

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministere de l'Enseignement Superieur et de la Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



DEPARTEMENT HYDRAULIQUE



Projet de Fin d'Etude

"en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état"

THEME

Alimentation en Eau Potable et
Assainissement de la Ville de
Douera (w. TIPAZA)

Proposé par :

C.N.E.R.U. BLIDA

Etudié par

M. Aribi

K. Kherbouche

Dirigé par

Mr. Mouloudi

PROMOTION JUIN 1985

Spécialité: ... HYDRAULIQUE

Auteur: Mr. MOULOUDI

Ingénieur: Mr. ARIBI Mohamed et KHERBOUCHE Kamel

مهندسة ..

موجه

المهندس

- المرفوع
- الملغص
الدويرة التي تمتد على مساحة 120 هكتار،
توزيع المياه من الخزائين، الاول يمون المنطقة العليا والآخر لمنطقة السفلى يملا انطلاقا
من طرف بشرين موجودين في جنوب المدينة ،
أما مياه التطهير فتاتي في محطة التطهير ،

Sujet: Alimentation en eau potable et l'assainissement de la ville de Douera
wilaya de Tipaza.

Résumé : La présente thèse traite l'étude des réseaux d'alimentation en eau potable et d'assainissement de la ville de Douera qui s'étale sur 120 ha.
L'eau est distribuée à partir de deux réservoirs, l'un alimente la zone haute et l'autre alimente la zone basse, ces réservoirs sont reliés à deux forages situés au Sud de la ville, et le rejet se fera vers la station d'épuration.

Subject: water supply and sawerage for the city of "Douera". Wilaya de Tipaza.

Abstract:
The present thesis deals with the study of water. Supply and sawerage for the city of Douera which is 120 hectares area.
The water is distributed from two tanks both of them are connected to two sinkings hit out in the south of Douera. One of tanks is used to supply the high zone, when the hower zone is supplied from the second tank. Last and not least the casting up of the sawerage is used towards the refine - station.

REMERCIEMENTS.

Nous tenons à exprimer notre gratitude :

- à notre Promoteur Monsieur : MOULOUDI qui à bien voulu suivre notre Projet.
- à Monsieur G. LAPRAY Pour l'importance qu'il accorde au laboratoire d'hydraulique et pour le soutien qu'il apporte aux étudiants.
- à Monsieur UTRYSKO chez qui nous avons trouvé d'utiles suggestions
- à Monsieur Dr.Ing.KETTAB Pour son accueil chaleureux et sa disponibilité permanente.
- à tous nos Professeurs et assistants qui ont contribué à notre formation nous tenons à remercier Melle ZOUBIDA Chef de Projet de CNERU de BLIDA de nous avoir aidé à réunir les données nécessaires à l'étude de ce Projet.
- à Monsieur Mohamed pour la frappe.
- notre respect aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

CHAPITRE I	Pages.
Généralités;	
1.1 : Introduction.....	1
1.2 Reconnaissance de la ville de Douéra.....	1
1.2.1. Situation Géographique.....	1
1.2.2. Situation Topographique.....	1
1.2.3. Population Passée-actuelle.....	2
1.2.4. Composition de la ville.....	2
1.2.5. Climatologie.....	2
1.3. Présentation Hydraulique.....	2
1.3.1. Distribution	
1.3.2. Reservoirs	
1.3.3. Adduction.	
CHAPITRE II.	
2.1. Démographie.....	4
2.2. Evolution de la population à différent Horizon.....	4
2.3. Etude des Besoins d'eau.....	5
2.4. Tableau recapulatif HORIZON.2000.....	5
2.5. Tableau recapulatif HORIZON 2015.....	7
CHAPITRE III	
3.1. Etude des variations des débits.....	9
3.2. Evaluation des Besoins de chaque Zône.....	11
CHAPITRE IV/	
RESERVOIRS.....	12
4.1. Rôle des Reservoirs.....	12
4.2. Principe de fonctionnement.....	12
4.3. L'implantation du Réservoir.....	12
4.4. Capacité du Reservoir.....	12
4.5. Tableau de Calcul de la capacité du Réservoir.....	13'
4.6. Détermination du Diamètre du reservoirs.....	14

4.7. Détermination de la côte du radier du reservoir.....	14
4.8. Equipements du reservoir.....	19

CHAPITRE V.

Réseau de Distribution.....	22
5.1. Récapitulation des dimensions des conduites maitresse de distribution..	22
5.2. Conception du réseau.....	22
5.3. Détermination des débits aux Noeuds.....	22
5.4. Détermination de la densité.....	23
5.5. Détermination du débit spécifique.....	23
5.6. Calcul du reseau de distribution.....	23
5.7. Principe de la méthode d'HARDY-CROSS.....	24
5.8. Détermination du débit correctif.....	25
5.9. Calcul des pressions au sol.....	26
5.10. Equipements du réseau de distribution.....	25

CHAPITRE VI

Adduction.....	28
6.1. Choix du trace.....	28
6.2. Choix du type des tuyaux.....	28
6.3. Etude de la rugosité.....	30
6.4. Calcul de la hauteur manométrique total H_{Mt}	30
6.5. Etude Technico-économique des diamètres de refoulement.....	31
6.5. Ière Méthode de Calcul.....	33
6.7. IIème Méthode de calcul.....	35

CHAPITRE VII.

Etude et choix des pompes.....	39
7.1. Choix des pompes.....	39
7.2. Point de fonctionnement de la pompe.....	39
7.3. Etude de la cavitation.....	40
7.4. Choix de pompe pour le forage.....	41

CHAPITRE VIII

Protection des conduites contre les coups de belier.....	54
8.1. Présentation du phénomène.....	54
8.2. Equipements et moyens de protection.....	55
8.3. Méthodes de Calculs.....	56
8.4. Arrêt brusque du Groupe - electropompe.....	59

8.5. Protection de la conduite au démarrage du Groupe - électropompe à vanne ouverte.....	60
8.6. Dimensionnement du reservoir d'air.....	64
8.7. Principe de calcul du coup de belier, dans le cas d'une adduction gravitaire?.....	66

CHAPITRE IX.

Pose des conduites.....	72
9.1. Stockage et approvisionnement.....	72
9.2. Réalisation des tranchées.....	72
9.3. Pose des conduites.....	72
9.4. Modalités et précautions dans l'exécution.....	73
9.5. Traversée des routes.....	73
9.6. Butées.....	74
9.7. Desinfection des conduites.....	74

CHAPITRE X.

Protection des conduites contre la corrosion.....	76
10.1 Protection externe.....	76
10.2 Protection interne.....	77

CHAPITRE XI.

11.1 Introduction.....	78
11.2 Type d'eau usée.....	78
11.3 Situation actuelle.....	78
11.4 Principe de construction du Réseau.....	78
11.5 Types de conalisations?.....	79
11.6 Condition de transport des eaux usées.....	79
11.7 Etude des débits a évacuer.....	79
11.7.1. débits des eaux pluviales.....	79
11.7.2. débits des eaux usées.....	82
11.8. Calcul du décervoir d'orage.....	83
11.9. Conclusion.	

CHAPITRE XII.

CHOix du proceder du traitement de réjet.....	85
Conclusion.....	88

P L A N C H E

	N°
- Réseau maille Zone basse.....	<u>II</u>
- Réseau maille Zone haute.....	<u>I</u>
- Equipement du reseau maille Zone basse.....	<u>IV</u>
Equipement du reseau maille Zone haute.....	<u>III</u>
- Réseau de distribution Zone basse.....	<u>V</u>
- Réseau de distribution Zonerhaute.....	<u>VI</u>
- Schema du Réservoir.....	<u>X</u>
- Profil en long d'adduction.....	<u>VIII</u>
- Profil en long des 2 Collecteurs I,II	<u>VIII</u> et <u>IX</u>

II A B L E A U

	Page.
- Calcul des débits soutirés Zone haute.....	22'
- Calcul des débits soutirés Zone basse.....	22"
Calcul des Pressions au sol. Z.H.....	26'
Calcul des pressions au sol Z.B.....	26"
- Calcul du volume du reservoir. Z.H.....	13'
- Calcul du volume du reservoir .Z.B.....	13"
- calcul du coup de belier.....	
1-ARRET.....	59'
2.Démarrage.....	62'
- Calcul de la pompe homologue.....	49'
-	

CHAPITRE I.

I.1. INTRODUCTION

Dans le cadre de la renovation du reséau AEP.et celui de la collecte des eaux usées de la ville de Douéra(W.TIPAZA).Vue le manque d'eau enregistrée ces dernières années dans la région.

Les autorités locales en décidé de Projeté et de renforcé un nouveau reséau d'A.E.P et Assainissement qui permettra de satisfaire la demande en eau en tenant compte des impératifs telque l'extension de la ville, l'évolution de la population etc....

1.2. RECONNAISSANCE DE LA VILLE DOUÉRA :

1.2.1 : SITUATION GEOGRAPHIQUE

Le chef lieu de la commune de Douéra se situé à l'est de la Mitidja et relève du cadre administrative de la wilaya de TIPAZA selon le nouveau découpage administratif.

La ville de Douéra est limitée.

- à l'est par la daira de Boufarik
- à l'Ouest par AIN BENIAN (Commune MAHLEMA)Kolea.
- Au Nord la Wilaya d'alger.

1.2.2. SITUATION TOPOGRAPHIQUE.

Le terrain de la ville de Douéra couvre une superficie de 120 ha. la topographie de la ville sepresante en deux zone naturelles succéssives distinctes.

- Zone basse : elle est caractériséepar de très faibles différences de niveaux.
- Cette zone est comprise entre les altitudes 154 et 184,1m
- Zone haute : elle est caracterisé par de très faibles différences de niveaux.
- Cette zone est comprise entre les altitudes 210 et 184,5 m N.G.A.

1.2.3 POPULATIONS PÔSSEES. ACTUELLE.

D'après l'enquete menée au niveau de l'A.P.C de Douera la Population recensée en 1977 est de 7283 habitants et celle ci s'élevé en 1985 à 9528 habitants.

1.2.4 COMPOSITION DE LA VILLE.

La ville de Douéra est de pour vue d'industrie, elle represente un caractère agricole dans la majorité de ses terres. Elle est divisée en 2 Zones: Zone pour Habitation et une Zône agricole.

1.2.5 CLIMATOLOGIE.

La ville de Douéra, de part sa situation géographique est caractérisée par un climat méditerranéen. le caractère principale de ce climat et l'alternance d'une saison chaude et sèche s'étalant entre Avril et septembre La température moyenne est de 18°,5C.

la pluviométrie est ~~re~~relativement abondante mois irrégulière cette région reçoit une moyenne d'environ 700mm/annuelle. les rythmes pluviométriques sont méditerranéens caractérisés par une double irrégularité annuelle et interannuelle.

les vents dominants proviennent du Nord et de l'Ouest.

1.3. PRESENTATION HYDRAULIQUE.

1.3.1. DISTRIBUTION.

a) alimentation.

L'alimentation de cette ville est assurée par un forage dans les caractéristiques ont été donnée par CNERU de BLIDA.

Forage existant :

avec un débit $Q = 40 \text{ l/s}$.

b) Réseaux

L'état du réseau actuel ne satisfait pas les besoins en eau de la population il n'assure pas des pressions suffisantes dans les plus défavorables l'ancien réseau est défectueux. il ne présente pas d'accessoire important le long du réseau.

1.3.2 . Réservoirs.

La ville de Douéra est dotée d'un réservoir dont la capacité est de 1000 m^3 et sa cote du radier 230. Le trop plein est 23 m - le réservoir est type semi enterré. Le réservoir fonctionne normalement.

1.3.3. Adduction.

Dans le cas d'adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation, comme c'est le cas présent de notre étude.

Longueur de la conduite est de l'ordre 3750 m linéaire ϕ 200

Le débit d'exploitation est de l'ordre 40 l/s.

CHAPITRE II.

2.1. DEMOGRAPHIE.

L'étude de l'estimation des Besoins en eau est étroitement liée au développement démographique d'une part et à l'élévation du niveau de vie d'une part d'où l'évaluation de la population à différents Horizons considérés dans la présente étude d'Après l'enquête menée ou près des services de l'A.P.C le nombre recensé en 1977 est de 7283 hab et celui ci estimé à 9528 hab. Pour l'année 1985 avec un taux d'accroissement local de 3.415.

2.2. EVOLUTION DE LA POPULATION A DIFFERENTS HORIZONS.

Dans notre pays l'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques donnée par la relation des intérêts Composés :

$$P_n = P_0 (1 + r)^n (II - 1)$$

où P_n : Population future à l'Horizon quelconque

P_0 : Population pour l'année de référence.

n : n^{bre} données separont l'année de référence de l'Horizon considéré

r : Taux d'accroissement annuel de la Population.

sachant que les réseaux d'AEP sont amortiés pour une durée de 30 ans alors nôtre étude sera donc conduite pour les Horizons 2000 et 2015

2000 : Horizon moyen terme

2015 : Horizon long terme

Les calculs de l'évolution pour ces horizons sont portés dans le tableau suivant :

Année	1985	2000	2015
Population	9528	15767	26092.

2.3 - ETUDE DES BESOINS EN EAUX

1. Estimation des Besoins en eaux.

Les besoins en eaux sont estimés en fonction des ressources disponibles de l'importance de l'agglomération et des extensions et enfin des normes Hygiène.

1-a : Besoins en eaux Pour l'Horizon 2000

Besoins domestiques.

Nombre d'habitant	Dotation moy.l/j/hab.	Consommation totale (m ³ /j/)
15767	150	2365,05

-- Besoins sonitaires.

Nature d'établissement	N ^{bre} de lits	Conson.spécifique l/j/hab	Cons.Journ m ³ /j
1 - Hopital	200	500	100
1.- Polyclinique	90	500	45

- Besoins scolaires

Nature d'établissement	N ^{bre} d'élèves	Dotation.Spéci l/j/eleve.	Cons.journ. m ³ /j
3 Ecoles Primaires	1009	80	80,72
2. C.E.M	1500	80	120
1. Lycée	1000	90	90
			= 290,72

Besoins socio - culturels

Equipement	Surface m ²	Dotation l/j/m ²	Consom. Journa. m ³ /j.
1. Stade Municipale	-	-	10
1. Stade Scolaire	-	-	7
1. Mosquée de 1000		20	20
1. Maison de jeune	-	-	10
			= 57

Besoins municipaux.

x" Etablissement	Consommation Journalière (m ³ /j/
A.P.C	15
Agence P.T.T.	5
Gendarmerie	10
= 30	

Besoins. Commerciaux et artisans

Nature d'établissements	Consommation Journalière m ³ /j.
25 magasins de commerces et artisanat	80
1 marché	20
=100	

2.4- Récapitulatif des différents types de besoins majorés de 15%

Généralement les réseaux AEP sont soumis au phénomène de vieillissement ainsi qu'à d'éventuels accidents qui provoquent parfois des pertes en considération ceci nous amène à prévoir une majoration de compensation sur le débit total journalier.

Nous prenons une majoration de 15% pour l'Horizon 2000 et de 20% pour l'Horizon de 2015.

Types de besoins	Consommation jour m ³ /j.	Majoration de 15%	Total après majoration m ³ /j
Domestique	2365,05	354,75	2719,80
Sonitaire	145	21,75	166,75
Scolaire	290,92	43,60	334,33
Socio.Culturels	57	8,55	65,55
municipaux	30	4,5	34,5
Commerciaux	100	15	115
Total =			3435,93

1.b. Besoin en eau pour l'Horizon 2015

En tenant compte de l'élévation du niveau de vie et de l'expansion démographique, les dotations spécifique sont majorées jusqu'à 180 l/j/hab.

- Besoin domestique.

Types de besoins	Consommation jour.m ³ /j
Sanitaire	145
Scolaire	290,92
Socio culturel	57
Municipaux	30
Commerciaux	100

2.5 - Tableau rec pultatif des differents types de besoins majorés de 20%

Types de besoins	Consommation Journ. m ³ /j	Majoration de 20% m ³ /j	Conson Total m ³ /j.
Domestique	4696,56	938,31	5635,87
Sanitaire	145	29	174
Scolaire	290,92	58,18	349,10
Socio-Culturel	57	11,4	68,4
municipaux	30	6	36
Commerciaux	100	20	120.
		Total =	<u>6383,37</u>

Tableau recapitulatif des besoins en eau pour les deux horizons
2000 - 2015.

Année	Besoins(m ³ /j)
2000	3435,93
2015	6383,37

donc le debit à soutirer en l'An 2015 sera de 6383,15 m³/j
soit 74 l/s.

CHAPITRE III

3.1. ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS :

Le debit exigé par les consommateurs est soumis où plusieurs variations en raison de l'irrégularité dont la consommation.

Ces variations sont horaires : journalières mensuelles et annuelles.

- variations annuelles dépendant du niveau de vie de la Population:
- variations mensuelles selon l'importance de la ville.
- variations journalières selon le jour de la semaine.
- variations horaires représentent la variation la plus importante de pointes.

En raison de ces variations on applique au debit moyen des coefficients correspondants, afin d'obtenir le debit de pointe du jour le plus chargé de l'année.

3.1.1. COEFFICIENT DE VARIATION HORAIRE : K_o

$$K_o = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}}$$

Dans notre cas nous avons évalué la valeur du coefficient K_o suit
 $K_o = \alpha \cdot \beta \Rightarrow \alpha \in [1,2, 1,4]$ D'omes les normes soviétiques on prend
 $\alpha = 1,25.$

B : coefficient dépend l'importance de la population et son evolution.

Habitants	1000	2500	6000	10000	20000	50000
B	2	1,6	1,4	1,3	1,2	1,15

puis que notre population à l'horizon 2015 est comprise dans l'intervalle
 (20000 ÷ 50000) on prend B = 1,2 on aura K_o = 1,2 X 1,25 = 1,50.

3.1.2. Coefficient de variations journalière :K_j

$$K_j = \frac{\text{Consommation journalière maximale}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

$$K_j \in [1,1 \quad 1,3]$$

Pour les villes d'importance moyenne, celui ci prend la valeur de 1,3

3.1.3 Coefficient de pointe : K_p

Ce coefficient est defini comme le produit entre K_o et K_j K_p = K_o . K_j

$$K_p = 1,5 \cdot 1,3 = 1,95$$

3.1.4 Calcul des consommations journalières maximales et des débits de pointe.

$$Q_j^{\max} = Q_j^{\text{moy}} \cdot K_j$$

$$Q_p = Q_j^{\text{moy}} \cdot K_j \cdot K_o = Q_j^{\text{moy}} \cdot K_p$$

Q_j^{max} : débit maximal journalier

Q_p : debit de pointe journalier

Tableau des consommations moyennes,maximales Journalières et de pointe horaire.

Année	Consommation Moy. Journ m ³ /j	K _j	consom.max.jour m ³ /j)	K _o	débit de pointe horaire m ³ /h
2000	3435,93	1,3	4466,71	1,5	279,17
2015	6383,37	1,3	8298,38	1,5	518,65

3.2 Evaluation des Besoins pour chaque Zône :

La ville de Douéra présente une répartition uniforme de la population sur une superficie de 120 ha le nombre d'habitants est estimé à 26092 ha pour 2015.

$$\text{densite : } d = \frac{N}{S} \quad \begin{array}{l} N = \text{nombre d'habitants} \\ S = \text{superficie en ha} \end{array}$$

Consommation spécifique par habitant :

$$= \frac{Q_m}{N} \quad \text{l/j/hab} \quad Q_m = \text{débit moyen journalier}$$

ayant la densité le nombre d'habitant et la consommation spécifique nous déduisons les consommations maximales journalières et les débits de pointe pour chaque Zône et pour chaque horizon.

Tableau des différents débits pour chaque Zône pour l'an 2015

Zône	densité hab/ba	superficie (hab)	population (hab)	(l/j/hab	Cons.moy. K_j :cons.Moy	K_j :cons.Moy	K_o	debit point
Bosse	217	54,10	11760	244,65	2877,08	1,3	3740,20	1,5 233,76
haute	217	65,90	14332	244,65	3506,36	1,3	4558,22	1,5 284,88

Les débits nécessaires pour chaque Zône seront :

a	
Zône basse	Zône haute
64,93 l/s	79,14 l/s

$$64,93 + 79,14 = 144,06 \text{ l/s}$$

Avec les débits maximaux journaliers seront dimensionnés les différents réservoirs et les adductions y arrivant

Alors que les adductions partant des réservoirs ainsi que les réseaux de distribution seront dimensionnés avec le débit de pointe.

CHAPITRE IV

ETUDE DES RESERVOIRS:

4.1. Role des reservoirs :

Maintenir l'eau à l'abri de risques de contamination et le préserver contre les fortes variations de températures.

- Servir à combattre efficacement les incendies, satisfaire les besoins en eau de l'agglomération pour une certaine durée environ: une demi journée à partir de l'apparition.

- En outre il est destiné à : régulariser l'apport d'eau et permet aux pompes le refoulement c_{tes} à assurer des pressions suffisantes dans le réseau de distribution.

4.2. Principe de fonctionnement:

La régularisation des débits demande et apport est basé sur les faits suivants :

- Les installations et accessoires d'adduction permettent d'amener l'eau avec une régularité importante (charges et débit presque constant)

- Pour l'harmonisation de 2 régimes (adduction-distribution) le réservoir permet pendant les heures de faible consommation de stocker les différences des débits (adduction distribution) "superflue" cependant lors des heures des consommations maximum (heure de pointe).

4.3 l'Implantation du reservoir

L'implantation du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissements et d'exploitation donc on est amené à tenir compte des facteurs suivants :

- Le point le plus bas à alimenter.
- la hauteur du plus haut bâtiment
- les pertes de charges à partir du réservoir jusqu'au point le plus favorable de la ville.

- L'état du relief de la ville favorise la construction d'un réservoir sur sol qui a les propriétés technico économiques suivantes :
- La simplicité qu'il offre pour la réalisation du coffrage.
- Pas de risque de basculement
- étanchéité plus facile à réaliser.

4.4. CAPACITE DU RESERVOIR.

Volume : les calculs seront soit par 2 méthodes.

a - Méthode Analytique : le découpage en tranches horaires pendant lesquelles le débit reste constant se fait à l'aide d'un analyseur de débit. Dans une première approximation on peut admettre la répartition de la consommation selon les coefficients (ah) horaires ces coefficients varient suivant les différentes heures de desserte et de l'importance de la population.

$$V_t = \Delta V_{\max} + \Delta V_{\min} + \sum V_{Ri}$$

Les volumes ΔV_{\max} et ΔV_{\min} sont respectivement les excès et déficits des différentes heures de la journée.

$$\Delta V = \text{Volume apport} - \text{volume consommé}$$

volume apport = volume max journalier

ΔV_{Ri} = volume de la réserve d'incendie prise à 120 m³ c'est à dire un volume nécessaire pour une durée d'extinction de 2 heures

$$\text{volume consommé} = \text{volume apport} \times \frac{Qh \cdot 24}{100}$$

Les différents calculs sont reportés aux tableaux.

b - Méthode graphique :

On représente les courbes d'apport et de consommations.

