéristiques des équations paramétriques
($a+$, $b+$, $c+$, $\alpha++$, $\beta++$, $\gamma++$) ainsi que la vitesse spécifique, le diamètre
spécifique et le rendement maximum restent constant pour le prototype et la
pompe homologue.

ND3	N2D2	N3D5	$Q_{emax} +$	$Q_{emax}(\text{M}^3/\text{H})$	$e_{max}(\%)$	$H_{emax}(\text{m})$
45,45	551325,23	2505 8633,9	0,00055	96,34	69,50	81,0

$Q_i(\text{M}^3/\text{H})$	0	10	20	28,49	36,97	46,97	56,97	80	100	120	140
$H_i(\text{m})$	90,97	92,21	92,92	93,11	92,92	92,21	90,97	86,12	79,05	71,05	60,36
$e_i(\%)$	0	16,95	30,93	40	48,83	56,41	62,08	68,90	68,94	64,52	56,37
$\frac{QH(\text{m}^4)}{S}$	0	922	1856	2652	3435	4331	5183	6889	79,64	85,26	845 0

$$H_{\max} = 93,11 \text{ m} ; \quad Q_{H_{\max}} = 28,49 \text{ m}^3/\text{H} \quad , \quad Q_{\text{emax}} = 90 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$H_{\text{opt}} = 67,05 \text{ m} ; \quad Q_{\text{opt}} = 127,96 \text{ m}^3/\text{H} \quad , \quad H_{\text{emax}} = 83,14 \text{ m}$$

Nouvelle vitesse de rotation : $N = 3001,10 \text{ tr/min}$

Nouveau diamètre de la roue : $D = 0,247 \text{ m}$

Voir caractéristiques des courbes Fig 15.

CONCLUSION

- La pompe idéale serait celle qui ^{tourne} avec une vitesse de rotation de 3001 tr/min et le diamètre de ~~sa~~ roue 0,247 m.

Mais pratiquement il n'existe pas de telles pompes et l'adoption d'une pompe à moteur asynchronisé c'est à dire à vitesse variable est très coûteuse, c'est pour cette raison qu'on prend la pompe initiale ($N = 2900 \text{ tr/min}$; $D = 0,256 \text{ m}$) à condition que le point de fonctionnement "P" appartient à la zone du plus grand rendement (e_{\max}) et du plus grand produit "QH" e.a.d; Q_{opt} et sera le plus proche du point (P) voir fig 16.

Ce dernier point a pour débit $Q = 96,34 \text{ m}^3/\text{H}$ $H = 83,09 \text{ m}$

$e = 69,5\%$ dans ce cas la puissance absolue sera :

$$P = \frac{100 \cdot 0,98 \cdot 96,34 \cdot 83,09}{1000 \cdot 0,65 \cdot 5 \cdot 3600} = 31,35 \text{ KW}$$

REMARQUE :

Comme N.P.S.H est une hauteur et suivra la loi des hauteurs qui régissent des pompes semblables.

Avec les mêmes caractéristiques géométriques et tournant à des vitesses de rotation différentes, le N.P.S.H variera comme le carré des vitesses de rotation (voir Fig.

$Q_i (\text{m}^3/\text{H})$	20	30	55	70	80	90	100	110	120
N.P.S.Hr initiale (m)	1,9	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,8
N.P.S.Hr nouvelle (m)	2,03	2,14	2,68	3,21	3,75	4,28	4,82	5,35	6,21

$$\frac{\text{N.P.S.Hr}}{\text{N.P.S.Hr}} = \left(\frac{N_1}{N} \right)^2 = \left(\frac{3001,10}{2900} \right)^2 = 1,07094.$$

D'après la Fig 15, on remarque que le point de fonctionnement réel (P) se situe à gauche du point d'intersection des deux courbes N.P.S.Hd et N.P.S. Hr ce qui vérifie la non apparition de la cavitation.

II - CHOIX DE LA POMPE DU FORAGE F1

1- CARACTERISTIQUES DU REFOULEMENT :

$$H = 68,5 + 1405,6226 Q^2 \quad (m)$$

Qi (m ³ /h)	0	20	40	60	80	100	120	130	140
Hi (m)	68,5	68,56	68,67	68,99	69,59	69,58	70,08	70,33	70,63

Du catalogue de Jeumont -Schneider, nous choisissons une pompe à axe verticale mono-cellulaire.

Serie : MEN 65 -250 / 5974523

Vitesse de rotation: N= 2900 Tr/min

diamètre de la roue: D= 0,243 m

rendement minimum : $\epsilon_{max} = 69,5\%$

On repère dans le même catalogue les valeurs suivantes :

Q (M ³ /H)	Pabs (KW)	H (m)	Q (m ³ /S)	Pabs /W	(M ³ /S)
33,00	16,5	84	0,0091667	1,68367	
94,10	27,0	73	0,0261389	2,75510	
124,90	33,0	59,4	0,0346944	3,36735	

2- CARACTERISTIQUES DE LA POMPE INITIALE (PROTOTYPE)

FONCTIONS	COEFFICIENTS CARACTERISTIQUES			EQUATIONS CARACTERISTIQUES
H=F(Q)	a=81,104129	b=653,989920	c= 36881,10098	$H=a + bQ - c Q^2$
H+=f(Q+)	a+=0,000163318	b+=0,054799	c+=128,596448	$H+=a++b++Q+ - c++ Q^2 +$
$\frac{Pabs}{W} = F(Q)$	$\alpha = 1,184147$	$\beta = 51,465683$	$\gamma = -330,335489$	$\frac{Pabs}{W} = \alpha + \beta Q - \gamma Q^2$
$\frac{Pabs}{W} += F(Q)$	$\alpha += 5,73034 \cdot 10^{-8}$	$\beta += 0,0001036$	$\gamma += -0,027679$	$(\frac{Pabs}{W}) += \alpha++B++Q+ - \gamma++Q^2 +$

$$N D^3 = 41,61 \frac{tr}{min} \cdot M^3 ; N^2 D^2 = 496602,09 \left(\frac{tr}{min} \right)^2 \cdot M^2 ; N^3 D^5 = 20664521,9 \frac{tr^3}{min^3} \cdot M^5$$

$$\epsilon_{max} = 69,5\% ; Q_{emax} = 0,0005873 ; Q_{emax} = 97,98 m^3/h ; H_{emax} = 81,10 m.$$

Qi (m ³ /h)	0	10	20	31,92	43,84	53,84	63,84	65	80	100	120	140
Hi (M)	81,10	82,64	83,60	84	83,6	82,64	81,10	80,89	77,42	70,81	61,92	50,76
Ei (%)	0	17,26	31,37	43,89	54,74	60,95	65,35	65,76	69,07	68,57	63,19	53,57
QH (M ⁴ /s)	0	826	1672	2638	3665	4449	5177	5258	6194	7081	7430	7106

$$H_{max} = 84 \text{ m,}$$

$$QH_{max} = 31,92 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{opt} = 61,40 \text{ m}$$

$$Q_{opt} = 121,04 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$N_{sp} : 24,24 \text{ tr/mm}$$

$$D_{sp} = 3,71 \text{ m}$$

Voir les courbes caractéristiques ($H=f(Q)$)

$e = f(q)$, $Q_h = f(Q)$ sur la fig 16

3-caractéristiques de la pompe homologuée; le débit et la hauteur désirés sont :

$$Q = 93,6 \text{ m}^3/\text{h} \quad H = 69,45 \text{ m}$$

FONCTIONS	COEFFICIENTS CARACTERISTIQUES			EQUATION CARACTERI.
$H = F(Q)$	$a = 75,041171$	$B = 568,730801$	$c = 30145,22473$	$H = a + bq - cq^2$
$\frac{pabs}{W} = f(Q)$	$\alpha = 1,165622$	$\beta = 47,618386$	$\gamma = -287,27043$	$\left(\frac{pabs}{W}\right) = \alpha + \beta Q - \gamma Q^2$

$$ND^3 = 44,27 \quad ; \quad N^2 D^2 = 459 478,59 \quad ; \quad N^3 D^5 = 20342444,94$$

Q (m ³ /h)	0	10	20	33,96	47,92	57,92	67,92	80	100	120	140
Hi (m)	75,04	76,39	77,27	77,72	77,27	76,39	75,04	72,79	67,60	60,50	51,57
Ei %	0	16,32	29,83	42,3	55,48	61,26	65,35	68,38	69,27	65,65	58,10
QH (M ⁴ /s)	0	964	1545	2639	3703	4425	5077	5823	6760	7260	7220

$$H_{max} = 77,72 \text{ m} \quad ; \quad Q_{max} = 33,96 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{opt} = 56,81 \text{ m} \quad ; \quad Q_{opt} = 128,78 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$N = 2652,35 \text{ tr/mm} \quad , \quad D = 0,256 \text{ m}$$

$$\frac{N.P.S.H_r}{N.P.S.H_r I} = \left(\frac{N_1}{N}\right)^2 = \left(\frac{2652,35}{2900}\right)^2 = 0,8365$$

Q (m ³ /h)	20	30	55	70	80	90	100	110	120
NPSHr Initiale m	1,9	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,8
NPSHr nouvelle m	1,59	1,67	2,09	2,53	2,83	3,35	3,76	4,18	4,85

Conclusion :

même conclusion que la pompe précédente avec les coordonnées du point de fonctionnement réel :

$$Q = 96 \text{ m}^3/\text{h} \quad H = 72 \text{ m} \quad , \quad e = 69,2 \%$$

$$P = \frac{9800 \cdot 0,96 \cdot 72}{1000 \cdot 3600 \cdot 0,792} = 27,99 \text{ kw}$$

D'après la fig 16, on remarque que le point de fonctionnement réel (P) se situe à gauche du point d'intersection des deux courbes NPSH et NPSHd ce qui vérifie la condition de son apparition de la cavitation. - che.

III choix de la pompe du forage F2

1- caractéristiques du refoulement

$$H = 89,5 + 14 \cdot 180,16 Q^2 \quad (M)$$

Qi MB/h	0	20	40	60	80	100	130	140	150
Hi (m)	89,5	89,94	91,25	93,44	96,50	100,44	107,99	110,95	114,12

pompe du type : jéumont schneider

serie : MHP 100 - 65 -315/5974461

N = 2900 tr/mn

D : 0,301 m

du catalogue on trouve les valeurs

Q (m ³ /h)	pabs (kw)	H (m)	q (m ³ /s)	pabs/w (m ⁴ /s)
36,6	27	125	0,0101667	2,755102
77	41	122	0,0213889	4,1836735
108	50	112	0,0300000	5,1020408

2-caracteristiques de la pompe initiale

Fonctions	Coefficients Caracteristiques		
$H = f(Q)$	$a = 117,916358$	$B = 1155,001892$	$c = 45073,79445$
$H_{\phi} = f(Q_{\phi})$	$a_{\phi} = 0,0001548$	$b_{\phi} = 0,119881$	$c_{\phi} = 369990099$
$\left(\frac{P_{abs}}{w}\right) = f(Q)$	$\alpha = 1234501$	$\beta = 160152285$	$\gamma = 1041142834$
$\left(\frac{P_{abs}}{w}\right)_{\phi} = f(Q_{\phi})$	$\alpha_{\phi} = 0,000000205$	$\beta_{\phi} = 0,00021019$	$\gamma_{\phi} = 0,108063$

$$ND^3 = 79,09 \quad , \quad N^2 D^2 = 761954,41 \quad , \quad N^3 D^5 = 6025963218$$

$$e_{max} = 65,85 \% \quad , \quad Q_{e_{max}} = 0,0003786 \quad , \quad Q_{emax} = 107,82 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$h_{emax} = 112,08 \text{ m}$$

$Q(\text{m}^3/\text{h})$	θ	20	40	46,12	52,25	72,25	192,25	1000	125	150	
$H_i \text{ (m)}$		117,92	122,94	125,32	125,32	125,19	122,94	117,92	115,22	103,68	87,79
$e_i \%$	θ	32,64	48,21	52,02	54,40	61,23	64,90	65,56	64,98	59,96	
$Q_H \frac{m^4}{s}$	0	2459	5008	5780	6541	8882	10878	11522	12960	13169	

$$H_{max} = 125,32 \text{ m} \quad , \quad Q_{max} = 46,12 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{opt} = 93,73 \text{ m} \quad , \quad Q_{opt} = 141,42 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$n_{sp} = 1909 \text{ tr/min} \quad , \quad D_{sp} = 4,73 \text{ m}$$

voir les caracteristiques fig 17

3-pompe homologue:

les debit et hauteur desirés sont

$$Q = 118,80 \text{ m}^3/\text{h} \quad , \quad H = 104,94 \text{ m}$$

Fonctions	Coefficients Caracteristiques		
$H = f(Q)$	$a = 110,409306$	$b = 981,562059$	$c = 34766,62473$
$\left(\frac{P_{abs}}{w}\right) = f(Q)$	$\alpha = 1,274409$	$\beta = 149,956367$	$\gamma = 884,800545$

$Q(\text{m}^3/\text{h})$	0	30	50,82	71,64	101,64	120	130	140	150
$H_i \text{ (m)}$	110,41	116,17	117,34	116,17	110,41	104,50	100,52	96,00	90,95
$e_i \%$	0	39,31	51,60	59,15	64,90	65,85	65,57	64,73	63,30
$Q_H \frac{m^4}{s}$	0	3485	5963	8322	11222	12540	13068	13440	13643

$$\begin{aligned}
 H_{\max} &= 117,34 \text{ m}; & QH_{\max} &= 50,82 \text{ m}^3/\text{h} \\
 H_{\text{opt}} &= 87,77 \text{ m}; & Q_{\text{opt}} &= 155,81 \text{ m}^3/\text{h} \\
 N &= 2629,80 \text{ tr/min}; & D &= 0,321 \text{ m} \\
 Q_{\max} &= 118,8 \text{ m}^3/\text{h}; & H_{\max} &= 104,94 \text{ m} \\
 \frac{N.P.S.Hr}{N.P.S.Hr)_I} &= \left(\frac{2629,80}{2900} \right)^2 = 0,8223
 \end{aligned}$$

Q (m ³ /h)	35	50	80	95	105	120	130	140	150
N.P.S.Hr initial(m)	2,5	3	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7
N.P.S.Hr nouvelle(m)	2,06	2,47	3,29	3,70	4,11	4,52	4,93	5,35	5,76

CONCLUSION :

La pompe adoptée sera celle qui tourne à une vitesse de rotation de 2900 Tr/Min et son diamètre 0,301 m; les coordonnées du point de fonctionnement sont :

$$Q = 120 \text{ m}^3/\text{h}; \quad H = 106,5 \text{ m}; \quad \eta = 65,8\%$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{9800 \cdot 120 \cdot 106,5}{3600 \cdot 1000 \cdot 0,658} = 52,87 \text{ KW}$$

D'après la FIG 17 la condition de non apparition de la cavitation est satisfaite.

IV - CHOIX DE LA POMPE DU FORAGE 14

1 - CARACTERISTIQUES DU REFOULEMENT :

$$H = 62,5 + 4574,24 Q^2 \quad (M)$$

Q (M ³ /h)	0	20	60	110	150	160	170	200	210
Hi (m)	62,5	62,64	63,77	66,77	70,44	71,50	72,70	76,76	78,07

Pompe à axe verticale : mono cellulaire du :

type : Jeumont Schneider

serie : MEN 80 - 250/ 5974526

N = 2900 tr / min

D = 0,247 m

emax = 81 %

2 - CARACTERISTIQUES DU PROTOTYPE :

FONCTIONS	COEFFICIENTS CARACTERISTIQUES		
H=F(Q)	a = 85,395 881	B = 92,628887	C = 8417,283618
H+=f(Q+)	a+ = 0,000166	B+ = 0,007890	C+ = 31,329955
Pabs/W=F(Q)	α = 0,841079	β = 80,241249	γ = 200,263172
(Pabs/W)++=f(Q)	α++ = 0,0000000375	β++ = 0,000156	γ++ = 0,017057

$$ND^3 = 43,70 \quad ; \quad N^2 D^5 = 513085,69 \quad , \quad N^3 D^7 = 22422227,77$$

$$emax = 81 \% \quad ; \quad Q_{amax} += 0,000966 \quad ; \quad Q_{emax} = 152,03 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{emax} = 74,30 \text{ m.}$$

$Q (M^3/h)$	0	10	19,81	29,62	39,62	80	120	160	200	240
$H_i (m)$	85,40	85,59	85,65	85,59	85,40	83,30	79,8	73,8	64,56	54,16
$e_i (%)$	0	22,38	38,36	47,33	55,28	73,30	80,10	80,8	76,63	68,12
$QH (m^4/s)$	0	856	1697	2535	3384	6664	9496	1162	1292	12798

$H_{max} = 85,65 \text{ m}$, $QH_{max} = 19,81 \text{ M}^3/h$, $H_{opt} = 58,84 \text{ m}$
 $Q_{opt} = 222,97 \text{ m}^3/h$; $N_{sp} = 33,97$; $D_{sp} = 2,75 \text{ m}$

voir caractéristique FIG 18

3 - CARACTERISTIQUE DE LA POMPE HOMOLOGUE

$Q = 140,4 \text{ m}^3/h$; $H = 69,46 \text{ m}$

FONCTION	COEFFICIENTS	CARACTERISTIQUES
$H = F(Q)$	$a = 79,836871$, $B = 93,771102$	$C = 9226,787347$
$(P_{abs}/\bar{W}) = f(Q)$	$\alpha = 0,725973$, $\beta = 75,017807$	$\gamma = 202,732633$

$Q (m^3/h)$	0	10	18,30	26,59	36,59	80	120	160	200	240
$H_i (m)$	79,84	80,03	80,08	80,03	79,84	77,36	72,7	65,79	56,57	45,08
$e_i \%$	0	23,83	47,20	43	55,29	74,98	80,75	79,88	73,64	62,27
$QH (m^4/s)$	0	800	1465	2128	2921	6189	8725	10526	11314	10819

$H_{max} = 80,08 \text{ m}$; $QH_{max} = 18,29 \text{ M}^3/h$, $H_{opt} = 55,01 \text{ m}$
 $Q_{opt} = 205,92 \text{ M}^3/h$; $Q_{emax} = 140,4 \text{ M}^3/h$; $H_{emax} = 69,46 \text{ m}$
 $N = 2869,13 \frac{r}{min}$; $D = 0,241 \text{ m}$.

$$\frac{N \cdot P \cdot S \cdot H \cdot r}{(N \cdot P \cdot S \cdot Hr) I} = \left(\frac{2869,13}{2900} \right)^2 = 0,9788$$

$Q (m^3/h)$	50	90	120	150	180	190	200	220
N.P.S.Hr initial (m)	3,5	4,0	4,4	5,2	6	6,5	6,8	7,8
(N.P.S.Hr) I (m)	3,43	3,92	4,31	5,09	5,87	6,36	6,66	7,63

CONCLUSION :

La pompe choisie sera l'initiale ($N = 2900$ Tr /min;

$D = 0,247$ m ; Les coordonnées du point- P " seront :

$$Q = 152 \text{ m}^3 / \text{h} \quad H = 74,2 \text{ m} \quad , \quad e = 81 \%$$

$$P = \frac{9800 \cdot 152 \cdot 74,2}{3600 \cdot 1000 \cdot 0,81} = 37,90 \text{ KW}$$

D'après la figure 18 la condition de non ^{apparition de la} cavitation est satisfaite.

V - CHOIX DE LA POMPE DU FORAGE F5

1 - CARACTERISTIQUE DU REFOULEMENT

$$H = 119,50 + 28836,04 Q^2 \quad (m)$$

Q(m ³)/h	0	20	40	60	80	100	130	140	150	160	170
Hi(m)	119,5	120,39	123,06	127,5	133,74	143	1510	163,16	166	174,46	183,80

Pompe à axe verticale, multicellulaires

type : Jeumont Shneider

serie: 100NM / 597 4751

N : 2950 tr / min

diamètre d'une roue : D = 0,219 m

nombre d'étages : 3
e_{max} = 74%

DU CATALOGUE ON TROUVE LES VALEURS

Q(M ³ /H)	Pab(KW)	Hi (m)	Q (M ³ /S)	Pabs /W (M ⁴ /S)
50	67,5	203	0,013889	6,887756
90	81	199	0,025000	8,265306
218	100	105,4	0,060556	10,204082

2 - CARACTERISTIQUES DE LA POMPE INITIALE:

COEIFICIENTS		CARACTERISTIQUES	
a = 191,091518	,	B = 1533,75	; C = 48696,42857
A+ = 0,00045784	,	B+= 0,113861	, C+ = 112,014326
α = 4,6490639	,	β = 181,855867	, γ = 1488,247085
α ₊₊ = 0,0000003595	,	β ₊₊ = 0,00043571	, γ ₊₊ = 0,1104834

$$ND^3 = 30,98 ; N^2 D^2 = 41738960, N^3 D^5 = 12932623,13$$

$$E_{max} = 74\% ; Q_{emax} = 0,001463 ; Q_{emax} = 163,20 \text{ m}^3/\text{H}$$

$$H_{emax} = 160,55\text{m}$$

$Q(\text{m}^3/\text{H})$	0	30	50	56,69	63,37	83,37	113,37	130	150	200	250
$H_i(\text{m})$	191,09	200,49	203	203,17	203	200,49	191,09	182,5	174,5	126	62,76
$e_i(\%)$	0	27,56	40,9	44,96	48,37	57,50	67,62	71,23	73,6	68,91	43,15
$QH(\text{m}^4/\text{s})$	0	6015	10150	11518	12868	16715	21664	23787	25568	25200	1590

$$H_{max} = 203,17 \text{ m} ; Q_{Hmax} = 56,69 \text{ m}^3/\text{h} ; H_{opt} = 152,02 \text{ m}$$

$$Q_{opt} = 173,37 \text{ m}^3/\text{h} ; N_{sp} = 14,95 \text{ tr}/\text{min} ; D_{sp} = 3,50 \text{ m}$$

3 - CARACTERISTIQUES DE LA POMPE HOMOLOGUE

$$Q = 122,40 \text{ m}^3/\text{h} ; H = 152,83 \text{ m}$$

COEIFICIENTS

CARACTERISTIQUES

$$a = 81,906418 ; B = 1946,67436 ; C = 82407,73837$$

$$\alpha = 3,3194027 ; \beta = 173,114672 ; \gamma = 1888,920901$$

$Q(\text{m}^3/\text{h})$	0	30	40	42,52	55,04	55,04	85,04	90	120	130	150	200
$H_i(\text{m})$	181,91	192,4	193,36	193,40	193,36	192,4	181,91	179,0	152,3	142,4	119,5	35,71
$e_i(\%)$	0	34,82	42,89	45,14	46,62	53,25	67,62	69,23	74	73,54	68,9	27,92
$QH(\text{m}^4/\text{s})$	0	5572	7734	8223	8666	10590	15470	18628	18816	17993	17142	7142

$$ND^3 = 157 ; N^2 D^2 = 478279,72 ; N^3 D^5 = 75282824$$

$$e_{max} = 77,3\% ; Q_{emax} = 0,0007804 ; Q_{emax} = 442,12 \text{ m}^3/\text{H}$$

$$H_{emax} = 70,60\text{m}$$

$$H_{\max} = 193,40\text{m} ; Q_{H\max} = 42,52 \text{ m}^3/\text{h}, H_{\text{opt}} = 144,71 \text{ m}$$

$$Q_{\text{opt}} = 130,03 \text{ m}^3/\text{h}; Q_{\text{emax}} = 0,001463 ; Q_{\text{emax}} = 122,40 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{\text{emax}} = 152,83\text{m} (\text{Voir FIGURE 19}).$$

$$N = 3282,79 \text{ Tr/mm}; D = 0,192\text{m}.$$

$$\frac{N.P.S.Hr}{(N.P.S.Hr)_I} = \left(\frac{3282,79}{2950} \right)^2 = 1,2383$$

Q (M ³ /h)	70	80	100	150	160	200
N.P.S.Hr initiale(m)	3,4	3,5	4	5,6	6	9,5
(N.P.S.Hr) _I (m)	4,21	4,33	4,95	6,93	7,43	11,76

CONCLUSION ;

La pompe adoptée sera l'initiale tournant à $N = 2950 \text{ Tr/mm}$;

$D = 0,219\text{m}$; les coordonnées du point (P) (voir Fig 19) sont:

$$Q = 140 \text{ m}^3/\text{h} ; H = 176 \text{ m} \quad \eta = 72,9\%$$

La puissance absorbée sera:

$$P = \frac{9800 \cdot 140 \cdot 176}{3600 \cdot 1000 \cdot 0,729} = 92,01 \text{ KW}$$

D'après la Fig 19 la condition de non apparition de la cavitation est satisfaite.