Le volume sera, en valeur absolue la somme des écarts des 2 extrêmes par rapport à la courbe d'apport. $\Delta V_1 + \Delta V_2 = \text{Volume du réservoir}$ auquel on ajoute la réserve d'incendie pour obtenir V_T

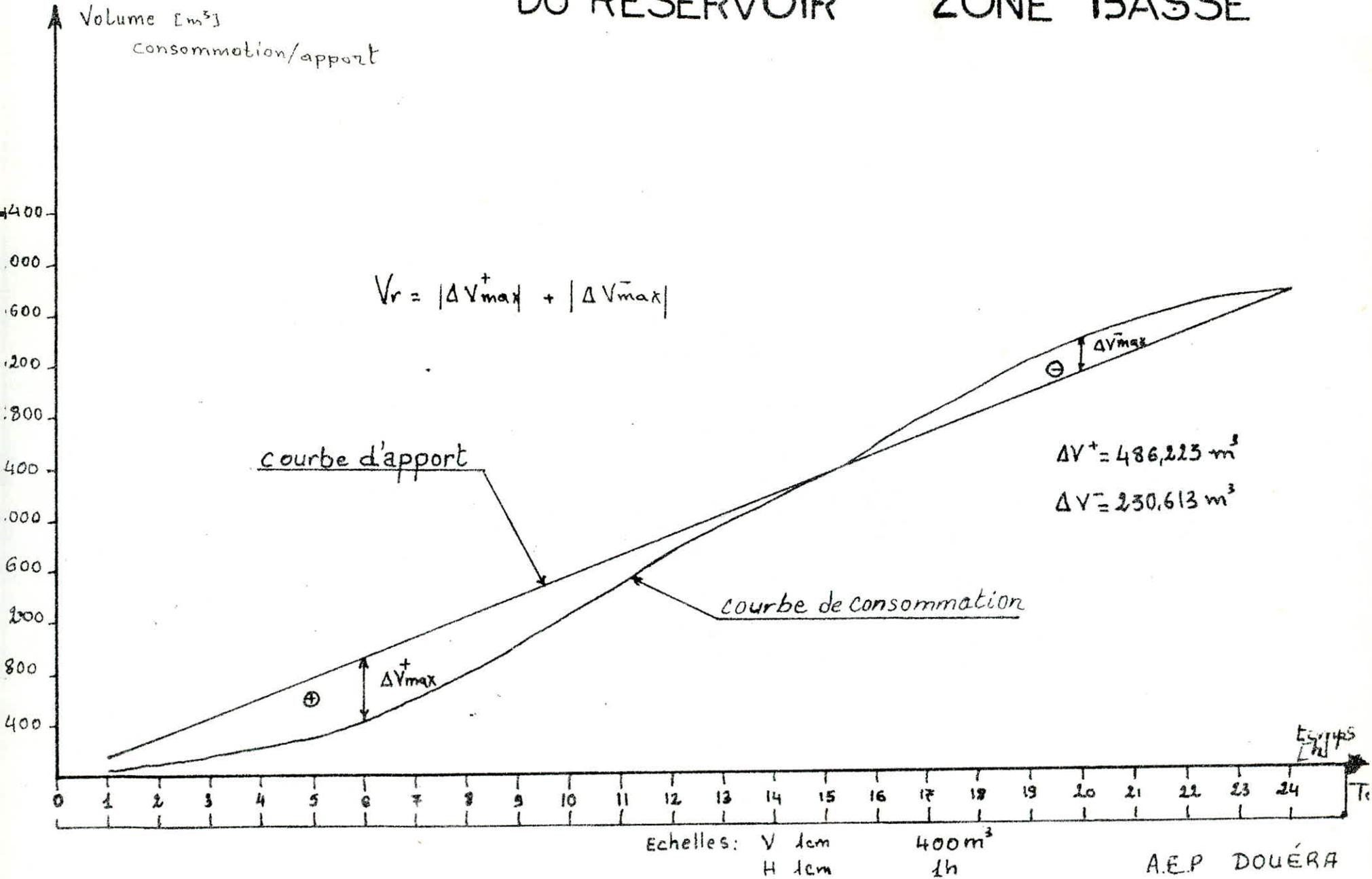
Zone basse

Ab = in	a, %	Volumen (m ³)		Volumen fumées (m ³)		Differences ΔV (m ³)	
		Q. Ab	Q. Δto, q, 24	V. rapport	V. consommé	ΔV ⁺	ΔV ⁻
0-1	1,5	155,84	56,102	155,84	56,102	99,738	
1-2	1,5	"	56,102	311,68	112,204	199,476	
2-3	1,5	"	56,102	467,520	168,306	299,214	
3-4	1,5	"	56,102	623,360	224,408	398,952	
4-5	2,5	"	93,504	779,20	317,912	461,288	
5-6	3,5	"	130,905	935,04	448,817	486,223	
6-7	4,5	"	168,307	1090,88	617,124	473,756	
7-8	5,5	"	205,708	1246,72	822,832	423,888	
8-9	6,25	"	233,760	1402,56	1056,592	345,968	
9-10	6,25	"	233,76	1558,40	1290,352	268,048	
10-11	6,25	"	233,76	1714,24	1524,112	190,128	
11-12	6,25	"	233,76	1870,08	1757,872	112,208	
12-13	5,00	"	187,00	2025,92	1944,872	81,048	
13-14	5,00	"	187,00	2181,76	2131,872	49,888	
14-15	5,50	"	205,708	2337,60	2337,580	0,02	
15-16	6,00	"	224,409	2493,44	2564,989		68,549
16-17	6,00	"	224,409	2649,28	2786,398		137,118
17-18	5,50	"	205,708	2805,12	2992,106		186,988
18-19	5,00	"	187,00	2960,96	3179,106		218,146
19-20	4,50	"	168,307	3116,80	3347,415		230,613
20-21	4,00	"	149,606	3272,64	3497,019		224,3
21-22	3,00	"	112,204	3428,48	3609,223		180,74
22-23	2,00	"	74,803	3584,32	3684,026		95,70
23-24	1,50	"	56,102	3740,16	3740,13		0,03

$$V_{R6} = 486,223 + 230,613 + 120 = 836,836 \text{ m}^3$$

$$\approx 850 \text{ m}^3$$

GRAPHE DE CALCUL DE LA CAPACITE DU RESERVOIR ZONE BASSE



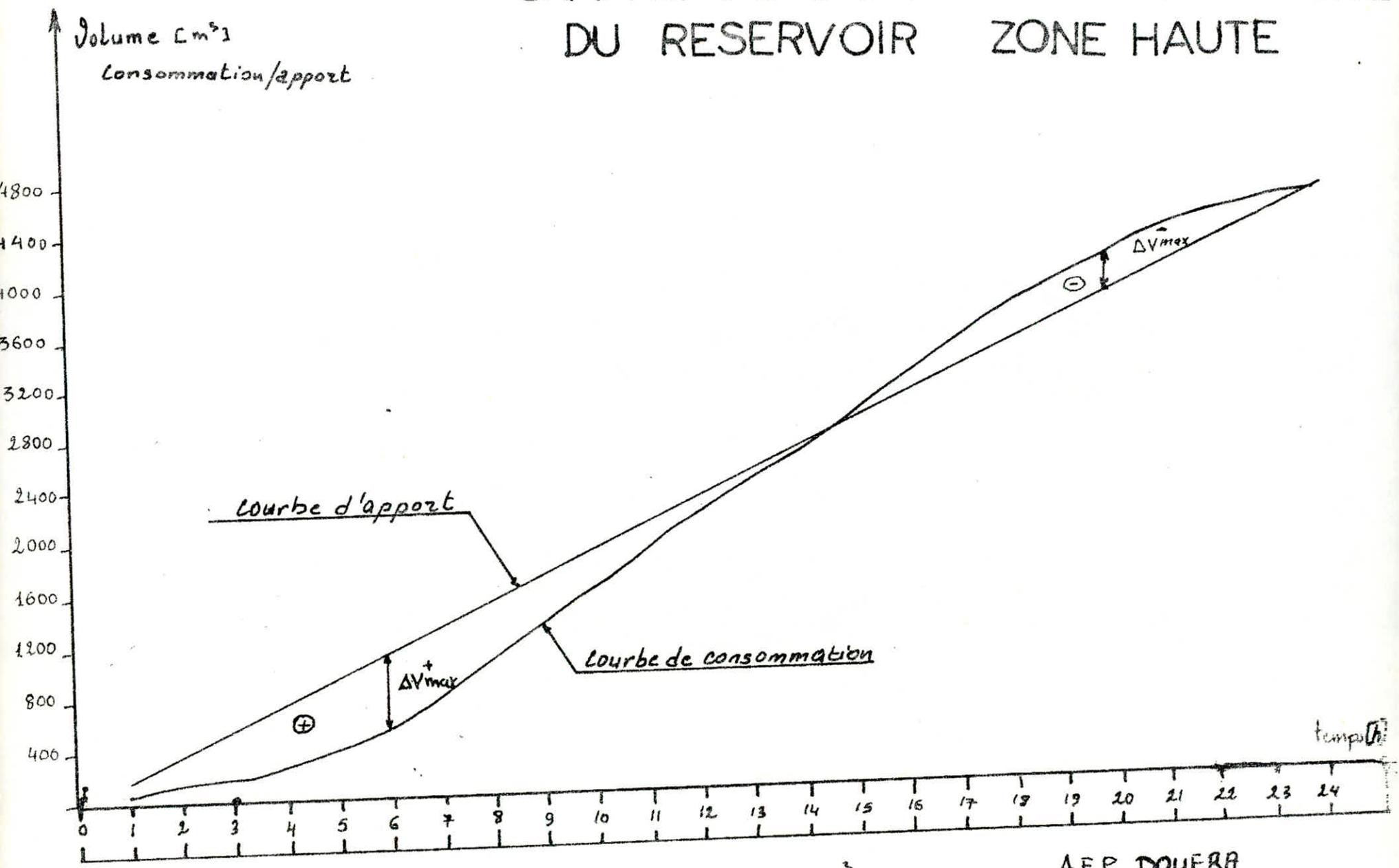
4.5.1 Zone Haute

$\Delta t =$ 1h	Q, %	Volumes (m^3)		Volumes Cumulés (m^3)		Differences ΔV (m^3)	
		Q. Δt	Q. $\Delta t \cdot Q_n \cdot 0,2P$	V. opposé	V. consommé	ΔV^+	ΔV^-
0-1	1,5	189,92	68,371	189,92	68,371	121,549	
1-2	1,5	"	68,371	379,84	136,742	243,098	
2-3	1,5	"	68,371	569,76	205,113	364,647	
3-4	1,5	"	68,371	759,68	273,484	486,196	
4-5	2,5	"	113,952	948,60	387,436	562,164	
5-6	3,5	"	159,532	1139,52	546,968	592,552	
6-7	4,5	"	205,114	1329,44	752,082	577,358	
7-8	5,5	"	250,694	1519,36	1002,776	516,584	
8-9	6,25	"	284,88	1709,28	1287,656	421,624	
9-10	6,25	"	284,88	1899,20	1572,536	326,664	
10-11	6,25	"	284,88	2089,12	1857,416	231,704	
11-12	6,25	"	284,88	2279,04	2142,296	136,744	
12-13	5,0	"	227,904	2468,96	2370,200	98,76	
13-14	5,0	"	227,904	2658,88	2598,104	60,776	
14-15	5,50	"	250,694	2848,8	2848,798	0,002	
15-16	6,0	"	273,485	3038,72	3122,283		83,563
16-17	6,0	"	273,485	3228,64	3395,768		167,128
17-18	5,5	"	250,694	3418,56	3646,462		227,906
18-19	5,0	"	227,904	3608,48	3874,366		265,88
19-20	4,50	"	205,114	3798,4	4079,48		284,08
20-21	4,0	"	182,323	3988,32	4261,803		273,48
21-22	3,0	"	136,742	4178,24	4398,545		220,30
22-23	2,0	"	91,161	4368,16	4489,706		121,54
23-24	1,50	"	68,371	4558,08	4558,077		0,003

$$V_{R_h} = 592,552 + 281,08 + 120 = 993,632 \text{ m}^3$$

$$\approx 1000 \text{ m}^3$$

GRAPHE DE CALCUL DE LA CAPACITE DU RESERVOIR ZONE HAUTE



Echelles V: 1cm \rightarrow 400 m^3
H: 1cm \rightarrow 1h

AEP DOUERA

4.6. Détermination du Diamètre du Reservoir

A. Zône haute = le reservoir existant de capacite de 1000 m³
et de diametre 15m avec une hauteur utile de 6m

B. Zône basse = on prendra une hauteur utile de 6m pour le reservoir
projete $D = 4.V^{1/2}$ à 14m. de $V = 850 \text{ m}^3$

4.7. Détermination de la côte du Radier du reservoir

A- Pour la Zône haute est alimenté apartir d'un reservoir existant
dans la côte du radier de 230 m N G A et le trou plein de 236 m N.G.A

B- Pour la Zône basse

$$CR = Ct + Hwi + Ps + Hwe$$

dans laquelle

CR = Côte du radier du reservoir

Ct = Côte du terrain ou point le plus élevé

H = hauteur donnée en fonction du nombre d'étages.

Hwi = Pertes de charges singulières

Ps = Colonne d'eau supplémentaire tenant compte des
chauffes d'eau et autre appareil utilisant l'eau

Hwe = Perte de charges linéaires sur le trançon
reliant les reservoirs au point le plus élevé

q

$$Ct = 190$$

$$H = 15$$

$$hwi = 3 \quad (4 \text{ étages} + R)$$

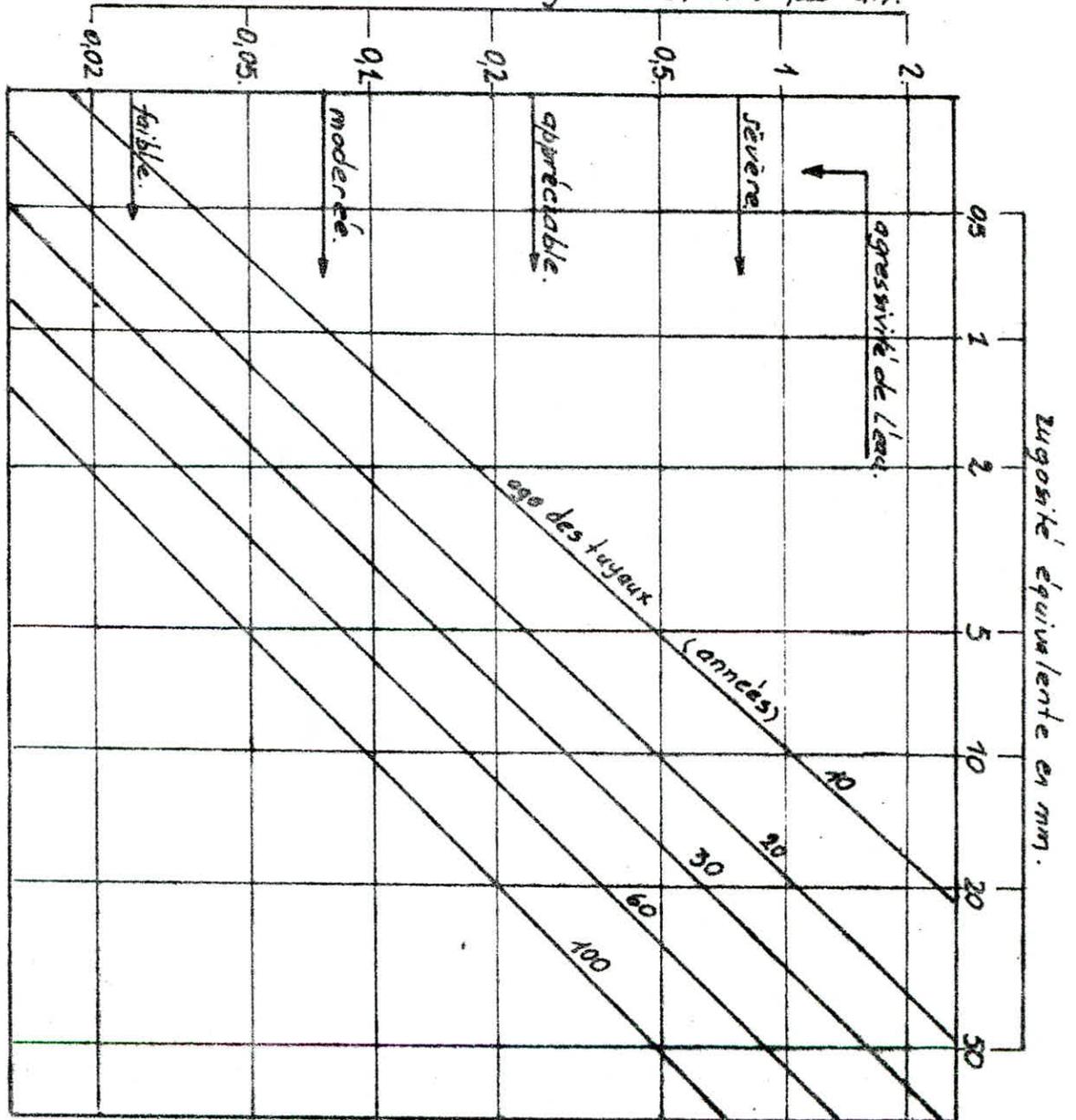
$$Ps = 3$$

dans la côte du radier approximative à la cote 211. la longueur de la
longueur de la conduite maitresse de distribution sera égale à 550 m

ABAQUE DE M. PETER LAMONT

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

accroissement de la rugosité en mm par an.



c) Determination du gradient des pertes de charges dans la conduite maitrise

- Zône haute

On prend une vitesse $V = 1 \text{ m/s}$

Etude de la rugosité :

Suivant l'abaque de Peter Lamont $\xi = \xi_0 + \alpha t$ d'où rugosité absolue à l'état neuf ($\xi_0 = 10^{-4} \text{ m}$) Pour les conductions en acier

$t =$ durée de vie de la conduite ($t = 300 \text{ ns}$)

$= 0,03$ pour l'eau à faible agressivité (tiré de l'abaque)

d'où l'on tire : $\xi = 0,1 + 0,03 \cdot 30 = 1 \text{ mm}$

$$Q = V \cdot A = V \frac{\pi D^2}{4} \quad D = \frac{4Q}{\pi V} = \frac{4 \cdot 0,07913}{\pi \cdot 1}$$

$$D = 0,317 \quad D = 350 \text{ mm}$$

Puis on redimensionne la vitesse d'écoulement nouveau

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = 0,82 \text{ m/s}$$

D'après la théorie de la longueur fluïdo dynamique ayant le produit $\lambda \Lambda$ dans le cas d'un régime turbulent rugueux $\lambda = 1$ d'où est coefficient de transition dans le cas d'un régime on transition ($\lambda \neq 1$)

on suppose le régime est turbulent rugueux. le parametre de forme $= h/D = 1$ (conduite pleine) de l'abaque 9 on tire

$$\xi = h/D = 1$$

$$D = 0,35 \quad \text{abaque 9} \quad D_0 = 1,539.$$

alors le parametre adimensionnel sera

$$\Lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,35}{1,539} = 0,22742.$$

$$\varepsilon = 10^3 \text{ m}$$

$$\Lambda = 0.22742$$

$$\frac{\text{abqme 9a}}{V_j} = 1,55$$

sachant que $Q = 0.07914$

$$J = \left(\frac{Q}{1,55} \right)^2 = 0,00259018$$

Verification du régime

$$Re = \frac{V D}{\nu} = \frac{4 \cdot Q}{\nu} = 288043,6761$$

$$\frac{\varepsilon}{Dh} = 0,002857$$

Moody régime transition

donc nous devons corriger la valeur de J_r par $J/J_r = \lambda_r^{5,3}$

$$Re = 288043,676 \quad \frac{\text{abqme 17c}}{\lambda_r^{5,3}} = 1,015$$

$$\varepsilon/Dh = 0,002857$$

$$\text{donc } J = J_r^{5,3} = 0,00259018 \cdot 1,105 = 0,0026292571$$

Vérification par la methode classique.

En régime turbulent rugueux le coefficient est donnée par la relation de NikurodZé

$$F_n = C1,14 - 0,86 \text{ Ln } (\varepsilon/Dh)^{-2}$$

$$F_c = C.0,86 \text{ Ln } (\varepsilon/3,7 Dh + 2,51 / (0,8 \sqrt{J}))^{-2}$$

Pour calculer F_c : on prendra en première a proximation : F_r

$$F_r = 0,0262013157$$

$$F_c = 0,0268243657$$

$$J = \frac{F_c V^2}{2 g \cdot Dh} = \frac{0,02620/3/57 \cdot 0,82^2}{2 \cdot 9,8 \cdot 0,350} = 0,0026292571$$

d'ou la p.d.c dans la conduite maitresse sera $l = 440 \text{ m}$

$$H_{wo} = J \cdot l = 1,1568 \text{ m}$$

On introduisant les p.d,c singulière (DHs = 0,15 DH.)

$$DH_T = 1,33m$$

-Détermination du gradient de pertes de charge dans la conduite de distribution conduite maitresse.

-Zône base : Prenons comme vitesse d'écoulement $V = 1m/s$

1. Etude de la rugosité :

Suivant l'abaque de Peter Lamont $\xi = \xi_0 + \alpha.t$

d'où $\xi_0 =$ rugosité absolue à l'état neuf ($\xi_0 = 10^{-4} m$) Pour les conduites en acier.

$t =$ durée de vie de la conduite ($t = 30$ ans)

$\alpha = 0,03$ pour l'eau à faible agressivité (tiré de l'abaque)

d'où l'on tire : ($\xi = 0,1 + 0,03.30 = 1mm$)

$$Q = V.A = V. \frac{D^2}{4} \implies D = \frac{4Q}{V}$$

$$D = 0,2875 m$$

ou normalise le ϕ on a $D = 300$ mm

puis on redimensionne la vitesse avec le diametre nouveau.

$$V = \frac{4.Q}{D^2} = \frac{4 \cdot 0,0649340}{(0,300)^2} = 0,918 m/s$$

D'après la théorie de la longueur fluïdo dynamique ayant, le produit $\lambda \Lambda$ dans le cas d'un régime turbulent rugueux $\lambda = 1$ ou est le coefficient de transition, dans le cas d'un régime entransition

a) On suppose le régime est turbulent rugueux, le parametre de forme. $\xi = h/D = 1$ (conduite pleine) de l'abaque 9 on tire

$$\xi = h/D = 1 \quad \underline{\underline{ab.9}} \quad D_0 = 1,539$$

$$D = 0,25$$

alors le paramètre dimensionnel sera :

$$\lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,3}{1,539} = 0,194931.$$

$$\epsilon = 10^{-3} \text{ m} \quad \xrightarrow{\text{abaque 8 a où b}} \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 1,0356469$$

$$\lambda = 0,1624$$

sachant que $Q = 0,064934 \text{ m}^3/\text{s}$ on trouve

$$J_r = \left(\frac{Q}{1,035649} \right)^2 = \left(\frac{0,06493}{1,0356469} \right)^2 = 0,003931161$$

verification du regime : $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} (18^\circ\text{C})$

$$Re = \frac{V \cdot Dh}{\nu} = \frac{Q}{A} \frac{Dh}{\nu} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot Dh \cdot \nu} = \frac{4 \cdot 0,06493}{\pi \cdot 0,3 \cdot 10^{-6}} = 275588,4553$$

$$Re = 275588,4553$$

$$\epsilon/Dh = \frac{10^{-3}}{0,3} = 0,00333$$

Moody \Rightarrow regime transitoire

donc nous devons corriger la valeur de J_r

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

$$Re = 2,755810^5 \quad \text{abaque 17c} \quad \lambda_j^{5,3} = 1,0195$$

$$\epsilon/Dh = 0,0033$$

$$\text{donc } J = \lambda_j^{5,3} \quad J_r = 1,0195 \times 0,00393116 = 0,00400787$$

- Verification par la methode classique :

en regime turbulent rugueux le coefficient de frottement est donné par la relation de NIKURADZE.

$$Fr = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{Dh})^{-2}$$

$$Fc = -0,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3,7 Dh} + \frac{2,51}{Re \sqrt{Fr}} \right)^{-2}$$

Pour le calcul de Fc : on prendra en première approximation

$$Fr = 0,0273634622 ; \quad Fc \text{ est obtenu par itération}$$

$$Fc = 0,0279644742.$$

$$J = \frac{Fc \cdot v^2}{2g Dh}$$

$$J = \frac{0,0279644742 \times (0,918)}{2 \times 9,8 \times 0,3} = 0,0040078799$$

d'où la p.d.c dans la conduite maitrise sera

$$H_{we} = J.l = 0,0040078799 \times 550 = 2,204333924.$$

en introduisant les p.d.c sinaulières ($\Delta H_s = 0,15 \Delta H$)

$$\Delta H_t = 1,15 \Delta H_1 = 1,15 \times 2,2043339 = 2,5349840 \text{ m}$$

donc la cote finale du radier du reservoir sera

$$C_R = C_{Rapp} + \Delta H_t = 211 + 2,5349 = 213,534984$$

La hauteur de l'eau dans le réservoir est de 6m.une distance de 0,5m separe le trop plein de la conduite de refoulement: donc l'altitude jusqu'a laquelle la pompe doit refouler sera : 220,5 m.

4.8 EQUIPEMENTS DU RESERVOIR

4.8.1 Adduction

L'arrivée de l'eau dans le reservoir s'effectue par surverse, arrivée noyée,pour préserver l'équilibre carbonique de l'eau et empêcher la precipitation du calcium.Néanmoins cette solution presente un inconvénient qui est celui du vidange par siphonnage lors d'un accident sur l'adduction.

On prévoit donc : à cet effet un clapet anti-retour.

4.8.2 : Distribution.

Le départ de la conduite de la distribution s'effectue à 0,5m au dessus du radier du réservoir pour éviter l'introduction des boues et des sables dans la conduite de distribution qui pourraient éventuellement se déconter dans la cuve. la conduite qui part du réservoir sera munie d'une vanne papillon à fermeture automatique pour isoler le réservoir afin d'éviter les inondations.

4.8.3 : TROP PLEIN.

Cette conduite est appelée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir.

La section transversale sera disposée selon un Plan horizon situé à une distance (h) au dessous du niveau maximum susceptible d'être atteint dans la cuve du réservoir.

Elle est munie au départ d'un évasement en forme de tronçon de cône dont la plus grande circonférence de rayon (R) formera un déversoir à seuil circulaire pour le passage du débit (Q) sous une hauteur (h)

Dans ce cas le débit à évacuer sera donnée par la relation de lencastre.

$$Q = 27,828 \mu R h^{3/2}$$

μ = coefficient de débit

R = rayon à l'entrée du cône

h = hauteur de la lame déversante.

h/R	0,20	0,25	0,3	0,4	0,5
U	0,415	0,414	0,410	0,404	0,393

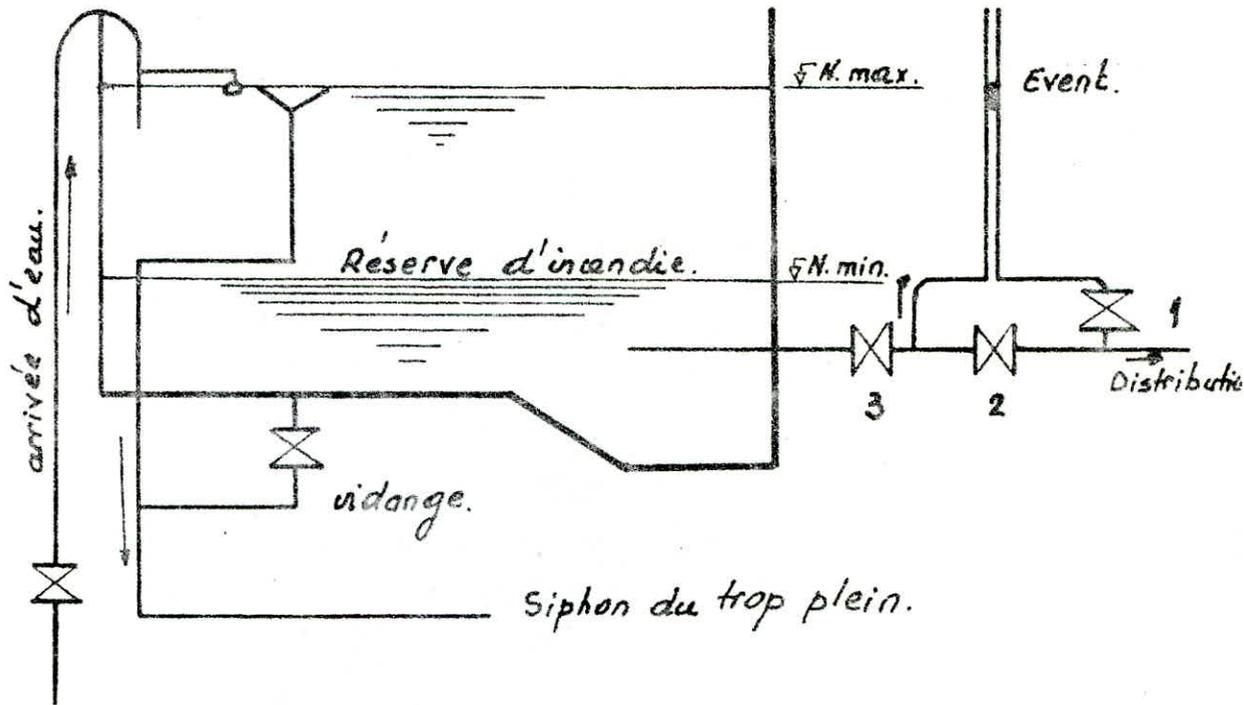
Comme la valeur est très moche pour différentes valeurs de h/R on prend alors $Q = 1,15 \cdot R \cdot h^{3/4}$

Côte du radier	Côte du trop Plein	Volume du Reservoir m ³	Diametre (m)	Cote du	Observa -tion.
-------------------	-----------------------	---------------------------------------	-----------------	---------	-------------------

230	236	1000	15	231.	
-----	-----	------	----	------	--

214	220	850	14	215	
-----	-----	-----	----	-----	--

Fontainerie d'équipements.