VI - CHOIX DE LA POMPE FORAGE F.7

1- Caractéristique du refoulement

$$H = 146,5 + 12414,50 Q^2 \text{ (m)}$$

Q(m ³ /h)	0	20	40	60	80	100	130	160	170
H(m)	146,5	146,88	148,03	149,95	152,62	156,08	162,69	171,02	174,18

2- Caractéristiques du prototype:

Remarque :

La pompe du forage F 7 est la même du F 5. C'est pourquoi les caractéristiques du prototype ne changent pas (Voir Fig 19)

3- Caractéristiques de la pompe homologue:

$$Q = 115,20 \text{ m}^3/\text{h} ; H = 159,21 \text{ m.}$$

Coefficients Caractéristiques.		
a = 109,5002 338	;	b = 2154,68593 ; c = 96914,24172
$\alpha = 3,25456339$,	$\beta = 180,341470 ; \gamma = 2090,75124$

Q(m ³ /h)	0	30	40,02	50,04	80,04	90	120	130	150	200
H (m)	189,5	200,73	201,48	200,73	189,50	182,80	153,64	140,93	111,02	10,09
e _i (%)	0	36,27	44,78	52,08	67,62	70,78	73,76	7		
QH(m ⁴ /5)	0	6022	8063	10044	15168	15828	18437	18321	16653	1644

$$H_{\max} = 201,48\text{m}; Q_{H\max} = 40,02\text{m}^3/\text{h}; H_{\text{opt}} = 150,75\text{m}$$

$$Q_{\text{opt}} = 122,38\text{m}^3/\text{h}; Q_{\text{emax}} = 115,2\text{m}^3/\text{h}; H_{\text{emax}} = 159,21\text{m}$$

$$N = 3489 \text{ tr/mn}; D = 0,184\text{m.}$$

$$\frac{\text{N.P.S.Hr}}{(\text{N.P.S.Hr})_I} = \left(\frac{3489}{2950} \right)^2 = 1,3988$$

Q (m ³ /h)	70	80	100	150	160	200
N.P.S. Hr initiale (m)	3,4	3,5	4	5,6	6	9,5
(N.P.S.Hr) _I (m)	4,76	4,90	5,60	7,83	8,39	13,29

CONCLUSION :

La pompe choisie définitivement, c'est l'initiale avec N = 2950 tr/mn;
D = 0,219m, 3étages, les coordonnées du point "P" (voir Fig 20) sont :

$$Q = 133 \text{ m}^3 / \text{h} ; H = 170\text{m} \quad e = 72\%$$

La puissance absorbée sera donc :

$$P = \frac{9800 \cdot 133 \cdot 170}{3600 \cdot 1000 \cdot 0,72} = 85,49 \text{ kW.}$$

D'après la fig 20, la condition de non apparition de la cavitation est satisfaite.

VII - CHOIX DE LA POMPE DU FORAGE FS

1) Caractéristiques du refoulement :

$$H = 102,50 + 52 \frac{860,03}{Q^2} \quad (H)$$

Q (m ³ /H)	0	10	20	30	40	45	60
H (H)	102,5	102,91	104,13	106,17	109,03	110,76	112,70

Pompe à axe verticale multicellulaire du :

Type : JEUMONT CHEMIDER

Série : 50 MM/5974748

N : 2900 tr/min

D : 0,159 M

Nbre d'étages : 4

η_{max} : 70%

On tire du catalogue les valeurs suivantes :

Q (m ³ /E)	PABS (KW)	H (H)	Q (m ³ /S)	PABS/W (M ⁴ /S)
17,5	13,6	135	0,0048611	1,387755
30	16,5	130	0,0083333	1,683677
52	20	97	0,0144444	2,040816

2- Caractéristiques du prototype :

COEFFICIENTS CARACTERISTIQUES		
a = 125,2608696	B = 4012,173913	C = 413217,3913
a+ = 0,000589149	B+ = 0,2199778	C+ = 264,099202
M = 0,8602565	β = 122,099540	γ = 2794,740663
a++ = 0,0000003471	β++ = 0,00057428	γ++ = 0,15322884

$$ND^3 = 11,66 \quad , \quad N^2 D^2 = 212613,21 \quad , \quad N^3 D^5 = 247844,88$$

$$H_{EMAX} = 70\% \quad , \quad Q_{EMAX} = 0,0009196 \quad , \quad Q_{EMAX} = 38,59 \text{ m}^3/\text{H}$$

$$H_{EMAX} = 120,79 \text{ M}$$

Q (m ³ /H)	0	10	15	17,48	19,96	34,96	40	50	60
H (M)	125,26	133,22	134,80	135	134,80	133,22	125,26	101,27	77,35
HI (%)	0	31,42	47,29	51,49	58,73	68,24	70,00	69,74	60,84
QH (H ⁴ /S)	0	1332	2360	2690	3325	4379	4753	5064	4641

$$H_{EMAX} = 135 \text{ M} \quad , \quad Q_{EMAX} = 17,48 \text{ m}^3/\text{H} \quad , \quad H_{OPT} = 101,96 \text{ M}$$

$$Q_{OPT} = 49,67 \text{ m}^3/\text{H} \quad , \quad N_{SP} = 10,62 \text{ TR/100M} \quad , \quad DSP = 4,30 \text{ M}$$

3 - Caractéristiques de la pompe homologue :

$$Q = 43,20 \text{ m}^3/\text{H} \quad , \quad H = 110,11 \text{ M}$$

COEFFICIENTS CARACTERISTIQUES		
A = 114,18969	B = 3267,38452	C = 300613,2247
D = 0,877883	P = 111,307779	X = 2275,94630

Q (m ³ /H)	0	10	15	19,56	24,13	29,13	39,13	40	50	60
H (M)	114,19	120,95	122,58	123,07	122,58	120,95	114,19	113,38	101,58	84,14
HI (%)	0	28,73	39,23	47,94	53,99	60,06	68,24	68,70	70,00	67,55
QH (H ⁴ /S)	0	1210	1839	2399	2958	3523	4468	4535	5079	5048

$$H_{EMAX} = 123,07 \text{ M} \quad , \quad Q_{EMAX} = 19,56 \text{ m}^3/\text{H} \quad , \quad H_{OPT} = 92,95 \text{ M}$$

$$Q_{OPT} = 55,60 \text{ m}^3/\text{H} \quad , \quad Q_{EMAX} = 43,2 \text{ m}^3/\text{H} \quad , \quad H_{EMAX} = 110,11 \text{ M}$$

$$N = 2557,18 \text{ TR/100M} \quad , \quad D = 0,172 \text{ M}$$

$$\frac{NPSHR}{(NPSHR)_I} \left(\frac{2557,18}{2900} \right)^2 = 0,7775$$

Q (M ³ /H)	24	30	38	44	48	50	56	60
NPS = HR initiale m	2,8	3	3,5	4,2	4,7	4,9	6	7
(NPS HR) _I (m)	2,18	2,33	2,72	3,27	3,65	3,81	4,67	5,44

CONCLUSION :

La pompe adoptée sera l'initiale tournant à une vitesse de 2 900 TR/MIN , D = 0,159 m, à 4 étages dans ce cas les coordonnées du points "P" voir (FIG 21) seront les suivants:

$$Q = 43,5 \text{ m}^3/h, \quad H = 112,8 \text{ m} \quad \eta = 70 \%$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{9800 \cdot 43,5 \cdot 112,8}{3600 \cdot 1000 \cdot 0,70} = 19,08 \text{ KW}$$

D'après la figure 21 la condition de non apparition de la cavitation est satisfaite

VIII - CHOIX DE LA POMPE POUR LA BACHE DE REPRISE

1- Caractéristiques du refoulement

$$H = 61,70 + 581,69 Q^2 \text{ (m)}$$

Q (m ³ /h)	0	100	200	300	400	500	600	650
H (m)	61,7	62,1	63,3	65,3	68,1	71,71	76,11	78,61

La pompe utilisée est à axe vertical monocellulaire du :

type: Jeumont Schneider

Serie: ME 200 - 500/ 5974660

N= 1450 tr/mn

D= 0,477m

e = 77,30%

du catalogue on tire les valeurs suivantes:

Q (m ³ /h)	Pabs (KW)	H (m)	Q (m ³ /s)	Pabs/ W (m ⁴ /s)
110	50	80,8	0,030556	5,102041
175	100	75	0,104167	10,204082
520	120	64	0,144444	12,244898

Coefficient caractéristiques

a = 77,777108	b = 151,063237	c = 1706,145326
a+ = 0,000162585	b+ = 0,0496946	c+ = 88,326198
α = 2,4632161	β = 91,3631016	γ = 163,687609
α++ = 0,000000327	β++ = 0,00019098	γ++ = 0,053848

Q(m ³ /h)	0	50	150	159,37	168,75	268,75	318,75	400	500	600	700
H(m)	77,78	79,55	81,11	81,12	81,11	79,55	77,78	73,50	65,85	55,56	4
ei%	0	29,86	56,46	58,15	59,53	70,93	74,29	77,09	76,24	70,45	5
QH(m ⁴ /s)	0	3978	12166	12928	13687	21379	24792	29400	32925	3336	29

Hmax = 81,12 m ; Q Hmax = 159,37 m³/h ; Hopt = 59,72 ;
 Qopt : 562,56m³/h ; Nsp = 26,68 tr/min ; DSP = 3,35 m

3 - CARACTERISTIQUES DE LA POMPE HOMOLOGUE

Q = 442,80 M³/H ; H = 69,55 M

COEFFICIENTS		CARACTERISTIQUES	
a = 76,6230 98		B = 148,587928	C = 1675,551162
α = 2,429039231		β = 90,00749847	δ = 161,0054379

Q(m ³ /h)	0	50	150	159,62	169,25	269,25	319,25	400	500	600	700
H (m)	76,62	78,36	79,91	79,92	79,91	78,36	76,62	72,45	64,9	54,85	42,1
ei(%)	0	29,83	56,43	58,96	59,58	70,95	74,30	77,09	76,2	70,5	59
QH(m ⁴ /s)	0	39,18	11986	12757	13525	21099	24461	28980	32470	32900	2951

Hmax = 79,62 m ; QH max = 159,62 m³/h ; h opt = 58,83 m

Qopt = 563,45 m³/H ; Qemax = 442,80 M³/H Hemax = 69 m

N = 1432,71 tr/min ; D = 0,479 m.

$$\frac{N.P.S.H_r}{(N.P.S.H_r)_I} = \frac{(1432,71)^2}{(1450)^2} = 0,6763$$

Q (m ³ /h)	225	300	400	475	525	600	650
N.P.S.H _r initiale (m)	2,2	2,5	3,0	3,5	4	5	5,5
(N.P.S.H _r) _I (m)	2,15	2,44	2,93	3,42	3,91	4,88	5,37

CONCLUSION:

La pompe tournant a une vitesse de 1450 tr/min et de diamètre de sa roue de 0,477m, sera la plus avantageuse, car le point de fonctionnement réel se trouve dans la zone de plus grand rendement et le plus grand produit

QH ces coordonnées seront :

$$Q = 445 \text{ m}^3/\text{h} \quad H = 70 \text{ m} \quad e = 77,3 \%$$

Dans ce cas, la puissance absorbée sera :

$$P = \frac{9800 \cdot 445,70}{3600 \cdot 1000 \cdot 0,773} = 109,70 \text{ KW}$$

D'après la fig 22 la condition de non apparition de la cavitation est satisfaite.

REMARQUE :

Chaque forage sera muni de deux pompes, une qui travaille, l'autre qui sera branchée est prête à fonctionner automatiquement en cas d'accident de panne de la première pompe.

AUTOMATISATION:

Pour avoir un fonctionnement rationnel et économique des pompes, il importe d'automatiser la marche de l'exploitation, d'où la nécessité de réaliser:

- L'arrêt du pompage quand le réservoir est plein
- L'arrêt du pompage lorsque le plan d'aspiration s'abaisse anormalement dans les réservoirs d'accumulation.
- 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 et avec le minimum de surveillance, il est donc impératif de les rendre automatiques.

Examinons les modes de réalisation des liaisons:

Aspiration moteur d'une part et réservoir moteur d'autre part.

1°) LIAISON ASPIRATION MOTEUR:

Le système est basé sur la conductibilité de l'eau, ce dernier comporte une électrode sur chacun des niveaux limites haut et bas du réservoir.

Ces électrodes sont reliés 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) et ce moment, le circuit est fermé et le pompage s'arrête.

Lorsque l'eau redescend ensuite et découvre l'électrode inférieure le circuit s'ouvre et le réservoir se remplit de nouveau.

2°) LIAISON MOTEUR - RESERVOIR:

Cette liaison peut être effectuée avec ou sans l'électricité commandant la liaison, appelée ligne pilote.

a) COMMANDE PAR LIGNE PILOTE (Fig 23).

On l'utilise dans le cas des courtes adductions comme l'indique la figure N°23. Le système est composé d'un interrupteur à flotteur disposé à la partie haute du réservoir. Il est relié par un câble enterré au contacteur du moteur qui enclenche pour un niveau inférieur. Nous adapterons cette liaison pour les tronçons courts.

b) commande sans ligne pilote (Fig 24)

Lorsque la distance entre la station et le réservoir devient très importante, l'installation d'une ligne pilote devient trop chère et l'on doit la supprimer.

On dispose à l'arrivée de la conduite de remplissage au réservoir un robinet flotteur ou un clapet d'un type spécial dit: servo-clapet.

Le fonctionnement du robinet flotteur est facile du point de vue même de sa constitution le flotteur est horizontale lorsque le réservoir est plein et le flotteur possède une certaine inclinaison dans le cas de vidange progressive.

Le robinet flotteur possède l'inconvénient de ne pas être très étanche, la fermeture devenant défectueuse avec le temps.

Alors que le servo-clapet présente une meilleure étanchéité. Pour toutes ces raisons nous avons opté pour le servo-clapet.

Pompe de forage F2

- : caractéristiques du prototype (H, e, Q_H)
- - - : " " " " L'Homologue (H, e, Q_H)
- · - · - : " " " " de la conduite

type: Jeumont Schneider
 serie: 100-65-315/5974361
 N: 2900 t/min
 D: 301 mm
 Rend: 86%

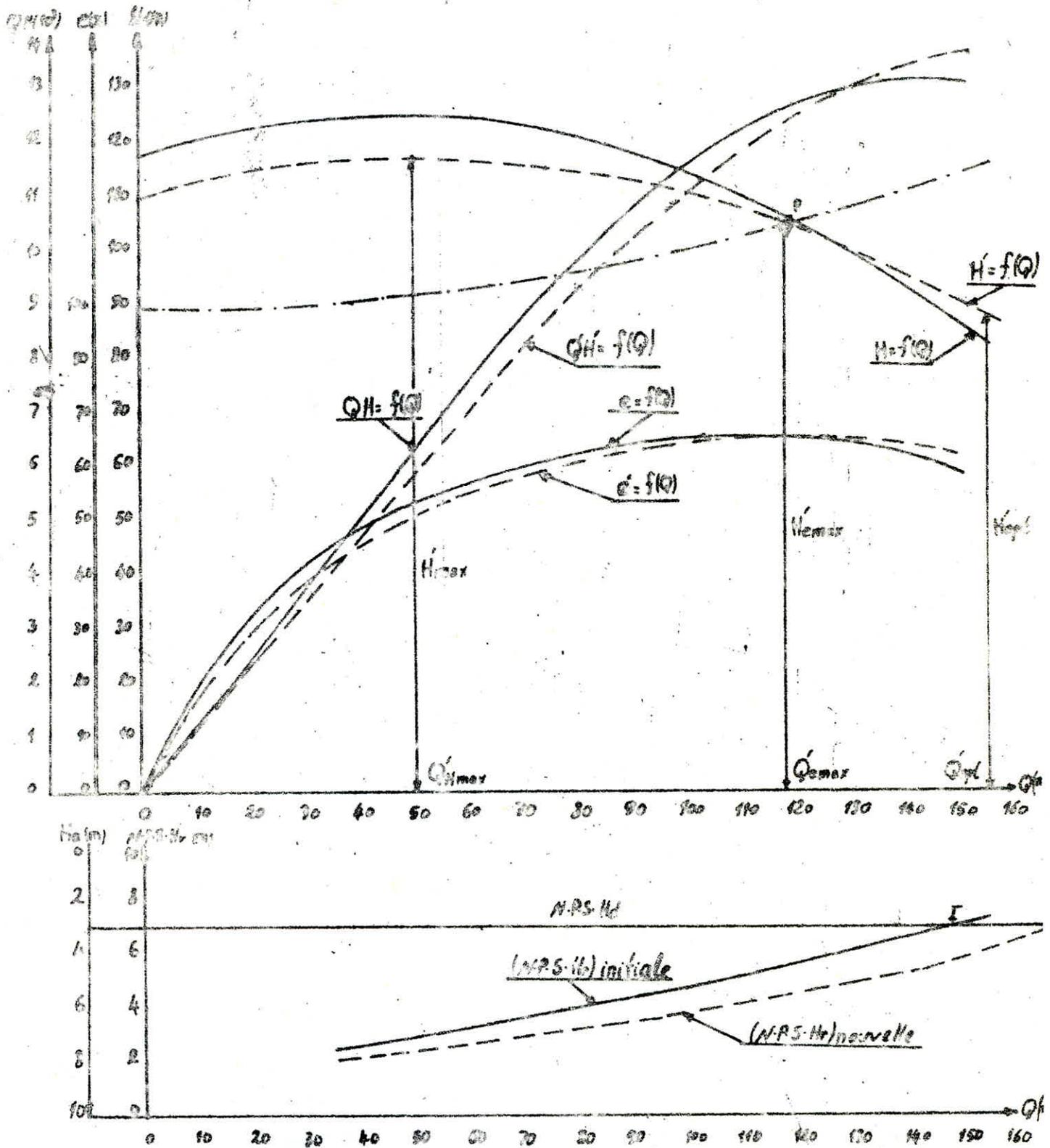


Fig 17

Pompe du forage F4

——— : caractéristique de la pompe initiale
 - - - - - : " " " " " " Homologue.
 - - - - - : " " " " " " Conduite

type: Jeumont Schneider
 Serie: MEN 80-250/5574526
 N: 2900tr/min
 D: 247mm
 η_{max} : 81%

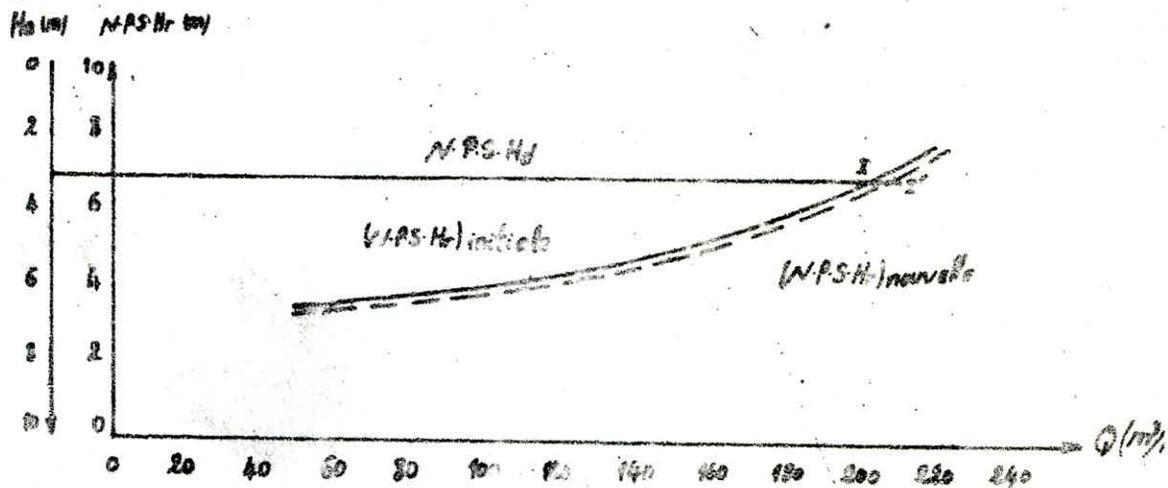
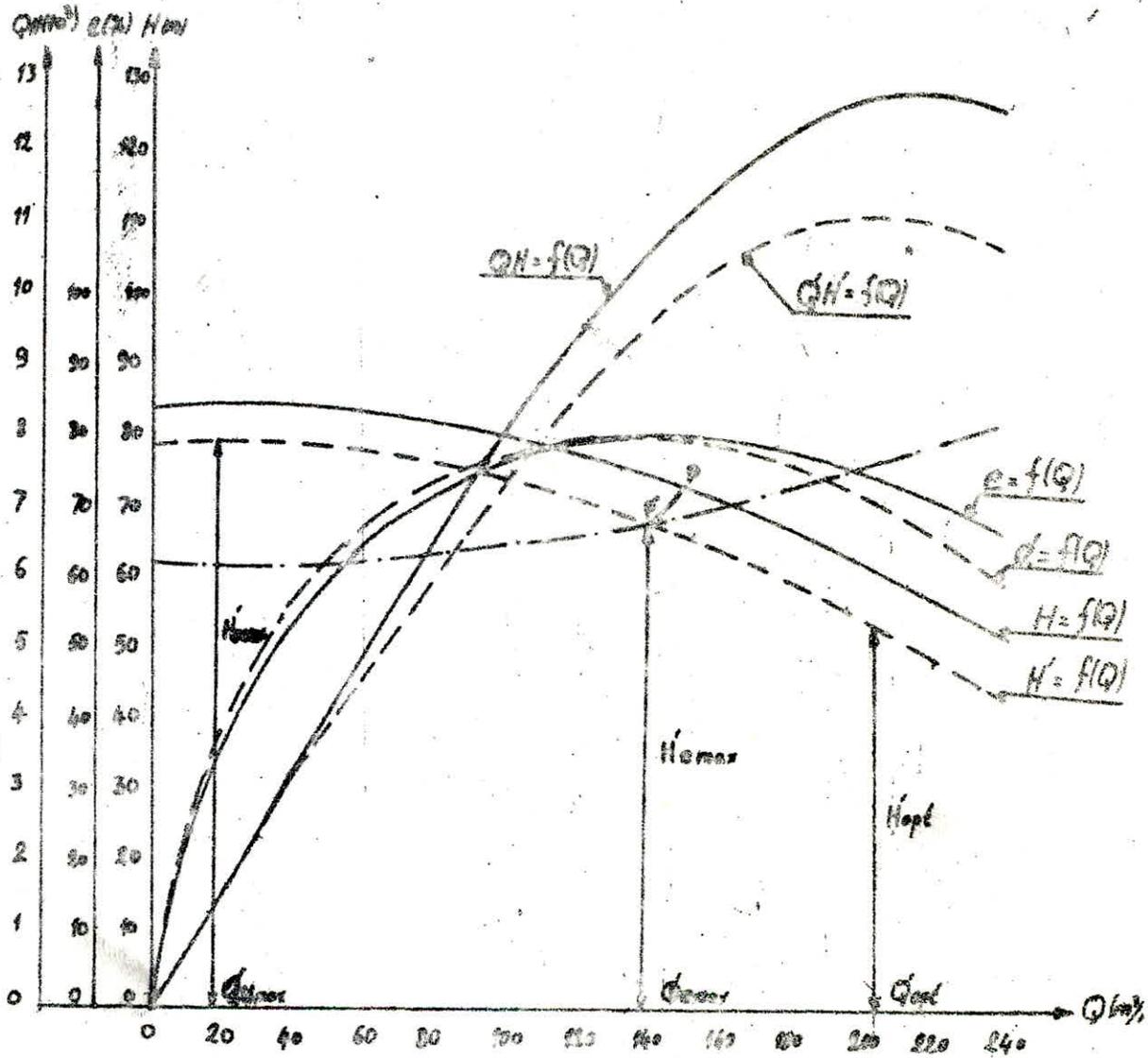