Départ de la conduite de distribution.

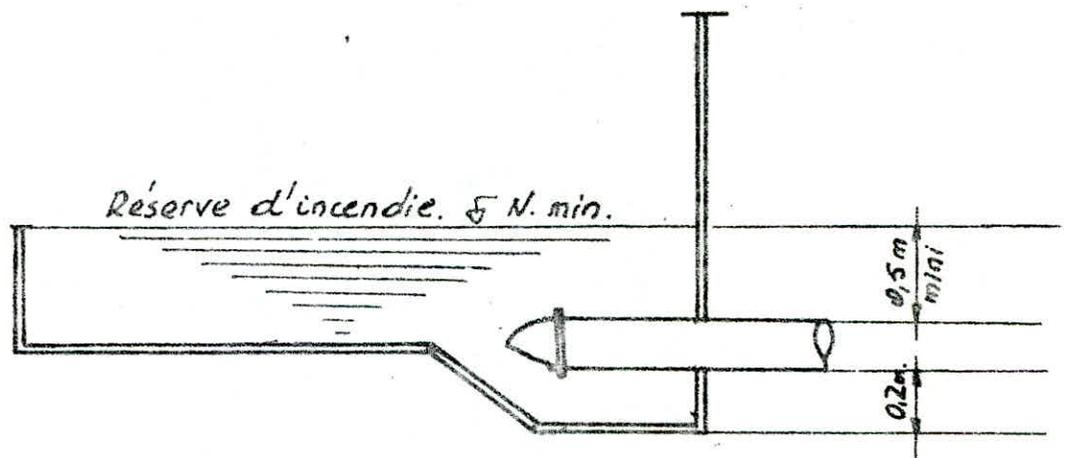


figure n° 1.

CHAPITRE V

RESEAU DE DISTRIBUTION

5.1. Récapitulation des dimensions des conduites maitresses de distribution :

a) Zone hautee:

$$L = 440 \text{ m};$$

$$Q = 284,88 \text{ m}^3/\text{h} = 79,14 \text{ l/s} = 0,07913 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$V = 0,82 \text{ m/s}$$

$$\Delta H_L = 1,1568 \text{ m}$$

$$\Delta H_t = 1,33 \text{ m}$$

b) Zone basse :

$$L = 550 \text{ m}$$

$$Q = 233,76 \text{ m}^3/\text{h} = 64,93 \text{ l/s} = 0,0649340 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 300 \text{ mm}$$

$$V = 0,91 \text{ m/s}$$

$$\Delta H_L = 2,204 \text{ m}$$

$$\Delta H_t = 2,535 \text{ m}$$

5.2 Conception du réseau.

Le réseau de distribution sera du type maillé, il a été tracé en fonction des structures d'habitats, de préférence en suivant le cheminement des rues. le reseau comportera 6 mailles pour chaque zone

5.3 - Détermination des debits aux Noeuds(horizon 2015)

La ville de Douéra presente, d'une façon générale une densité homogene de la population.

Tablau De Calcul Des Debits Soutires Zone Base

Noms	Noms Melles	Surface de Zone ha.	Consom- mation Spécifique l/s/ha	Densité hab/ha	Populati- on de la Zone	Consom- mation de l'eau par hab. l/s	Cofficient de Perte (Kp)	Debit Calculé (l/s)	Debit Anulné Par la Zone (l/s)
1	I	3.878	244.65	2.17	843	2.39	4.95	4.660	4.66
2	I	4.85	--	--	403	4.14	--	2.22	2.22
3	I II	3.5	--	--	761	2.45	--	4.20	4.20
4	I II III	6.4305	--	--	4397	3.95	--	7.74	7.74
5	II	3.562	--	--	774	2.40	--	4.27	4.27
6	II III IV	6.855	--	--	4489	4.22	--	8.22	8.22
7	III IV V	7.460	--	--	4624	4.60	--	8.97	8.97
8	III IV V	6.695	--	--	4454	4.44	--	8.02	8.02
9	V	2.05	--	--	447	4.26	--	2.46	2.46
10	VI	2.702	--	--	587	4.66	--	3.237	3.24
11	V VI	3.497	--	--	761	2.16	--	4.21	4.21
12	IV V	3.20	--	--	696	4.97	--	3.84	3.84
13	IV	2.42	--	--	527	4.49	--	2.909	2.94

$$\Sigma = 54.10 \text{ ha.}$$

$$\Sigma = 11760 \Sigma = 33.20 \text{ l/s}$$

$$\Sigma = 66.93$$

TABLAU DU CALCUL DES SOUTIRES Zone Haute

N° Des Moules	N° Des Moules	Surface dessinée (ha)	Consom. - matière spécifique (kg/hab)	Densité hab/ha	Popula- - tion dans la zone (hab)	Consom. - matière par tonnage	coeff de Pétrole (kg)	Débite Soutires (L/S)	Débite Soutires à l'heure
1	I, II	7.5	264,65	2,17	1629	4,44	4,95	8,98	9,00
2	I	4,5	- II -	- II -	379	2,78	"	5,42	5,42
3	I	5,98	- II -	- II -	4200	3,68	- II -	7,976	7,48
4	II, III, IV	8,89	- II -	- II -	4925	5,44	- II -	10,617	10,62
5	II, III, IV, V	9,5	- II -	- II -	2066	5,84	- II -	11,388	11,42
6	II, III	7,00	- II -	- II -	4525	4,34	- II -	8,405	8,41
7	III	3,9	- II -	- II -	250	2,40	- II -	4,629	4,62
8	III, IV	6,8	- II -	- II -	1479	4,48	- II -	7,156	7,16
9	IV	4,0	- II -	- II -	872	2,47	- II -	6,246	6,8
10	II, III	7,87	- II -	- II -	1710	4,84	- II -	9,652	9,4

$\Sigma = 65,9 \text{ ha.}$

$\Sigma = 14332 = 40,55$

$\Sigma = 79,$

La superficie desservie par chaque noeud sera déterminée par la méthode des médiatrices. Cette méthode consiste à tracer les médiatrices des tronçons des conduites constituant le réseau, ainsi on obtient un contour fermé autour de chaque Noeud. Ce contour représente la surface desservie par le noeud, connaissant cette superficie, et la dotation spécifique, ou détermine le débit soutiré par chaque noeud.

5.4 - Détermination de la densité :

$$d = \frac{N}{S}$$

N : population en l'eau 2 015

S : surface totale des mailles.

$$d : \frac{26092}{120} = 217 \text{ hab /ha}$$

5.5 - Détermination du débit spécifique.

$$q = \frac{Q_{\text{moy}} \text{ -jour}}{N} = \frac{6383,37}{26092} = 244,65 \text{ l/j/hab}$$

$$q = 0,24465 \text{ m}^3/\text{J} / \text{hab} = 244,65 \text{ l/j/hab}$$

la population probable dans la zone desservie par le noeud est : $N_i = S_i \cdot d$

S_i : surface de la zone du Noeud

le débit du noeud de : $Q_i = q \cdot N_i \cdot K_p$

K_p : Coef de pointe.

5.6 - Calcul du réseau de distribution.

Le calcul du réseau maillé à été effectué par approximation successive selon la méthode de HARDY CROSS qui repose sur deux lois.

La somme des débits arrivants à un noeud doit être égale à la somme des débits qui en sortent

- Première loi : - loi de KIRSHOFF

La somme des débits arrivants à un noeud doit être égale à la somme des débits qui en sortent.

- Deuxième loi : - le long d'un parcours orienté et fermé la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

5.7 Principe de la méthode d' HARDY - CROSS.

Consiste à se fixer dans chaque maille une répartition supposée des débits ainsi qu'un sens supposé découlement de manière à satisfaire la première loi.

Et on calcule les pertes de charges dans chaque trouçon de la maille par la formule de DARCY - WEISBACH.

$$\Delta H_t = \Delta H_1 + \Delta H_s$$

$$\Delta H_1 = J.LG = \frac{f c V^2}{2g Dh} LG$$

au LG = longueur géométrique.

Les pertes de charge singulière (ΔH_s) sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires . ΔH_1

$$\Delta H_s = 0,15 \Delta H_1 = 0,15 \frac{f V^2}{2g Dh} .LG$$

$$\Delta H_t = \Delta H_1 + \Delta H_s = \frac{f.V^2}{2g Dh} . LG + 0,15 \frac{f V^2}{2g Dh} LG = 1,15 \frac{f V^2}{2g Dh} .LG$$

$$\Delta H_t = Le \cdot \frac{f V^2}{2g Dh} \quad Le : \text{longueur équivalente}$$

$$Le = 1,15 LG.$$

en exprimant la vitesse en fonction du débit d'après l'équation de continuité.

$$Q = V.A \quad V = Q/A = 4 Q/II D^2 \quad V^2 = \frac{16 Q^2}{II^2 D^4}$$

$$\text{donc } \Delta H_t = 8 Le \frac{f.Q^2}{II^2 g D^5} = r Q^2$$

où r : resistance de la conduite

f : coefficient de la frottement évalué par la formule de

f : coefficient de la frottement évalué par la formule de COOLEBROOK, avec $\xi = 10^{-3}$ m

Alors la deuxième loi se traduit par l'égalité suivante :

$$\sum_{i=1} \Delta H_i = \sum_{i=1} r_i Q_i^2 = 0$$

si elle n'est pas vérifiée du premier coup; donc il faut corriger la repartition des débits jusqu'à satisfaire cette loi.

5.8 - Détermination du débit correctif :

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q \quad :$$

ΔQ - débit correctif

Q_0 - débit supposé

Q_1 - débit corrigé

$$\sum \Delta H = \sum r Q_1^2 = \sum r (Q_0 + \Delta Q_1)^2 = 0$$

$$\sum r (Q_0 + \Delta Q_1)^2 = \sum r (Q_0^2 + 2 Q_0 \Delta Q_1 + \Delta Q_1^2) = 0$$

comme ΔQ_1 est petit donc $\Delta Q_1^2 \approx 0$

$$\text{d'où} \quad \Delta Q_1 = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r / r Q_0}$$

$$\Delta Q_i = - \frac{\sum_{i=1}^n r_i Q_i^2}{2 \sum_{i=1}^n r_i / r_i Q_i}$$

où ΔQ_i = débit correctif.

5.10 - Equipements du réseau de distribution (voir planche N° V,VI)

10 - 1 type de canalisation.

Le reseau sera constitué de tuyaux en P.V.C de diamètres compris entre 60 $\dot{=}$ 250 mm, ils peuvent supporter une pression atteignant 16 bars. Les tuyaux en P.V.C présentent l'avantage d'être légers et d'une pose commode et son di ponible sur le marché national.

10.2 - Appareils et accessoires

a) - Robinets - vannes.

Pour permettre l'isolément des divers tronçons du reseau afin de ppuvoir effectuer d'éventuelles réparations.

Ils seront disposés à chaque noeud.

Ils permettent aussi de régler les débits, la manœuvre des ces robinets s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé.

b) ventouses : la presence d'air dans les conduites provoquer des perturbations de l'écoulement et par fois des détériorations des canalisations pour y remédier à ce type de problème nous prévoyons des ventouses aux points hauts du reseau en vue d'évacuer l'air contenu dans les conduites comme elles permettent l'admission de l'air dans la conduite lors du vidange.

c) Bouches d'incendie.

Elles seront installées sur des canalisations capables de fournir un debit minimal de 17/1/s sur une pression de 0,6 bars minimum. Elles se trouvent en bordures des trottoirs espacées de 400m

d) Bouche de lavage :

Elles sont utilisées pour le lavage des caniveaux et des rues.

e) Bouches d'arrosage :

Elles sont disposées aux alentours des jardins publics, espaces verts, pour permettre l'arrosage des plantes

Chaque maille est calculée séparément, les corrections apportées aux débits sont de deux types.

- correction propre à la maille considérée, avec le signe de ΔQ_i
- corrections propres aux mailles adjacentes avec le signe contraire de ΔQ_i .

Il suffit de faire la somme algébrique des ces corrections pour chaque trouçon et l'ajouter au débit Q_i pour avoir le débit $Q_i + 1$
Les approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de ΔQ_i soient voisines de Zéro et jusqu'à ce que la somme algébrique des pertes de charges sur un contour fermé quelconque soient inférieures à 0,5 m.
Le calcul est fait sur Ti 59 voir planche N° I et II
Le plan du réseau de distribution voir planche N° III et IV
Le programme de calcul du réseau maillé. sur Ti 59 Prog N° II (voir annexe)

5.9 - Calcul des pressions au sol.

La pression demandée pour un immeuble $P_{sol} = n.3 + 3$ où n/Nbre d'étages

Le chiffre 3 représente la hauteur d'un étage.

Le chiffre (+3) représente la valeur de la pression prévue sur les orifices des prises les plus élevés.

Pour les immeubles très élevés (H 40m) l'organisme logeur se trouve dans l'obligation d'installer des surpresseurs dans le sous-sol.

la détermination de la pression de service en un noeud quelconque est obtenue à partir de la cote piézométrique du noeud précédent diminuée des pertes de charge (en valeur absolue) occasionnées le long d'un trouçon et la cote du noeud considéré tout en respectant les sens d'écoulement.

la pression au sol dans tous les points du réseau ne doit pas dépasser la valeur de 5 bars.

$$P_s = C_p - C_t \quad : \quad \begin{array}{l} P_s \text{ pression au sol} \\ C_p : \text{cote piézométrique} \\ C_t : \text{cote du terrain} \end{array}$$

TABLAU DE CALCUL DES PRESSIONS Z.B

N° pointe	traverse	côté d'extérieur (m)		P. d. c. (m)	côté piézométrique		Pression au Sol (m)	vitesse (m/s)
		amont	aval		amont	aval		
1	1-2	184.1	182.5	+ 1.089	211.67	210.38	27.57	0.73
	2-3	182.5	174.7	+ 0.685	210.38	209.08	27.88	0.69
	3-4	174.7	177.2	+ 0.8120	209.69	208.88	34.99	0.50
	4-1	177.2	184.1	- 2.604	208.88	211.67	31.68	0.76
2	4-3	177.2	174.7	- 0.812	208.88	209.68	31.68	0.52
	3-5	174.7	158.6	+ 2.222	209.69	207.47	34.99	0.92
	5-6	168.6	160.3	+ 1.736	207.477	205.73	38.87	0.79
	6-4	160.3	177.2	- 2.799	205.73	208.54	45.45	0.40
3	6-5	177.2	160.3	+ 2.799	208.54	205.74	31.34	0.40
	6-7	160.3	170.0	+ 1.548	205.74	204.19	45.44	0.67
	7-2	170.0	157.0	+ 0.755	204.19	203.43	34.19	0.34
	2-4	157.0	177.2	- 5.189	203.43	208.62	46.45	0.89
4	2-6	170.0	160.3	- 1.548	204.19	205.73	34.19	0.67
	6-13	160.3	178.0	+ 4.561	205.73	204.17	45.43	0.75
	13-12	178.0	176.0	+ 3.210	204.17	197.96	23.17	0.60
	12-7	176.0	170.0	- 6.273	197.96	204.25	21.95	0.76
5	7-12	170.0	176.0	+ 6.273	204.23	197.96	34.23	0.76
	12-11	176.0	180.0	+ 2.183	197.96	195.78	21.96	0.48
	11-8	180.0	157.0	- 7.566	195.78	203.34	15.78	0.86
	8-7	157.0	170.0	- 0.755	203.34	204.10	46.34	0.34
6	8-11	157.0	180.0	+ 7.566	203.34	195.78	46.34	0.86
	11-19	180.0	180.0	+ 3.731	195.78	192.05	15.78	0.53
	19-9	180.0	156.0	- 4.965	192.05	197.01	11.55	0.59
	9-8	156.0	157.0	- 6.257	197.01	203.27	41.01	0.82

TABLAU DE CALCUL DES PRESSIONS Z.H

No. de Sect.	Tronçon	Cote du terrain		P.d.c (m)	côte piézométrique		Pression Sol (m)	Vitesse (m/s)
		amont	avale		amont	avale		
I	1-2	210	204	-3.06	228.87	231.93	18.87	0.62
	2-3	204	186.7	-3.57	231.93	235.50	27.93	0.70
	3-4	186.7	184.5	+3.01	235.5	232.49	48.9	0.68
	4-1	184.5	210	3.58	232.49	228.90	47.9	1.00
II	1-4	210	184.5	-3.58	228.87	232.45	18.87	1.00
	4-5	184.5	197.7	-1.20	232.45	233.65	47.9	0.45
	5-6	197.70	191.7	+2.05	233.65	231.60	35.95	0.77
	6-1	191.70	210	+2.79	231.60	228.81	39.9	0.88
III	4-10	184.5	198.6	-2.69	232.49	235.18	47.9	0.64
	10-5	198.6	197.7	+1.61	235.18	233.67	36.58	0.3
	5-4	197.7	184.5	-1.23	233.57	232.38	35.87	0.45
IV	5-8	197.7	188.7	-3.58	233.57	237.15	35.87	1.17
	8-7	188.7	189.5	+2.17	237.15	234.98	48.40	0.36
	7-6	189.5	191.7	+3.17	234.98	231.51	45.48	0.93
	6-5	191.7	197.7	-2.05	231.5	233.56	39.80	0.77
V	5-10	197.70	198.60	-1.61	233.57	235.18	35.87	0.31
	10-9	198.60	195.8	-7.05	235.18	242.23	36.58	0.96
	9-8	195.8	188.7	+5.4	242.23	236.83	46.43	0.74
	8-5	188.7	197.70	+3.58	236.83	233.25	48.13	1.17

f) Robinets de décharge.

Ils sont placés au niveau des points les plus bas du réseau afin de faciliter la vidange des canalisations et l'évacuation des dépôts pour les raccordements divers on a utilisé :

- cônes de réduction pour permettre le raccordement des conduites présentant des diamètres différents
 - Les tés à 2 ou 3 emboitements qui permettent la prise des canalisations secondaires sur la canalisation principale.
 - Les coudes pour permettre le changement de direction.
- clapets : pour empêcher l'écoulement en sens inverse à l'écoulement normal nous avons prévue des clapet anti-retour.

CHAPITRE VI

Adduction

Introduction. Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir de distribution.

6.1 : Choix du tracé :

Le choix du tracé a été effectué en respectant, dans la mesure du possible les conduites suivantes :

- a)- Recherche d'un profil en long aussi régulier que possible avec une pente toujours dans le même sens vers le réservoir de stockage.
- b)- Eviter les contre-pentes qui peuvent donner lieu aux points hauts à des contournements d'air plus ou moins difficile à évacuer. ces derniers peuvent créer en ces points des cavitations en entraînant la rupture de la veine liquide.
- c)- Le tracé doit suivre si possible, l'alignement des routes pour faciliter l'acheminement du matériel.
- d)- Les coudes doivent être largement ouverts, afin d'éviter les butées importantes.
- e)- Le tracé le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement.

Nous avons étudié notre tracé de différentes adductions sur une carte topographique à l'échelle 1/25000.

6.2.: Choix du type des tuyaux :

Le choix entre les différents types de conduites est établi sur des critères d'ordre technique, à savoir le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et sur des critères économiques qui englobent le prix, les pertes de charges singulières sont :

$$\Delta H_s = \frac{f \cdot L \cdot V^2}{2g \cdot Dh} \quad \text{les pertes de charge linéaires sont déterminées par la formule Darcy-Weisbach.}$$

la somme de ces 2 P.d.c nous donne la perte de charge totale

$$\Delta H_t = \frac{f \cdot L \cdot V^2}{2g \cdot Dh} \quad \Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s = \frac{f \cdot l_t \cdot V^2}{Dh \cdot 2g}$$

la somme de ces 2 p.d.c nous donne la perte de charge totale.

$$\Delta H_1 = \frac{f L_t v^2}{2g Dh} \quad \Delta H_t = \Delta H_1 + \Delta H_s = \frac{f \cdot l_t v^2}{Dh 2g}$$

L = longueur géométrique

V = vitesse moyenne d'écoulement Dh = diamètre hydraulique

Lt = L + Lev.

Lev = longueur équivalente des pertes de charges.

nous avons estimé la longueur équivalente à 15% de longueur géométrique

donc : $L_t = 1.15 L$.

f : coefficient de frottement

Le coefficient de frottement "f" dépendant de la nature de l'écoulement qui, lui, est fonction de la rugosité relative et du nombre de Reynolds ayant ces 2 derniers paramètres, on peut déterminer le régime d'écoulement en se référant au diagramme de MOODY.

En régime turbulent rugueux, le coefficient "f" est donné par la formule de NIKURADZE $f_r = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{Dh})^{-2}$

d'où $\frac{\xi}{Dh}$ = rugosité relative

En régime de transition le coefficient "f" est donné par la formule de COLEBROCK.

$$f_c = - 0,86 \log \left(\frac{\xi}{3,7 Dh} + \frac{2,5}{\sqrt{Rv f}} \right)^{-2}$$

En première approximation "f" est déterminé par NIKAUDZE

$$R = \frac{V \cdot Dh}{\nu} \quad (\text{Nombre de Reynolds})$$

(ν = viscosité cinématique de l'eau, elle est prise égale à 10^{-6} m²/s à la température de 20°C.

V = est la vitesse tirée de l'équation de continuité $V = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2}$

par conséquent, on aura : $\Delta H_t = 1,15 \text{ L.f.} \frac{0,0828}{D^5} = Q^2$

avec: D = diamètre de la conduite.

6.3 : Etude de la rugosité :

$$\xi = \xi_0 + \alpha t$$

(ξ_0 = rugosité absolue à l'état neuf (10^{-4} m Pour l'acier)

= coefficient de vieillissement.

on prendra $\alpha = 0,03 \text{ mm /an}$, coefficient correspondant à la zone de faible agressivité de l'eau dans l'abaque de Peter Lamont
t = de service (30 ans)

$$\xi = 10^{-4} + 0,03 \cdot 30 = 10^{-3} \text{ m.}$$

6.4 : Calcul de la hauteur manométrique totale q Hmt :

$$H_{mt} = H_r + \Delta H + H_a = H_g + \Delta H_t$$

H_r = hauteur de refoulement

ΔH_t = Pertes de charges totales.

H_a = hauteur d'aspiration (H_a = 2 m)

H_a = hauteur géodésique totale d'élévation

- Puissance de pompage

$$P = \frac{\rho \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta}$$

P = Puissance en KW

η = rendement de pompage

L'énergie consommé par le pompage E = P.t.365 (KW)

t = nombres d'heures de pompage par jour

Tarif de l'énergie d'après les statistiques de la SONEGAS est caractérisé par les paramètres suivants :

$$e = a + C P_c + d P_a + e_h n_h$$

de fourniture et le transport à pied d'oeuvre.

Dans notre projet, nous avons choisi des conduites en acier sur les avantages qu'elles présentent :

- par leur élasticité les conduites en acier d'adoptent mieux au relief plus ou moins accidenté.
- très économique et disponible sur le marché National.

6.5 : Etude Technico économique des diamètres de refoulement

Pour élever un débit " Q " à une hauteur géométrique "H_g" donnée, on peut choisir différents diamètres si on adopte un grand diamètre les frais d'investissement seront élevés par contre les dépenses d'exploitation seront plus faibles.

mais si on prend un diamètre plus faible, le contraire sera observé il sera donc nécessaire de choisir le diamètre qui permet d'obtenir des dépenses totales minimales.

6.6. I. Méthode de calcul

Le choix de la gamme des diamètres sur lesquels portera notre étude, sera donnée par la relation de BONNIN et de BRESS.

$$D = K Q^{1/2} \quad (\text{expression Générale})$$

$$\text{Dans la formule de BONNIN : } K = 1. \left(\frac{S}{m} \right)^{1/2}$$

$$\text{" " BRESS : } K = 1,5 \left(\frac{S}{m} \right)^{1/2}$$

$$Q = (m^3/S)$$

6.6.1. Pertes de charges

Les pertes de charges singulières sont exprimées par la formule de Darcy weisbach.