Fig 18

Pompe du forage FS

- : caractéristiques du prototype (H, e, QP)
- - -: " " " " du homologue (H, e, QP)
- · - · -: " " " " de la conduite

Type: Jeumont Schneider
 Serie: 100NM/5976751
 N: 2950 +/-min
 D: 219 mm
 Crou: 74 %
 Nbre de stages: 3

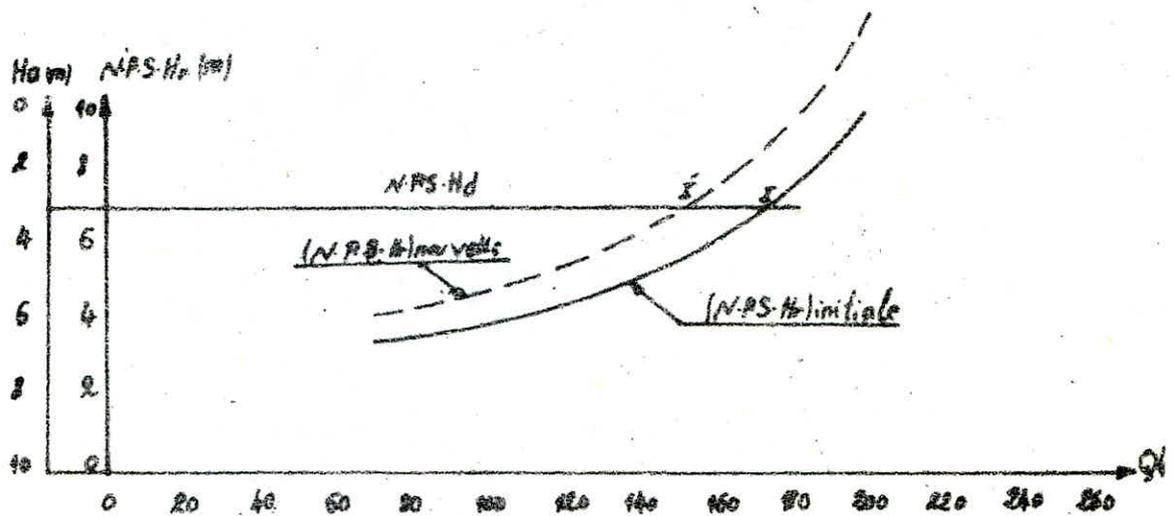
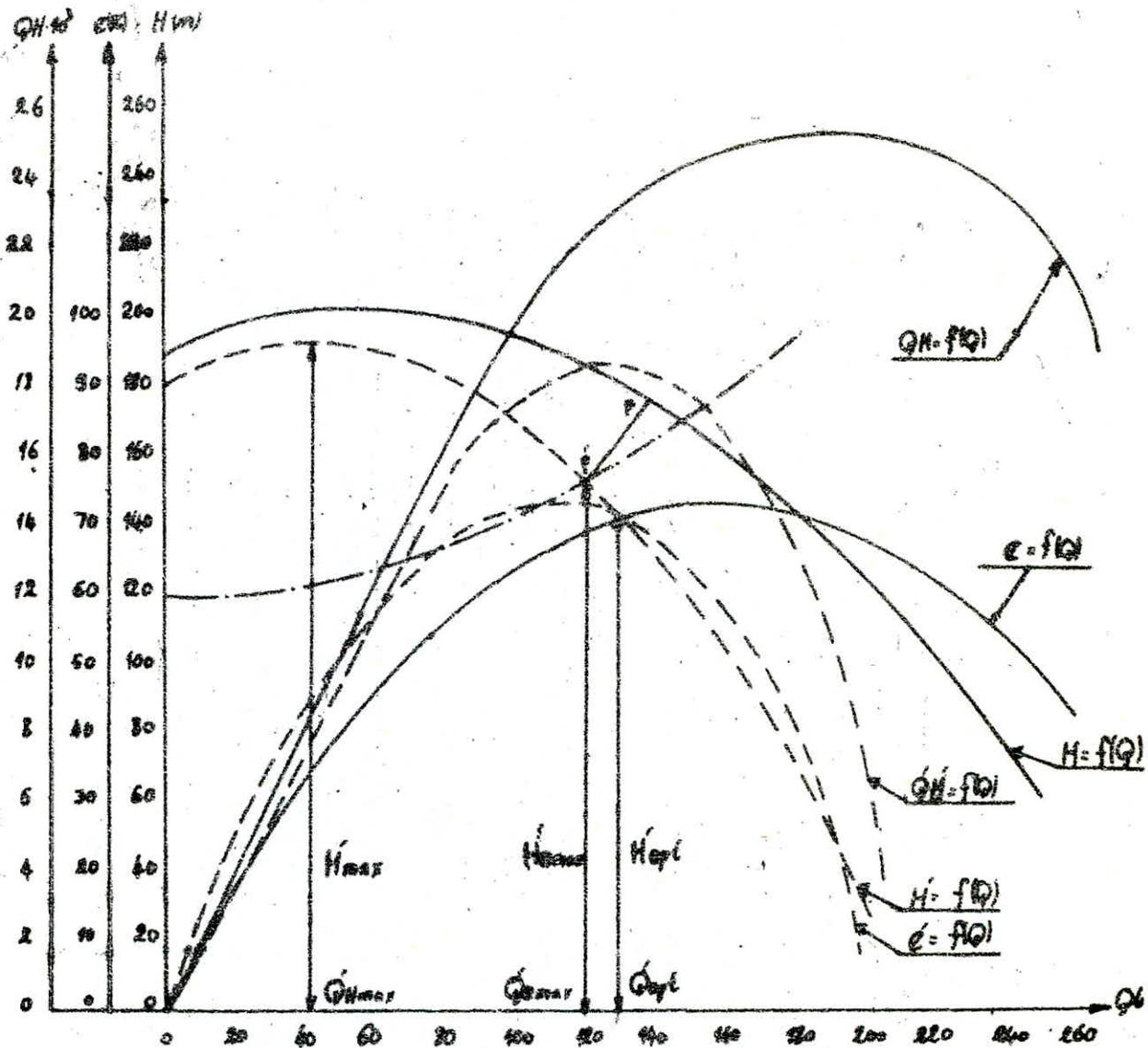


Fig 19

Pompe du forage F7

———: caractéristiques du prototype (M, QM)
 - - - -: " " " " du L'homologue (H, é, QH)
 - - - -: " " " " de la conduite

Type: Jaumont Schneider
 Serie: 900 N°M/3774751
 N: 2950 tr/min
 D: 819 mm
 Cmax: 74 %
 Nbre d'élèves: 3

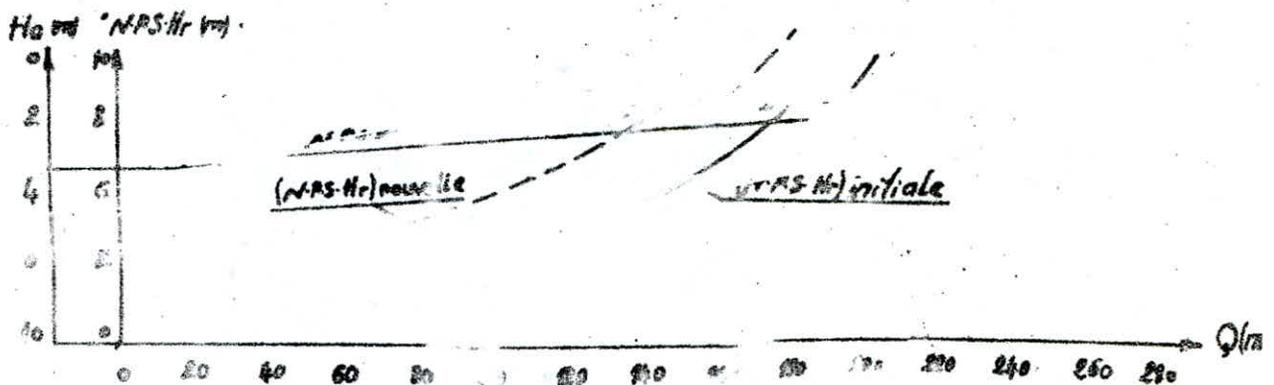
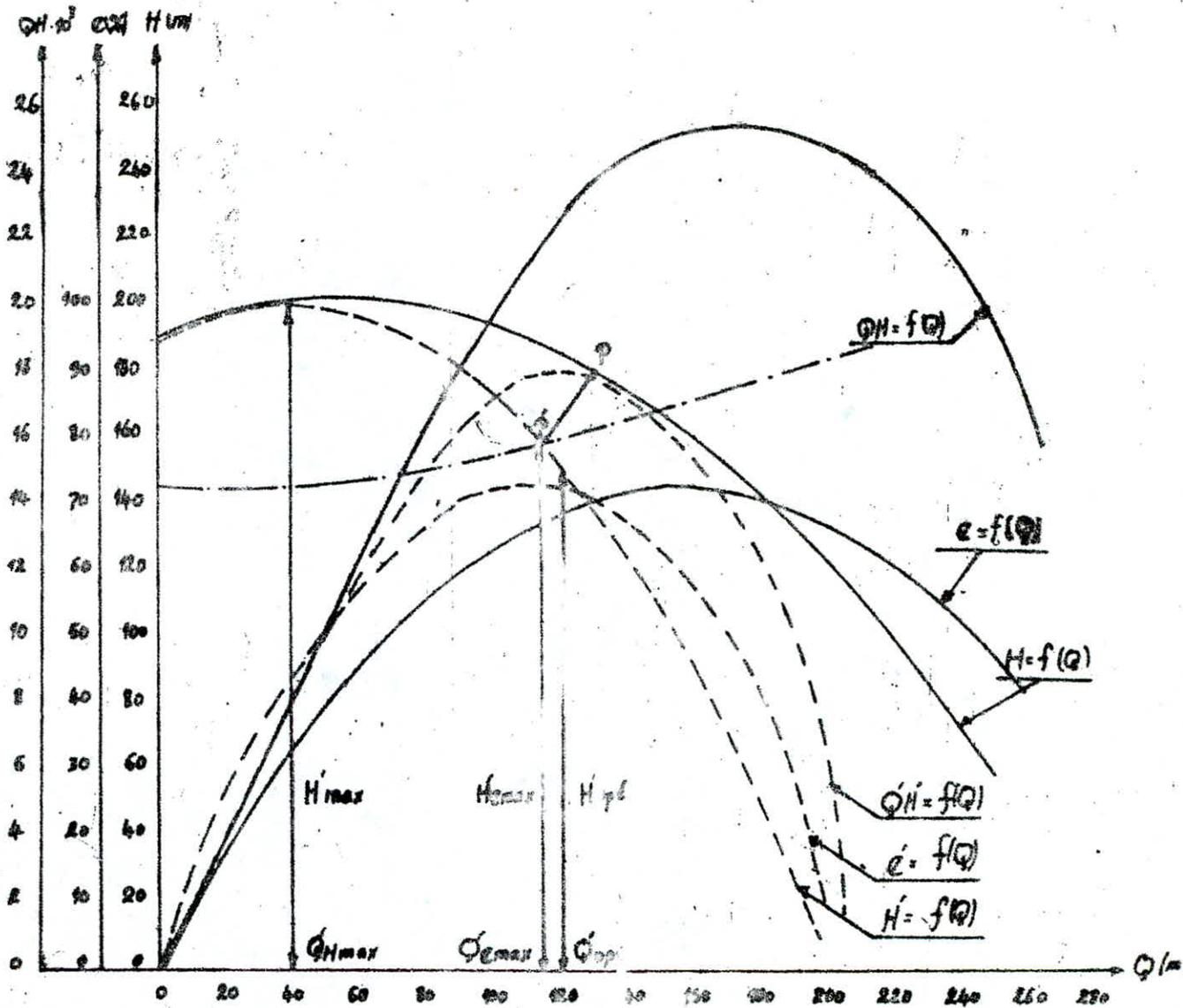


Fig 20

Commande sans ligne-pilote

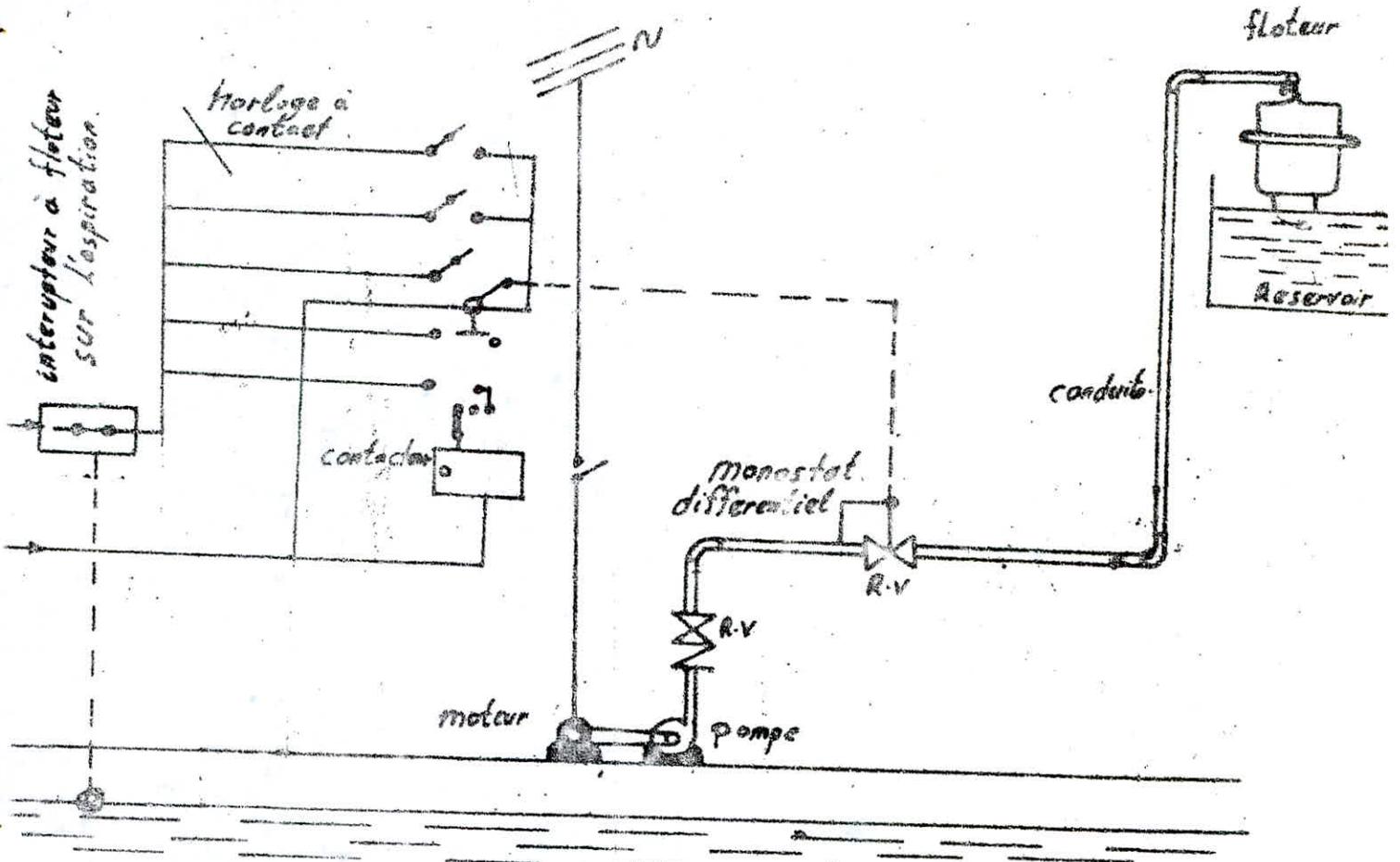


FIG 24

Commande par Ligne-Pilote

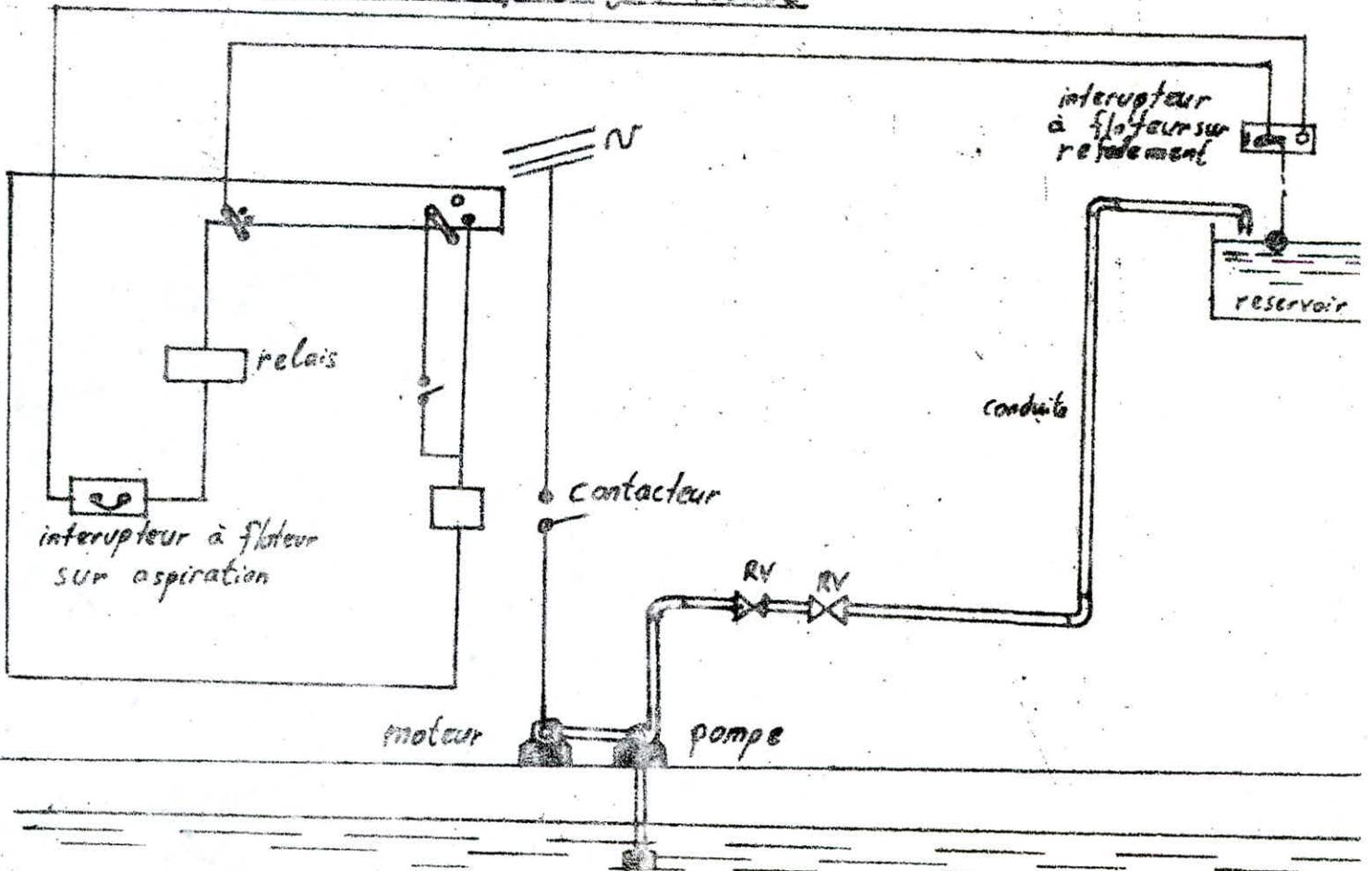


FIG 23

CHAPITRE VII PROTECTION DES CONDUITES

VII-1 A PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE
COUP DE BELIER

VII-1-1 DEFINITION

Le coup de belier est un phénomène oscillatoire qui se manifeste lors d'une modification du régime d'écoulement existant. Les causes les plus fréquentes causant cette modification sont les suivantes :

- Arrêt brutal par disjonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupes électro-pompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un ou plusieurs réservoirs, d'émarrage d'une pompe.
- Ferméture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'une robinet d'obturation, placé au bout d'une conduite d'adduction.
- Les conduites de refoulement, comme les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet ou vanne doivent être toujours examinés du point de vue protection contre le coup de belier.

VII-1-2 ANALYSE PHYSIQUE DU PHENOMENE COUP DE BELIER

Supposons qu'il se produise un arrêt brusque du fonctionnement de la pompe dont, par exemple à une interruption de l'alimentation en courant de son moteur électrique. Cette interruption donne lieu à un phénomène appelé coup de bilier qui est décrit schématiquement ci-dessous.

a) PREMIERE PHASE (COUP DE BELIER DIRECT)

La colonne d'eau en mouvement ascendant s'arrête, provoquant à l'origine de la tuyauterie, près de la pompe, une onde élastique de dépression qui se propage vers le réservoir, dans ce cas chaque tranche de la conduite,

se contracte successivement par diminution élastique du diamètre.

b) DEUXIEME PHASE

Dès que cette onde de dépression atteint le réservoir, une onde élastique de pression statique normale commence à se déplacer du réservoir jusqu'à la pompe. Par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche, en considération les tranches successives à partir du réservoir.

c) TROISIEME PHASE (CONTRE -COUP)

Une onde de surpression se propage depuis la pompe jusqu'au réservoir, elle sera produite au moment où l'onde de pression normale de la deuxième phase atteint la section de la pompe. Dans ce cas chaque tranche de la conduite subit un accroissement successive grâce à l'élasticité de cette dernière.

d) QUATRIEME PHASE

Dès que l'onde de surpression atteint le réservoir, une pression statique normale, commence à se propager depuis le réservoir jusqu'à la pompe dans ce cas la conduite reprend son diamètre primitif. Lorsque cette onde arrive à la section de la pompe, elle provoque une nouvelle onde du coup de Belier direct et tout le phénomène décrit précédemment, recommence ce phénomène continue jusqu'à ce qu'il soit amorti par les pertes de charges résultant du frottement de l'eau dans la conduite.

VII-1-3 VALEUR NUMERIQUE DU COUP DE BELIER

Les ondes de depression et de surpression sont caracterisees par une vitesse de propagation donnee par la formule d'Aleivi suivante:

$$C = \sqrt{\frac{K/P}{1 + \frac{K \cdot Dc}{E \cdot t}}} \dots\dots (m/S)$$

où :

E : module d'élasticité de la conduite ($E = 2.10^{11}$ Pa, pour l'acier)

K : Coefficient de compressibilité de l'eau = $2,15.10^9$ Pa à 20 °C

ρ : Masse volumique de l'eau $\Rightarrow \rho = 1000 \text{ kg/m}^3$

t : Epaisseur de la conduite (m)

Dc : diamètre de la conduite (m)

Le maximum de la dépression ou de la surpression est de :

$$b = \pm \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (m)$$

où :

V_0 = vitesse d'écoulement en régime permanent, (initial) .. (m/s)

g = accélération de pesanteur ($g = 9,8 \text{ m/s}^2$)

VII-1-4 EQUIPEMENTS ET MOYENS DE PROTECTION

Pratiquement il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de belier, on cherchera à les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Le coup de Belier peut entrainer des ruptures brutales des conduites, des destructions des appareils de pompage ou des cavitations et même des décollements de la veine. Les moyens destinés à diminuer ses conséquences néfastes sont très nombreux les plus utilisés sont :

a) VOLANT D'INERTIE: couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et par ce fait diminue l'intensité du coup de belier en phase de dépression.

B) SOUPE DE DECHARGE: Elle n'intervient que pour limiter les surpressions. Son utilisation est souvent plus économique au point de vue investissement, mais elle implique de considérables pertes de volumes d'eau.

C) CHEMINEE D'EQUILIBRE : Peut limiter les dépressions ainsi que les surpressions. On ne peut l'établir économiquement que pour les hauteurs géométriques très faibles.

D) RESERVOIR D'AIR : IL protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions. Son installation est simple.

- Parmi ces moyens, nous avons opté pour le réservoir d'air ayant comme dispositif d'étrangement un diaphragme (orifice)

3-ARRET BRUSQUE DU GROUPE ELECTRO-POMPE

Une certaine quantité d'eau et d'air à la pression de fonctionnement normale de l'installation est emmagasinée dans le réservoir. A la disjonction du groupe le clapet se ferme, la tendance, à la dépression est contrariée par la détente de l'air et l'eau qui en sort vers la tuyauterie. Pendant la phase de surpression le phénomène inverse se produit et permet la réduction de celle ci. A fin de rendre cet effet plus marqué on interpose, entre le réservoir et la conduite un dispositif d'étranglement constitué d'un diaphragme donnant lieu à une perte de charge plus élevée à l'entrée.

3-1 METHODE DE CALCUL

Les calculs seront conduits par deux méthodes

A) METHODE GRAPHIQUE DE BERGERON

B) PROGRAMME SUR "TI 59 "

A) METHODE DE BERGERON

Au préalable, on se fixe les caractéristiques du réservoir d'air (volume V_0 d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement. Cette méthode consiste par approximations successives à déterminer la vitesse de l'eau dans le refoulement au niveau du réservoir d'air. L'intervalle de temps est pris égal au temps d'aller retour de l'onde.

$$t_r = \frac{2L}{c}$$

En partant d'une vitesse arbitrairement choisie V_{2ip} comme vitesse finale de l'eau dans l'intervalle de temps.

Considéré, il est calculé successivement, à la fin de cet intervalle: la pression dans le réservoir, puis celles en aval de l'étranglement et en aval du diaphragme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite ainsi trouvée. On vérifié alors, en menant une horizontale passant par la valeur de la pression finale, que cette droite coupe bien C/g. Ac au droit de V_{2ip} , sinon les calculs seront refaits avec une autre valeur de V_{2ip} .

Vitesse moyenne pour chaque intervalle:

$$V_{mi} = \frac{V_{(i-1)p} + V_{(2ip)}}{2}$$

La variation du volume d'air

$$\Delta U_i = A_c \cdot V_{mi} \cdot t_{ri}$$

Volume d'air emprisonné dans la cloche :

$$U_i = U_{(i-1)} \pm \Delta U_i$$

La nouvelle pression dans le réservoir sera exprimée par :

$$Z_i = \frac{Z'0 \cdot U_0^{1/4}}{U_i^{1/4}}$$

avec $Z'0 = H_0 - h_0 + 10$

où : H_0 : hauteur géométrique de refoulement au droit de la prise de l'anti-belier.

h_0 : c'est la hauteur d'eau entre l'axe de la conduite de refoulement et le plan d'eau dans le réservoir d'air lors du régime normal.

Les pertes de charges au niveau du diaphragme sont négligeables à la montée, par contre à la descente le diaphragme se ferme et les pertes de charges sont fonction du coefficient de contraction de la veine liquide.

$S_r = 0$ Lorsque $V > 0$ (dépression)

$$s_r = -B \cdot V^2 \quad \text{Lorsque } V < 0 \quad \dots \text{ (surpression)}$$

$$s_r = \frac{V_t^2}{2g} \left(\frac{A}{mA_0} - 1 \right)^2 \dots \text{ (formule de BORDA-GARNOT)}$$

D'après l'équation de continuité on a:
 - le débit dans la conduite, pour chaque intervalle de temps est égal à celui transitant par la tubulure vers le réservoir d'air.

$$Q_c = Q_r = Q = V \cdot A_c = V_t \cdot A_t$$

$$V_t = \frac{A_c}{A_t} \cdot V$$

$$\text{d'où : } s_r = \left(\frac{A_t}{mA_0} - 1 \right)^2 \cdot \frac{1}{2g} \left(\frac{A_c}{A_t} \cdot v \right)^2$$

$$s_r = \frac{D_c^2}{m^2 d^2} \left(\frac{D_t}{d} - 1 \right)^2 \cdot \frac{1}{2g} \left(\frac{D_c}{D_t} \right)^2 \cdot v^2$$

$$\text{d'où : } \beta = \frac{1}{2g} \left(\frac{D_t}{m d} - 1 \right)^2 \left(\frac{D_c}{D_t} \right)^2$$

- Où :
- D_t : diamètre intérieur de la tubulure
 - d : diamètre de l'orifice du diaphragme
 - D_c : Diamètre intérieur de la conduite de refoulement.
 - m : Coefficient de contraction de la veine liquide dans l'orifice du diaphragme.
 - v : Vitesse dans la conduite de refoulement (prise avec son signe correspondant à la fin de chaque intervalle de temps.
 - v_t : Vitesse pour l'intervalle correspondant dans la tubulure.

les pertes de charges dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré :

$$s_c = \alpha \cdot V \cdot |v| \quad \text{où : } \alpha = \frac{f}{D_c} \cdot \frac{L}{2g}$$

avec :

- f : Coefficient de frottement de Nikuradsé
- L : Longueur géométrique du refoulement.

COUP DE BELIER : ARRET DE POMPE
PROGRAMME

Nombre de pas utilisés : 329

Nombre de mémoires utilisées : 42

00076 2nd lbl	053 43 RCL	106 01 1	159 75 -
00111 A	054 08 08	107 93 .	160 43 RCL
002 43 RCL	055 95 =	108 01 1	161 07 07
00309 09	056 42 STO	109 04 4	162 35 1/2 X
00475 -	057 32 32	110 95 =	163 33 X
00543 RCL	058 42 STO	111 35 1/2 X	164 95 = 2
00610 10	059 34 34	112 33 X	165 33 X
00775 -	060 65 X	113 65 X	166 55 :
00843 RCL	061 53 (114 43 RCL	167 01 1
00911 11	062 89 2nd	115 08 08	168 09 9
011095 =	063 65 X	116 55 :	169 93 .
01142 STO	064 43 RCL	117 01 1	170 06 6
01214 14	065 04 04	118 09 9	171 65 X
01365 X	066 33 X	119 93 .	172 43 RCL
01443 RCL	067 55 :	120 06 6	173 04 04
01512 12	068 04 4	121 55 :	174 45 y
01645 y	069 54)	122 43 RCL	175 04 4
01701 1	070 42 STO	123 04 04	176 95 =
01893 .	071 39 39	124 95 =	177 42 STO
01904 4	072 95 =	125 42 STO	178 38 38
02095 =	073 42 STO	126 37 37	179 00 0
02142 STO	074 40 40	127 65 X	180 42 STO
02235 35	075 43 RCL	128 43 RCL	181 31 31
02343 RCL	076 13 13	129 17 17	182 91 R/s
02400 00	077 55 ÷	130 33 X	183 76 2nd lbl
02555 ÷	078 43 RCL	131 85 +	184 12 B
02601 1	079 39 39	132 43 RCL	185 42 STO
02700 0	080 95 =	133 14 14	186 22 22
02800 0	081 42 STO	134 95 =	187 77 2nd X t
02900 0	082 17 17	135 42 STO	188 68 2nd NOP
030 55 ÷	083 42 STO	136 15 15	189 33 X
031 53 (084 18 18	137 35 1/2 X	190 65 X
032 01 1	085 09 9	138 65 X	191 43 RCL
033 85 +	086 93 .	139 43 RCL	192 38 38
034 43 RCL	087 08 8	140 35 35	193 95 =
035 00 00	088 55 +	141 95 =	194 42 STO
036 65 X	089 43 RCL	142 22 INV	195 20 20
037 43 RCL	090 33 33	143 45 Y	196 61 GTO
038 04 04	091 95 =	144 01 1	197 95 =
039 55 ÷	092 42 STO	145 93 .	198 76 2nd lbl
040 43 RCL	093 36 36	146 04 4	199 68 2nd NOP
041 01 01	094 43 RCL	147 95 =	200 00 0
042 55 ÷	095 03 03	148 42 STO	201 42 STO
043 43 RCL	096 55 +	149 19 19	202 20 20
044 02 02	097 43 RCL	150 42 STO	203 76 2nd lbl
045 95 =	098 04 04	151 16 16	204 95 =
046 34 V X	099 95 =	152 43 RCL	205 43 RCL
047 42 STO	LOO 23 lnx	153 05 05	206 22 22
048 33 33	LOL 65 X	154 35 1/2 X	207 65 X
049 35 1/2 X	102 93 .	155 55 +	208 50 2nd X/
050 65 X	103 08 8	156 43 RCL	209 65 X
051 02 2	104 06 6	157 06 06	210 43 RCL
052 65 X	105 75 -	158 33 X	211 37 37

COUP DE BELIER :ARRET DE POMPE
PROGRAMME (SUITE).

212	95	=	242	94	+/-	272	23	23	302	42	STO
213	42	STO	243	65	X	273	75	-	303	18	18
214	21	21	244	43	RCL	274	43	RCL	304	43	RCL
215	43	RCL	245	35	35	275	22	22	305	26	26
216	22	22	246	95	=	276	95	=	306	42	STO
217	85	+	247	42	STO	277	50	2nd/X/	307	19	19
218	43	RCL	248	27	27	278	22	INV	308	43	RCL
219	17	17	249	75	-	279	77	2ndX)t	309	27	27
220	95	=	250	43	RCL	280	69	2nd0 p	310	85	+
221	55	+	251	21	21	281	43	RCL	311	43	RCL
222	02	2	252	85	+	282	23	23	312	20	20
223	95	=	253	43	RCL	283	12	B	313	85	+
224	42	STO	254	20	20	284	76	2nd Lbl	314	43	RCL
225	24	24	255	75	-	285	69	2nd OP	315	10	10
226	65	X	256	43	RCL	286	43	RCL	316	95	=
227	43	RCL	257	14	14	287	23	23	317	42	STO
228	40	40	258	95	=	288	42	STO	318	28	28
229	95	=	259	42	STO	289	17	17	319	01	1
230	42	STO	260	30	30	290	65	X	320	44	SUM
231	25	25	261	65	X	291	43	RCL	321	31	31
232	85	+	262	43	RCL	292	39	39	322	43	RCL
233	43	RCL	263	36	36	293	95	=	323	34	34
234	19	19	264	95	=	294	42	STO	324	44	SUM
235	95	=	265	42	STO	295	41	41	325	32	32
236	42	STO	266	29	29	296	43	RCL	326	43	RCL
237	26	26	267	85	+	297	23	23	327	31	31
238	45	y	268	43	RCL	298	85	+	328	91	R/S
239	01	1	269	18	18	299	43	RCL			
240	93	.	270	95	=	300	29	29			
241	04	4	271	42	STO	301	95	=			

COUP DE BELIER : ARRET DE POMPE
NOTICE D'EMPLOI

1). STOCKER :

La précision absolue dans le registre T.
 K en 00 : Coefficient d'élasticité de l'eau (Pa).
 E en 01 : Module d'élasticité de la conduite (Pa).
 t en 02 : épaisseur de la conduite (m).
 r en 03 : rugosité de la conduite (m).
 D en 04 : diamètre de la conduite (m).
 m^c en 05 : Coefficient de contraction de l'orifice.
 d en 06 : diamètre de l'orifice (m).
 D_t en 07 : diamètre de la tubulure (m).
 L en 08 : longueur de la conduite (m).
 h_g + h_{atm} en 09 - h_o en 10 - h_{asp} en 11 - U'_o en 12 (volume d'air au repos)
 Q_o en 13 : débit nominal (en fonctionnement normal).

2). APPUYER SUR A : O À L'AFFICHAGE.

RCL 14 : Z' = pression dans le réservoir d'air à l'arrêt.
 RCL 15 : Z_o = Pression dans le réservoir, pompe en fonctionnement.
 RCL 16 : U = Volume d'air du réservoir, pompe en fonctionnement .
 RCL 33 : C_o = célébrité de propagation des ondes (m/S).
 RCL 34 : t = temps d'aller et retour de l'onde dans la conduite.
 RCL 35 : constante de calcul = $Z'_o u'_o \cdot 4$
 RCL 36 : g/c
 RCL 37 : α - RCL 38 = β
 RCL 39 : A_c = section de la conduite - RCL 40 : A_c t_r

3). AFFICHER une valeur hypothétique de V_{2ip}. Appuyer sur B.: affichage de N_i.

V⁽²ⁱ⁺¹⁾R 18 - U_i 19 - O_r 20 - o_c 21 - V_{2ip} 23
 V_i 24 - AU_i 25 - U_i 26 - Z_i 27 - H_i 28
 AV_i 29 - AV_i 30 - N_i 31 - T_i 32 - V_{2ip} 41

Recommencer le processus) pour le calcul au pas suivant

Pour recommencer les calculs depuis l'arrêt de la pompe, appuyer sur A.

4. DEMARRAGE DU GROUPE ELECTRO-POMPE.

Après avoir, protégé la conduite de refoulement pour atténuer l'effet du coup de belier dans le cas de l'arrêt brusque, on passe à présent à l'étude de son comportement au moment du démarrage du groupe, alors que l'eau contenue dans la conduite n'est pas en mouvement.

On considère le démarrage à vanne ouverte (cas le plus défavorable). La vérification se fera par deux méthodes :

- Methode graphique de Bergeon
- Programme sur TI59.

A L'arrêt la pression absolue de l'air dans le réservoir est :

$$Z'o = H_o - h_o + 10$$

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

Qcrip = débit entrant dans le réservoir d'air au temps $t_i = i \cdot t_r$

Qc2ip = débit dans la conduite quant l'onde (l'observateur) arrive en "P" au temps $t_i = i \cdot t_r$.

Le débit Qr2ip engendre une perte de charge " r " au passage de l'organe d'étranglement.

$$\delta_r = \begin{cases} \Gamma Q_r^2 & \text{Si } Q_r > 0 \\ 0 & \text{SI } Q_r < 0 \end{cases}$$

Γ : Résistance de l'orifice à clapet.

$$\delta_r = \left(\frac{D_t^2}{m d^2} - 1 \right)^2 \cdot \frac{V_t^2}{2g} = \left(\frac{D_t^2}{m d^2} - 1 \right)^2 \frac{Q_r^2}{2g A_t^2}$$

d'où :
$$\delta_r = \left(\frac{D_t^2}{m d^2} - 1 \right)^2 \cdot \frac{1}{2g \cdot A_t^2}$$

- où :
- Vt : Vitesse dans la tubulure
 - At : Section de la tubulure
 - Qr : débit passant dans la tubulure = Qr2ip

La perte de charge dans la conduite de refoulement est:

$$\delta_c = r Q^2$$

r : résistance de la conduite

$$r = \frac{F \cdot L}{2g \cdot D_c \cdot A_c^2} = \frac{8 \cdot F \cdot L}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} = \frac{0,0827112 \cdot F \cdot L}{D^5}$$

Pour une hauteur piezométrique HB et QB, valeurs conjuguées, issues de la caractéristique de la pompe (HB: en valeur absolue), une horizontale donne avec l'intersection de la droite + C/g.A augmentée des ordonnées de la parabole des pertes de charges dans la conduite, les valeurs de Qc et Qr. La construction graphique va donc s'effectuer comme suit :

On ne considère, que les états observés à la fin d'un intervalle de temps quelconque tri et, par approches successives, on vérifiera pour une hauteur HB arbitrairement choisie, que la pression dans la conduite est aussi celle qui régné dans le réservoir d'air aux pertes de charges près à la traversée de l'organe d'étranglement.

Soit Qm : le débit moyen entrant ou sortant du réservoir.

D'air entre les temps $t_i - 1$ et t_i - la variation au volume d'air entre les temps $t_i - 1$ et t_i sera :

$$\Delta U = Q_m \cdot t_r$$

Le volume d'air dans la cloture sera donc de :

$$\begin{aligned} U &= U'0 - \Delta U && \text{lorsque le r\u00e9servoir d'air se remplit} \\ U &= U'0 + \Delta U && \text{" " " " " vide} \end{aligned}$$

La pression qui en r\u00e9sulte dans le r\u00e9servoir d'air compte-tenu d'une \u00e9volution adiabatique de l'air (\u00e9volution rapide et sans \u00e9change thermodynamique avec le milieu ext\u00e9rieur).

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

Remarque :

Le coefficient de contraction de la veine liquide dans l'orifice du diaphragme est fonction du rapport de la section de l'orifice sur la tubulure :

$$m = f \left(\frac{A_o}{A_t} \right) = f \left(\frac{d}{D_e} \right)^2$$

Ayant les valeurs $\left(\frac{d}{D_e} \right)^2$, le coefficient "m" est donn\u00e9 par la Table 177, page 393 du "Manuel d'Hydraulique G\u00e9n\u00e9rale" de Monsieur M. LANCASTRE.