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

a = terme fixe a = 28 DA / mois

C.Pc = puissance mise à la disposition C.Pa = 9,80 DA /KWh/mois

eh = coefficient de pondération.

Heures de pointes 07^H _____ 21^H eh = 0,4735.DA/KWh

Heures pleines 16^H _____ 17^H 21^H _____ 22^{H30}

eh = 0,0981 DA /KWh/

Heures creuses 22^H 30 _____ 6^H eh = 0,0248 DA /KWh

étant donné un refoulement de 24^H/24^H

$$eh = \frac{0,4735 \cdot 4}{24} + \frac{0,0981 \cdot 12,5}{24} +$$

$$+ \frac{0,0248 \cdot 7,5}{24} = 0,1378 \text{ DA /KWh.}$$

$$eh = \frac{28}{24 \times 30} + \frac{2,10}{24 \times 30} + \frac{9,80}{24 \times 30} = 0,19 \text{ DA / KWh.}$$

6.6.2.: Amortissement annuel.

L'annuité d'amortissement est déterminé par la relation :

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

i = taux d'annuité = 8% adopter en algérie.

n = nombres d'année d'amortissement (n = 30 ans)

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30}} + 0,08 = 0,0888274$$

Le calcul du diamètre économique correspond au coût minimum des frais d'exploitation plus les frais d'investissement dans la gamme des diamètres choisie au débit.

le calcul du coefficient de frottement donné par NIKAURADZE et COLBROOCK établi sur un

Le calcul du diamètre économique correspond au coût minimum des frais d'exploitation plus les frais d'investissement dans la gamme des diamètres choisis au débit.

le calcul du coefficient de frottement donné par NIKAURADZE et COLBROOCK et le nombre de REYNOLD établi sur un programme de calculatrice TI 59 N° I (Voir annexe)

6.6.3 : Calcul d'adduction forage reservoir Zône basse.

$$Q = 44 \text{ l/s (debit d'exploitation) } \quad Hmt = 211,76 \text{ m}$$

$$L = 4000 \text{ m} \quad ND = 32,0 \text{ m} \quad NS = 17,83 \text{ m}$$

$$Hg = 189,5 \text{ m} \quad (= 10^{-3})$$

$$\text{D'après BONNIN} = D = V Q = 0,210 = 0,250 \text{ m}$$

$$\text{" Bress} = D = 1,5 V Q = 0,350 \text{ m}$$

La gamme est la suivante ϕ (200 , 300, 250, 350)

TABLEAU DE CALCUL DE Hmt

D(mm)	V(m/s)	(/Dh	R.10 ⁵	fc	DH _t (m)	Hmt (m)
200	1,4	0,005	2,80	0,031324	72,04	261,54
250	0,89	0,004	2,24	0,0294897	22,26	211,76
300	0,62	0,003	1,86	0,0274203	8,32	197,82
350	0,46	0,0028	1,6	0,0027068	3,38	193,3

TABLEAU DES DEPENSES D'EXPLOITATION:

D(mm)	Puissance Kw	Energie Kwh	Dépense d'énergie en DA.
200	150,36	1299110,4	246830,37
250	121,75	1066530	202640,7
300	113,73	996274,8	189292,21
350	111,13	973498,8	184964,77

TABLEAU DES FRAIS D'AMORTISSEMENT

D _{mm}	Prix de la conduite DA/me	Longueur (m)	Prix de revient	Annuité DA.
200	229,59	4000	918368	81575,87
250	267,22	4000	1068880	94945,403
300	333,07	4000	1332280	118342,43
350	437,60	4000	1750400	155482,78

BILAN.

D _{mm}	Frais d'exploitation DA	frais amortissement (DA)	BILAN.
200	81575,8	246830,97	328406,77
250	94945,403	202640,7	297586,1
300	118342,43	189292,21	307634,64
350	155482,78	184964,77	340447,55

D'après les résultats données par le bilan il ressort que le diamètre ϕ 250 est le diamètre économique. Pour le diamètre de zone haute il est déjà comme ϕ 200

ETUDE DES DIAMETRES ECONOMIQUES.

6.7.1.- Hypothèse :

1. Le coût de station de pompage est proportionnel à la puissance installée.

2. Le coefficient de perte de charge est calculé pour une vitesse de 0,8 m/s = V_0

3. On se limite à un seul système de fonctionnement c'est-à-dire 24/24 h;

Remarque : $V_0 = 0,8$ m/s diffère peu des vitesses : réelles économiques.

6.7.2.- Coût total annuel d'installation :

1. Conduite.

$K_1.L.a.$

où, K_1 : Coût d'un metre lineaire de la conduite, pose y comprise.

(DA/m.1)

L: Longueur de la conduite. en (m)

a: Annuité.

2. Station de pompage.

$K_2-P;a.$

où K_2 : coût d'un Kwh d'énergie électrique

t : temps de fonctionnement.

nombre d'heure dans l'année $t=24h \times 365j.$

Puissance réelle :

$$P = \frac{g}{1000 \eta} Q \text{ Hmt. (Kw)}$$

$$\text{Hmt} = H_g + \frac{f_1}{\lambda} \frac{8 Q^2}{\pi^2 D^5} = H_g + r.L.Q^2$$

où r : resistance unitaire de la conduite.

$$r = \frac{8.f}{\pi^2 g D^5} \quad \Delta H = r.L.Q^2$$

f: coefficient de frottement moyennant la formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -0,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3,70} + \frac{2,51}{\text{IRV}\sqrt{f}} \right)$$

pour une vitesse $V_0 = 0,8 \text{ m/s}$, viscosité cinématique ($\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)

6.7.4 - Coût fixe et variable.

$$\begin{aligned} \text{Coût total} &= K_1 L \cdot a + K_2 \cdot P \cdot a + K_3 \cdot P \cdot T \\ &= K_1 \cdot L \cdot a + (K_2 \cdot a + K_3 \cdot T) \left(\frac{\epsilon}{103 n} \cdot Q \cdot H_g + \frac{\epsilon}{103 n} \cdot 2 \cdot L \cdot Q^3 \right) \\ &= (K_2 \cdot a + K_3 \cdot t) \left(\frac{\epsilon}{103 \cdot n} \cdot H_g \right) Q + K_1 \cdot L \cdot a + (K_2 \cdot a + K_3 \cdot t) \frac{\epsilon}{103 n} L Q^3 \\ &\quad \left(\underbrace{\hspace{10em}}_A \right) \quad \left(\underbrace{\hspace{10em}}_B \right) \end{aligned}$$

A. Coût indépendant des diamètres

B. Coût variable.

6.7.5 - Fonction à étudier.

Coût annuel par 1 mètre de longueur de la conduite fraction variable en fonction des diamètre choisis.

$$C = K_1 \cdot a + (K_2 \cdot a + K_3 \cdot t) \frac{\epsilon}{103 \cdot n} Q^3 \cdot r$$

K_1 et r dépendent du diamètre X , ALORS.

$$\frac{dc}{dx} = \frac{dK_1}{dx} \cdot a + (K_2 \cdot a + K_3 \cdot t) \frac{\epsilon}{103 n} \cdot Q^3 \frac{dr}{dx} = 0$$

Correspondre à un minimum de coût (pour Q donné) si on disposait d'une gamme continue des diamètres X le meilleur correspondait à :

$$dk_1 = - \frac{\epsilon}{103 n} \cdot Q^3 \left(K_2 + K_3 \frac{t}{a} \right)$$

En réalité, le choix du diamètre est limité à la série normalisée : on peut calculer uniquement des valeurs ΔK et D_r (voir tableau ci-après) entre deux diamètres voisins sur la liste des diamètres disponibles.

Pour un débit (Q) donné on peut calculer le nombre droit de l'équation et par la suite on cherche le diamètre pour lequel $\Delta K / D_r$ est le plus proche de la valeur calculé.

6.7.6 - Courbe des diamètres économique.

Pour chaque deux diamètres voisins on peut calculer

- $\Delta K / D_r$ et trouver un débit.

$$Q^3 = - \frac{\Delta K}{\Delta r} \cdot \frac{\Delta K_1 \cdot A}{g (K_2 + K_3 \frac{t}{Q})^{10-3} \Delta r}$$

qui satisfait à l'équation de minimum. C'est le débit pour lequel le "diamètre économique" se trouve juste entre deux diamètres étudiés.

Pour chaque paire de diamètres voisins D_i et D_{i+1} on calcule

$$\Delta K_1 / D_r \text{ et } Q_e = 3\sqrt[6]{\Delta K_1 / D_r \cdot A}$$

On place le point obtenu, dont les coordonnées sont.

$$1/2 (D_i + D_{i+1}) \text{ et } Q_e, \text{ dans le système } D; Q.$$

Tous les points permettent de tracer la "courbe de diamètre économiques"

$$A = \frac{1000 n}{1000 \cdot 9.8 (K_2 + K_3 \frac{t}{a})}$$

$$t = \text{nombre} / \text{jours} \cdot 365.$$

6.7.7.- Application de la courbe.

Pour un debit donné,on cherche le diamètre normalisé le plus proche de la courbe optimale.

Remarque :

La courbe obtenue sera valable que pour les :

- paramètres hydraulique: rugosité absolue, la viscosité et la vitesse V_0 qui est donnée.
- Paramètres de fonctionnement : temps, t .
- Paramètres économiques :

Tableau des prix des conduites .K1
prix de station depompage.....K2
tarif d'électricité.....K3
annuité.....a.

Données de base :

rugosité $\xi = 10^{-3}$ m

Vitesse $V_0 = 0,8$ m /s

Viscosité (ν) = 10^{-6} m²/s

temps $t = 8760$ h - (24h.365)

K1 pour la conduite en acier, suivant les différents ϕ

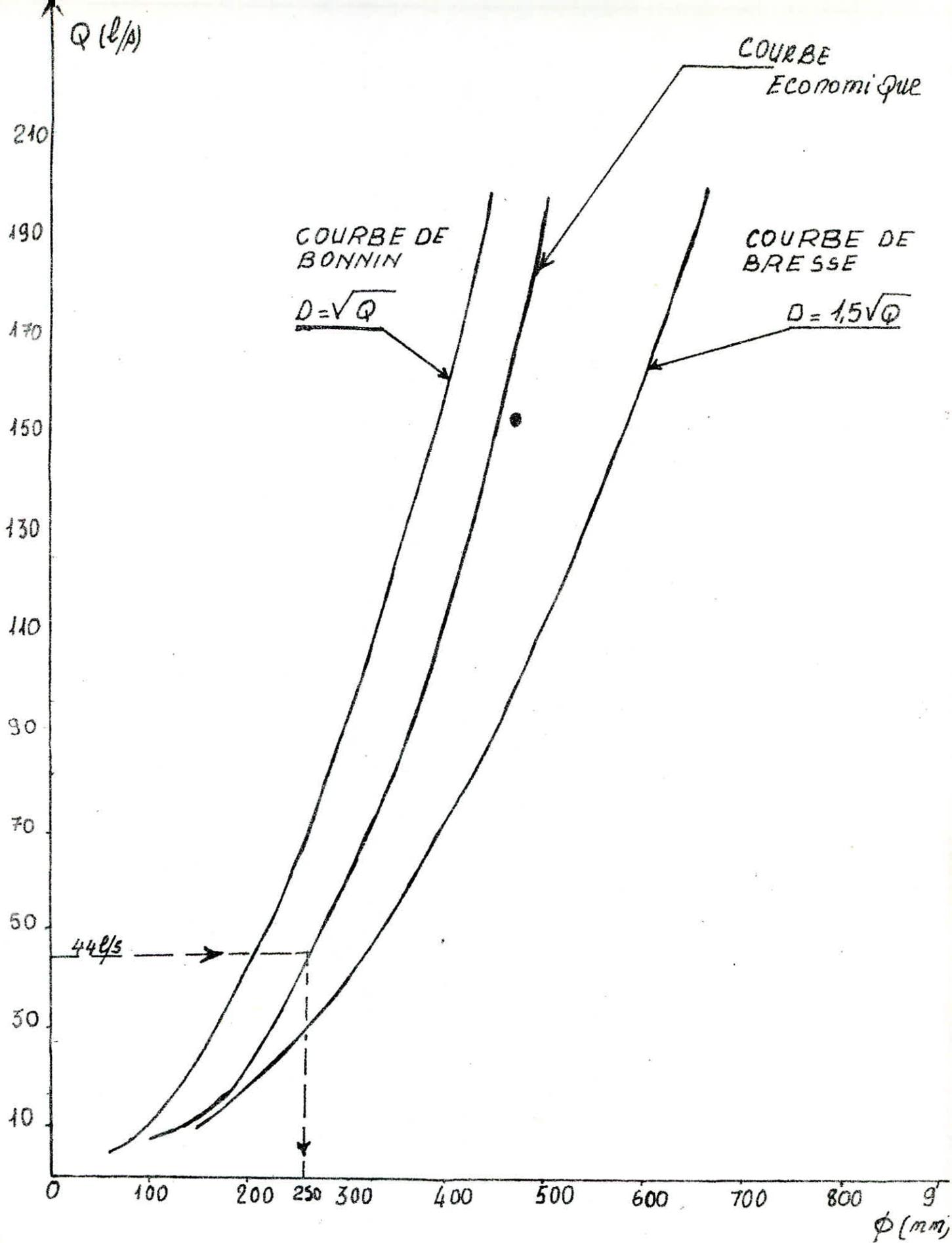
K2 = 6000 DA /KW (pour P = 450 Kw)

e = 0,19 DA /KW donne par la SONE LGAZ.

annuité a = 0,0888274.

DETERMINATION DU DIAMETRE ECONOMIQUE

N°	Diametre [m.m.]	cout d'un ml Pose comprise [Dfr/ml]	Resistance unitaire (Δ^2/m^6)	ΔK	$-\Delta Z$	$-\frac{\Delta K}{\Delta Z}$	Debit economi que Q_e (m^3/s)	coefficient $a = \frac{D}{\sqrt{Q}}$
1	100	147,31	326,035					
				37,62	288,435	0,130	0,00735	1,45
2	150	184,93	37,600					
				44,63	29,438	1,516	0,0166	1,35
3	200	229,56	8,162					
				37,66	5,660	6,653	0,0273	1,36
4	250	267,22	2,502					
				65,85	1,548	42,538	0,0506	1,22
5	300	333,07	0,954					
				104,53	0,532	196,485	0,0843	1,12
6	350	437,60	0,422					
				62,84	0,213	295,023	0,0965	1,20
7	400	500,44	0,209					
				64,00	0,097	659,793	0,126	1,19
8	450	564,44	0,112					
				64,01	0,048	1333,541	0,160	1,18
9	500	628,45	0,064					



Ech. Horizontal : 1 : 50

Ech. Vertical : 1 : 10

CHAPITRE VII

ETUDE ET CHOIX DES POMPES.

Les pompes centrifuges sont les plus fréquemment utilisées: Elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu coûteux et d'un rendement.

7.1 - Choix des pompes.

- Les hauteurs manométriques les débits à assurer sont rapportés sur les courbes caractéristiques des diverses pompes possibles. Ces caractéristiques permettent de choisir le type de pompe convenable où égard aux conditions de cavitation. Un grand intérêt est porté sur le choix d'une pompe susceptible de fonctionner sous la zone de son rendement maximal conduisant au coût le plus faible du mètre cube d'eau élevé.

7.2 - Point de fonctionnement de la pompe.

Le point de fonctionnement d'une pompe centrifuge est donné par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe $Q = f(H)$ et la courbe caractéristique de la canalisation $Q = f(\Delta H)$.

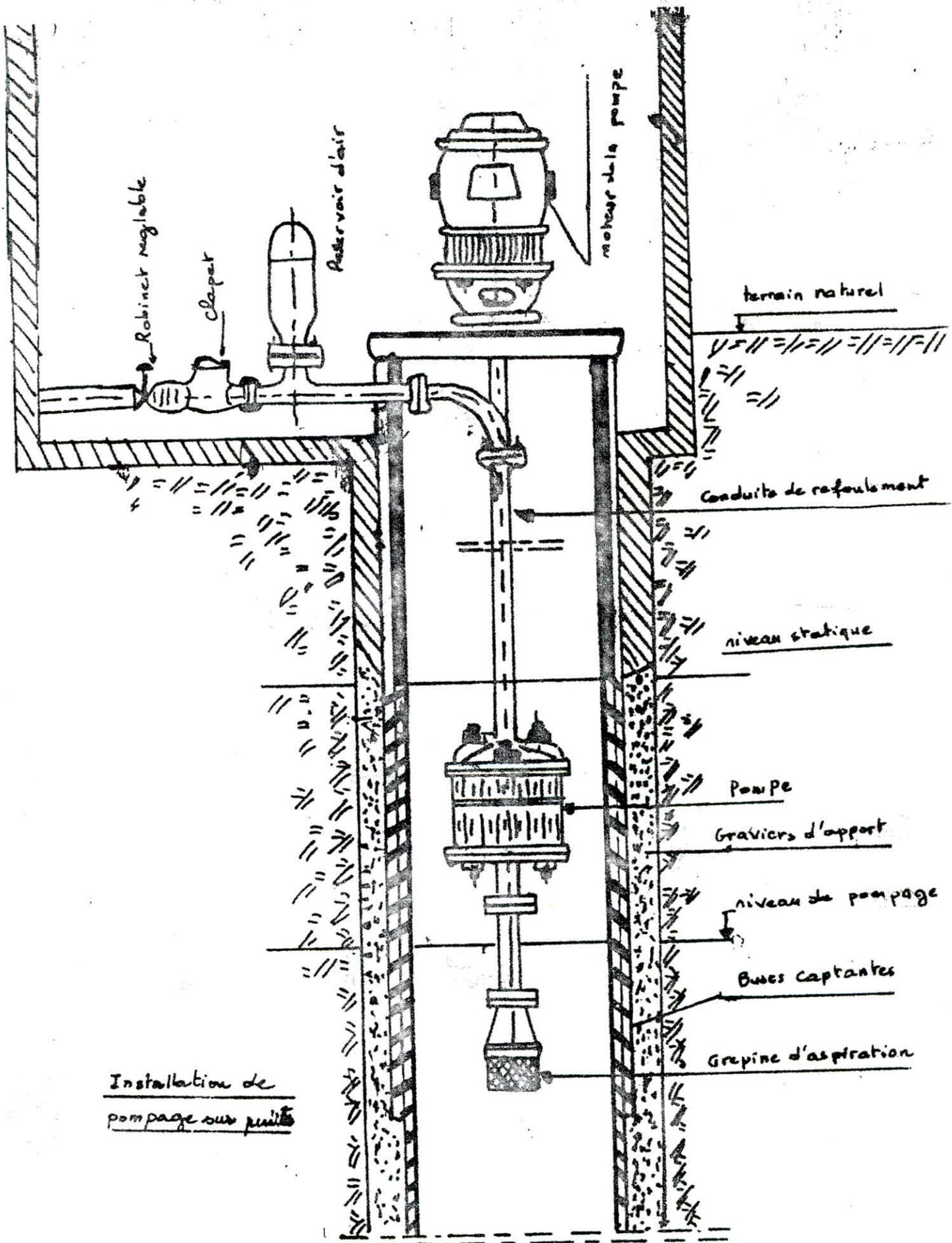
Dans la mesure où on adopte la pompe à des conditions de marche données des modifications sous le fonctionnement ou dans le dimensionnement celle-ci peuvent être apportées. A cette effet, on procède à une comparaison entre quatre type de variante.

a- Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné;

le débit relevé sera supérieur à celui désiré avec la réduction du temps de pompage.

b - accepter la caractéristique de la pompe et vanner sur le refoulement de ce fait, on accroît la consommation d'énergie

c - Rogner la roue afin de faire passer la caractéristique de la pompe sur le point de fonctionnement désiré.
Dans ce cas le rendement.



Installation de pompage sur puits

diminue d'autant que le rognage est important.

d- Conception d'une pompe semblable susceptible de fournir les conditions données de débit, hauteur, vitesse.

7.3 - Etude de la 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 correspondant à la tension de vapeur pour la température de l'eau pompée.

La production de " cavités " due à des poches de vapeur dans la masse liquide en écoulement est la génératrice des chocs violents et de corrosions mécaniques les courbes caractéristique subissent une chute brutale à partir du moment où se produit la cavitation la condition suivante est à observer :

$$N.P.S.H.d > N.P.S.Hr$$

N.P.S.H.d = charge nette d'aspiration disponible.

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

P₀ : Pression en m.c.e ou plan d'aspiration

H_a : hauteur d'aspiration

J_a : P.d.c. à l'aspiration.

h_v : Tension de vapeur.

La courbe du N.P.S.H.a s'identifie à la caractéristique de la conduite d'aspiration.

N.P.S.Hr : charge nette d'aspiration requise $N.P.S.Hr = \frac{P_1}{\rho g} - h_v$

La courbe du N.P.S.Hr est une courbe donnée par le constructeur la cavitation n'apparaît pas lorsque le point de fonctionnement de la Pompe se situe à gauche du point d'intersection des courbes N.P.S.Hr/ N.P.S.H.d.

7.4 - Choix de pompe pour le forage.

$$Q = 44 \text{ l/s} = 158,4 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{Hmt} = 211,76 \text{ m}$$

du catalogue Jomont scheider nous avons choisie. une pompe à axe vertical serie : 100 NM /5974751.

$$\text{Vitesse de rotation} \quad N^\circ = 2950 \text{ tr/min}$$

$$\text{diamètre de la roue} \quad \phi = 219 \text{ mm}$$

$$\text{rendement } m\grave{o}x:n \text{ } m\grave{o}x = 74\%$$

Le point de fonctionnement P2 donné par l'intersection de la caractéristique de la pompe et de la conduite est decallé du point de fonctionnement désiré P. maintenant nous étudierons donc les différents moyens de rapprochement de ces points.

7.4.1 1ère Variante :

Accepter le point de fonctionnement tels qu'il est : le débit a relevé sera supérieur à celui désiré est le durée de pompage sera diminué.

$$\text{Pour le point } P_2 \text{ on a } Q = 166 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{Hmt} = 214\text{m}$$

$$\text{Pour le point } P_1 \text{ désiré on a : } Q_1 = 158,4 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Hmt : } 211,76 \text{ m}$$

le volume d'eau entrant dans le reservoir pendant 24 heures :

$$V = Q_1 t = 158,4 \cdot 24 = 3801,6 \text{ m}^3$$

le temps de pompage se reduit a :

$$t = \frac{V}{Q_2} = \frac{3801,6}{166} = 23 \text{ heures.}$$

dans ces conditions la puissances obsorbées sera.

$$P = \frac{g \cdot Q_2 \cdot Hm}{n} = \frac{9,8 \cdot 166 \cdot 214}{0,7353600} = 131,57 \text{ KW}$$

la durée de pompage est considerable cependant, en sollicitation continue, il s'établit un certain équilibre dans l'écoulement souterrain duquel il en resulte une constance dans la qualité des eaux

La durée de pompage est considerable cependant, en sollicitation continue, il s'établi un certain équilibre dans l'équilibre dans l'écoulement souterrain duquel il en résulte une constance dans la qualité des eaux pompées de plus en a d'actif de l'exploitation continue une économie sur le diamètre de refoulement.

7.4.3 : 3ème variante :

Il consiste au rognage de l'impulseur de la pompe en gardant la vitesse de rotation la même.

La roue initiale le diamètre de la roue rognée sera " d'et devra notamment correspondre au débit désiré on posant $d = m D$

$$m = \text{coefficient de rognage} \quad \frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{D^2}{m^2 D^2} = \frac{1}{m^2}$$

Ce qui signifie que si q et h sont les coordonnées du (R₁), Q et H doivent être les coordonnées d'un point situé sur la droite OP, prolongée qui coupe la caractéristique de la pompe Q(H) où point R

En effet, les triangles semblables OPq ; et OR Q

$$\text{donne bien} \quad \frac{Q}{q} = \frac{4}{h} = \frac{1}{m^2}$$

$$\text{donc} \quad m = \frac{q}{Q} = \frac{158,4}{162} = 0,988$$

Le pourcentage du rognage sera donc $1 - 0,988 = 0,012$

la nouvelle courbe Q (H) pourra facilement tracée par points puisque $OP = m^2 OR$

$$\text{Alors} \quad d = m \cdot D = 0,988 \cdot 219 = 216,37 \text{ mm}$$

la puissance absorbé de la pompe sera

$$P = \frac{9,8 \cdot 0,044 \cdot 211,76}{0,74} = 123,39 \text{ KW}$$

Majoration de 10% 12,39 KW. P = 135,729 KW

7.4.4 : 4^{ème} variante:

Elle consiste à rechercher une pompe homologue à celle déjà considérée mais dont le point de fonctionnement sera désiré les dimensions de la pompe resteront inchangées tandis que sa vitesse de rotation subira une modification.