COUP DE BELIER : DEMARRAGE DE POMPE

PROGRAMME

Nombre de pas utilisés : 317

Nombre de mémoires utilisées : 39

00076 2nd lbl	055 95 ÷	L06 95 =	159 29 29
00L LL A	054 34 \sqrt{X}	107 42 STO	160 33 X
002 00 0	055 42 STO	108 37 37	161 75 -
003 42 STO	056 33 33	109 35 1/X	162 53 (
004 13 13	057 35 1/X	110 65 X	163 43 RCL
005 42 STO	058 65 X	111 43 RCL	164 09 09
006 15 15	059 02 2	112 33 33	165 75 -
007 32 X \neq t	060 65 X	113 55 +	166 43 RCL
008 43 RCL	061 43 RCL	114 04 4	167 16 16
009 09 09	062 08 08	115 93 .	168 54)
010 75 -	063 95 =	116 09 9	169 55 +
011 43 RCL	064 42 STO	117 55 +	170 43 RCL
012 10 10	065 34 34	LL8 892nd π	171 37 37
013 75 -	066 42 STO	119 55 +	172 75 -
014 43 RCL	067 32 32	120 43 RCL	173 43 RCL
015 LL 11	068 43 RCL	121 04 04	174 15 15
016 95 =	069 03 03	122 33 33	175 33 X
017 42 STO	070 55 +	123 95 =	167 95 =
018 14 14	071 43 RCL	124 42 STO	177 95 \sqrt{X}
019 65 X	072 04 04	125 36 36	178 75 -
020 43 RCL	073 95 =	126 43 RCL	179 43 RCL
021 12 12	074 23 Lnx	127 05 05	180 29 29
022 42 STO	075 65 X	128 35 1/X	181 95 =
023 19 19	076 93 .	129 55 +	182 42 STO
024 55 y	077 08 8	130 43 RCL	183 29 2 9
025 OL 1	078 06 6	131 06 06	184 65 X
026 93 .	079 75 -	132 33 X	185 43 RCL
027 04 4	080 OL 1	133 75 -	186 36 36
028 95 =	081 93 .	134 43 RCL	187 65 X
029 42 STO	082 01 1	135 07 07	188 08 2
030 35 35	083 04 4	136 35 1/X	189 65 X
031 43 RCL	084 95 =	137 33 X ²	190 43 RCL
032 00 00	085 35 1/X	138 95 = 2	191 37 37
033 55 :	086 33X ²	139 33 X	192 95 =
034 OL 1	087 65 X	140 65 X	193 42 STO
035 00 0	088 93 .	141 43 RCL	194 30 30
036 00 0	089 00 0	142 38 38	195 43 RCL
037 00 0	090 08 8	143 95 =	196 29 29
038 55 ÷	091 02 2	144 42 STO	197 85 +
039 53 (092 07 7	145 38 38	198 43 RCL
040 OL 1	093 OL 1	146 OL 1	199 15 15
041 85 +	094 OL 1	147 42 STO	200 95 =
042 43 RCL	095 02 2	148 31 31	201 42 STO
043 00 00	096 42 STO	149 91 R/S	202 22 22
044 65 X	097 38 38	150 762nd LBL	203 94 +/-
045 43 RCL	098 55 +	151 12 B	204 85 +
046 04 04	099 43 RCL	152 43 RCL	205 43 RCL
047 55 ÷	100 04 4	153 15 15	206 17 17
048 43 RCL	101 45 y	154 85 +	207 95 =
049 OL 04	102 05 5	155 43 RCL	208 42 STO
050 55 ÷	103 65 X	156 36 36	209 23 23
051 43 RCL	104 43 RCL	157 95 =	210 85 +
052 02 02	105 08 08	158 42 STO	211 43 RCL

ETUDE DU COUP DE BELIER

1- ARRET BRUSQUE DE LA POMPE

1°) POMPE DU FORRAGE F1

a) Données de Base

$$\begin{aligned}
 K &= 2.15.10^9 \text{ PA} ; E=2.10^{11} \text{ PA} ; T=0,005 \text{ M} ; \xi = 0,001 \text{ m} ; \\
 DC &= 0,2 \text{ m} ; L = 150 \text{ m} ; Z_0 = H_g + H_{atm} = 78,5 \text{ m} ; h_0 = 2 \text{ m} \\
 H_{asp} &= 3 \text{ m} ; U_0 = 0,3 \text{ m}^3 ; \rho = 1000 \text{ Kg} / \text{m}^3 ; T_t = 0,1 \text{ m} ; \\
 d &= 0,05 \text{ m} ; H_0 = H_g - H_{asp} = 65,5 \text{ m} ; Q_0 = 0,026 \text{ m}^3 / \text{h} ; m = 0,62
 \end{aligned}$$

La Célérité est de l'Ordre : $C = 1226,17 \text{ m/S}$

Le Coup de Belier peut donc atteindre la Valeur:

$$B = \frac{C \cdot V_0}{g} = \frac{1226,17 \cdot 0,3}{9,81} = 37,49 \text{ m} \quad \rightarrow b: 103,50 \text{ m}$$

ce qui donne une surpression de : $65,50 + 103,5 = 169 \text{ m}$
 et une dépression de : $65,50 - 103,5 = 38 \text{ m}$

b) RESULTATS:

$$\begin{aligned}
 Z_0 &= 73,50 \text{ (m)} & s/c &= 0,0079 \text{ (1/S)} \\
 Z_0 &= 74,308 \text{ (m)} & G &= 1,179 \text{ m} \\
 U_0 &= 0,298 \text{ (m}^3) & B &= 24,261 \\
 C &= 1226,172 \text{ (m/s)} & AC &= 0,00314 \text{ (m}^2) \\
 tr &= 0,245 \text{ (S)} & ACTR &= 0,00768 \text{ (m}^2 \cdot \text{S)} \\
 Z_0 U_0 &= 13,623 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

LE RESTE DES CALCULS EST PORTE AU TABLEAU N°1 (Voir Fig 25)

c) Tracé de la droite $C / g AC$:

$$\frac{C}{g \cdot Ac} = \frac{1226,17}{9,81 \cdot 0,0314} = 3980,632 \text{ (S/M}^2)$$

Si l'Echelle Verticale (H) est graduée à raison de 1cm pour 2cm dans ce cas

$$b = \frac{3980,632}{2} = 1990,316$$

et Si l'echelle des debits est graduée Comme Suite:

$$\begin{array}{ccc}
 0,026 \text{ m}^3/\text{S} & \xrightarrow{\hspace{2cm}} & 16,5 \text{ CM} \\
 1 \text{ m}^3/\text{S} & \xrightarrow{\hspace{2cm}} & 634,615 \text{ Cm}
 \end{array}$$

Donc la valeur de la pente à l'echelle de l'épure sera:

$$\frac{C}{Ac \cdot g} = \frac{b}{a} = 3,136$$

C'est à dire l'angle d'inclinaison de cette droite est:

$$\text{tg } \gamma = 3,136 \quad \rightarrow \quad \text{D'ou } \gamma = 72^\circ 32'$$

d) RESERVOIR D'AIR

Pendant l'arrêt brusque le Volume maximal d'air est de $0,331 \text{ m}^3$ correspondant à la fin de la dépression. mais le réservoir doit contenir encore de l'eau et ce pour éviter le passage de l'air dans la conduite et à titre de sécurité en prendra un Volume d'air de $0,331 + 25\%$ soit un volume de réservoir de $0,40 \text{ m}^3$

- La pression minimale dans la conduite est $66,17 \text{ m}$ soit une dépression de:

$$75,36 - 66,17 = 9,19 \text{ m.C.E.}$$

Pendant la phase de surpression le Volume d'air passe à 0,291 m³ à la fin de la Surpression et la pression dans la conduite passe à 78,55 m; soit une Surpression de : 78,55 - 75,36 = 3,19 m.c.e.

e) Conclusion:

Les valeurs de la dépression et surpression sont faibles voir Fig 25 donc les Caractéristiques du réservoir d'air (Volume U₀ d'air en régime normal) et de son dispositif détrangement Choisis au départ sont acceptables.

F) dimensionnement du réservoir (Voir Fig 28)

Nous prendrons une Cuve Cylindrique équipée de deux Fonds bombés. nous choisirons un diamètre intérieur d_i = 0,5 m (Diamètre extérieurs 0,55m = d_{ex})

La hauteur des fonds est prise égale à 0,10 m = H₁.

Le volume des deux colottes elliptiques sera de: $V_1 = \frac{4}{3} \pi r^2 \cdot h_1 = 0,026 \text{ m}^3$

Le volume de la partie Cylindrique : $V_2 = 0,4 - 0,026 = 0,374 \text{ m}^3$

La section de la cuve $S = \frac{\pi d_i^2}{4} = 0,196 \text{ m}^2$

La hauteur de la partie Cylindrique : $h_2 = \frac{V_2}{S} = 1,90 \text{ m}$

Hauteur totale de la cuve : $H = h_2 + 2h_1 = 2,10 \text{ m}$

hauteur Occupée par l'air en régime normal:

Volume d'air 0,300 m³

Volume elliptique du sommet 0,013 m³

Reste pour partie cylindrique : 0,287 m³

Correspondant à une hauteur de: $h_3 = \frac{0,287}{0,196} = 1,46 \text{ m}$

Donc le niveau normal dans l'antier belier se situera à une distance de 1,46 + 0,1 = 1,56 m = h₃

Variations maximales du niveau

Lors de la dépression le volume d'air augmente de: 0,331 - 0,30 = 0,031 m³

Par rapport au niveau normal l'eau va s'abaisser de: $h_4 = \frac{0,031}{0,196} = 0,16 \text{ m}$.

et h₅ = h₄ ± 0,04

0,196

TABLEAU N° 1

ARRET BRUSQUE DE POMPE DU FORAGE F1

θ	VARIATION DU VOLUME D'AIR DU (M3)	VOLUME D'AIR U (M3)	PRESSION DANS LE RESERVOIR Z (m. c. e.)	VITESSE V rip (m/S)	P.d;C Dans l'ori- fic- SV2 (n)	PRESSION DANS LA CONDUITE + P.d.c.e)	P.d.e.au RECOULE- MENT SC=dv-V/ (m)	Pression dans conduite sans P.d.c	Vitesse Vrip (m/s)	Vitesse moyenne V _m (m/s)	Vitesse choisie (m/S)	DEBIT Q rip (l/ s)
0	0,000	0,298	74,31	-	0,000	76,31	0,950	75,36	0,82 8	-	0,82 8	25
10	0,0063	0,304	72,16	0,794	0,000	74,16	0,78	73,39	0,811	0,811	0,811	25,469
20	0,0060	0,310	70,20	0,730	0,000	72,20	0,68	71,52	0,762	0,786	0,762	23,93 8
30	0,0056	0,316	68,47	0,641	0,000	70,47	0,55	69,92	0,686	0,724	0,686	21,536
40	0,0049	0,321	67,02	0,531	0,000	69,02	0,41	68,61	0,586	0,636	0,586	1 8,405
50	0,0040	0,325	65,85	0,404	0,000	67,85	0,26	67,59	0,468	0,52 7	0,468	14,690
60	0,0031	0,328	64,98	0,266	0,000	66,98	0,13	66, 85	0,335	0,401	0,355	1 0,532
70	0,0020	0,330	64,42	0,120	0,000	66,42	0,04	66,38	0,193	0,264	0,193	6,069
80	0,0009	0,331	64,17	-0,029	0,000	66,17	0, 01	66,17	0,46	0,119	0,046	1 ,436
90	-0,0002	0,330	64,23	-0,173	0,247	66,48	-0,01	66,49	-0,101	-0,028	-0,101	- 3,170
100	-0,0013	0,329	64,58	-0,294	1,319	67,90	-0,06	67,96	-0,232	-0,167	-0,232	- 7 ,325
110	-0,0022	0,327	65,19	-0,380	2,751	69,94	-0,13	70,07	-0,337	-0,285	-0,337	- 10,580
120	-0,0029	0,324	65,99	-0,433	4,009	72,00	-0,19	72,20	-0,407	-0,372	-0,407	- 12,773
130	-0,0033	0,321	66,94	-0,457	4,806	73, 74	-0,23	73,98	-0,445	-0,426	-0,445	- 13,984
140	-0,0035	0,317	67,97	-0,460	5,105	75, 07	-0,25	75,32	0,459	0,452	0,459	14,412
150	0,0035	0,314	69,03	0,44 8	4,999	76, 03	0,24	76,28	0,454	0,454	0,454	- 14,263
160	-0,0034	0,310	7 0,10	-0,425	4,618	76, 72	0,22	76,94	0,436	0,445	0,436	13,706
170	-0,0033	0,307	71,14	0,394	4,069	77,21	0,20	77,41	0,410	0,42 9	0, 410	12, 864

SUITE DU FORAGE F1

180	-0,0033	0,304	72,13	-0,359	3,437	77,57	-0,170	77,74	- 0,376	-0,393	-0,376	-11,824
190	-0,0027	0,301	73,06	-0,319	2,784	77,84	-0,14	77,97	-0,399	-0,358	-0,339	-10,641
200	-0,0 024	0,299	73,89	-0,277	2,151	78,05	-0,10	78,15	- 0,298	-0,31 8	- 0,298	-9,354
210	-0,0021	0,297	74,63	-0,232	1,569	7 8,20	-0,08	78,28	- 0,254	-0,276	-0,254	-7,991
220	-0,0018	0,295	75,27	-0,186	1,061	78,33	- 0,05	78,3 8	- 0,209	-0,232	-0,209	-6,570
230	-0,0 014	0,294	75,78	-0,099	0,641	78,48	-0,02	78,45	-0,163	-0,186	-0,163	-5,106
240	-0,0011	0,293	76,17	-0,091	0,321	7 8,49	-0,02	78,50	-0,115	-0,139	-0,115	-3,611
250	-0,0 07	0,292	76,42	-0,042	0,108	78,53	-0, 01	7 8,54	-0,067	-0,091	-0,067	-2,095
260	-0,0003	0,291	76,54	-0,006	0,008	78,55	-0,00	78,55	-0,018	- 0,042	-0,018	-0,567
2 70	-0,000	0,292	76,52	-0,055	0,000	78,52	-0,01	7 8,52	-0,031	-0,006	-0,031	-0,958

2) POMPE DU FORAGE F3 /

a) Données de base:

$$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ pa} \quad E = 2 \cdot 10^{11} \text{ pa} \quad \epsilon = 0,005 \text{ m} \quad \xi = 0,001 \text{ m} \quad D_c = 0,2 \text{ m}$$

$$L = 450 \text{ m} \quad Z_0 = 90,5 \text{ m} \quad h_0 = 2 \text{ m} \quad h_{asp} = 3 \text{ m} \quad U_0 = 0,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3 \quad D_E = 0,1 \text{ m} \quad d = 0,05 \text{ m} \quad H_0 = 77,5 \text{ m} \quad m = 0,62$$

$$Q = 0,025 \text{ m}^3/\text{s}$$

La célérité est de : $C = 1226,17 \text{ m/S}$

Le cour de belier peut atteindre la valeur:

$$b = 99,47 \text{ m}$$

On aura une surpression de : 176 97 m

et une dépression de : 21 97 m

b) RESULTATS

Z_0	=	85,5	g/C	=	0,0079
Z_0	=	87,74	α	=	3,538
U_0	=	0,393	β	=	24,261
C	=	1226,17	Ac	=	0,00314
tr	=	0,734	$actr$	=	0,00231
$Z_0 U_0^{1/4}$	=	23,706			

Le reste des calculs est porté au tableau N°2 (Voir Fig 26)

c) tracé de la droite $C/g \text{ ac}$:

$$c = 3980,632$$

g.ac

Si l'échelle Verticale (H) est graduée à raison de 1cm pour 2m dans ce cas

$$b = \frac{3980,632}{2} = 1990,316$$

et si l'échelle des débit est graduée à raison de 1m³/S pour 634,615 cm, dans ce cas la valeur de la pente à l'Echelle de L'épure sera:

$$\frac{C}{Acg} = \frac{b}{q} = 3,109$$

c'est à dire que l'angle d'inclinaison de cette droite sera de: $\delta = 72^\circ 10'$

d) RESERVOIR D'AIR

Le volume maximal d'air correspondant à la fin de la depression est de 0,453m³ et par mesure de sécurité et pour empêcher le passage de l'air dans la conduite on prendra un volume de 0,60 m³.

- La pression minimale dans la Conduite est 73,88 m; soit une Depression de 13,22 mce

- Pendant la phase de Surpression le volume d'air passe à 0,389 m³ à la fin de la surpression et la pression dans la conduite passe à 94,05 m. Soit une surpression de 6,95 m; ce qui est acceptable.

e) CONCLUSION:

d'après la Fig 26 on peut remarquer, que des surpression et depression sont faibles donc les caracteristiques du reservoir ainsi que son dispositif d'étranglement choisies au depart sont acceptables le dimensionnement du reservoir se fait toujours par la methode citée ci dessus (Voir Forage F1).

3°) POMPE DU FORAGE FS

a) Données de base:

$$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ pa} \quad E = 2 \cdot 10^{11} \text{ pa} \quad \epsilon = 0,0035 \text{ m} \quad \xi = 0,001 \text{ m} \quad D_c = 0,15 \text{ m}$$

$$L = 1220 \text{ m} \quad Z_0 = 112,5 \text{ m} \quad h_0 = 2 \text{ m} \quad h_{asp} = 3 \text{ m} \quad U_0 = 0,1 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3 \quad D_E = 0,08 \text{ m} \quad d = 0,04 \text{ m} \quad H_0 = 99,5 \text{ m} \quad m = 0,62$$

$$Q = 0,012 \text{ m}^3/\text{s}$$

... / ...

TABLEAU N° 2

ARRÊT BRUSQUE DE LA POMPE DU FORAGE F 3

θ	variation du volume d'air V _U (M ³)	Volume d'air U (M ³)	Pression dans le réservoir Z (m.C.e.)	Vitesse V (ritf) (m/S)	P.d.c dans l'ori- fice S _r (m)	pression dans la conduite +P.d.c (A.C.E.)	P d c au refoulement s _r (m)	pression dans la condui- te sans p.d.c (m.C.e)	Vitesse V _{rip} (m/S)	Vitesse moyenne V _m (m/S)	Vitesse c _{hoisie} (m/s)	DEBIT Q _{rip} (l/S)
0	0,000	0,393	87,74	-	0,000	89,74	2,64	87,10	0,796	-	0,796	25,000
10	0,018	0,411	82,44	0,715	0,000	84,44	2,02	82,42	0,755	0,776	0,755	23,724
20	0,016	0,427	78,11	0,573	0,000	80,11	1,47	80,64	0,644	0,699	0,644	20,225
30	0,013	0,440	74,90	0,390	0,000	76,90	0,82	76,08	0,482	0,563	0,482	15,133
40	0,009	0,449	72,84	0,183	0,000	74,84	0,29	74,55	0,287	0,384	0,287	9,012
50	0,004	0,453	71,90	0,034	0,000	73,90	0,02	73,88	0,075	0,181	0,075	2,340
60	0,001	0,452	72,06	0,241	0,460	74,52	0,07	74,59	0,138	0,032	0,138	4,322
70	0,005	0,447	73,25	0,392	2,430	77,68	0,35	78,03	0,327	0,227	0,316	9,941
80	0,009	0,438	75,28	0,473	4,535	81,81	0,66	82,47	0,432	0,374	0,432	13,58
90	0,011	0,428	77,89	0,491	5,532	85,52	0,82	86,34	0,482	0,457	0,482	15,100
100	0,011	0,417	80,80	0,465	5,539	88,34	0,81	89,15	0,478	0,480	0,478	15,01
110	0,010	0,406	83,75	0,408	4,620	90,37	0,67	91,04	0,436	0,457	0,436	13,711
120	0,009	0,397	86,51	0,331	3,315	91,83	0,48	92,31	0,370	0,403	0,370	11,613
130	0,008	0,389	88,87	0,241	1,987	92,86	0,29	93,15	0,286	0,328	0,286	8,98
140	0,006	0,384	90,66	0,142	0,890	93,55	0,13	93,68	0,192	0,239	0,192	6,016
150	0,003	0,380	91,75	0,039	0,197	93,95	0,03	93,98	0,090	0,141	0,090	2,837
160	0,001	0,379	92,05	0,066	0,000	94,05	0,00	94,05	0,013	0,038	0,013	0,433

La valeur de la celerité est de $c = 1213,21$ m/s le coup de Belier peut atteindre la valeur de:

$$h = \frac{c v_0^2}{g} = 84,06 \text{ m}$$

La surpression de l'Ordre : 183,56 m et de la dépression est de: 15,44m
remarque : Comme h est inférieur à h_0 cela veut dire que la cavitation n'existe pas.

b) RESULTATS:

Z_0	=	107,50	g/c	=	0,00307
Z_0	=	113,94	h	=	13,975
U_0	=	0,096	h_0	=	18,741
TR	=	1213,21	f/c	=	0,01767
$Z_0 U_0^{4/3}$	=	4,28	$f.c.tr$	=	0,0355

Tous les résultats du calcul se trouvent au tableau N°3

E) Choix du tracé de la droite C/g.Ac

$$C = 7006,0635$$

g.Ac

Si l'échelle des hauteurs est graduée à raison de 1cm pour 8m et l'échelle des débits 1m³/S pour 1133,333 dans ce cas l'angle d'inclinaison de la droite est de 37° 69.

d) RESERVOIR D'air

Le volume maximal occupé pendant la fin de la dépression est de 0,126m³ pour des raisons de sécurité en prendra un volume de 0,2 m³.

- La pression minimale dans la Conduite est de 79,68m soit une dépression 28,65 m.c.e. (Voir Fig 27)

- Pendant la phase de surpression le volume passe à 0,085 m³ et la pression dans la conduite passe à 136,88 m, soit une surpression de 28,55m.c.e.

e) CONCLUSION:

Les caractéristiques du réservoir et son dispositif d'étranglement choisies au départ sont acceptables et ce, car la surpression et dépression sont admissibles le dimensionnement du réservoir se fait par la même méthode que celle présentée au départ (Voir F1).

VARIATION DU VOLUME DU (m ³).	VOLUME D'AIR U (m ³)	PRESSION Dans le res- voir Z(mer)	Vitesse V (m/s)	P.D.C. dans la sr(m).	PRESSION dans la conduite+ pdc(m).	PDC AU refoulement SC(m)	Pression dans la conduite pdc(mce)	Vitesse Vrip(m/s)	Vitesse moyenne V ⁰ (m/s)	Vitesse choisies (m/s)	Debits Q rip(t/s)	
0	0,096	113,94	-	0,000	115,94	7,61	108,33	0,679	-	0,679	12	
10	0,021	0,117	86,70	0,290	0,000	88,70	3,28	85,42	0,485	0,582	0,485	8,562
20	0,009	0,126	77,71	0,192	0,000	79,71	0,034	79,68	0,049	0,267	0,049	0,867
30	0,005	0,121	82,71	0,525	2,404	87,11	1,79	88,90	0,358	0,155	0,358	6,330
40	0,015	0,105	100,26	0,502	4,938	107,20	3,68	110,88	0,513	0,436	0,513	9,073
50	0,015	0,090	122,53	0,168	2,103	126,53	1,57	128,20	0,335	0,424	0,335	5,921
60	0,005	0,085	134,92	0,274	0,000	136,92	0,04	136,88	0,053	0,141	0,053	0,942

DONNÉES DE BASE POUR LE CALCUL DU COUP DE BELIER
(ARRÊT DU GROUPE)

$$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa} ; E = 2,1 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$$

$$\xi = 0,001 \text{ m} ;$$

$$\rho = 1000 \text{ kg /m}^3 ; m = 0,62$$

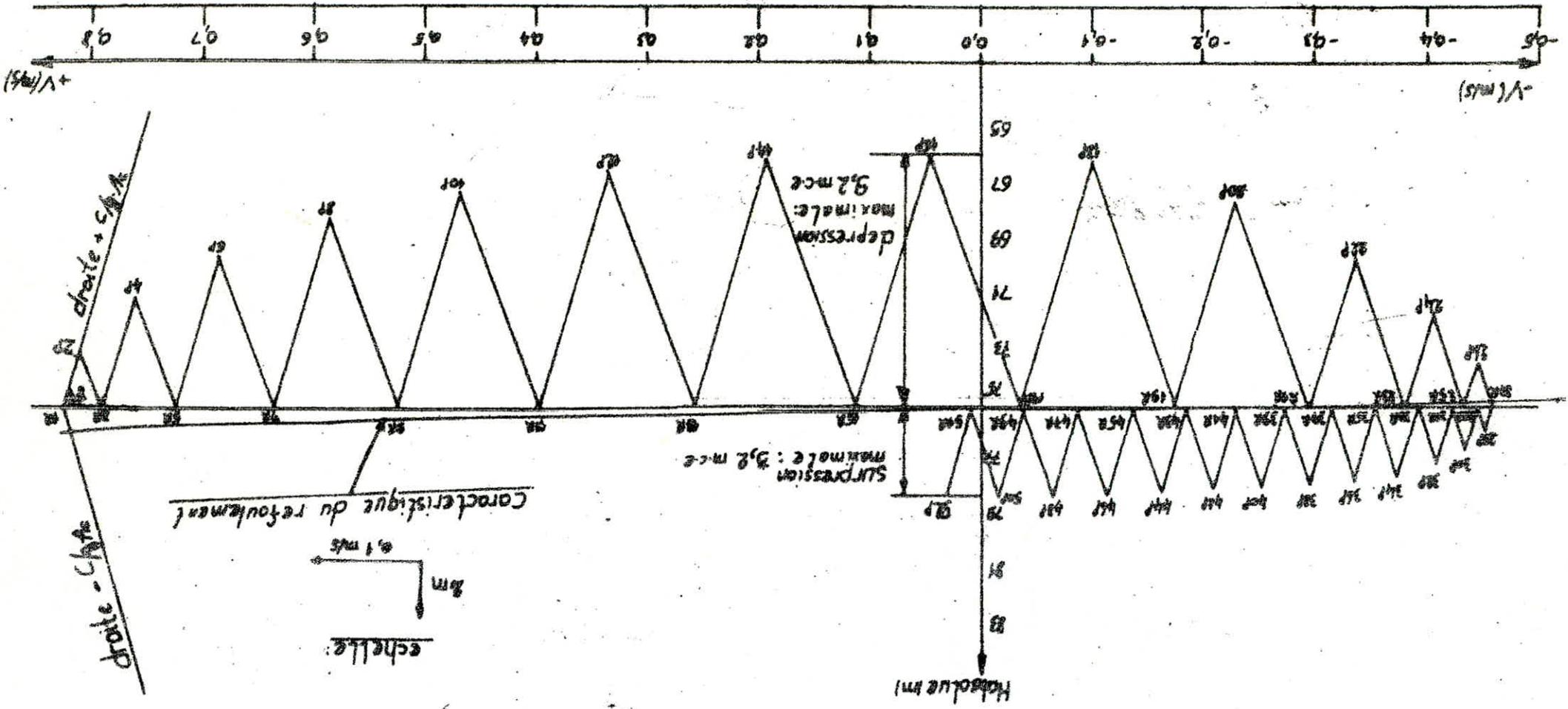
TRAÇONS	D C (m)	Q ₃ (m ³ /S)	L (m)	t' (m)	L ₀ (m)	d (m)	H (m)	Z (m)	h ₀ (m)	h _{asp} (m)	U' (m ³)
BR -R2	0,35	0,123	1076	0,006	0,18	0,09	58,3	69,6	2	1,7	1,00
F2 -BA	0,20	0,033	1550	0,005	0,10	0,05	86,5	99,5	2	3	0,43
F ₇ -RM	0,20	0,32	1357	0,005	0,10	0,05	143,5	156,5	2	3	1,00
F ₅ -RM	0,20	0,034	3152	0,005	0,10	0,05	116,5	129,5	2	3	2,00
F4 -BA	0,20	0,039	500	0,005	0,10	0,05	60,5	72,5	2	3	0,15