Ayant les caractéristiques initiales de la pompe et en application des lois de la similitude des machines hydrauliques nous déterminerons les nouvelles vitesses de rotation.

caractéristique initiale de la pompe : Fig 10) (Fig 11)

7.4.5 : Détermination des caractéristiques de la pompe homologue par la méthode analytique.

a) En utilisant l'équation de la courbe caractéristique d'une pompe quelconque qui est donnée par l'expression suivante :

$$H = H_{max} - a Q^m$$

d'où H_{max} : hauteur maximale que peut fournir la pompe

H : hauteur d'élévation correspondant à un débit quelconque " Q "

Q : débit correspondant à la hauteur

où repère dans le diagramme des pompes du type JAUMONT - SCHNEIDER de série 100 NM/5974751 le diamètre de larroue $\phi = 0,219$ m et la vitesse de rotation $N^{\circ} = 2950$ tr /min et de $h_{max} = 74\%$

Les valeurs suivantes :

$Q \text{ m}^3/\text{h}$:	70	:	118	:	200
$H_{(m)}$		268		253		160

SERIE 100 NM 5974751
 N = 2950 tr/min
 ϕ roue 219
 $\eta_{max} = 74\%$

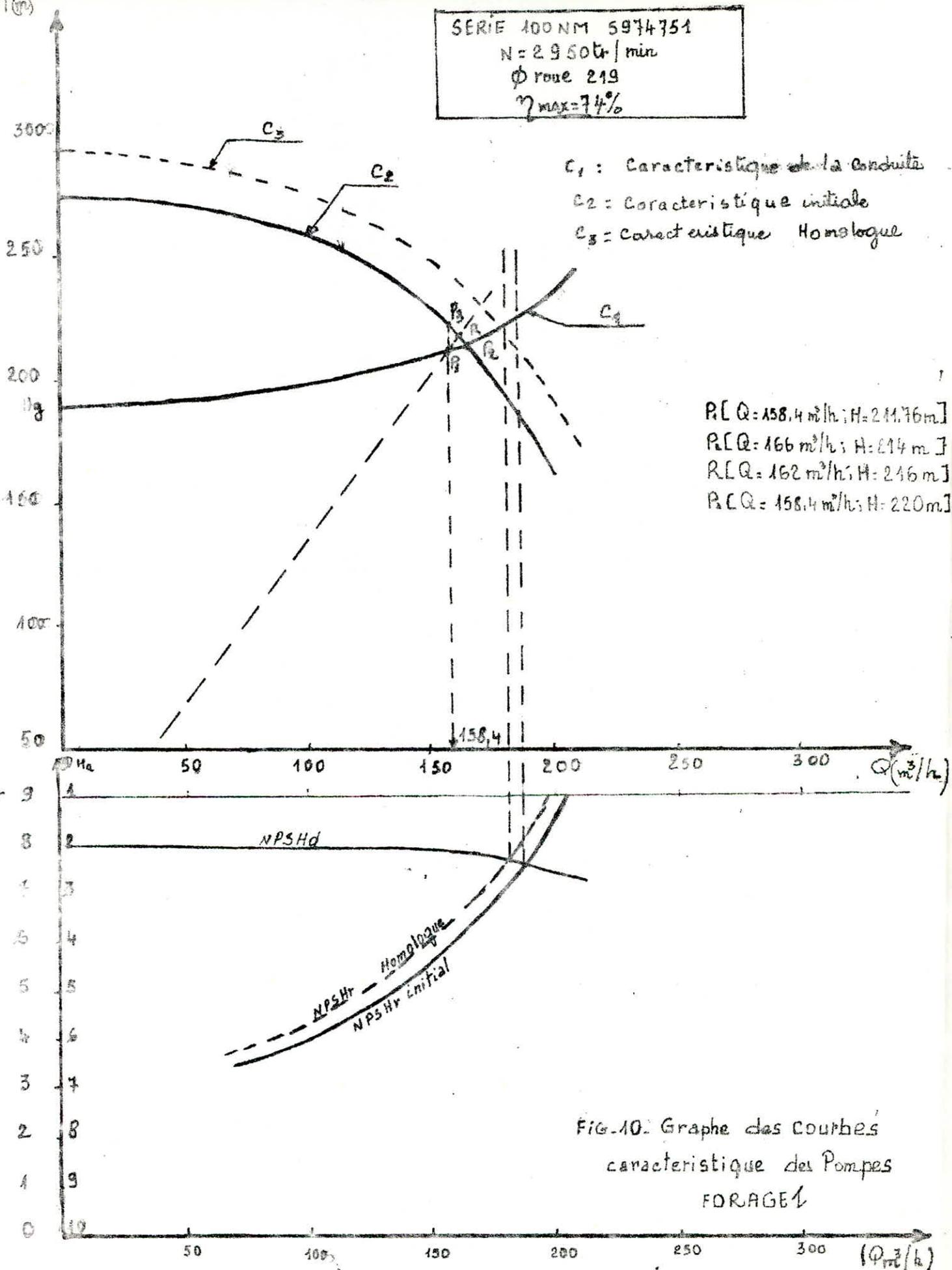


FIG. 10. Graphe des courbes caractéristique des Pompes FORAGE

en admettant que la puissance absorbée reste constante indépendamment des variations de la charge et du débit et en tenant compte de la valeur du rendement (η) :

l'équation caractéristique de la conduite est donnée par la formule suivante :

$$H = H_g + 0,095 \frac{f}{D^5} L_G Q^2$$

1) - Détermination des paramètres de l'équation de la caractéristique initiale : $H = H_g + a Q^n$

à l'aide du Programme N° VI (Voir annexe)

on a les résultats suivants :

$$\begin{aligned} n &= 3,451036 \\ a &= 2383\ 244,338 & Q_{\max} &= 0,0023223455 \\ H_{\max} &= 270,9630 \text{ (m)} & H_{\max} &= 0,0006491989 \\ Q_{\max} &= 0,071958 \text{ m}^3/\text{S} & D_{sp} &= 3,8588 \text{ m} \\ N_{sp} &= 011,550 \text{ tr/min} & H_{opt} &= 210,086 \text{ m} \\ Q_{opt} &= 0,046685 \text{ m}^3/\text{S} \\ \eta_{\max} &= 0,7400. \end{aligned}$$

2) - Détermination des caractéristique de la pompe homologue
les formules nécessaires pour déterminer les paramètres adimensionnels d'une serie de pompes homologues : sont :

$$\begin{aligned} Q_+ &= \frac{Q}{N D^3} ; & H_+ &= \frac{H}{N^2 D^2} ; \\ H_+ \max &= \frac{H_{\max}}{N^2 D^2} & a_+ &= a \frac{(N D^3)^n}{N^2 D^2} \end{aligned}$$

Tableau des paramètres adimensionnels

: 4697,33 : 505,55 : 506,706 : 500,54 : 495,40 : 505,4012 : 427,96 :
 $\times 10^{-7}$: $\times 10^{-6}$:

0,0016 : 0,001499 : 0,001496 : 0,00151 : 0,00153 : 0,001505 : 0,0017

73,33 : 73,994 : 73,996 : 73,997 : 73,96 : 74,000 : 70,99

Q et H_{mt} étant respectivement le débit et la hauteur désirés :

$$Q = 158,4 \text{ m}^3 / \text{h} \quad H = 211,76 \text{ m.}$$

- Détermination de la nouvelle vitesse de rotation N_1 et le diamètre de la roue D_1 (pompe homologue) ; de ces relations :

$$N_1 D_1^3 = \frac{Q}{Q+} \quad \text{et} \quad N_1^2 D_1^2 = \frac{H}{H+}$$

que l'on détermine N et D

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$\begin{aligned} \text{à } e_{\max} = 0,7400 & \implies Q+ = 0,0015050 \\ & \implies e_{\max} \\ & \implies H+ = 0,0005054012 \\ & \implies e_{\max} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{d'où} \quad N_1 D_1^3 &= \frac{Q}{Q+} = 29,23588 \\ N_1^2 D_1^2 &= \frac{H}{H+} \quad N_1^2 D_1^2 = 418993,8607 \end{aligned}$$

on a deux équations à deux inconnues on résoud le système

$$\text{on a : } D_1 = \frac{\sqrt{29,2358804}}{\sqrt{418993,8607}} = 0,2125 \text{ (m)}$$

$$N_1 = \sqrt{\frac{418993,8607}{(0,21252311)^2}} = 3045,773869$$

on application des lois de la similitudes on a :

$$H = \left(\frac{N}{N_1} \right)^2 H_1 \quad Q = \frac{N}{N_1} Q_1$$

$$Q_i \text{ (m}^3\text{)/h) : } 72,272 : 121,830 : 206,493$$

$$H_i \text{ m. } \quad 285,684 : 269,694 : 170,557$$

l'équation de la nouvelle caractéristique est :

$$H_{max} = H + a Q^h$$

$$D_1 = 0,2125 \text{ m}$$

$$a_1 = 2274814,461$$

$$N_1 = 3045,7738 \text{ tr/min}$$

$$3046 \text{ tr /min}$$

$$n_1 = 3,450962147$$

$$H_{max} = 288,842714 \text{ (m)}$$

$$Q_{max} = 0,074294750 \text{ m}^3\text{/s}$$

$$H_{opt} = 223,9483191 \text{ (m)}$$

$$N_{sp} = 11,55083248 \text{ t/min}$$

$$D_{sp} = 3,744694608 \text{ m}$$

$$e_{max} = 0,7400.$$

$$Q_{opt} = 0,04820065 \text{ m}^3\text{/s}$$

b) en utilisant l'équation de la courbe caractéristique :

$$(H = a + bQ - c Q^2)$$

La fonction $H = f(a)$ est l'inverse de $Q = f(H)$ peuvent être exprimées par $H = a + bQ - cQ^2 \dots (1)$ et $Q = \frac{[Vb^2 + 4c(a - H) + b] \pm \sqrt{[Vb^2 + 4c(a - H) + b]^2 - 4c(a - H)^2}}{2c}$ avec 3 couples de valeurs Q_1, H_1, Q_2, H_2 et $Q_3, H_3 = a + bQ_3 - cQ_3^2$ (1c) en éliminant a entre (1a) et (1b) et entre (1b) et (1c) ou tire

$$H_1 - H_2 = b(Q_1 - Q_2) + c(Q_2 - Q_1^2) \quad (3a) \quad \text{et} \quad H_2 - H_3 = b(Q_2 - Q_3) + c(Q_2^2 - Q_3^2) \quad (3b)$$

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

en posant $Q_1 - Q_2 = A_1, \quad Q_2 - Q_3 = A_2, \quad H_1 - H_2 = B_1, \quad H_2 - H_3 = B_2$

$$(Q_1^2 - Q_2^2) = C_1, \quad (Q_2^2 - Q_3^2) = C_2$$

$$\text{on tire } \frac{B_1 + C_1 - c}{A_1} = \frac{B_2 + C_2 - c}{A_2} \quad A_2 B_1 + A_2 C_1 = A_1 B_2 + A_1 C_2 - c$$

$$\text{d'où } c = \frac{A_1 B_2 - A_2 B_1}{A_2 C_1 - A_1 C_2} \quad (5) \quad b = \frac{B_1 + C_1 c}{A_1} = \frac{B_2 + C_2 c}{A_2} \quad (6)$$

$$a = H_1 - bQ_1 + cQ_1^2 = H_2 - bQ_2 + cQ_2^2 = H_3 - bQ_3 + cQ_3^2$$

pour trouver la valeur max H on derive (1) suivant Q . en égalant à zéro, on tire la valeur QH_{\max} Conjuguée à $H_{\max} \frac{dH}{dQ} = b - 2cQH_{\max} = 0$

$$QH_{\max} = \frac{b}{2c} \quad (8) \quad H_{\max} = a + \frac{b^2}{4c} \quad \text{pour trouver la maximum du}$$

produit QH correspondant à la puissance rendue max Q_{opt}, H_{opt}, W de la pompe on derive $P/W = QH$ suivant Q .

$$\frac{dHQ}{dQ} = a + 2bQ - 3cQ^2 = 0 \quad Q_{opt} = \frac{\sqrt{4b^2 + 12ac} + 2b}{6c} \quad (10)$$

et $H_{opt} = a + bQ_{opt} - cQ_{opt}^2$ (11), puissance max rendue = $9800 Q_{opt} H_{opt}$.

En introduisant les paramètres :

$$Q = \frac{Q}{N^2 D^3} \quad \text{et} \quad H = \frac{H}{N^2 D^2} \quad (1) \quad \text{devient}$$

$$H = \frac{H}{N^2 D^2} = \frac{a}{N^2 D^2} + \frac{bQ \cdot ND^3}{N^2 D^2} - \frac{cQ^2}{N^2 D^2}$$

d'où en posant :

$$\begin{aligned}
 C_+ &= CD^4 & (5+) & \quad (a_+, B_+, c_+) \text{ restent} \\
 b_+ &= \frac{bD}{N} & (6+) & \quad \text{valable pour toute la} \\
 & & & \quad \text{la serie homologue.} \\
 a_+ &= \frac{a}{N^2 D^2} & (7+) &
 \end{aligned}$$

Les équations paramétriques deviennent.

$$H_+ = a_+ + b_+ Q_+ - C_+ Q_+^2 \quad (1+)$$

$$Q_+ = \frac{\sqrt{b_+ + 4C_+ (a_+ - H_+) + b}}{2C_+} \quad (2+)$$

pour pouvoir calculer le rendement $e = \frac{\text{puissance rendue}}{\text{puissance absorbée}}$

une pompe de la serie homologue doit elever à H_1 un debit Q_1 avec le rendement e max en posant :

$$\frac{Q_1}{Q_+} = m_1 \text{ et } \frac{H_1}{H_+} = n_1 \text{ on a } N_1 D_1^3 = m_1^3 \text{ et } N_1^2 D_1^2 = n_1$$

$$\text{d'où } D_1 = \sqrt[4]{\frac{m_1^2}{n_1}} \text{ et } N_1 = \frac{m_1}{D_1^3} = \frac{\sqrt{n_1}}{D_1}, n_1 m_1 = N_1^3 D_1^5$$

d'autre part on a :

$$a_1 = a_+ N_1^2 D_1^2 \quad b_1 = b_+ \frac{N_1}{D_1} \text{ et } C_1 = \frac{C_+}{D_1^4}$$

$$\text{avec } \alpha_{++} = 3821 \cdot 10^{-10} \quad \beta_{++} = 8155,601 \cdot 10^{-7} \text{ et } \gamma_{++} = 0,266312$$

valable pour toute la serie homologue on a :

$$\alpha_1 = N_1^3 D_1^5 \alpha_{++}, \beta_1 = N_1^3 D_1^5 \beta_{++} \quad \gamma_1 = N_1^3 D_1^5 \gamma_{++}$$

l'équation de la puissance absorbée de la pompe initiale est donnée par

$$\text{l'expression suivante : } P/W = \alpha + B Q - \gamma Q^2$$

$$\text{pour la pompe homologue on a : } P/W = \alpha_1 + B_1 Q - \gamma_1 Q^2$$

et l'équation caractéristique de la conduite est donnée par

$$\text{l'expression suivante : } H = H_g + 0,095 \frac{f L}{D^5} Q^2$$

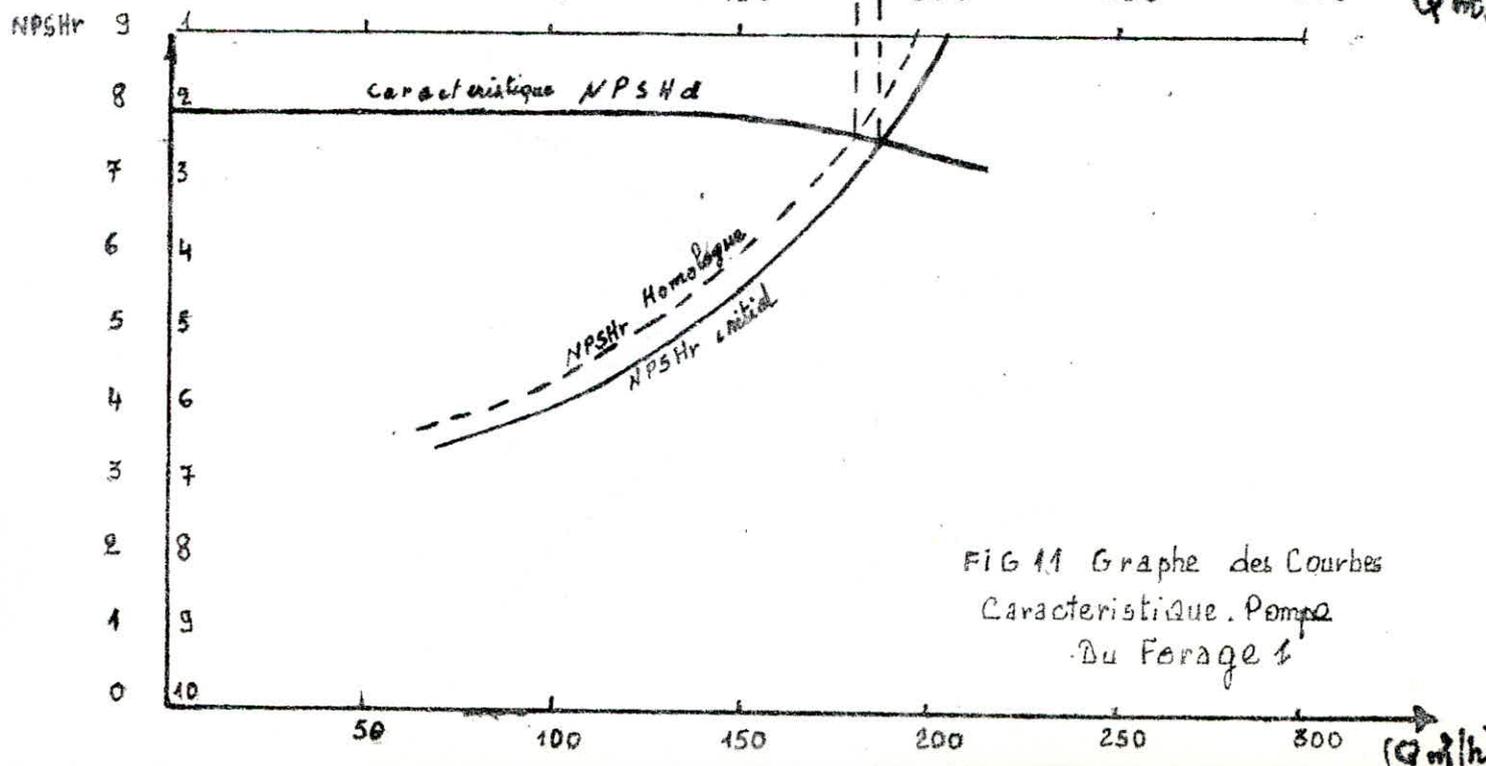
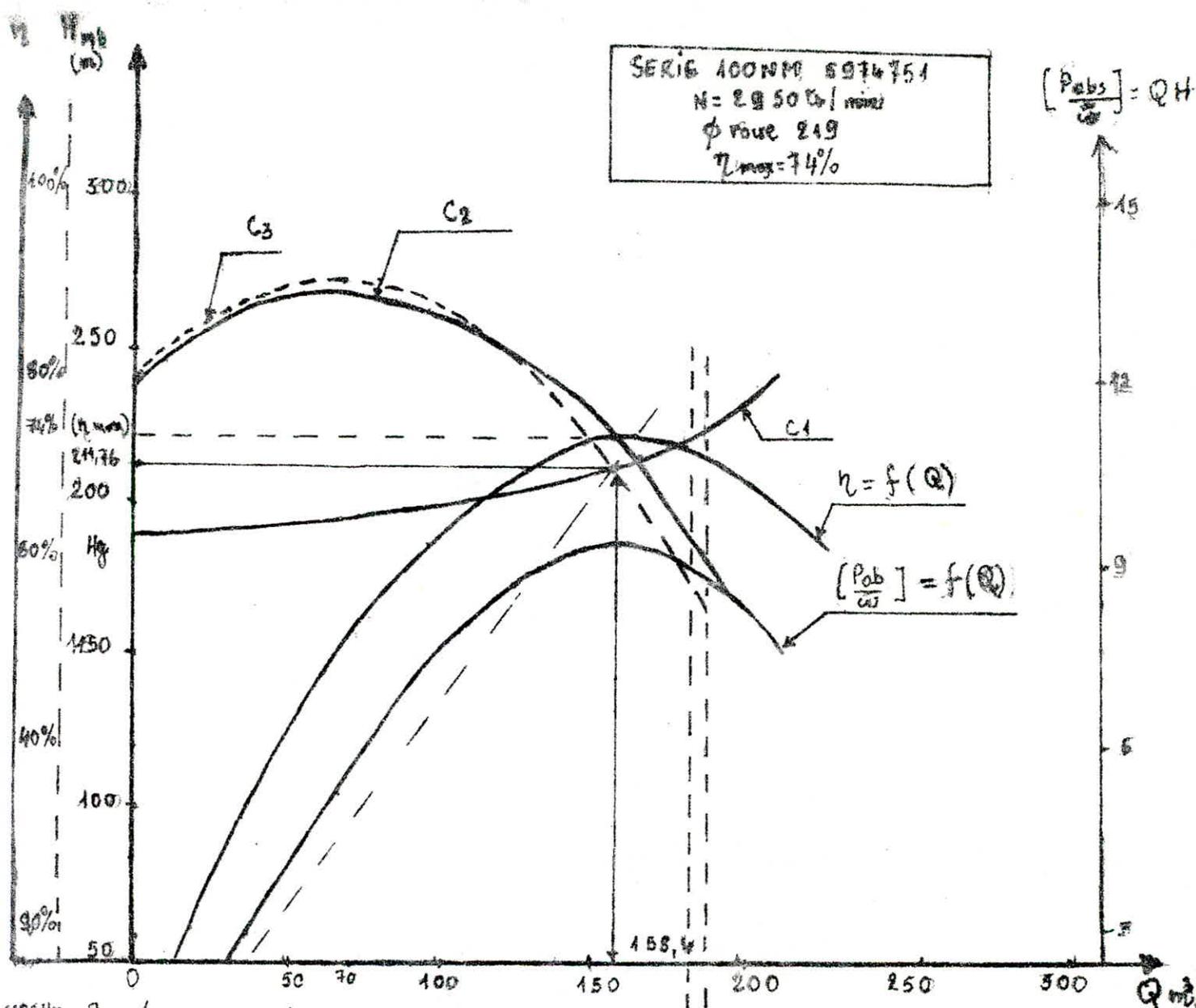


FIG 11 Graphe des Courbes
 Caractéristique Pompe
 Du Forage 1

On repère dans le diagramme des pompes du type :
 Jeumont - Schneider des serie 100 NM/5974751 de diamètre de la roue
 $\phi = 0,219$ m et la vitesse de rotation $N = 2950$ tr/min et de $n_{max} = 74$ %

Les valeurs suivantes :

TABLEAU N°1

Q (m ³ /h)	P_{abs} (Kw)	H (m)	Q (m ³ /s)	$P_{abs/w}$:
70	100	268	0,01944444	10,2040816	:
118	120	253	0,03277777	12,2448979	:
200	125,25	160	0,05555555	12,78061224	:

1) Caractéristique de la pompe initiale

A l'aide du Programme N° IV on a les resultats
 suivants :

Coefficients	Equation caractéristiques.
$a = 237,6688555$: $b = 3152,617261$: $c = 81911,81989$	Equat. carct. de la pompe initiale : $H = a + b Q - C Q^2$
$a_+ = 0,0005694296$ $b_+ = 0,234041756$ $c_+ = 188,4182798$	Equat. Caract. de la pompe initiale $H_+ = a_+ + b_+ Q - c_+ Q^2$
$\alpha = 4,941529145$ $\beta = 340,3989738$ $\gamma = 3587,318605$	Equat. Caract de la puissance initiale $\frac{P_{abs}}{w} = \alpha + \beta Q - \gamma Q^2$
$\alpha_{++} = 0,0000003821$ $B_{++} = 0,0008155601$ $\gamma_{++} = 2663128049$	Equat. paramé. de la puissance $\left(\frac{P_{abs}}{w} \right)_{++} = \alpha_{++} + B_{++} Q - \gamma_{++} Q^2$

$N D^3 = 30.98520405$

$N D^2 = 417380.6025$

$N^3 D^5 = 12932623,1$

$Q_{m/h}$	0	10	20	30	40	60	70
$H_i (m)$	237,668	245,794	252,655	258,252	262,585	267,459	268,00
$H_i \cdot 10^{-6}$	569,427	588,896	605,334	618,744	629,126	640,803	642,099
$Q_{it} \cdot 10^6$	0	89,648	179,297	268,945	358,594	537,891	627,539
$e_i (%)$	0	11,652	20,881	28,583	35,233	46,345	51,068
$Q_{m/h}$	78,55	98,55	108,55	118,55	128,55	138,55	140
$H_i (m)$	267,459	262,585	258,252	252,655	245,794	237,668	236,390
$H_i \cdot 10^{-6}$	640,803	629,126	618,744	605,334	588,896	569,427	566,360
$Q_{it} \cdot 10^6$	704,242	883,540	973,188	1062,830	1152,480	1242,130	1252,079
$e_i (%)$	54,742	62,122	65,199	67,867	70,091	71,863	72,079
$Q (m^3/h)$	150	160	165	170	200	210	220
$H_i (m)$	226,819	215,934	210,092	190,520	160,00	142,840	124,420
$H_i \cdot 10^{-6}$	543,435	517,470	503,350	456,460	383,340	342,220	298,090
$Q_{it} \cdot 10^6$	1344,720	1434,370	1479,200	1524,021	1792,970	1882,670	1972,260
$e_i (%)$	73,280	73,929	74,002	73,310	69,540	66,170	61,580

$$H_{max} = 268,00 \text{ m}; \quad Q_{H_{max}} = 0,0192439 \text{ m}^3/\text{s} = 69,27 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{opt} = 207,218 \text{ m}; \quad Q_{opt} = 0,046710 \text{ m}^3/\text{s} = 167,29 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$N_{sp} = 11,6410 \pm 12 \text{ fr/min} \quad D_{sp} = 3,854 \text{ m}$$

$$e_{max} = 0,740030 \quad Q_{te_{max}} = 0,00148475$$

$$Q_{e_{max}} = Q_{te_{max}} \times ND^3 = 0,04600 \text{ m}^3/\text{s} = 165,61 \text{ m}^3/\text{h}$$

Vérification (pour la pompe initiale)

$$(Q_{\text{max}} +) = 0,0007700 \longrightarrow 30 \implies e_{\text{max}} = 0,740030679$$

$$\text{RcL } 30 \iff Q_{\text{max}} + = 0,0014847546.$$

$$\begin{aligned} \text{RcL } 30 \times \text{RcL } 21 = Q_{\text{max}} &= 0,0460054257 \text{ (m}^3/\text{s } 00 \\ &= 165,6195 \text{ m}^3/\text{h} \end{aligned}$$

$$\text{CP PGM1 RcL } 00 \text{ C } \iff H_{\text{emax}} = 209,3400541 \text{ (m)}$$

$$E \implies e = 0,740030679 = e_{\text{max}} \text{ Vérifié.}$$

Caractéristique de la pompe homologue

Le débit et la hauteur désire :

$$Q = 158,4 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H = 211,76 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} N_1 &= 3042,593012 \text{ t/min } D_1 = 0,2135590816 \text{ (m)} \\ &\simeq 3043 \text{tr /min} \end{aligned}$$

Coefficients

Equation caractéristiques.

240,41627	:	$b_1 = 3334,411283$:	$c_1 = 90583,86696$:	Equat caract de la pompe homolo.	$H_1 = a_1 + b_1 Q - c_1 Q^2$
-----------	---	---------------------	---	---------------------	---	--	-------------------------------

= 240,41627		$\beta_1 = 344,339039$:	$\gamma_1 = 3794,179452$		Equat caract de la puissance homologue	$(\frac{P_{1\text{abs}}}{w}) = \alpha_1 + \frac{BQ}{\gamma_1 Q^2}$
-------------	--	------------------------	---	--------------------------	--	--	--

(Les paramètres a_+ , b_+ , c_+ ; γ_{++} , B_{++} ; α_{++} restent

constants pour la pompe initiale et la pompe homologue)

$$N_1 D_1^3 = 29,6345268 \qquad N_1^2 D_1^2 = 422205,4315$$

$$N_1^3 D_1^5 = 12511858,18$$

$Q_1(m^3)_n$	0	20	40	70	92,516	112,516	132,516	140	158,4	165	170	220
$H(m)$: 240,416	: 256,144	: 266,282	: 271,00	: 266,282	: 256,144	: 240,416	: 233,09	: 211,76	: 202,954	: 195,878	: 105,89
$e(\%)$: 0	21,637	: 36,355	: 52,476	: 61,517	: 67,636	: 71,863	: 72,906	: 74,003	: 73,870	: 73,52	: 55,529

$$H_{1\max} = 271,1013659 \text{ (m)}$$

$$Q_{\max} = 0,0184051057 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{1\text{opt}} = 209,6771586 \text{ (m)}$$

$$Q_{\text{opt}} = 0,0444453078 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$N_{1\text{sp}} = 11,6410855 \text{ tr /min}$$

$$D_{1\text{sp}} = 3,854720255 \text{ (m)}$$

$$e_{1\max} = 0,74003053718$$

$$Q_{+e\max} = 0,0014847547$$

verification (pour la pompe homologue):

$$(Q_{\text{emax}+}) = 0,0007700 \rightarrow 30 \implies e_{\text{max}} = 0,740030679$$

$$\text{RcL } 30 \leftrightarrow Q_{\text{emax}+} = 0,001484756.$$

$$\text{RcL } 30 \times \text{RcL } 21 = Q_{\text{emax}} = 0,004400 \text{ m}^3/\text{s} = 158,4 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$* \text{ CP PGM1 RcL } 00 \text{ C} \iff H_{\text{emax}},$$

$$E \rightarrow e = 0,740030679 = e_{\text{max}} \text{ Verifie.}$$

7.4.6. : La puissance dans ce cas sera :

$$P = \frac{9,80 \cdot 158,4 \cdot 211,76}{3600 \cdot 0,7400} = 123,393 \quad 123,4 \text{ Kw}$$

7.4.7. : Conclusion :

D'après les resultats obtenus à l'aide de ces 2 methodes on constate que l'utilisation de l'équation caractéristique $H = H_{\text{max}} - aQ^n$ donne une approximation des valeurs de N de D par comparaison à la deuxième méthode.

La vitesse variable peut être obtenue de plusieurs manières

- 1°) En intercalant entre la pompe et le moteur un variateur mécanique ou électronique.
- 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 la 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 du nombre de paires de pôles vous n'envisagerons pas la quatrième possibilité puisqu'elle ne permet que l'obtention de vitesses discrètes.

remarque =

remarque = le N.P.S.H est une hauteur et suit donc la loi des hauteurs qui régit les pompes semblables avec un même diamètre tournant à des vitesses de rotations différentes : la N.P.S.H variera comme le carré des vitesses de rotation.

$$\frac{(\text{N.P.S Hr})}{(\text{N.P.S Hr})} = \frac{(N_1)^2}{(N)^2} = \frac{(3043)^2}{(2950)^2} = 1,0640$$

$Q_{m^3/n}$:	60	:	100	:	150	:	166	:	200.	:
N.P.S Hr initiale (m)		3,5		4		5,7		6,6		8,6.	
N.P.S Hr nouvelle (m)		3,72		4,25		6,06		7,02		9,15	

Conclusion :

L'analyse des différentes variantes nous conduit à prendre en considération deux d'entre elles.

- le vannage où la perte d'énergie n'est pas très importantes.
- l'installation d'une pompe homologue accomplée à un moteur à vitesse de rotation variable.

Cette dernière solution s'avère la plus avantageuse à double point de vue. D'une part elle permet l'utilisation plus rationnelle de l'énergie. D'autre part la possibilité de varier la vitesse de rotation nous permet d'adopter le point de fonctionnement avec la variation de la demande en eau car cette dernière augmente dans le temps avec l'évolution démographique.

D'après la fig 10 et on remarque que le point de fonctionnement de la pompe se situe très à gauche du point d'intersection des 2 courbes N P S Hd et N.P.S.Hr ce qui vérifie le non apparition de la cavitation.

CHAPITRE VIII

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LES COUPS DE BELIER

8.1 : Presentation du phénomène :

Lorsque dans un écoulement en charge, en mouvement permanent (ou non); il se produit des variations locales de débit ou de pression (manoeuvre des vannes, arrêt ou mise en marche des pompes ...); il en résulte une modification générale du régime préexistant des débits et pressions, on dit alors qu'il se produit un coup de bélier.

A la suite par exemple d'un arrêt brutal du groupe électro-pompe, le phénomène est décrit comme suit :

1ere phase du coup de bélier : 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. Dès que cette onde de dépression atteint le réservoir, une onde élastique de pression statique normale commence à se déplacer du réservoir vers la pompe.

2eme phase du coup de bélier : une onde élastique de surpression se propage depuis la pompe, jusqu'au réservoir, elle se produit au moment où l'onde de pression, normale de la 1ere phase atteint la section de la pompe, comme précédemment dès que l'onde de surpression atteint le réservoir une onde de pression statique normale commence à se propager depuis le réservoir jusqu'à la pompe, lorsque cette onde arrive à la section de la pompe elle provoque une nouvelle onde de coup de bélier et tout le phénomène décrit précédemment recommence jusqu'à ce qu'il soit amorti par les pertes de charges résultant des frottements de l'eau dans la conduite chacune des phases à une durée:

$$t_r = \frac{2L}{C}$$

où L : longueur géométrique de la conduite de refoulement (m)

C : célérité de l'onde (m/s).

Les ondes de dépression et de surpression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule suivante :

$$C = \frac{(K/\rho)^{\frac{1}{2}}}{\left(1 + \frac{K D_c}{E t}\right)^{\frac{1}{2}}}$$

où D_c : diamètre intérieur de la conduite (m)

K : coefficient de compressibilité de l'eau $K = 2,15 \cdot 10^9$
Pa à 20°C

E : module d'élasticité de la conduite
($E = 2 \cdot 10^{11}$ Pa pour l'acier)

ρ : masse volumique de l'eau = 1000 Kg /m³

t : épaisseur de la conduite (m)

$(K/\rho)^{\frac{1}{2}}$: célérité de l'onde de pression des tuyaux très rigides.
(vitesse du son dans l'eau).

$\left(1 + \frac{K \cdot D_c}{E t}\right)^{\frac{1}{2}}$: contribution de l'élasticité de la conduite

le maximum de dépression ou de la surpression est de :

$$b = \pm \frac{c v_0}{g} \text{ (m)}.$$

où

v_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent

g : accélération de la pesanteur (9,8 m²/s).

8.2 : Equipements et moyens de protection :

le coup de belier est susceptible d'entraîner la rupture des conduites et il peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égales à plusieurs fois la pression de service.

Pour diminuer l'intensité du phénomène et ses conséquences néfastes, il existe des moyens appropriés qui sont :

a) volant l'inertie : couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et par cela diminuer l'intensité du coup de belier en phase de dépression.

b) soupape de décharge : elle n'intervient que pour limiter les surpressions son utilisation est souvent plus économique du point de vue investissement, mais elle implique de considérables pertes de volume d'eau et aussi l'utilisation des soupapes de décharge nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive.

c) cheminée d'équilibre : pour limiter les dépressions et surpressions, on ne peut l'établir économiquement que pour les hauteurs géométriques très faible.

d) réservoirs d'air : il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions son installation est simple. Parmi ces moyens, nous opterons pour le réservoir d'air ayant comme dispositif d'étranglement un clapet.

Arrêt brusque du groupe électropompe :

A la disjonction du groupe le clapet se ferme, la tendance à la dépression est contrariée par la détente de l'air et de 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 afin de rendre cet effet plus marqué on interpose entre le réservoir et la conduite un dispositif d'étranglement constituée d'un clapet donnant lieu à une perte de charge au passage de l'orifice à clapet.

8.3 : Methodes de calculs :

Les calculs seront conduits par deux méthodes.

a) Méthode graphique de BERGERON

b) Programme sur Ti 59 N° $\sqrt{\text{cm}}$ (voir annexe)

a) Méthode de BERGERON

le calcul consiste, par approximation successive à tracer l'épure de BERGERON, afin de déterminer les dépressions et les surpressions maximales.

Au préalable, on se fixe les caractéristiques du réservoir d'air (volume V_0 en régime normale) et son dispositif d'étranglement 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_{zip} comme vitesse finale de l'eau dans l'intervalle de temps considéré, il est calculé successivement à la fin de chaque intervalle la pression dans le réservoir d'air, puis la pression dans la conduite en ajoutant en retranchant les charges suivant le cas.

ou vérifie alors, en traçant une horizontale passant par la pression finale que cette droite coupe bien $C/g \cdot A_c$ au droit de V_{zip} sinon les calculs seront recommencés avec une autre vitesse V_{zip} .

vitesse moyenne pour chaque intervalle

$$V_{mi} = \frac{V(2i-1)p + V(2ip)}{2}$$

la variation du volume d'air : $\Delta U_i = A_c \cdot V_{mi} \cdot t_{ri}$

le volume d'air emprisonné dans la cloche : $U_i = U_{(i-1)} \pm \Delta U_i$

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

$$Z_i = \frac{Z_0 \cdot U_0^{1,4}}{U_i^{1,4}}$$

avec $Z_0 = H_0 - h_0 + 10$

où H_0 : hauteur géométrique de refoulement au droit de la prise de l'anti-bélier

h_0 : 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.

ζ_r : Pertes de charge au passage de l'orifice à clapet.

$\zeta_r = 0$ lorsque $V > 0$ (dépression)

$\zeta_r = B.V^2$ lorsque $V < 0$ (surpression)

$$\zeta_r = \frac{V_t^2}{2g} \left(\frac{A_t}{mA_0} - 1 \right)^2 \quad (\text{formule de BORDA-CARNOT})$$

D'après l'équation de continuité on a :

$$Q_c = Q_r = Q = V_t \cdot A_t \dots \quad V_t = \frac{A_c}{A_t} \cdot V$$

$$\text{d'où } \zeta_r = \left(\frac{A_c}{A_t} V \right)^2 \left(\frac{A_t}{mA_0} - 1 \right)^2 \frac{1}{2g}$$

$$\zeta_r = \left(\frac{D_c^2}{D_t^2} V \right)^2 V^2 \frac{1}{2g} \left(\frac{D_t^2}{m d^2} - 1 \right)^2$$

$$\beta = \frac{1}{2g} \left(\frac{D_t^2}{m d^2} - 1 \right)^2 \left(\frac{D_c}{D_t^2} \right)^2$$

où D_t : diamètre intérieur de la tubulure clapet à battant

d : diamètre de l'orifice du clapet à battant percée

D_c : diamètre intérieur de la conduite de refoulement

m : coefficient de contraction de la veine liquide dans l'orifice du clapet.

V : vitesse dans la conduite de refoulement

Les pertes de charges dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré :

$$c = \alpha v / v$$

$$\text{où } \alpha = \frac{f}{D_c} \frac{L}{2g}$$

avec f : coefficient de frottement de NIKURADZE

L : longueur géométrique du refoulement.

8.4 : Arrêt brusque : du groupe -électro pompe

a - Données de base :

$$K = 2,1510^9 \text{ Pa} ; E = 2. 10^{11} \text{ Pa} ; t' = 0,005 \text{ m}$$

$$\xi = 0,001 \text{ m} ; D_c = 0,250 \text{ m} ; L = 4000 \text{ m}.$$

$$h_g + h_{atm} = 199,5 \text{ m} ; H_o = 2 \text{ m} ; d = 0,075 \text{ m}, D_t = 0,125 \text{ m}$$

$$H_o = H_g - h_{asp} = 187,5 \text{ m} ; Q_o = 0,044 \text{ m}^3/\text{s} \quad m = 0,62$$

la célérité sera de : $C = 1182, 5286 \text{ m/s}$

le coup de belier peut,atteindre la valeur :

$$b = \frac{C \cdot V_o}{g} = 108,153 \text{ m}$$

ce qui donne une surpression de :

$$H_o + b = 187,5 + 108,153 \Rightarrow 295,653 \text{ m}.$$

et une dépression de :

$$H_o - b = 187,5 - 108,153 \Rightarrow 79,347 \text{ m}.$$

D'après ces résultats la conduite de refoulement est soumise seulement à la surpression qui est très appréciable donc le phénomène de cavitation ne se manifeste pas dans ce cas.

Pour une sécurité des installations et les inconvénients de l'utilisation des soupapes de décharge nous avons opté à l'utilisation du réservoir d'air comme moyen de protection contre le coup de Béliet.

b) résultats (D'après le Prog N° V)

$$Z'o = 195,5 \text{ [m]} \quad Z'o U_o ' u = 2401,9198$$

$$Z_o = 214,4158 \text{ [m]} \quad C = 1182,5286 \text{ [m /s]}$$

$$U_o = 5,6169 \text{ [m]} \quad tr = 6,765 \text{ [s]}$$

$$A_c = 4,9087 \cdot 10^{-2} \text{ [m}^2\text{]} ; \alpha = 23,55$$

$$A_{ctr} = 3,3208 \cdot 10^{-1} \text{ [m}^2\text{ s]} ; \beta = 9,88$$

$$g/c = 8,2873 \cdot 10^{-3}$$

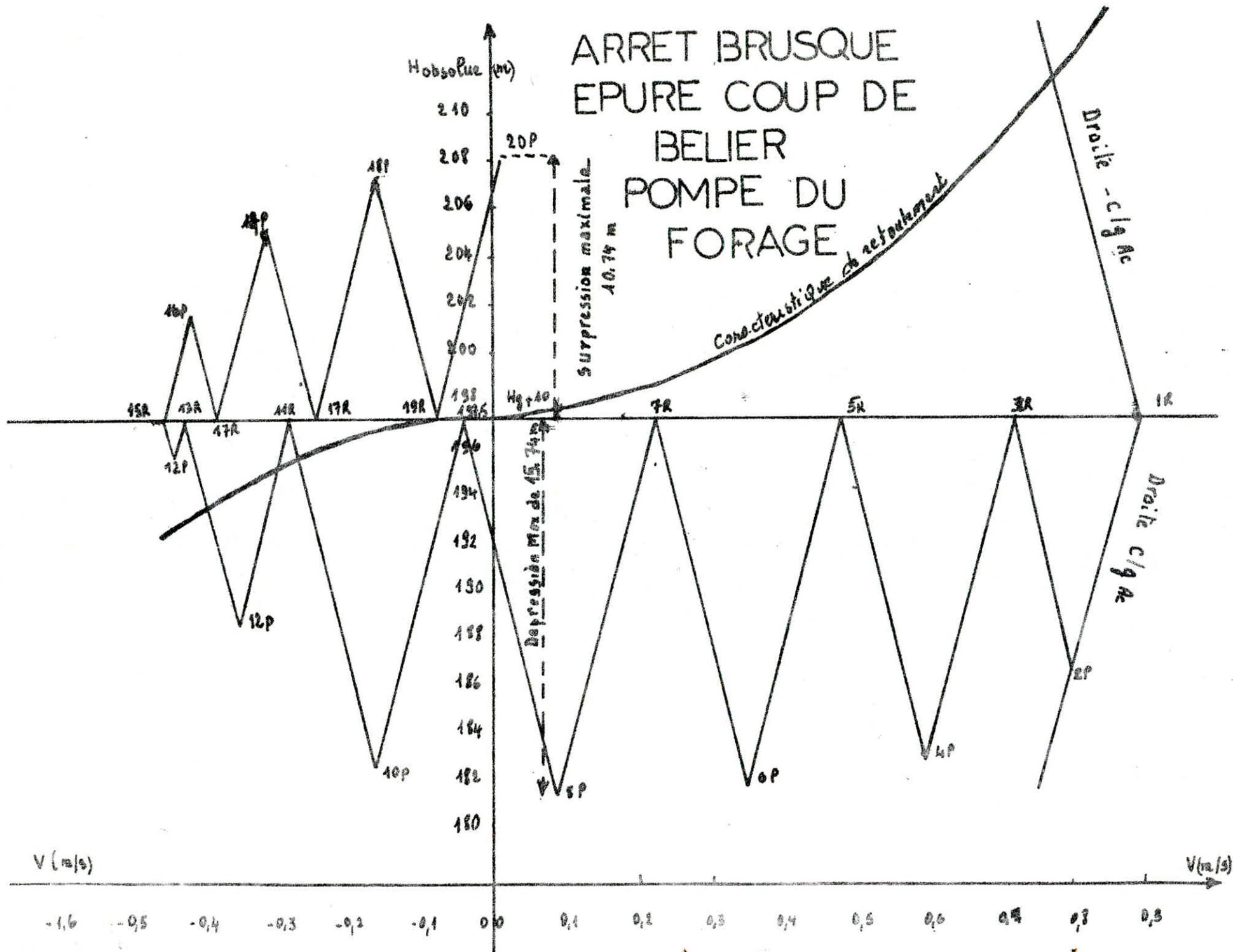
$$V_o = 90,8963 \text{ m/s}.$$

θ	Variation du volume ΔU	Volume d'air U (m³)	Pression dans le réservoir	Vitesse V (r. à) (m/s)	P. d. c. dans l'orifice de	Pression dans la conduite + P. d. c.	P. d. c. ou refoulement de	Pression dans conduite - P. d. c.	Vitesse V _{1/2} P (m/s)	Vitesse moyenne (m/s)	Vitesse choisie (m/s)	Q inf (l/s)
0	0	5,6169	214,4158	—	0	216,4158	18,9158	197,500	0,8968	—	—	44,00
10	0,2829	5,8999	200,1590	0,7189	0	202,1596	15,3599	186,799	0,8076	0,8520	0,8076	39,64
20	0,2936	6,1335	189,565	0,6803	0	194,565	8,4646	183,101	0,5996	0,7036	0,5916	29,43
30	0,1580	6,2915	182,9340	0,2237	0	184,9340	2,9160	182,018	0,3520	0,4758	0,3520	17,2
40	0,0739	6,3655	178,9658	-0,0374	0	184,9658	0,2050	184,7608	0,0933	0,2226	0,0933	4,57
50	-0,0106	6,3548	180,3876	-0,2776	0,0204	182,4078	-0,5828	182,990	-0,1578	-0,0320	-0,1573	-7,72
60	-0,0842	6,2706	183,7898	-0,4222	0,0998	185,8895	-2,8840	188,773	-0,3499	-0,2536	-0,3499	-17,17
70	-0,1304	6,1402	189,2787	-0,4288	0,1545	194,4322	-4,4671	198,900	-0,4355	-0,3327	-0,4355	-21,37
80	-0,1410	5,9991	195,5389	-0,3789	0,1395	197,677	-4,0341	201,7118	-0,4138	-0,4247	-0,4138	-20,31
90	-0,1205	5,8786	201,176	-0,2455	0,0794	203,2549	-2,2950	205,5499	-0,3122	-0,3630	-0,3122	-15,32
100	-0,0786	5,7899	205,0067	-0,0774	0,0212	207,0273	-0,6145	207,641	-0,1614	-0,2369	-0,1614	-7,92
110	-0,0248	5,7150	206,2468	+0,1006	0	208,2468	0,0031	208,241	0,0115	-0,0749	+0,0115	+0,567

(59)

COUP DE BELIER ARRET BRUSQUE
DU GROUPE DU FORAGE

ARRET BRUSQUE EPURE COUP DE BELIER POMPE DU FORAGE



le reste des calculs est porté au tableau N°

c) tracé de la droite $c/g \cdot Ac$:

$$\frac{c}{g \cdot Ac} = 2\,458,210.$$

Si l'échelle des H est graduée à raison de 1cm pour 2 m et l'échelle des débits $1\text{ m}^3/\text{S}$ pour 312, (cm

Dans la valeur de la pente $C/g \cdot Ac$ sera égale à :

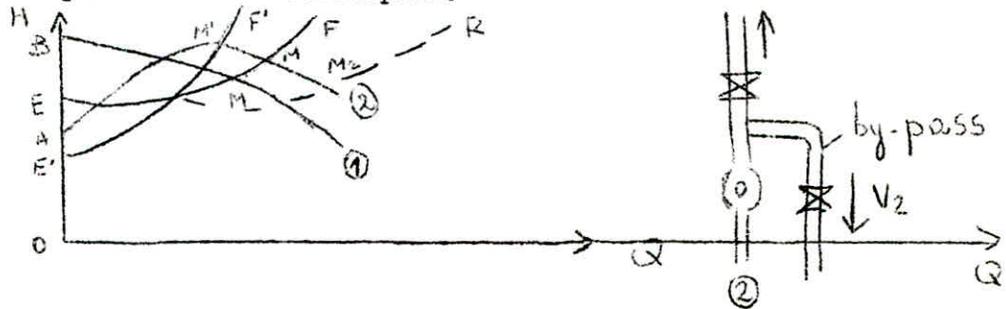
3,93313 à l'échelle de l'épure

$$\text{tg } \gamma = 3,93313 \text{ d'où } \gamma = 75,970.$$

8.5 : Protection de la conduite au démarrage du Groupe-électropompe à vanne ouverte.

8.5.1 : Démarrage de la pompe.

La pompe de caractéristique (1) demarrera sans difficulté sur une vanne de refoulement fermée, puisque dans ces conditions (regime de barbotage), la hauteur crée par la pompe OB est supérieur à hauteur demande par le Réseau OE la différence de pression se transforme donc en vitesse au fur et à mesure qu'on ouvre la vanne de refoulement et le point de fonctionnement se déplace sur la courbe de la pompe de B jusqu' en M où la hauteur crée par la pompe correspond exactement à celle demandée par le reseau pour le débit correspond.



En ce qui concerne la pompe de caractéristique (2) l'ordonnée à l'origine OA de la courbe caractéristique est à hauteur géométrique d'élevation oE. Il en résulte que le démarrage de cette pompe est impossible puis qu'à débit nul la hauteur nette fournie par la pompe OA est à la hauteur d'élevation OE. Pour réaliser le démarrage on peut utiliser un by-pass comportant une hauteur faible géo OE et une forte p.d.c (section faible) la caractéristique by-pass, la courbe résultante du by pass et canalisation sera (J'K), ou départ ou ferme V, la pompe débite sur le by-pass le point de fonctionnement M, et on ouvre progressivement V, et le point de fonctionnement devient M₂ le by-pass débit avec le réseau et on ferme progressivement de M₂ à M.

Après avoir étudié l'effet du coup de belier dans le cas de l'arrêt brusque on passe 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). A l'arrêt la pression absolue de l'air dans le réservoir est :

$$Z_0' = H_0 - h_0 + 10$$

à chaque instant le débit Q_P fourni par la pompe se divise en deux :

Q_{r2ip} : débit entrant dans le réservoir d'air
un temps t_i = i.tr.

Q_{c2ip} : débit dans la conduite quand l'onde
(l'observateur) arrive en P au temps f_i = i.tr

le débit Q_{r2ip} engendre une perte de charge "S_r" au passage de l'organe d'étranglement.

$$\zeta_r = \Gamma \cdot Q_r^2 \quad \text{Si } Q_r > 0$$

$$\zeta_r = 0 \quad \text{Si } Q_r < 0$$

Γ : résistance de l'orifice à la clapet

$$\zeta_r = \left(\frac{D_t^2}{m d^2} - 1 \right)^2 \frac{V_t^2}{2g} = \left(\frac{D_t^2}{m d^2} - 1 \right)^2 \frac{Q_r^2}{2g \cdot A_t^2}$$

Noté: V: Vanne
g_g: géométrique

$$\text{d'où } r = \left(\frac{D_t^2}{\pi d^2} - 1 \right)^2 \frac{1}{2g \cdot A_t^2}$$

V_t : Vitesse dans la tubulure

A_t : section de la tubulure

Q_r : débit passant dans la tubulure = Q_{r2ip} .