RESULTATS DU COUP DE BELIER (ARRET DU GROUPE)

TRACONS	DEPRESSION (m.c.e)	SURPRESSION (m.c.e)	VOLUME INITIALE U0(M ³)	VOLUME MAXIMUM Umax(m ³)	VOLUME FINAL U FINAL (M ³)
BR - R2	23,35	19,96	1,90	1,009	1,80
F2 -BA	25,33	19,20	0,43	0,548	0,70
F7, RM	20,51	11,46	1,00	1,119	1,40
F5, RM	11,80	14,51	2,00	2,202	2,80
F4, BA	25,97	15,87	0,15	0,210	0,25

Arrêt brusque du groupe . Epure du coup de belier
 Pompe du forage FA

FIG 25



Arrêt brusque du grand écart au coup de bélier

Pompe du forage F3

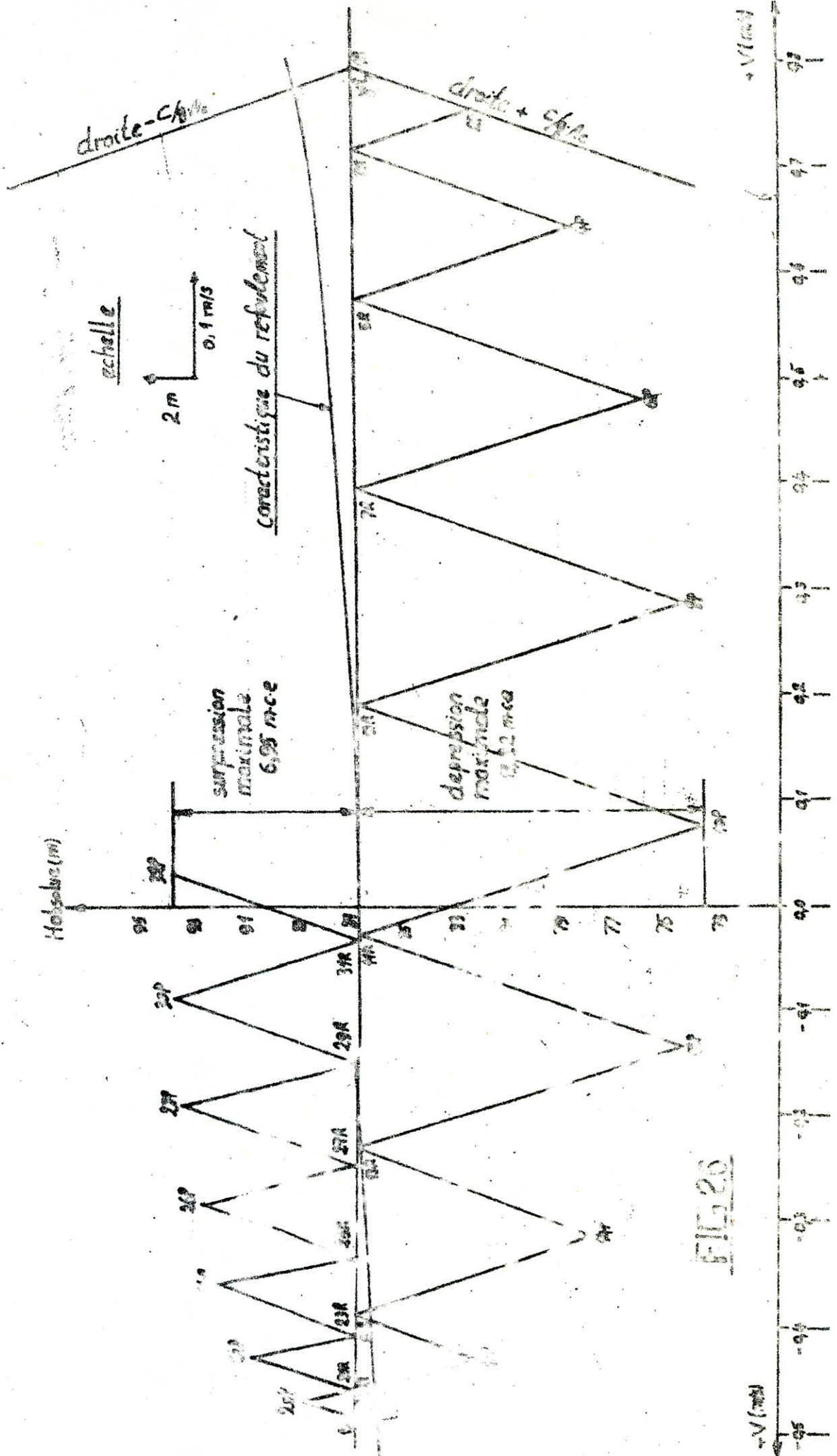


FIG 26

Arrêt brusque du groupe Epure du coup de belier
Pompe du forage FS

échelle
 2m
 0,1 m/s

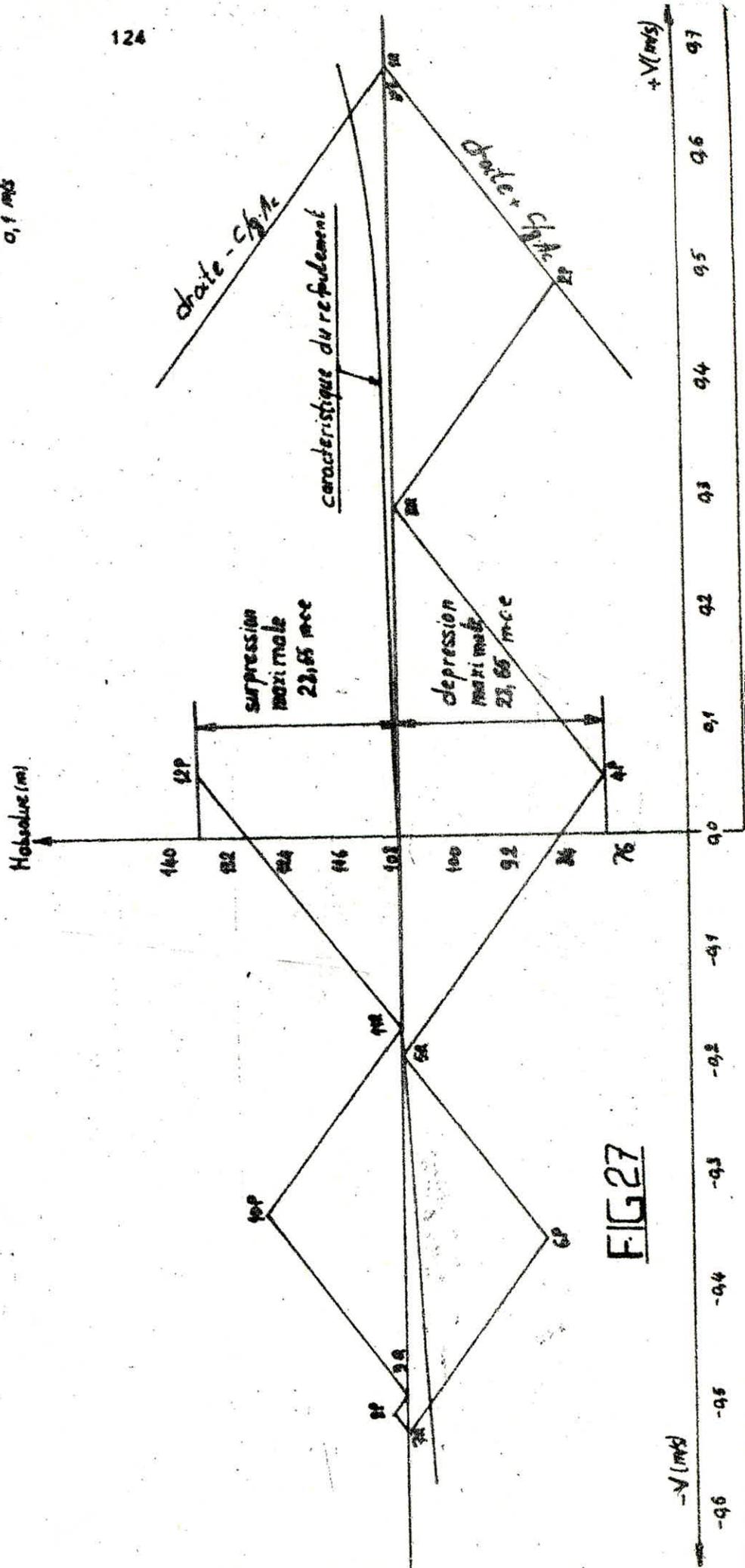


FIG 27

Coupe longitudinale du reservoir d'air

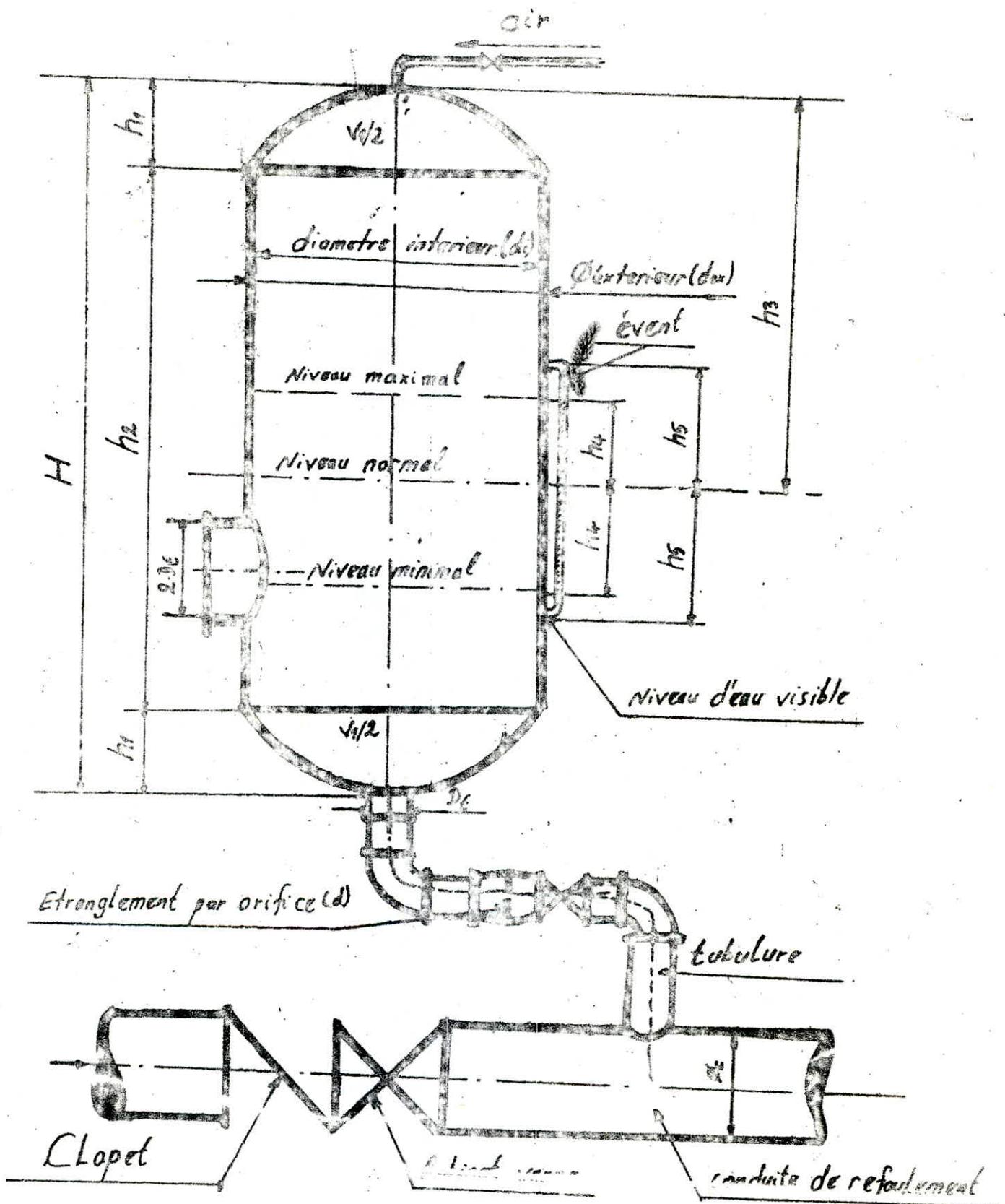


FIG 28

II- Demarrage du groupe à vanne grande ouverte du forage F.4

a: Données de base

$$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa} ; E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa} ; T' = 0,005 \text{ m} ; \zeta = 0,001 \text{ m}$$

$$D_c = 0,2 \text{ m} ; m = 0,62 ; d = 0,05 \text{ m} ; D_\xi = 0,1 \text{ m} ;$$

$$L = 500 \text{ m} ; Z_o = 72,5 \text{ m} ; H_o = 2 \text{ m} ; h_{asp} = 3 \text{ m}$$

$$U_o = 0,15 \text{ m}^3$$

b) Résultats

$$Z'o = 67,5 \text{ m}$$

$$C = 1226,17 \text{ m/s}$$

$$t_r = 0,816 \text{ s.}$$

$$Z'o U_o^{1/4} = 4 \cdot 4 \cdot 74$$

$$c) 2r/g \cdot A_c = 0,5 \quad \text{où } A_c : \text{Séction de la conduite}$$

$$r = 3982,54 \quad \text{où } r = \text{resistance de la conduite.}$$

$$T = 24581,84$$

Le reste des calculs se trouve au tableau N° 9

c) Tracé de la droite C/g.Ac (voir Fig 30)

$$\text{L'échelle des H } 1 \text{ cm} \longrightarrow 4 \text{ m}$$

$$\text{L'échelle des débits } 1 \text{ cm} \longrightarrow 10 \text{ m}^3/\text{H} = 0,00278 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q = 360 \text{ cm} \longrightarrow 1 \text{ m}^3/\text{s}$$

où $C = 3978,61 \Rightarrow$ nous aurons à l'échelle de l'épure $\text{tg } \delta' = 2,7629$ d'où $\delta' = 70^\circ 10'$

g.Ac Discussion des résultats

D'après le tableau n°9 et l'épure correspondante (fig30) on déduit:

$$- \text{Dépression maximale} : 72,5 - 71,43 = 1,07 \text{ m.c.e.}$$

$$- \text{Surpression maximale} : 101,945 - 72,5 = 29,445 \text{ m.c.e.}$$

Conclusion :

Les Valeurs de la surpression et de la depression sont assez faibles, donc les caractéristiques du réservoir et de son dispositif d'étranglement choisies au préalable sont accétables.

Intervalles de pompes 7/29 (S); 127	debit de la pompe $Q_B (M^3/S)$	debit de la conduite $Q_{rip} (M^3/S)$	debit entrant ou sortant du reserv d'air $Q_{rip} (M^3/S)$	debit moyen entrant du reserv d'air $Q_M (M^3/S)$	Variation du Volume d'air $\Delta M = Tr Q_m (M^3)$	Volume d'air $U (M^3)$	Pression dans le reservoir d'air $Z (M)$	P d c dans le clapet (M) δr	Hauteur piezometrique arbitrairement choisie $HB (M)$	Pression dans la conduite Correspondance à HB $H = HB - Hasp (M)$	Pression dans la conduite Correspondance à HB $H' (M)$	P d c dans la conduite $\delta c (M)$
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,150	67,500	0,000	72,500	69,500	69,500	0,000
10	0,0300	0,0054	0,0246	0,0123	0,0100	0,140	74,362	14,850	94,210	91,210	91,211	0,117
20	0,0320	0,0171	0,0149	0,0197	0,0161	0,124	88,225	5,443	98,665	95,665	95,668	1,167
30	0,0340	0,0299	0,0041	0,0095	0,0077	0,116	96,562	0,413	101,975	98,975	98,975	3,561
40	0,0360	0,0418	-0,0058	-0,0008	-0,0007	0,127	95,776	0,000	100,775	97,775	97,776	6,947
50	0,0380	0,0498	-0,0118	-0,0088	-0,0072	0,124	88,115	0,000	93,110	90,110	90,115	9,882
60	0,0385	0,0525	-0,0140	-0,0129	-0,0105	0,135	78,604	0,000	83,600	80,600	80,604	10,991
70	0,0390	0,0508	-0,0118	-0,0129	-0,0105	0,145	70,773	0,000	75,730	72,733	72,733	10,275
80	0,0400	0,0465	-0,0065	-0,0091	-0,0074	0,153	65,944	0,000	70,945	67,945	67,944	8,602
90	0,0395	0,0413	-0,0018	-0,0041	-0,0034	0,156	63,949	0,000	68,945	65,945	65,949	6,801
100	0,0389	0,0365	0,0023	0,0003	0,0002	0,155	64,071	0,135	69,204	66,204	66,205	5,323
110	0,0380	0,0330	0,0050	0,0037	0,0030	0,153	65,827	0,606	71,430	68,430	68,433	4,346
	0,0379	0,0313	0,0066	0,0056	0,0047	0,148	68,785	1,074	74,860	71,860	71,859	3,899

Epure du coup de belier

Demarrage du groupe à vanne grande ouverte

Pompe du forage F4.

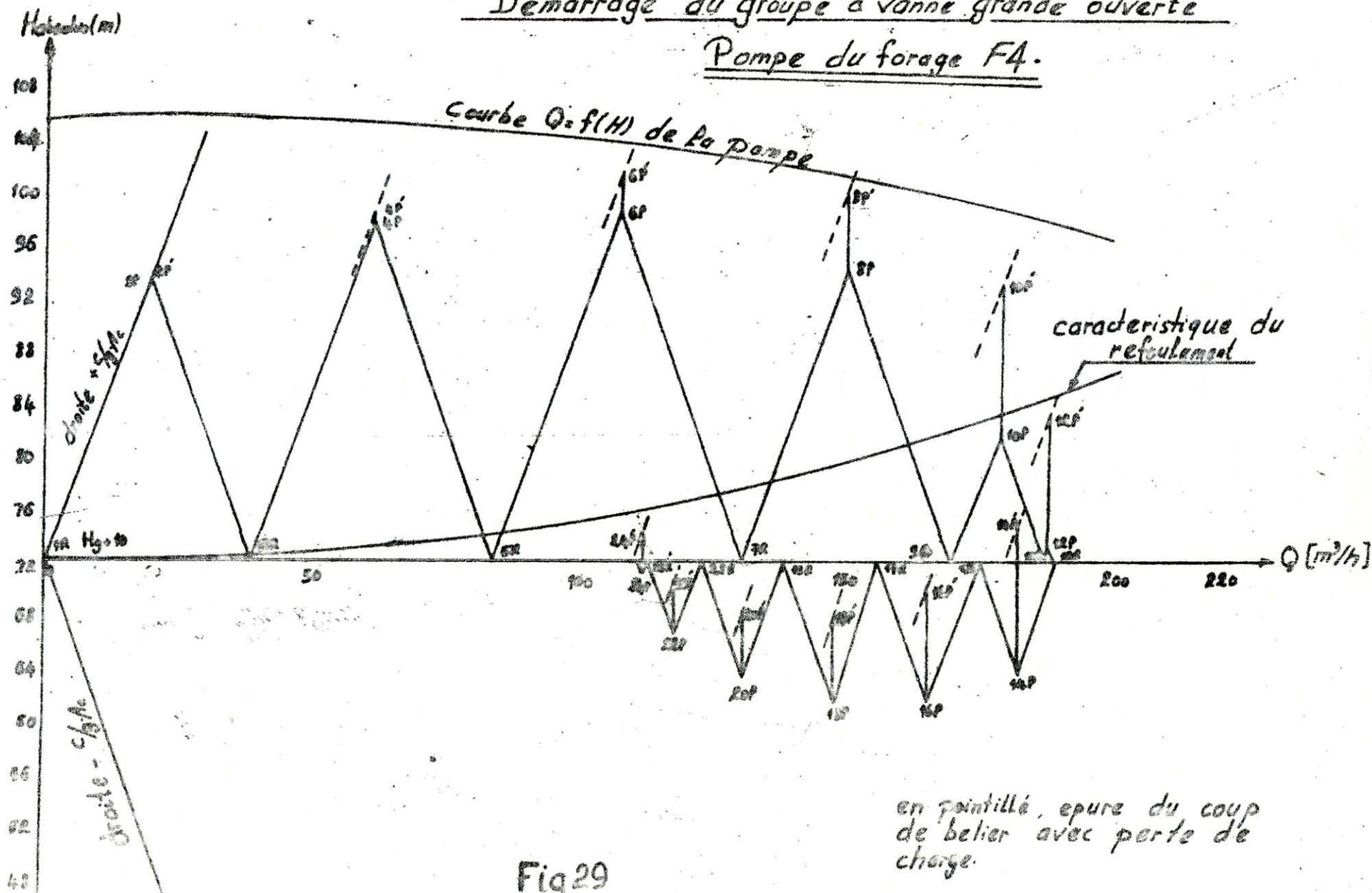


Fig 29

ETUDE DU COUP DE BELIER DANS LE CAS D'UNE CONDUITE FORCEE D'ADDUCTION GRAVITAIRE

Le phénomène du coup de belier apparait dans les conduites gravitaires du moment de la manoeuvre de la vanne de régularisation. Pour éviter les dépressions et surpressions importantes nous soumettons la vanne à une certaine allure de fermeture. Au départ on suppose un temps de fermeture avec lequel on étudiera les valeurs de la surpressions et de la dépression. Si ces dernières sont admissibles on gardera l'allure choisie, dans le cas contraire on augmente le temps de fermeture jusqu'à trouvé des résultats admissibles.