La perte de charge dans la conduite de refoulement esw: $\zeta_c = r Q_c^2$

$$r = \frac{f \cdot L}{2g \cdot D_c \cdot A_c^2} = \frac{8 \cdot f \cdot L}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} = \frac{0,0827112 \cdot f \cdot L}{D^5}$$

Pour une hauteur p

Pour une hauteur p

$$Q_B = Q_{r2ip} + Q_{c2ip}$$

on ne considérera que les états observés à la fin d'un intervalle de temps quelconque t_{ri} et par approches successives, on vérifiera pour une hauteur H_B arbitrairement choisie que la pression dans la conduite (H') et aussi celle qui régné dans le réservoir d'air (H'') soit égale (à la précision désir près) ($H' = H''$)

soit que le débit moyen entrant ou sortant du réservoir d'air entre les temps t_{i-} et t_i .

et la variation du volume d'air entre les temps T_{i-} et t_i

sera : $\Delta U = Q_m \cdot t_r$

le volume d'air dans la cloche sera donc de :

$$U = U_0 - \Delta U \text{ lorsque le réservoir se remplit}$$

$$U = U_0 + \Delta U \quad " \quad " \quad \text{se vide.}$$

La pression qui résulte dans le réservoir d'air compte tenu d'une évolution adiabatique de l'air

(évolution rapide et sous échange thermodynamique avec le milieu extérieur)

L'intervalle.	debit de la Pompe (m ³ /s) Q _p	debit de la conduite Q _{cc} (m ³ /s)	debit entrant ou sortant du Reservoir d'air Q _{ra} (m ³ /s)	debit moyen x10 entrant ou sortant du Reservoir d'air Q _{rm} (m ³ /s)	Variation du Volume d'air x10 ⁻⁴ ΔU. br. Q _{vm}	Volume d'air U (m ³)	Pression dans le reservoir d'air Z	P. d. c. dans le clapet Z _r (m)	Hauteur Piegemé choisie arbitraire H ₀ (V. absolu)	Pression dans la conduite Condap à H ₀ choisie H' = H ₀ - H _{clap}	Pression dans la conduite Condap - entrant à la Pompe d'air H ₀	P. d. c. dans la conduite de Refoulement
0	0	0	0	0	0	6	195.5		199.5	197.5	197.5	
	0.037	38.946	331.053	165.526	1119.815	5.8880	200.725	4.497	209.222	207.222	207.222	0.1482
20	0.0372	139.54	232.945	281.999	1907.771	5.6970	240.197	2.226	216.424	214.424	214.424	1.885
30	0.0378	260.790	117.209	175.077	1184.625	5.5780	216.671	0.5630	221.035	219.035	219.035	6.645
40	0.038	364.081	15.918	66.563	450.314	5.5330	218.942	0.104	222.952	220.952	220.952	19.95
50	0.0384	427.444	-43.444	-13.763	-92.110	5.5430	218.424	0	222.627	220.427	220.427	17.851
60	0.0385	451.887	-66.880	-55.765	-373.205	5.5800	216.985	0	220.385	218.385	218.385	49.51
70	0.0387	450.379	-63.38	-65.133	-440.635	5.6260	214.015	0	218.015	216.015	216.015	19.18
80	0.039	436.62	-46.62	-54.999	-372.023	5.6610	212.048	0	216.048	214.048	214.048	18.626
90	0.040	420.417	-90.417	-33.518	-226.768	5.6840	210.865	0	214.865	212.865	212.865	17.269
100	0.04	407.787	-2.217	-9.099	-61.562	5.690	210.546	0.0002	214.546	212.546	212.546	16.840
110	0.04717	401.640	20.058	11.138	75.351	5.682	210.957	0.0165	214.953	212.953	212.953	15.760
120	0.041	401.261	+0.728	14.398	97.608	5.673	211.460	0.0031	215.447	213.447	213.447	15.731
130	0.040	402.897	-2.897	2.920	10.717	5.671	211.547	0	215.547	213.547	213.547	15.860

COUP DE BELIER DEMARRAGE
DU GROUPE DU FORAGE.

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

Données de basse : les mêmes que pour l'arrêt.

Résultats : établit à l'aide du Programme N° III (voir annexe)

$$Z_0 = 195,5 \text{ m}$$

$$c = 1182,5286 \text{ m/s}$$

$$t_r = 6,7651 \text{ (s)}$$

$$Z_{0,1,4} = 2401,998$$

$$c / 2r_{gA} = 0,125795$$

$$r = 9\,770,6024$$

$$Y = 4103,4989.$$

8.5.2 : Reservoir d'air : a) A l'arrêt de la pompe

D'après le tableau de calcul ci dessus et l'épure correspondante
fig N°12

On deduit que :

- - Pendant la phase de dépression, le volume de $5,6169 \text{ m}^3$ un départ passe à $6,3655 \text{ m}^3$ à la fin de la dépression, la pression dans la conduite tombe à $181,760 \text{ m}$ soit une dépression de :

$$197,5 - 181,760 = 15,74 \text{ m.c.e}$$

Pendant la phase de surpression le volume de l'air passe à $5,7750 \text{ m}^3$ à la fin de la surpression et la pression dans la conduite monte à $208,241 \text{ m}$ soit une surpression de $208,241 - 197,5 = 10,741 \text{ m.c.e.}$

b) Au Démarrage à vanne ouverte :

Pendant la phase de la surpression le volume d'air qui était au repos de 6 m^3 passe à $5,533 \text{ m}^3$ à la fin de la surpression, la pression dans la conduite monte à $222,952 \text{ m}$ d'eau soit une surpression de $222,952 - 199,5 \simeq 23,45 \text{ m}$

- Pendant la phase de la pression le volume d'air passe à $5,699 \text{ m}^3$; la pression dans la conduite diminue à $214,546 \text{ m}$ soit une surpression de :

$$214,546 - 199,5 = 15,046 \text{ m}$$

Donc on a seulement à faire à des surpressions.

A titre de sécurité, on prend un réservoir de :

$$6,3655 + 5\% \approx 6,5 \text{ m}^3$$

Conclusion : Les valeurs de la dépression et de la surpression sont faibles donc les caractéristiques du réservoir et de son dispositif d'étranglement choisies au préalable sont acceptables on ce qui concerne le démarrage de la pompe il est préférable qu'il s'effectue à vanne fermée alors le coup de belier sera atténué lorsque l'on ouvre progressivement la vanne.

8.6 : Dimensionnement du réservoir d'air : nous prendrons une cuve cylindrique équipée de deux fonds bombés - Nous choisirons un diamètre intérieur de $1,60 \text{ m}$ (ϕ d'extérieur $1,70 \text{ m}$).

- la hauteur des fonds est prise égale à $0,50 \text{ m}$
- le volume d'air contenu des deux calottes elliptiques sera de :

$$V_1 = 2 \frac{4}{3} r^2 \cdot h = 1,340 \text{ m}^3$$

- le volume de la partie cylindrique :

$$V_2 = 6,5 - 1,34 = 5,16 \text{ m}^3$$

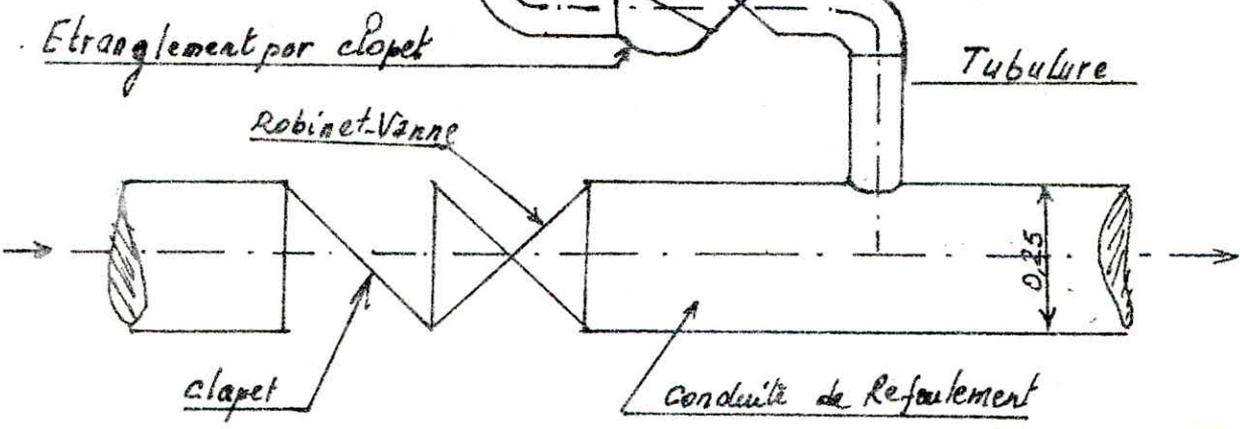
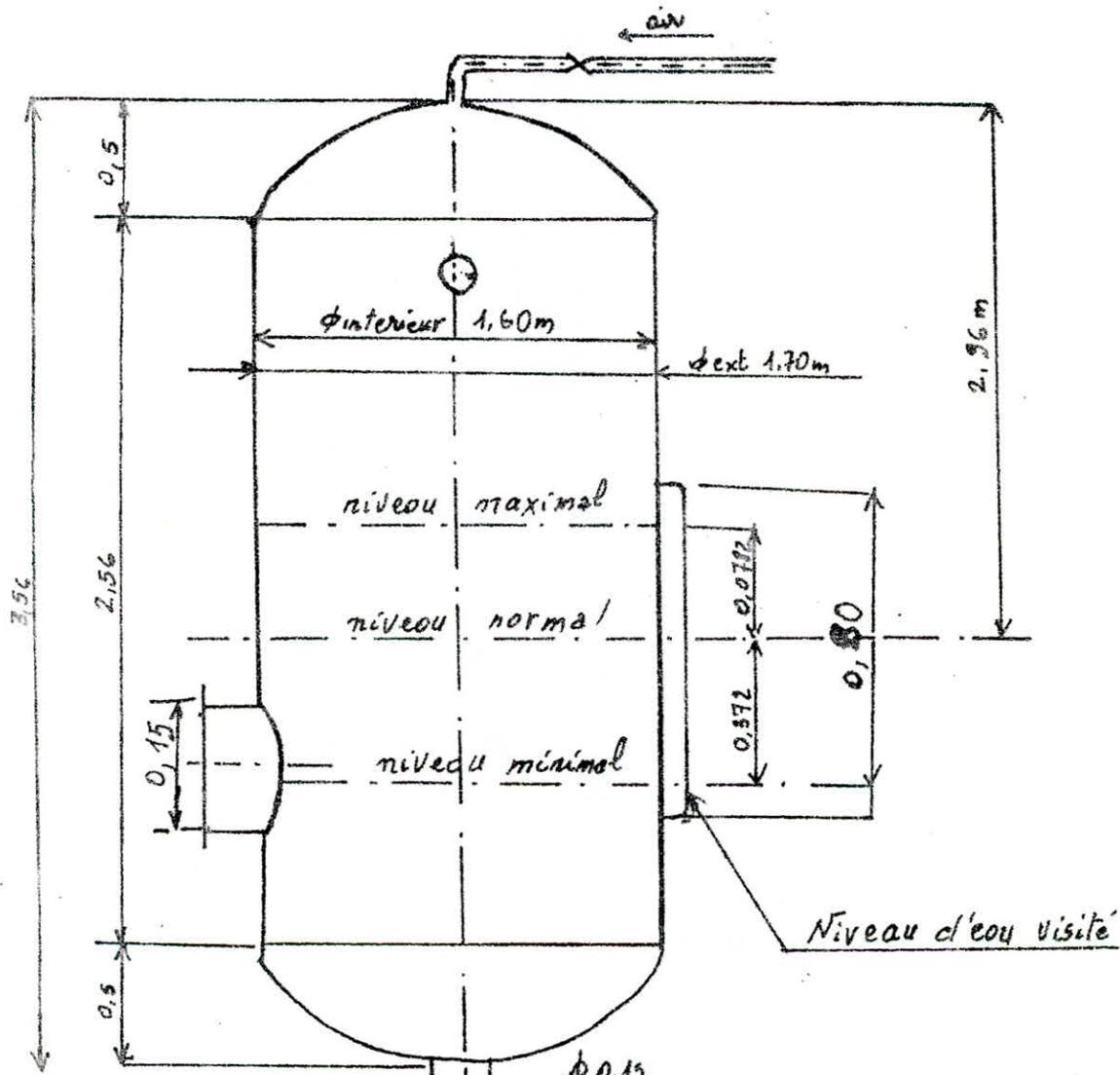
- la section de la cuve :

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = 2,0106 \text{ m}^2$$

- la hauteur de la partie cylindrique :

$$h = 2,560 + 2 (0,5) = 3,56 \text{ m}$$

Reservoir d'air



-,Hauteur totale de la cuve :

$$h_t = 2,560 + 2 (0,5) = 3,56 \text{ m}$$

- Hauteur occupée pour l'air en régime normal :

$$\text{volume d'air} \dots\dots\dots 5,6169 \text{ m}^3$$

$$\text{volume ellyptique du sommet} \dots\dots 0,67 \text{ m}^3$$

$$\text{reste pour la partie cylindrique} \dots\dots 4,947 \text{ m}^3$$

- correspond à une hauteur de :

$$\frac{4,947}{2,0106} = 2,460 \text{ m}$$

Donc le niveau normal dans l'anti belier se situera à une distance de :

$$0,5 + 2,460 = 2,96 \text{ m du sommet de la cuve}$$

- variation maximales du niveau :

lors de la dépression le volume d'air augmente de :

$$6,3655 - 5,6169 = 0,7486 \text{ m}^3$$

- par rapport au niveau normal l'eau va s'abaisser de :

$$\frac{0,7486}{2,0106} = 0,3723 \text{ m}$$

- pendant la surpression le volume d'air diminue de :

$$5,7750 - 5,6169 = 0,1581.$$

- par rapport au niveau normal, l'eau va s'élever de :

$$\frac{0,1581}{2,0106} = 0,0786 \text{ m}$$

toutefois, l'élévation maximale du niveau se produira au moment du demarrage (à vanne ouverte) elle atteindra :

$$\frac{(6 - 5,5330) - (6 - 5,6169)}{2,0106} = 0,0417 \text{ m}$$

8.7 : Principe de calcul du coup de Belier
dans le cas d'une adduction gravitaire.

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 l'air de la section A_v variable.

$$Q = V.A = m . A_v . \sqrt{2g h} \quad (1)$$

où : v : vitesse débitaire dans la conduite (m/s)

A : Aire de la section droite de la conduite (m²)

h : hauteur piézométrique au niveau de la vanne (m)

si h_0 et V_0 sont respectivement les valeurs de la pression et de la vitesse de l'eau dans les conditions normales.

en peut écrire que :

$$V_0 A = m . A_{v_0} . \sqrt{2g h_0} \quad (2)$$

En divisant l'équation (1) par l'équation(2) on obtient :

$$\frac{V}{V_0} = \frac{A_v}{A_{v_0}} \sqrt{\frac{h}{h_0}} \quad (3)$$

on admet que la fermeture continue peut être considérée comme une serie de fermétures brusques.

La surpression engardrée lors d'une fermeture est donnée par

$$\Delta h = \frac{c . \Delta V}{g} \quad (4)$$

C : célévité de londe de choc en m/s

AV : Réduction de vitesse par suite de la fermeture

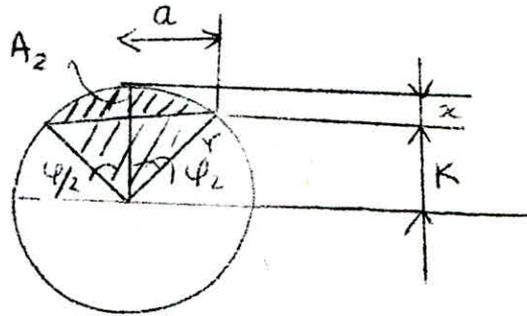
g : Accélération de la pesanteur en m/S²

Les deux formules (3) et (4) écrites sous la forme ci-dessus nous permettent de déterminer la valeur de la pression regnant au niveau de la vanne à chaque instant

$$\text{où a : } \frac{V}{V_0} - \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta V}{A_{v_0}} \frac{h}{h_0} + \frac{\Delta h}{h_0} \quad (3')$$

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{c . V_0}{g . h_0} \frac{\Delta V}{V_0} \quad (4)$$

8.7.1 : Détermination de la fraction de l'air de la section laissé en outre de la vanne.



En admettant que la vitesse de fermeture de la vanne est uniforme :

$$A_1 = \frac{r^2}{2} \sin \varphi$$

$$A_2 = \frac{\varphi}{360} \text{ II } r^2 - \frac{r^2}{2} \sin \varphi$$

$$A = A_1 + A_2 = \frac{r^2}{2} \left[\frac{2\varphi}{360} \text{ II } - \sin \varphi \right]$$

$$X = u.t$$

t; temps de fermeture de la vanne

$$k = r-x$$

u: vitesse de fermeture

$$a = \sqrt{r^2 - k^2}$$

$$\text{d'où } \varphi = 2 \arcsin \sqrt{\frac{r^2 - k^2}{r^2}}$$

$$\sin \varphi/2 = \frac{a}{r}$$



8.7.2 : Détermination du rapport $\frac{A_v}{A_{v0}}$

$$A_v = A_2 = \frac{r^2}{2} \left[\frac{\varphi}{180} \text{ II } - \sin \varphi \right]$$

$$A_{v0} = \text{II } r^2$$

$$A_v = A_{v0} - \Delta A_v ; \quad \frac{A_v}{A_{v0}} = 1 - \frac{\Delta A_v}{A_{v0}}$$

$$\frac{A_v}{A_{v0}} = 1 + \frac{\psi}{360} + \frac{\sin \psi}{2\pi} \quad (5)$$

8.7.3 : Cas d'une fermeture brusque : ($t_c \leq t_r$)

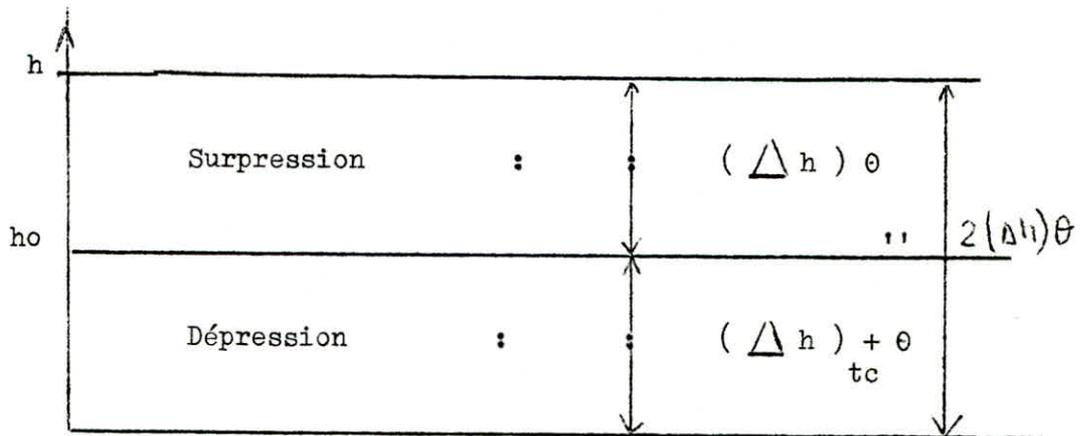
L'intervalle de temps 0 est une fraction de t_r

- $\frac{A_v}{A_{v0}}$ est donne par la formule (5)

- $\left(\frac{A_v}{V_0}\right)$ est calculé moyennant la formule (3')

- la vitesse est celle de l'écoulement avant la fermeture
le rapport $\left(\frac{Ah}{h_0}\right)$ est déduit de la formule (4)

- la pression au bont de l'intervalle de temps 0 (celui correspondant à la 1ère fermeture partielle) est égale a ($h_0 + h$) le calcul se poursuit ainsi jusqu'au temps t_c à ce temps (t_c) la vanne est complètement fermée pour un temps ($t_0 + 0$) l'onde de pression engendrée à l'instant 0 réfléchié par l'extrémité auront de la conduite atteint la vanne en y occasionnant un décinsement de la hauteur piezométrique de $2\left(\frac{\Delta h}{h_0}\right)0$ le calcul se poursuit de la même façon et cela jusqu'au temps $t = 2 t_r$ (1ère période du mvt oxilatoire où l'intensité du coup de bélier est maximal



8.7.4 : Cas de fermeture lente ($t_c > t_r$) :

la succession de fermeture se fait par intervalle de temps $0 = \frac{2L}{C}$

Le procédé de calcul est le même que pour la fermeture brusque sauf en ce qui concerne le rapport $\frac{\Delta h}{h_0}$ qui est donné par l'expression

() cette différence est expliquée.

Par l'exemple : ($t = 20 = 2 \cdot t_r$) la pression au bout du 2ème temps est égale à $(h_0 - \Delta h_1)$ (3ème phase où a lieu une dépression (Δh_1) causé par la première choc due à la 1ère fermeture partielle brusque), à laquelle on ajoute la surpression (Δh_2) du 2ème choc engendré par la deuxième fermeture partiellement brusque. (1ère phase du phénomène du coup de bélier due à la 2ème fermeture) soit finalement.

$$h_2 = h_0 + \Delta h_2 - \Delta h_1.$$

8.7.5 : La surpression et la dépression dans le cas d'une fermeture brusque est donnée par la formule de MICHAUD.

$$h_s = h_0 + \frac{CV_0}{g}$$

$$h_d = h_0 - \frac{CV_0}{g}$$

8.7.6.: Pour fermeture lente

$$h_s = h_0 + \frac{CV_0}{gt}$$

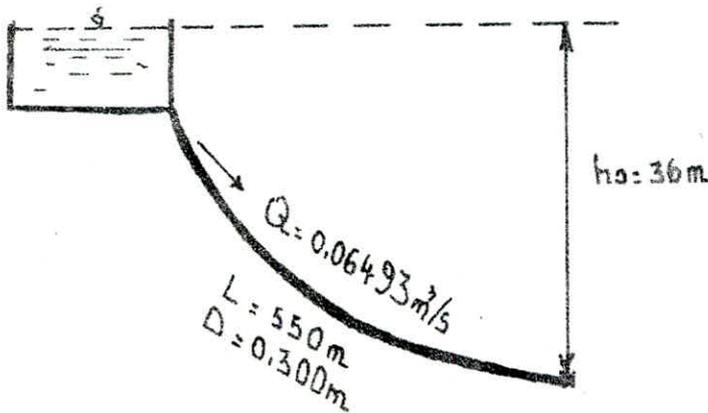
$$h_d = h_0 - \frac{CV_0}{gt}.$$

8.7.7.: Calcul de la surpression et de la dépression à l'aide de la formule de MICHAUD

a) Zone basse

- Cas d'une fermeture brusque.

ZONE BASSE



$L = 550 \text{ m}$ $Q = 0.06493 \text{ m}^3/\text{s}$ $K = 2.15 \cdot 10^9 \text{ Pa}$ $D = 0.300 \text{ m}$

$E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$ $t' = 0.005 \text{ m}$ $h_0 = 36 \text{ m}$

$h_m = 46 \text{ m}$ $(h_m - h_0) / h_0 = 0.277778$

$V_0 = 0.9185716 \text{ m/s}$ $C = 1143.2370 \text{ m/s}$ $t_v = 0.962180 \Delta$

$\frac{\Delta h / h_0}{\Delta v / v_0} = 2.97660$

$t (\Delta)$	$\Delta v / v_0$	$\Delta h / h_0$	v / v_0	A_v / A_{v_0}	R / R_0	$h (m)$
0	0	0	1	1	1	36
0.962180	0.093320	0.277778	0.906679	0.802095	1.277778	46
1.92436	0.186641	0.555556	0.720038	0.636983	1.277778	46
2.88654	0.186641	0.555556	0.538397	0.471870	1.277778	46
3.84872	0.186641	0.555556	0.346756	0.306758	1.277778	46
4.8109	0.186641	0.555556	0.16015	0.141646	1.277778	46
5.77309	0.160115	0.47659	0.0000	0.0000	1.19882	43.16
6.73526	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.8011783	28.14

Continue à osciller entre $1 + 0.8011783$ et $1 - 0.8011783$

$$h_s = h_o + \frac{Cv_o}{g} = 36 + \frac{1143,2370 \cdot 0,9185716}{9,8} = 143,1576 \text{ m}$$

$$h_d = h_o - \frac{Cv_o}{g} = 36 - \frac{1143,2370 \cdot 0,9185716}{9,8} = (71,157) \text{ m}$$

Pour éviter la surpression et la dépression ci-dessus nous soumettons la vanne à une fermeture lente.