- IL existe deux methodes de calcul
- Methode de bergeon
- Methode sur TI 59.

1°) methode de bergeon :

Cette méthode suppose que le débit dans la conduite varie linéairement

- Détermination du temps de fermeture :
- nous prenons comme unité de temps un aller retour de l'ordre : $tr = \frac{2L}{C}$
 L = longueur géométrique de la conduite (m)
 C = celerité de l'ordre (m/S)

On premier lieu on suppose un temps de fermeture (TC)

$$\text{avec } tc = n \cdot \frac{L}{C} = \frac{n}{2} \cdot \frac{2L}{C} = \frac{n}{2} tr$$

ce qui revient à supposer "n"

Si les surpressions et les dépressions sont admissibles on optera pour cette allure de fermeture, sinon on augmentera (n) c'est à dire le temps de fermeture.

- On supposera que le débit varie linéairement dans le temps.

$$Q_i = Q_0 \left(1 - \frac{t_i}{tc}\right) \quad \text{Avec } t_i = i \frac{tr}{2} = \frac{i}{2} tr$$

$$Q_i = Q_0 \left(A - \frac{i}{n}\right) = Q_0 \left(1 - \frac{i}{2} tr\right)$$

- La section ouverte au temps t_i

$$S_i = S_0 \left(1 - \frac{i}{n}\right)$$

On supposons (n) traçons les paraboles caractéristiques de fermetures ce sont des paraboles à axes verticaux confondues avec OB et tangentes en un point (Ho).

Le débit qui passe dans la vanne pour un degré d'ouverture quelconqu est donné par la formule :

$$Q = m \cdot S \sqrt{2g(H_0 + B)}$$

On S : section reduite

m : coef. de contraction.

Ho : pression statique (m)
 b : surpression ou depression (m)
 d'où $HO + B = \frac{Q^2}{2g M^2 \cdot S_v^2}$

On considerons " m " constant quelque soit " S'v'.

Si Q = 0 ==> B = - HO

Au temps T = to = 0, la 1ere parabole passe par le point Q0 et sera tangente à HO il n'ya aucun coup de belier, la fermeture n'a pas commencée, les autres courbes passeront par Q1, Q2 Qi tel- que Q0 QA = Q1 Q2..... Qi Qi + 1 = $\frac{Q}{M}$

pour rendre la construction des courbes de l'épure de bergeron plus précise on déduit la relation :

posons $K = m^2 S_v^2$
 or pour b = 0 on a $HO = \frac{Q_0^2}{K} \implies H_n = \frac{Q_n^2}{K}$
 $\frac{H_n}{H_0} = \left(\frac{Q_n}{Q_0} \right)^2 \implies \frac{H_n}{H_0} = \left(\frac{Q_n}{Q_0} \right)^2 \dots \dots \dots (1)$

Avec H = Ho + b (surpression)
 Hn = Ho - b (depression)

pour tracer les autres courbes il suffira de remplacer Q0 par Qi dans la formule (1)

- calcul du coup de belier pour le traçon BA - BR (fig 29)

Données de base : Ho = 40,5 m ; Q0 = 0,097 M3/S.

DC = 0,35 m, L = 4800m ; t = 0,006 m ; M = 8
 D'où on trouve c = 1149,51 m/S ; tr = 8,35 S.

Construction de la droite $\left(\frac{c}{g.AC} \right)$

$\frac{c}{g.AC} = \frac{1149,51}{9,8 \cdot 0,0962} = 1219,160$

- echelle des préssions :

$1 \text{ cm} \longrightarrow 5m$
 $b = 243,832 \longrightarrow 1219,160$

- echelle des débits

$0,097 \text{ M}^3/\text{S} \longrightarrow 16 \text{ cm}$
 $1 \text{ m}^3/\text{S} \longrightarrow q = 164,948$
 D'où $\frac{c}{g.AC} = \frac{b}{q} = \frac{243,832}{164,948} = 1,4782$

On a $tg \varphi = 1,4782$ d'où $\varphi = 56^\circ$

RESULTATS: d'après la fig 29, les valeurs de surpression et dépression sont sensiblement égales à $\pm 20 \text{ m.C.E.}$

Dans ce cas la pression totale dans la conduite au moment de la surpression est de

$40,5 + 20 = 60,5 \text{ m.C.e}$

et la pression restante dans la conduite au moment de la dépression est de : $40,5 - 20 = 20,5 \text{ m.C. e.}$

CONCLUSION:

Les valeurs de la surpressions et la depression maximales issues de la caractéristique de fermeture choisie, avec un temps de fermeture de $4X \text{ tr} = 33,4$ secondes sont acceptables.

2°) METHODE SURTI 59

Dans ce cas la répartition des débits n'est pas uniforme, et pour calculer la surpression qui se manifeste à la section de la vanne, on considère la vanne comme un orifice caractérisé par un coefficient de débit (m) constant et une aire de section SV variable.

$Q = V.S = m \cdot SV \cdot \sqrt{2g h} \dots \dots \dots (1)$

Où h = hauteur piezométrique au niveau de la vanne (m)
 si ho et vo sont respectivement les valeurs de la pression et de la
 vitesse de l'eau dans les conditions normales, on peut écrire que

$$V_o S = m S V_o \cdot \sqrt{2gh_o} \dots\dots(2)$$

on divisant l'équation (1) par (2) on obtient

$$\frac{v}{V_o} = \frac{SV}{S V_o} \sqrt{\frac{H}{h_o}} \dots\dots(3)$$

On admet que la fermeture continue peut être considérée comme
 une série de fermetures brusques.

La surpression engendrée lors d'une fermeture est donnée par :

$$\Delta h = \frac{C \cdot \Delta V}{g} \dots\dots(4)$$

ΔV : réduction de vitesse par suite de la fermeture . Les
 deux formules (3) et(4) écrites sous la forme ci dessous nous
 permettent de déterminer la valeur de la pression

regnant au niveau de la vanne à chaque instant .

$$\frac{V - \Delta V}{V_o} = \frac{SV}{S V_o} \sqrt{H + Dh} \dots\dots(3)$$

$$\frac{Dh}{H_o} = \frac{C V_o}{gh_o} \frac{\Delta V}{V_o} \dots\dots(4)$$

On résolvons système de deux équations à deux inconnues on
 trouve $\frac{\Delta h}{H_o}$ et $\frac{\Delta V}{V_o}$ au temps $t_i + 1$.

On détermine le rapport $\frac{SV}{S V_o}$ par la formule

$$\frac{SV}{S V_o} = 1 - \frac{2\varphi}{360} + \frac{\sin \varphi}{2T}$$

Où φ est l'angle de fermeture de la vanne ou temps quelconque la
 méthode numérique de Mr G. LAPRAY nous permet de déterminer ces
 caractéristiques à chaque instant.

- Cas d'une fermeture brusque ($T_c < t_r$)

L'intervalle de temps " θ " est une fraction du temps " t_r "

le rapport $\frac{\Delta V}{V_o}$ est calculé moyennant la formule (3) la vitesse
 est celle de l'écoulement avant la fermeture. Le rapport $\frac{\Delta h}{H_o}$ est
 déduit de la formule (4)

La pression au bout de l'intervalle de temps (θ) celui correspondant
 à la 1ere fermeture partielle)
 est alors égale à $(h_o + h)_\theta$

le calcul se poursuit ainsi jusqu'au temps " t_r " ; c.a.d, la fermeture
 complète de la vanne.

Pour le temps $(t_c + \theta)$ l'ordre de pression engendrée a l'instant (θ)
 réfléchi par l'extrémité amont de la conduite atteint la vanne en y
 occasionnant un décroissement de la hauteur piezométrique de $2(1 + \frac{\Delta h}{h_o})_\theta$

Le calcul se poursuit de la même façon et cela jusqu'au temps $t=2t_r$
 (1ere phase du mouvement ascillatoire et où l'intensité du coup de
 belier est maximale).

PROGRAMME SUR T I 59

PROGRAMME SUR TI 59

FERMETURE BRUSQUE

2 nd LblE 2nd Rad Sto 21 (1 -2 XRCL 21) INV 2 nd
 (Os sto22 -RCL 22 2 nd SinXRCL 22 2 nd (os = + 2 nd ii=
 STO 09 R/S.
 2 nd lBl A Rcl 01 + 1000 + (1# Rcl 01 X Rcl 02 + Rcl 03
 *-Rcl 04) = \sqrt{X} Sto 05 R/S 2 X Rcl 00 + Rcl 05 =STO 20R/S
 Rcl 17 X Rcl 20 =Sto 21 R/S . 2 nd lB l Rcl 05 X Rcl 06 +
 9,8 + Rcl 07 =Sto 08 R/S . 2 nd lBl C Rcl 09 X X^2 X Rcl 08 +
 2 nd lBl C Rcl 10 = + 2 = $\frac{1}{2}$ / -Sto 12 Rcl 10 X^2 -Rcl 09 X^2
 X Rcl 11 = Sto 13 Rcl 12 X^2 - Rcl 13 = \sqrt{X} + / - - Rcl 12=
 Sto 14 /NV SBR RCL 14 X Rcl 08 = STO 15R/S Rcl 10 - Rcl 14=
 STO R/S RCL 11 + Rcl 15 = STO 11 lBl/S

INTRODUIRE :

L \Rightarrow 00 ; K \rightarrow 01 ; D \rightarrow 02 ; E \rightarrow 03 ; t' \rightarrow 04
 $V_0 \rightarrow$ 06 ; 1 \rightarrow 10 ; 1 \rightarrow 11 ; M \rightarrow 17
 A =====C \rightarrow 05 ; R/C =====tr \rightarrow 20 ; R/C =====tr \rightarrow 21
 B ===== $\frac{Dh/h^0}{DV/V^0}$ \rightarrow 08
 tr \rightarrow 21 ; E \rightarrow SV/SV₀ \rightarrow 09 ; C =====DV/V . R/C =====
 R/S =====V/V₀ ; R/C =====h/ H₀ .

CALCUL DE L'ALLURE DE FERMETURE:

RM - R1

Données : $L = 4\,127\text{ m}$; $Q = 0,0915\text{ m}^3/\text{S}$; $K = 2,15 \cdot 10^9\text{ Pa}$;
 $E = 2 \cdot 10^{11}\text{ Pa}$; $D_c = 0,35\text{ m}$; $t' = 0,006\text{ m}$; $h_c = 18,5\text{ m}$;
 $h_m = 30$ telle que $\frac{h_m - h_0}{h_0} = \frac{p_h}{h_0} = 0,6216$

TABLEAU N° 4

t (s)	v/v^0	h/h_0	V/V_0	SV/SV_0	h/H_c
0,00	0,0000	0,0000	1,0000	1,0000	1,0000
7,18	0,1031	0,6216	0,8969	0,7043	1,6216
14,36	0,2062	1,2432	0,6907	0,5424	--"-----
21,54	-----	-----	0,4846	0,3805	"
28,72	"	"	0,2784	0,2186	"
35,9	"	"	0,0722	0,0567	"
43,08	0,0722	0,4353	0,0000	0,0000	0,8137
50,26	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,1863

$C = 1149,5\text{ M/S}$
 $tr = 7,18\text{ S}$
 $V^0 = 0,951\text{ M/S}$
 $\frac{\Delta H}{H^0} = 6,0299$
 $\frac{\Delta V}{V^0}$
 CONTINUE A
 Osciller entre
 $1+0,1863$ et
 $1-0,1863$

BA - BR

Données

$L = 4800\text{ m}$; $Q = 0,097\text{ M}^3/\text{S}$; $K = 2,15 \cdot 10^9\text{ Pa}$; $E = 2 \cdot 10^{11}\text{ Pa}$;
 $D_c = 0,35\text{ m}$; $t' = 0,006\text{ m}$; $h_c = 40,5\text{ m}$, $h_m = 65\text{ m}$ telle que $\frac{h_m - h_0}{h_c} = 0,60$

TABLEAU N° 5

T(s)	v/v^0	h/H_c	V/V_0	SV/SV_0	H/H_c
0,00	0,0000	0,0000	1,000	1,0000	1,0000
8,35	0,2072	0,6049	0,7928	0,6258	1,6049
16,70	0,4143	1,2099	0,3785	0,2988	1,6049
25,05	0,3785	1,1052	0,0000	0,0000	1,5002
33,40	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,4998

$C = 1149,51\text{ M/S}$
 $Tr = 8,35\text{ S}$
 $V^0 = 1,0082\text{ M/S}$
 $\frac{\Delta H}{H^0} = 2,9200$
 $\frac{\Delta V}{V^0}$
 Continue à osciller
 entre $0+0,4998$
 et $0-0,04998$

FERMETURE BRUSQUE :

RM - R 1

Données : L = 00; K = 01; D = 02; E = 03; f = 04; Vo = 06;
l = 10; l = 11; $\frac{tc}{tr} = \eta = 0,817$; Ho = 18,5 m.07

Tableau n° 6

ξ	t/tc	t (s)	Sv/Svo	$\Delta v/Vo$	$\Delta h/Ho$	V/Vo	h/ho
1	0,0	0,000	1,00000	0,00000	0,00000	1,00000	1,00000
0,9	0,1	0,574	0,94796	0,01369	0,08255	0,98631	1,08255
0,8	0,2	1,148	0,85762	0,02768	0,16688	0,95863	1,24943
0,7	0,3	1,722	0,74768	0,04203	0,25344	0,9166	1,50288
0,6	0,4	2,296	0,62647	0,06048	0,36467	0,85612	1,86754
0,5	0,5	2,870	0,50000	0,08487	0,51176	0,77125	2,37930
0,4	0,6	3,444	0,37353	0,11590	0,69886	0,65535	3,07816
0,3	0,7	4,018	0,25232	0,15131	0,91237	0,50403	3,99053
0,2	0,8	4,592	0,14238	0,18274	1,10186	0,32130	5,09239
0,1	0,9	5,166	0,05204	0,19123	1,15308	0,13006	6,24548
0,0	1,0	5,740	0,00000	0,13006	0,78424	0,00000	7,02972

C = 1149,51 m/s; tr = 7,18 s; tc = 5,74 s; $\frac{\Delta h}{ho} = 6,0299$.
le coup de belier peut atteindre la valeur maximale : de

$$b = \frac{C V_0}{g} = 111,54 \text{ m ;}$$

$$h_s = h_{\max} = H_0 + b = 18,5 + 111,54 = 130,04$$

$$\frac{h_{\max}}{h_0} = 7,02919 \text{ (Verifiée avec le Résultat du tableau).}$$

CONCLUSION

pour l'allure de fermeture choisie la valeur maximale de la surpression est acceptable, à plus forte raison elle sera admissible en cas de fermeture lente.

On adopte une vanne actionnée par un moteur électrique dont la fermeture est régie par le procédé exposé au Tableau N° 3.

BA - BR

même données plus $\frac{tc}{tr} = n = 0,8$; $h_0 = 40,5$ m

Tableau n° 7

ξ	T/TC	T(S)	SV/SV°	DV/V°	$\Delta H/H°$	V/V°	H/H°
1,0	0,00	0,50	1,0000	0,000000	0,000000	1,00000	1,000000
0,9	0,10	0,560	0,94796	0,02203	0,06433	0,97797	1,06433
0,8	0,20	1,336	0,85762	0,04275	0,12483	0,93522	1,18915
0,7	0,30	2,004	0,74768	0,06097	0,17805	0,87425	1,36720
0,6	0,40	2,672	0,62647	0,08094	0,23635	0,79331	1,60354
0,5	0,50	3,340	0,50000	0,10321	0,30138	0,69009	1,90492
0,4	0,60	4,008	0,37353	0,12671	0,36998	0,56339	2,27490
0,3	0,70	4,676	0,25232	0,14820	0,43275	0,41518	2,70765
0,2	0,80	5,344	0,14238	0,16134	0,47110	0,25385	3,17875
0,1	0,90	6,012	0,05204	0,15468	0,45168	0,09916	3,63043
0,0	1,00	6,680	0,00000	0,09916	0,28955	0,00000	3,91998

$C = 1149,51$ m/S ; $TR = 8,355$; $TC = 6,68S$; $\frac{\Delta h}{h_0} = 2,9200$,

$b = 118,26$ m $\implies h_{max} = 40,5 + 118,26 = 158,76$ m

$\frac{h_{max}}{h_0} = 3,91997$ (vérifiée)

même conclusion que le trançon RM- R1

CONCLUSION FINALE :

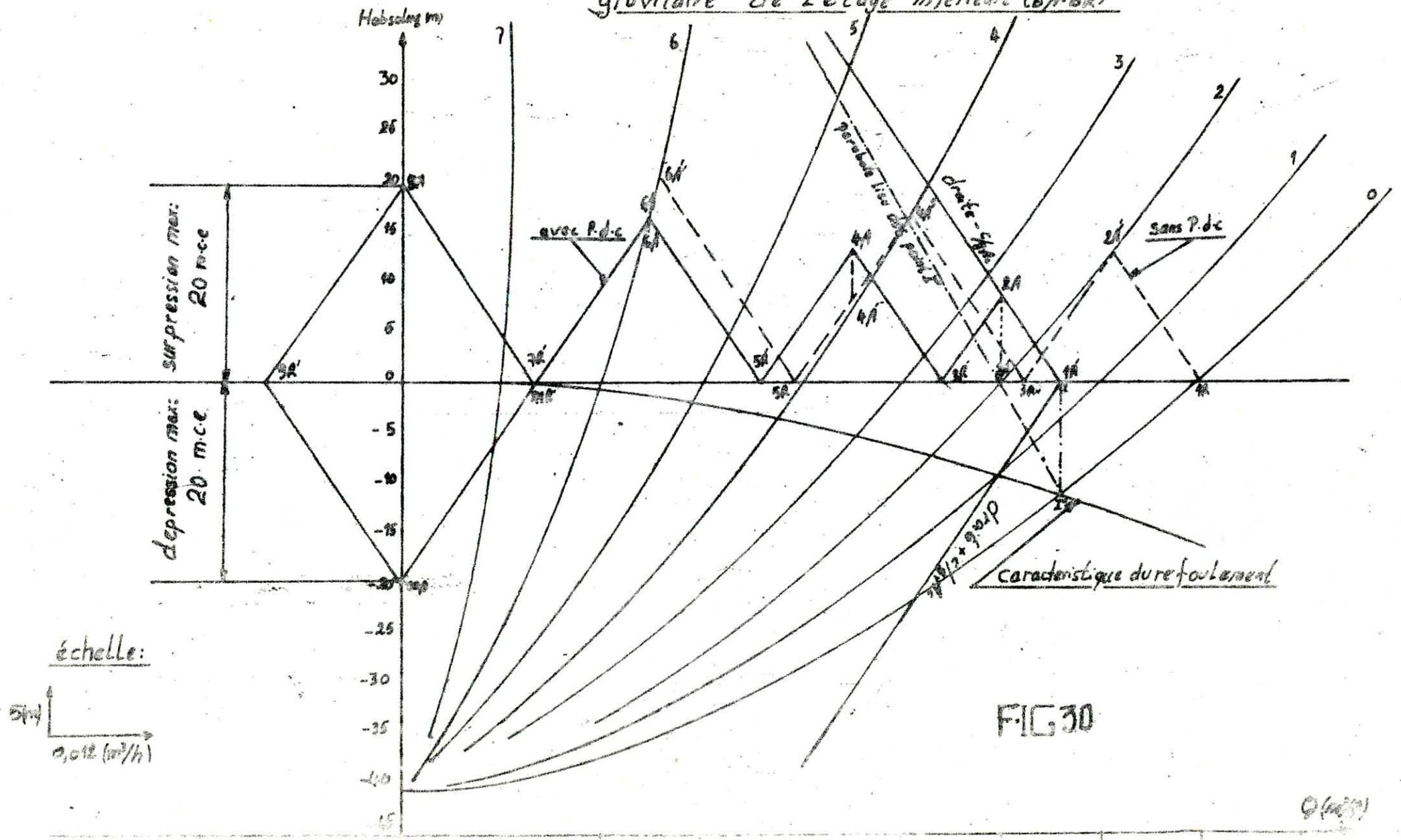
D'après les résultats obtenus des deux variantes étudiées on a trouvé que la surpression correspondante à un temps de fermeture 33,4 seconds, C.a.d fermeture lente pour la méthode de Bergeon, est de 60,5 m.c.e. tandis que la fermeture brusque (calcul sur TI59), pour un temps de fermeture de 6,68 seconds lui correspond une surpression de 158,76 m.c.e.

La différence entre ces deux méthodes, est due à la répartition du débit dans la conduite, la première suppose que cette répartition est linéaire tandis que l'autre traite le cas général (pratique).

Comme les résultats dus à la fermeture brusque sont admissibles, à plus forte raison ils seront admissibles pour une fermeture lente.

Enfin, on prendra un temps de fermeture de 30 secondes pour les deux adductions (RM- R1 et BA - BR).

Fermeture lente de vanne. Epure du coup de belier dans une adduction gravitaire de l'étage inférieur (BA-BR)



échelle:



FIG 30

Q (m³/h)

VII- PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

VII-2-1 LA CORROSION EXTERNE

Les phénomènes de corrosion sont des réactions chimiques ou électro-chimiques. La corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées à proximité des conduites.

- Au cas où ces phénomènes, sont importants, les canalisations seront détruites, soit par perforation sous forme de cratères, soit par attaque sous forme de couche de rouille diminuant l'épaisseur du métal.

- Donc la corrosion est une oxydation du métal or cette dernière entraîne une perte d'électrons alors que la réduction sera un gain.



- Pour éliminer ce phénomène de corrosion, il faut le faire de façon à stopper toute perte d'électrons.

- Les métaux sont établis et classés selon leur potentiel. C'est le métal qui possède le plus grand potentiel par rapport à un autre qui est la cathode et se trouve donc protégé.

- Pour le métal possédant le plus faible potentiel il se dissout anodiquement.

VII-2-2 : LES PRINCIPAUX FACTEURS DE CORROSION

VII-2-2-1 PILES CONSTITUEES DE METAUX DIFFERENTS (COUPLES GALVANIQUES)

C'est le problème d'un réseau en acier dont les branchements sont en cuivre. (l'acier est, dans ce cas l'anode, et se corrode).

VII-2-3 : PILES GEOLOGIQUES

Lorsque la conduite traverse des passages de différentes nature, elle y prendra des potentiels locaux différents.

+ De là entraîne la nécessité d'étudier le tracé avant les travaux de pose de conduite, afin de dénicher les diverses causes de corrosion s'il en existe.

- Nature du terrain (corrosion chimique).
- Existence de terrains de nature différente (Corrosion par piles géologiques)
- devant les voies électrifiées en courant continu (corrosion par courant vagabond).

+ L'agressivité des terrains se ramène à la mesure de la résistance électrique du sol (résistivité). Plus la résistivité du sol est moins un pointage, plus important le risque de corrosion par effet de pile.

On doit protéger cathodiquement une canalisation. Si la résistivité moyenne est au dessous de 50 $\Omega \cdot \text{m}$.

VII-2-4: PROTECTION CONTRE LA CORROSION

Avant de procéder à la pose d'une conduite, et pour obtenir une bonne protection d'un réseau en Acier, cela consiste tout d'abord à ne pas, mettre des tuyaux qui ne sont pas convenablement revêtus d'une enveloppe isolante ayant fait ses preuves dans ce domaine et, par ailleurs à assurer au droit des joints, une parfaite continuité de cet enrobage

- Il faut aussi tenir compte de la façon dont il faut poser la conduite, pour éviter la détérioration de sa protection.
- Eviter autant que possible la déformation de la pile géologique qui pourrait se produire, en disposant, par exemple, une conduite sur un fond de fouille argileux (zone humide).

.../...

avec remblai en sable (zone sèche, aérée), et il en sera coulé une zone anodique au contact de l'argile, d'où une circulation de courant capable d'attaquer les tuyaux le long de la génératrice inférieure.

VII-2-5 : PROTECTION CATHODIQUE PRINCIPE DE CETTE PROTECTION

Pour protéger contre la corrosion un réseau de canalisations en acier, il y a lieu d'effectuer avant tout une prospection préalable. Même si cette dernière montre que les effets de piles ne sont pas à craindre, la protection cathodique d'un réseau en acier est très recommandée.

Elle consiste en :

- Soit à constituer une pile à l'aide d'un métal plus électro-négatif que l'acier (magnésium ou zinc); dans ce cas l'acier jouera le rôle de cathode et se trouvera protégé : c'est la protection par anode réactive.
- Soit à relier la conduite, d'une part, à une source d'énergie électrique, et d'autre part, à une anode enfouie dans le sol et destinée à se corroder.

VII-2-5-1: PROTECTION PAR ANODE REACTIVE

A Pour les anodes des réactives elles seront disposées dans les zones de terrain agressif, ce sont des cylindres de 15 à 30 kg que l'on place dans le sol à ~~conduite~~, à 3 m, environ de la conduite en tourés d'une bouillie à base d'argile colloïdale qui permet d'entretenir au tour de l'anode une humidité favorable.

VOIR FIG. B

B On relie, de place en place, la conduite à protéger à un métal plus électro-négatif et dans ce cas celle-ci jouera le rôle de cathode.

L'espacement des anodes est en fonction de la surface "S" (m²) de la conduite à protéger, de la densité "i" (mA/m²) de courant de protection nécessaire et du débit probable de l'anode I (mA)

Le nombre d'anodes est donné par la formule :

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

La masse de l'anode est donnée par :

$$m = \frac{I \cdot T}{E_c / 2} \quad (\text{Kg})$$

où I - intensité du courant de circulation

T - Période de protection (h)

E_c - Equivalent électrochimique de l'anode (E_c du Mg = 2200 Ah/Kg)

Ce genre de protection n'est valable que pour des tronçons de petit diamètre et de petite longueur. IL n'est plus valable dès qu'on se trouve en présence de courants vagabonds.

VII-2-5-2 : PROTECTION PAR SOUTIRAGE DE COURANT

... / ...

Ce genre de protection consiste en : A partir d'une source électrique de courant continu (courant alternatif est à redressé) à relier la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive étant relié à une prise de terre constituée ordinairement par de vieux rails enterrés dans un milieu humide à une distance assez grande de la conduite, une certaine de métiers, par exemple la figure(

SCHEMA DE PROTECTION PAR SOUTIRAGE

FONCTIONNEMENT DE CE DISPOSITIF

Le courant après avoir transité et puis quitter la prise de terre, il regagnera le pôle négatif de la source électrique : en passant par la conduite et entrainera la dissolution anodique des vieux rails.

VII -2-5-3 : DETERMINATION DU COURANT DE PROTECTION

Elle se fait mathématiquement pour porter la conduite à un potentiel plus négatif

$$E_0 = (EX + I_x \cdot L \cdot R_k \cdot \text{tg} x) L \cdot \cos hX$$

$$I_0 = \frac{(IX - EX \cdot \text{tg} x \cdot L)}{R_k} L \cdot \cos hX$$

$$R_k = X \cdot R \quad \text{ou} \quad \dots = V \sqrt{r/R}$$

E_0 - c'est le gain de potentiel de la conduite au point de soutirage (dans le sens négatif)

E_x - gain de potentiel à la distance X du soutirage
(E_x est fixé à -350 mv pour rendre la conduite cathode)

I_0 - Intensité du courant au point de soutirage.

I_x - Intensité du courant à la distance x du point de soutirage.

r - résistance électrique de la canalisation en \dots m.

R - résistance d'isolement du revêtement par mètre

L - longueur de la conduite.

VII - 2-6 / CORROSION INTERIEURE DES CANALISATIONS

Elle est due à la présence des eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois surtout si la vitesse est inférieure à 0,6m/s donc faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles un milieu bon conducteurs, et ça entraîne des attaques locales du matériel et, notamment des perforations. Eviter donc toutes les entrées d'air ou dégagements gazeux (aspiration défectueuse des pompes), tous les tourbillons, etc...

VII- 2 - 6-1 / Précautions à prendre :

Exiger un revêtement intérieur très soigné des conduites.

Eviter les faibles vitesses (le projeteur devra bien étudié le réseau).

Assurer au maximum l'évacuation de l'air aux points hauts & le maillage des conduites.

Les joints devront être correctement exécutés.

Schéma de protection par soutirage du courant.

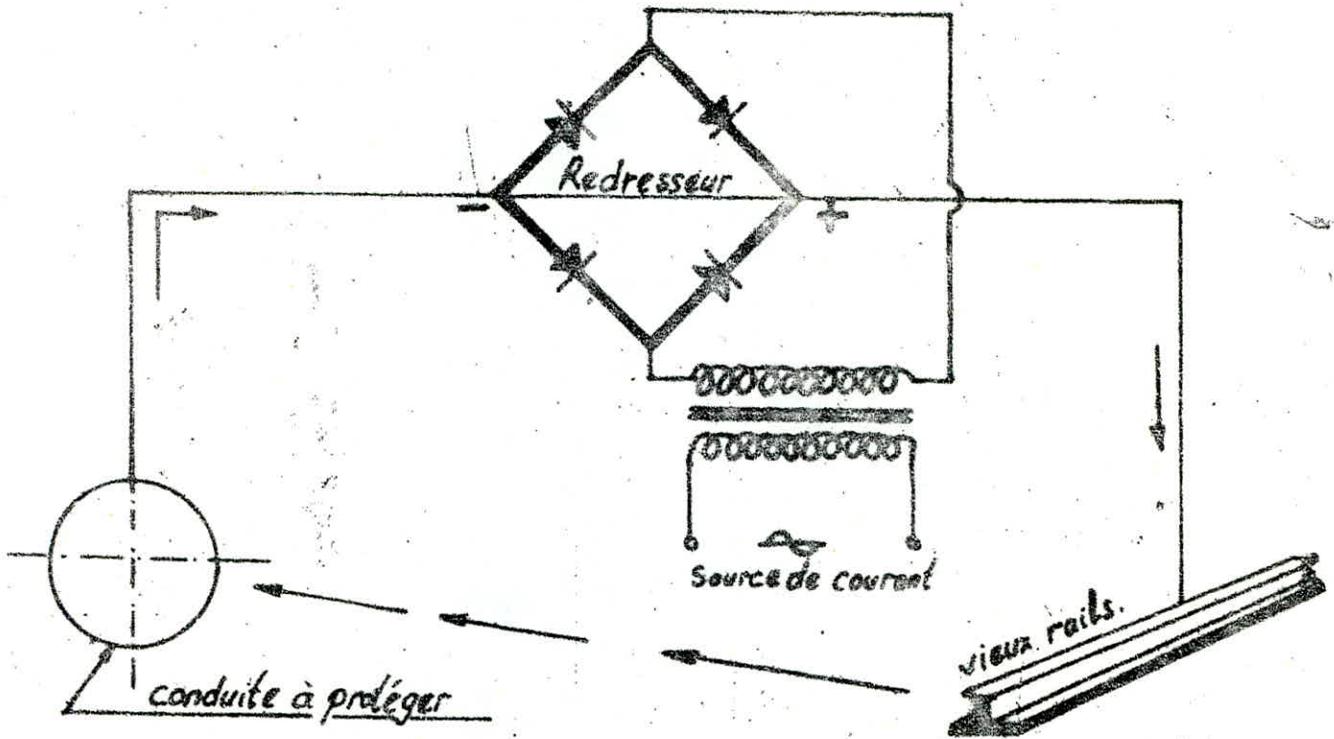


Fig 31

Schéma de protection par anode réactive.

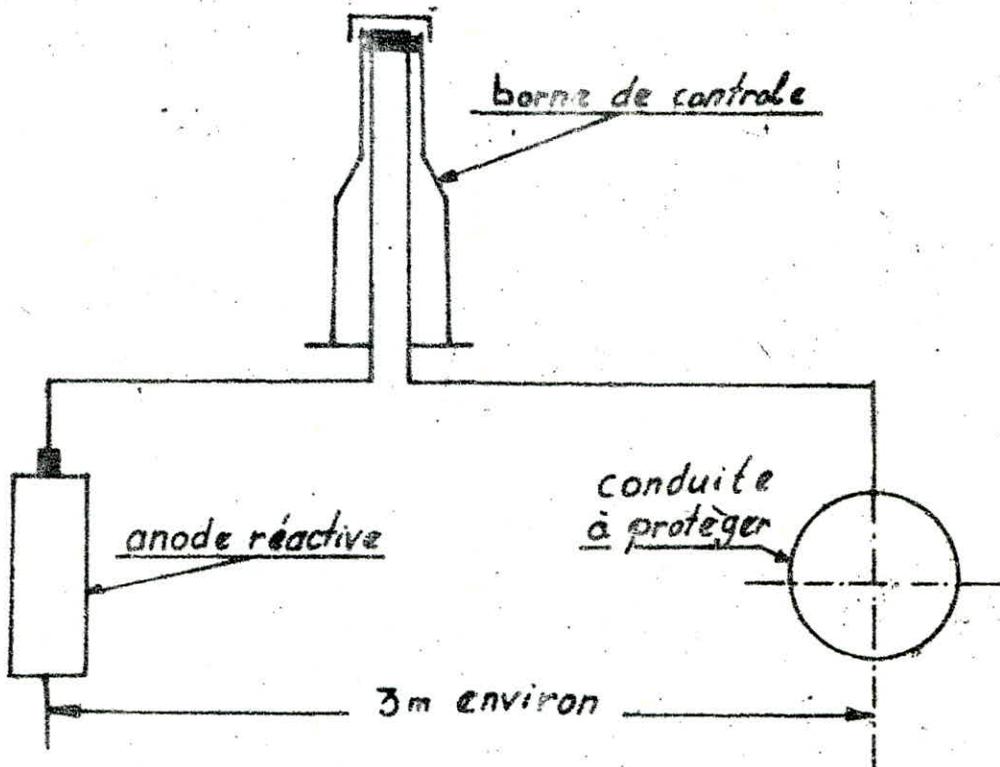


Fig 32

VII-2-7 : PROTECTION DES CONDUITES AU NIVEAU DES POINTS HAUTS ET LES POINTS BAS

-Equipement et accessoires du réseau

La présence éventuelle d'air, en certains points du réseau, d'éventuels dépôts pourraient être à l'origine d'une mauvaise exploitation du réseau.

Pour éviter ce méfait, un équipement du réseau s'impose, au moyen d'un certain nombre d'appareils parmi lesquels nous ne parlerons que des décharges, ventouses robinets - vannes comme l'indique la figure : (A).

VII-2-7-1: DECHARGES

La décharge est un appareil que l'on place dans les points bas du tracé en vue de vidanger la conduite qui, éventuellement aurait accumulé certains dépôts. L'évacuation s'effectue à l'égout voisin ou dans des fossés selon le lieu d'implantation de la décharge.

VII-2-7-2: LES VENTOUSES

IL peut arriver qu'un certain point du tracé, l'air se trouve cantonné dans la conduite . Ce cantonnement pourrait détruire la canalisation contre ce dégat, la mise en place d'appareils appropriés appelés ventouses, s'impose.

VII-2-7-3: ROBINET -VANNE

ILS permettent d'isoler une partie du réseau lorsque sur certains tronçons , on veut procéder à des réparations ou à des vidanges. Par ailleurs les robinets - vannes permettent de régler à volonté les débits à partir d'une bouche faite sur un trottoir.

VII - 2-7-4.

Les CLAPETS

Les clapets sont des dispositifs, ayant pour role d'empêcher l'écoulement de l'eau dans un sens contraire à celui normale.

CHAPITRE V III

POSE DES CONDUITES

L'étude et la pose des conduites restent des factures très importants pour une distribution d'eau adéquate et une perte qui serait faible dans le décompte étobtenir un débit presque constant, dans la pose en terre s'effectuera dans une tranchée de largeur assez suffisante (0,8 m au minimum). Au niveau des points on établit des élargissements de tranchées de façon à faciliter le travail;

Le fond de la tranchée sera purgé de grosses pierres et sera convenablement dressé, ensuite il sera recouvert d'eau lit de pose de 0,20m (20 cm) d'épaisseur bien pilonné et bien nivelé.

La constitution de ce lit de pose sera de :

- gravier dans les terres ordinaires et par la pierre cassée qui jouera le rôle de drain, dans les terrains imperméables, ou par un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.
- La profondeur de la tranchée sera d'1 m à partir de la génératrice supérieure de la conduite (voir fig 01).
- Pour les adductions anacier, les joints soudés seront exécutés au dessus de la fouille où les tuyaux seront maintenues par des bois disposés en travers de la tranchée.
- Quant au travail de pose, il débutera par les joints les plus hauts de faciliter l'écoulement naturel et l'évacuation des eaux d'infiltration s'il ya lieu.
- Il est procédé ensuite à l'essai des joints.

La conduite est alors remplie d'eau pour l'éprouver à la pression. La pression d'essai sera égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite + 50 % .

- La durée d'essai est d'au moins 30% minutes. La variation de pression devra être supérieure à 0,2 bars, selon la norme française.

TRAVERSEE DES ROUTES

En raison des charges qui peuvent causer des ruptures et, par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route il sera donc prévu des gaines (buses de diamètre supérieurs) dans lesquelles les conduites seront introduites afin de les protéger contre les chocs et vibrations.

BUTEES

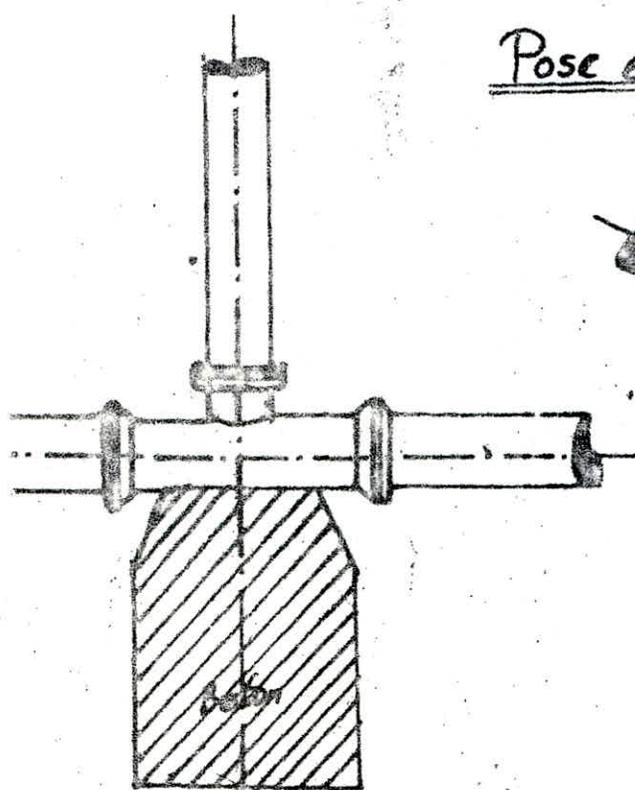
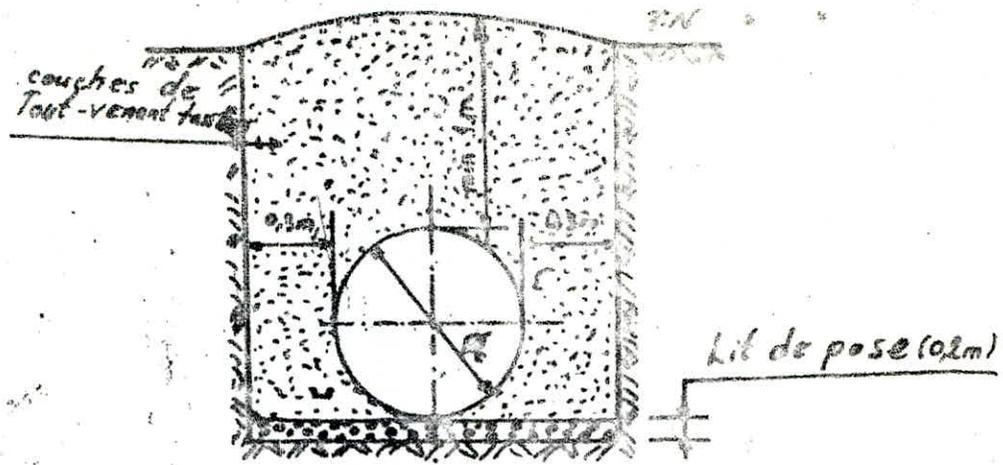
Dans les changements de direction et dans les branchements il ya lieu tendance, sous la poussée exercée par l'eau, à un déboitement des joints (réseau de distribution) ou à la rupture des soudures (adductions). On prévoit donc la construction de butées en béton qui s'offenseront à ces efforts (voir les figures sy - jointes).

Désinfection de la canalisation :

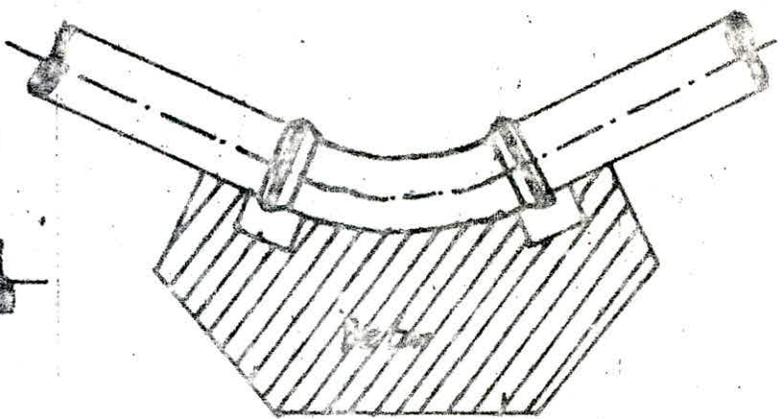
.../...

Avant la livraison de l'eau à la consommation publique, il est recommandé de procéder à la désinfection du réseau.

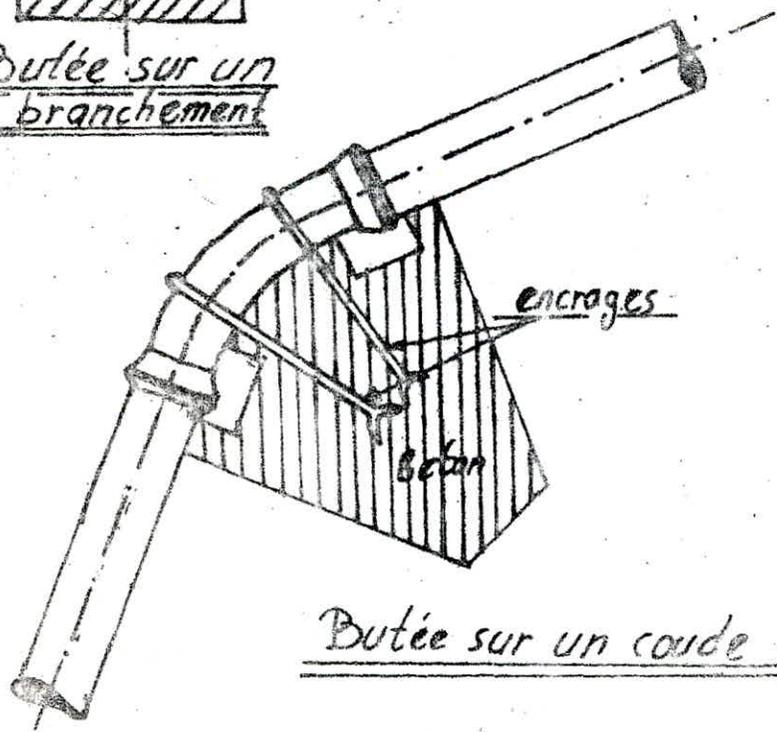
Cette dernière peut s'effectuer soit au chlore, soit au permanganate de potasse, suivant les instructions du laboratoire agréé.



Butée sur un branchement



Butée sur un coude horizontal.



Butée sur un coude vertical.

Fig 33

CONCLUSION

Le long de cette étude, nous avons été guidés par les impératifs techniques auxquels doivent répondre les diverses installations, tout en ayant vu les considérations économiques du projet.

L'un des problèmes auquel nous nous sommes heurtés est l'absence d'éléments numériques et des coefficients expérimentaux (Dotations; coefficients a h.....etc.....) nous permettant l'estimation ou l'obtention de résultats précis.

Pour obtenir certains éléments numériques, on a souvent eu recours, faute de mieux, à des ouvrages ou des publications étrangères.

Nous pensons que les services de la statistique et les différents laboratoires concernés doivent élargir leurs informations et se doivent aussi d'établir des données propres à notre pays.

Aussi par manque d'information sur la production nationale en matière d'équipements hydrauliques, nos choix se sont portés sur les équipements produits par les entreprises étrangères, alors que le choix des pompes aurait pu être effectué sur les pompes "SONACOME BEROUAGHIA" à la place des pompes "Jeumont Schneider"

Enfin, nous souhaitons que cette modeste étude puisse servir de référence pour le projet d'alimentation en eau potable de la ville de Bouira.

// BIBLIOGRAPHIE //

- 1- CARLIER (M)
 - Hydraulique Générale est appliquée (Eyrolles 1980)
 - 2- DUPONT (A)
 - Hydraulique Urbaine -Tome I.II.III (Eyrolles 1977)
 - 3- LANCASTRE (A)
 - Manuel d'hydraulique générale (Eyrolles 1982)
 - 4- RANALOV. GILES
 - Mécanique des fluides et hydraulique (série SHAUM 83)
 - 5- Association Générale des Hygieniste et Techniciens Municipaux.
 - Station de pompage d'eau (technique et documentation 1982)
 - 6- LAPRAY (G)
 - Théorie de la longueur fluïdo-dynamique (Polycope ENP EL-HARRACH)
 - Cours d'hydraulique Générale III (polycope ENP EL-HARRACH)
-
- JEUMONT SCHNEIDER.....Catalogue des Pompes.