- Cas fermeture lente :

$$h_s = h_o + \frac{Cv_o}{gt} = 36 + \frac{1143,2370 \cdot 0,9185716}{9,8 \cdot 5,77309} = 54,56 \text{ m}$$

$$h_d = h_o - \frac{Cv_o}{gt} = 36 - \frac{1143,2370 \cdot 0,9185716}{9,8 \cdot 5,77309} = (17,44) \text{ m}$$

Vitesse de fermeture :

$$u = \frac{d}{t} = \frac{0,3}{5,77309} = 0,051965 \text{ m/s.}$$

D'après les résultats obtenus à l'aide du Prog. N° VII (voir annexe) à partir de $t = 5,77309$ (s) correspondant au temps de fermeture totale de la vanne la pression continue à oxiller entre 28,84 m et 43,16 m

b) Zone haute

- Cas fermeture Brusque.

$$h_s = h_o + \frac{Cv_o}{g}$$

$$h_d = h_o - \frac{Cv_o}{g}$$

$$h_s = 26 + \frac{1149,51417 \times 0,822460}{9,8} = 122,472390 \text{ m}$$

$$h_d = 26 - \frac{1149,51417 \times 0,822460}{9,8} = (70,472390) \text{ m.}$$

Pour éviter la surpression et la dépression ci-dessus nous soumettons la vanne à une fermeture lente.

$$h_s = h_o + \frac{C V_o}{g t} = 26 + \frac{1149,5147 \times 0,822460}{9,8 \times 4,59324} = 47,00 \text{ m}$$

$$h_d = h_o - \frac{C V_o}{g t} = 26 - \frac{1149,5147 \times 0,822460}{9,8 \times 4,59324} = 21,00 \text{ m}$$

Vitesse de fermeture :

$$u = \frac{d}{t} = \frac{0,350}{4,59324} = 0,076198 \text{ m/s.}$$

D'après les résultats obtenus du Prog N° VII (voir annexe)
à partir de $t = 4,59324$ (s) correspondant au temps de fermeture totale
la vanne la pression continue à oxiller entre 22,47m et 29,52 m

Remarque :

Cette différence entre la surpression et la dépression déterminer par la formule de MICHAUD et celle déterminer par le Prog N° VII Allure de fermeture établit par Mr LAPRAÿs'expliquer par le fait que la formule de MICHAUD suppose que le débit varie linéairement.

CHAPITRE IX

POSE DES CONDUITES

9.1 : STOCKAGE ET APPROVISIONNEMENT

Les conduites doivent être de préférence stockés à l'ombre sur des aires planes, lors de la décharge des camions il faut interdire de jeter les tubes à terre.

9.2 : REALISATION DES TRANCHEES.

La pose en terre des conduites s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale de 0,60m ou diamètre extérieur de la canalisation augmentée 0,60 m.

$$B = \phi + 2 \times 0,30 \quad (m)$$

$$B = \text{largeur de la tranchée} \quad (m)$$

$$\phi = \text{diamètre extérieur de la conduite} \quad (m)$$

Au droit des joints on doit pratiquer dans les parois latérales des élargissements de la tranchée (niche) pour faciliter le raccordement; la hauteur de la tranchée est fixée d'après la relation suivante :

$$h = \phi + C + L$$

C = épaisseur du lit de pose en sable de 0,15m à 0,20m

L = épaisseur du remblai compte à partir de la génératrice supérieure de la conduite de 0,60 m à 1,20 m

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de pose, d'épaisseur de 0,15 m à 0,20 m bien pillonné, et bien nivellé suivant les côtes du profil en long. Pour que les tuyaux soient posés en files bien alignées et bien nivellées, le lit de pose sera constitué par du :

- gravier : dans les terrains ordinaires
- pierres -cassées : serviront de drains dans le terrain impénétrables ou rocheux.

9.3 : POSE DES CONDUITES

La pose s'effectue par tronçons successifs en commençant par les points haut de manière à assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des

des eaux d'infiltration, pour les adductions en acier, les joints soudés seront exécutés ou dessus de la fouille où les tuyaux seront maintenus par des bois disposés entravers de la tranchée : quand au réseau de distribution prévu en P.V.C. les joints seront exécutés par collage, la conduite est alors remplie d'eau pour l'épreuve à la pression d'essai sera égale à la pression à laquelle sera soumise réellement de la conduite 50%

La durée d'essai est d'au moins 30min, la variation de pression devra être inférieure à 0,2 bars, après avoir essayé les joints, on remblayera la conduite en donnant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassés, tout autour de la conduite en acier et en vue d'éviter la corrosion, on construit un remblai de gravier naturel ou delà de 0,30 m, ou dessus de la conduite le remblaiement est achevé de tout venant à l'aide d'engins mécaniques.

Pour le réseau de distribution prévu en P.V.C. le remblayage doit se faire soigneusement en commençant par un lit de sable fin, puis remblayez la conduite par une autre couche de sable.

9.4 : Modalités et précautions dans l'exécution.

Avant la pose des tuyoux en acier, les revelements doivent être reconstitués partout d'ou il auraient été détériorés, leur pose ne doit s'effectuer qu'aux heures fraîches de la journée, jamais après que les canalisations ont été chauffés par le soleil.

La descente en fouille des conduites se fait lentement à l'aide d'un palon ou une grue après avoir été au préalable examinée, toute conduite ayant subie des dommages du point du vue protection doit être éliminée

9.5 : Traversée des routes.

En raison des charges à supporter qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisible à la conduite, comme à la route il sera donc prévu des gaines (buses de diamètres supérieurs) dans lesquelles les conduites seront introduites afin de les protéger contre les chocs et les vibrations.

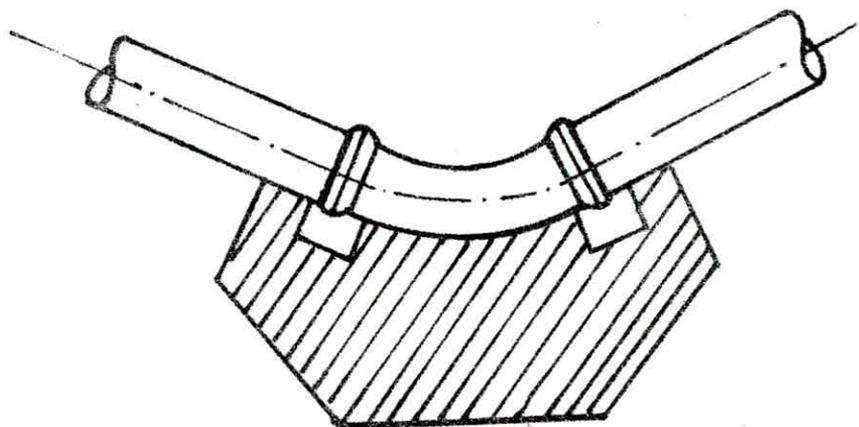


fig: 1 Butée sur coude horizontal.

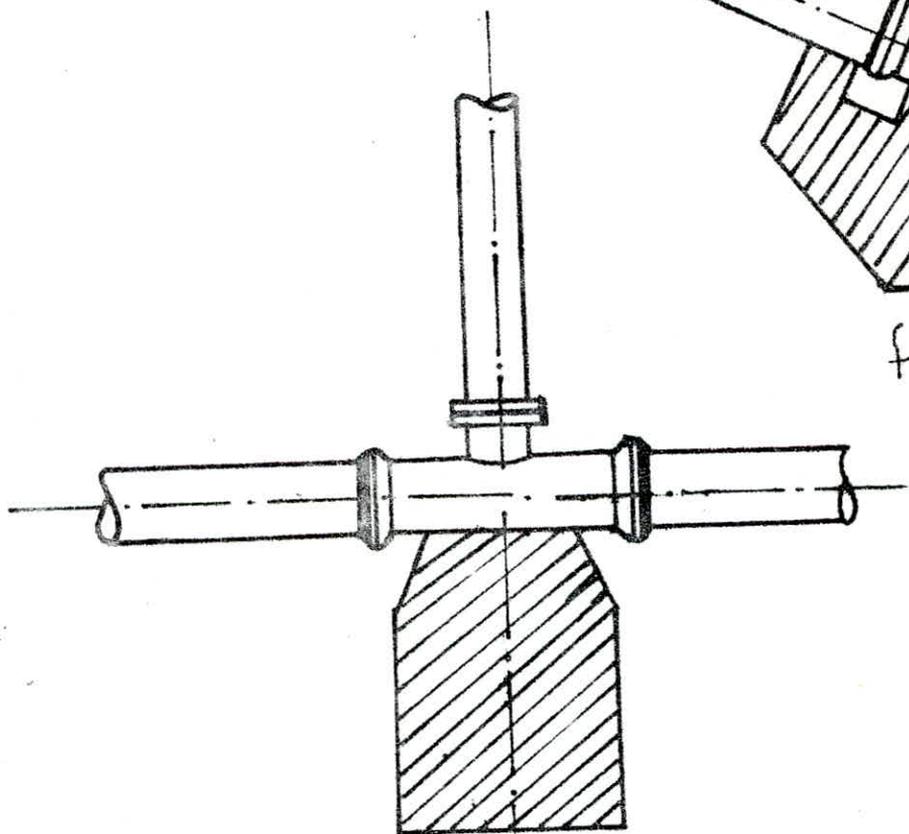


fig: 2 Butée sur un branchement.

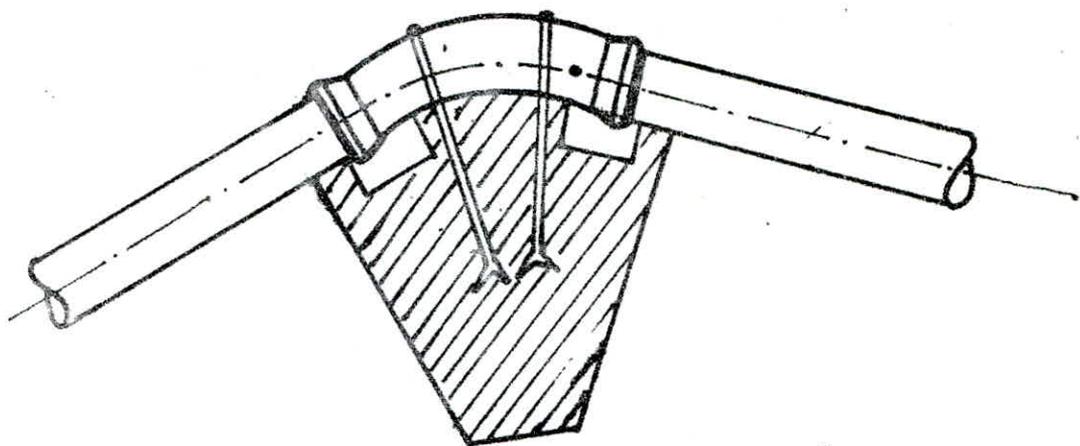


fig: 3 Butée sur un coude vertical.

9.6 : Butées

Dans les changements de direction ou dans les branchements, il y a tendance sous la poussée exercée par l'eau à un déboitement des joints (réseau de distribution) ou a la rupture des soudures (adductions) On prévoit alors la construction des butées en béton qui s'opposeront à ces efforts.

9.7 : Desinfection

Avant la livraison de l'eau à la consommation publique, il est recommandé de proceder à la desinfection du reseau. Cette dernière s'effectue soit au chlore soit au permaugonate de potassium.

La conduite de trop.plein débouchera à un exutoire voisin pour éviter toute pollution ou introduction d'animaux dans le réservoir on aménage un siphon trop.plein qui pourra maintenir constamment une partie de cette canalisation pleine.

4.8.4 : VIDANGE.

Le vidange est indispensable pour l'entretien du réservoir à savoir nettoyage, réparation etc....

Pour cela on prévoit une conduite de vidange par le point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop.plein:elle comporte un romporte un robinet vanne.

4.8.5.: Matérialisation de la reserve d'incendie

La surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par le personnel à demeure ce qui est pour la plus part des cas pour les installations moyennement automatisées : on a adopté un dispositif spécial(EVENT) pour éviter dans le cas d'un soutirage intensif.L'utilisation de cette reserve pour la distribution normale.

CHOIX DE TYPE DE RESERVOIR

Les réservoirs projetés seront du type semi-enterrés.

Notre choix a été conduit par les avantages qu'ils présentent à savoir.

- Economie sur les frais de construction
- Etude arché•tecturele très simplifiée
- Conservation à temperature constante de l'eau ainsi emmagasinée.
- Etanchéité plus facile à réaliser.

CHAPITRE X

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

Conduite d'adduction et Conduite de Distribution.

Cette 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 au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Nous allons envisager une protection externe et interne.

10.1 : Protection externe :

On prévoit le revêtement des conduites d'une enveloppe en laine de verre et de bitume. on assurera la conduite de cet enrobage au niveau des joints.

a) Protection Cathodique.

Des sorties de courant peuvent avoir lieu après le vieillissement où la détérioration accidentelle de l'enrobage. C'est alors que la conduite peut se corroder par électrolyse, on prévoit à cet effet une protection cathodique.

Elle consiste à :

- Soit à constituer, avec un métal plus électro-négatif que le fer, une pile où le fer jouera le rôle de cathode
- Soit à relier la conduite, d'une part, à une source d'énergie électrique extérieure et, d'autre part, à une anode enfouie dans le sol et destinée à se corroder

b) Protection par anode réactive (voir fig :13)

Cette méthode consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer (zinc ou aluminium ou magnésium) de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de cathode.

Ces anodes réactives seront enfouies dans le sol à 2 ou 3m environ de la conduite.

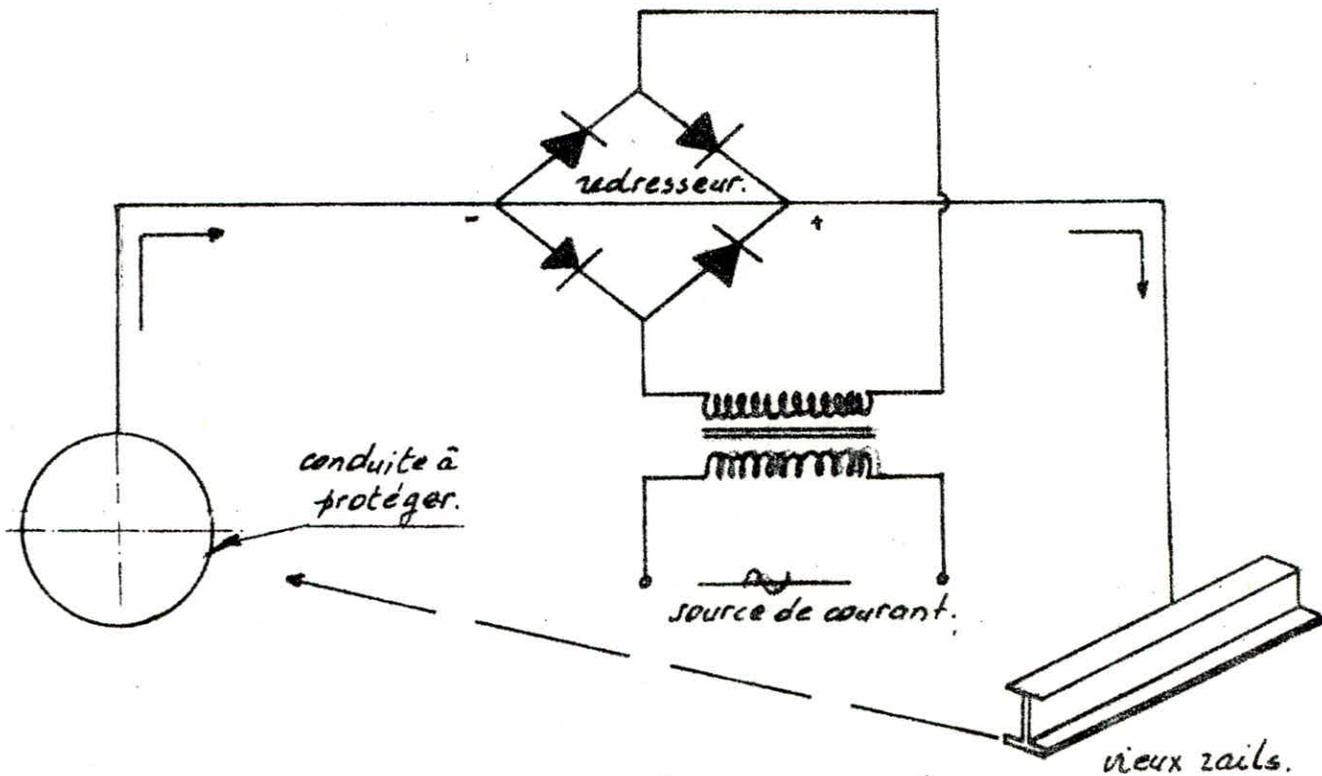
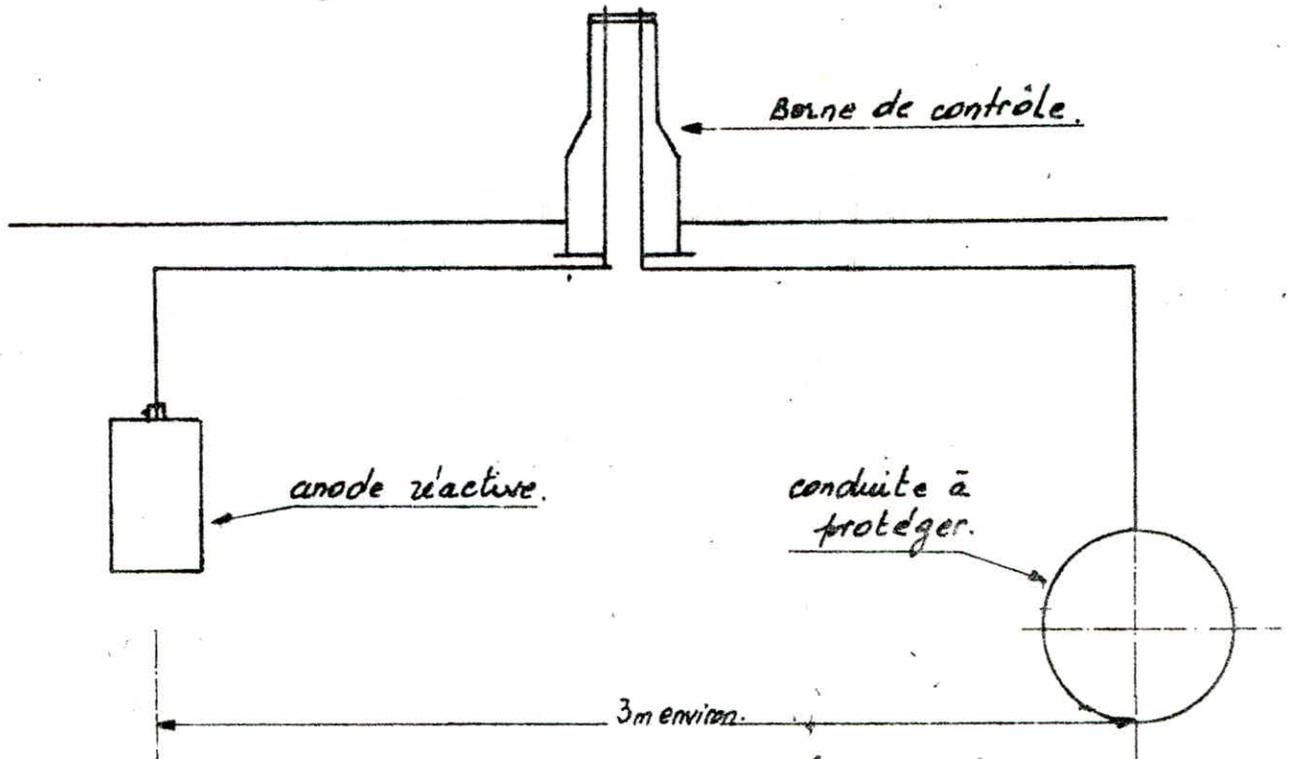


fig 15 Schema de protection par sautirage de courant.

fig 16 Schema de protection par anode réactive



Ce procédé convient pour la protection des trouçons de petits diamètres et de faibles longueurs, car il ne nécessite pas un nombre important d'anodes et ne convient pas en présence de courants vagabonds.

-Protection par soutirage de courant (voir fig :14)

Cette méthode consistera à relier la conduite à la borne négative d'une source électrique de courant continu la borne positive sera raccordée à une prise de terre constituée par de vieux rails enterrés dans un milieu humide à environ 100m de la conduite.

Le courant, en quittant la prise de terre regagnera la borne négative de la source électrique en passant par la conduite et entrainera la dissolution anodique du vieux rail.

Ce dispositif permettra de protéger efficacement la conduite.

10.2 : Protection interne.

Les eaux naturelles ne sont en fait pas pures contiennent différentes éléments chimiques qui peuvent par fois provoquer la corrosion interne des conduites.

Par exemple du fer dans l'eau transportée, même de faible doses peut être la cause de perforations de la conduite.

On remédie à ce danger au moyen d'un revêtement intérieur soigné des canalisations par enduit bitumineux. Le revêtement intérieur se fait généralement à l'usine.

:

CHAPITRE XI

ASSAINISSEMENT

11.1 : Introduction :

L'assainissement de l'agglomération vise à assurer l'évacuation rapide et sans stagnation des eaux usées susceptibles de donner naissance à des nuisances et des eaux pluviales susceptibles de submerger les lieux d'habitations et, ce dans les conditions compatibles avec les exigences de santé publique et d'environnement.

Notre étude se fixe alors les objectifs suivants :

- traitement de ces eaux afin d'éviter la pollution des eaux souterraines et les eaux de surface.

11.2 : Types d'Eaux usées :

Les rejets de la ville de Douéra sont en général constitués des :

- eaux ménagères, eaux de ruissellement urbain.

11.3 : Situation actuelle :

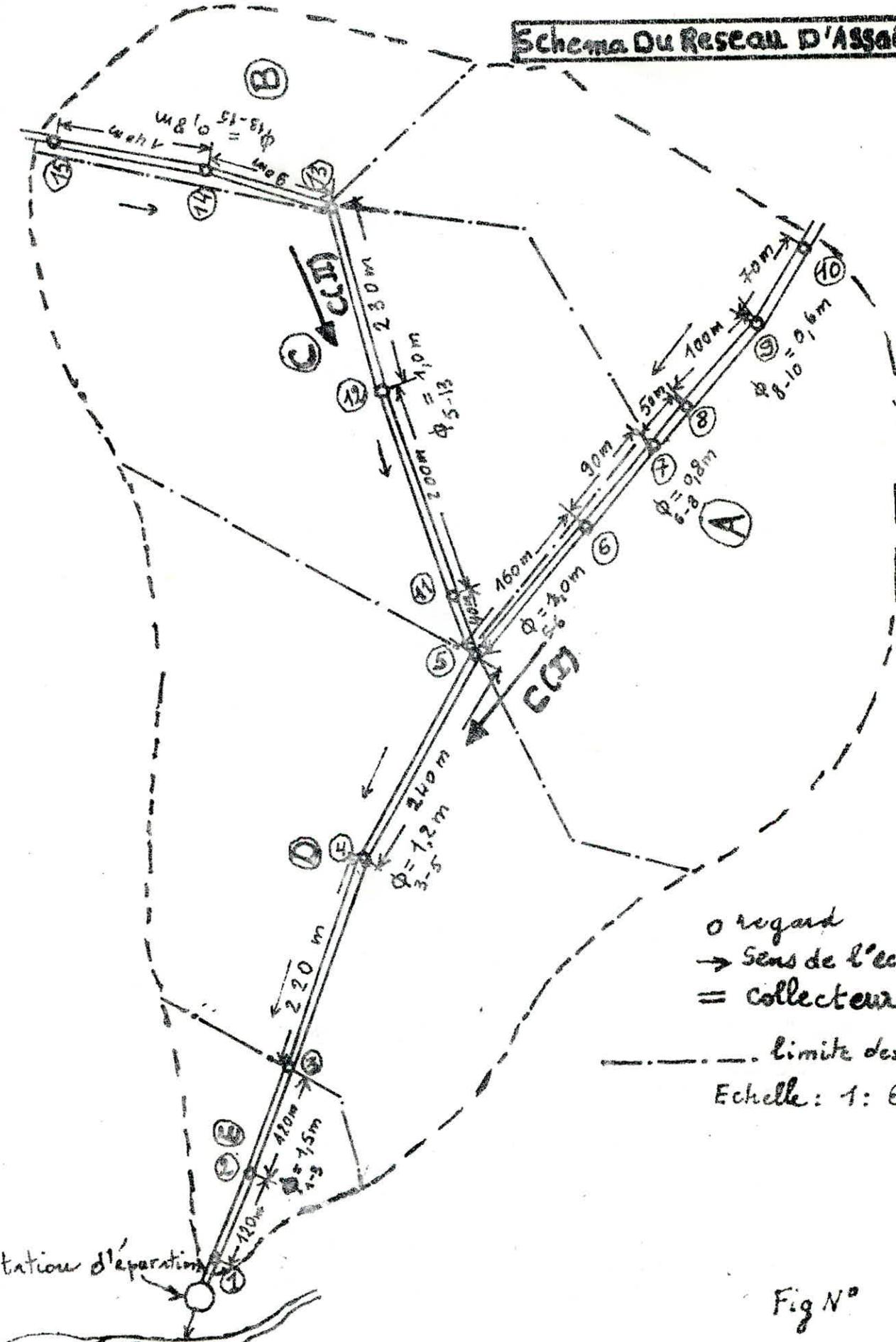
La ville de Douéra à une galerie d'égoût qui date de l'ère coloniale qui est hors d'état de fonctionnement (Bouchés)

11.4 : Principe de construction du Réseau.

D'après la topographie de la ville de Douéra nous avons été amené à diviser l'agglomération en 5 Bassins d'apports (A,B,C,D,E) ;

Chacun de ces derniers est drainé par un égout qui versera dans les collecteurs principaux. Dans notre cas, on a opté pour le système unitaire qui se composera de deux collecteurs principaux C(I)) C (II). Ces collecteurs C(I) et C(II) se raccorderont au point (5) voir schéma (14). Sur le collecteur principal C(I), nous proposons la projection d'une dérivation d'orage sur le dernier tronçon une station d'épuration à l'aval

Schema Du Reseau D'Assainissement



○ regard
 → Sens de l'écoulement
 = collecteur
 - - - - - limite des bassins
 Echelle: 1: 6000

Fig N°

Oued ben Omar

11.5 : Type de canalisations :

Les canalisations composant les collecteurs seront en béton Armé et de profil circulaire.

ce matériau présente une bonne étanchéité et résiste bien aux attaques mécaniques, statiques et chimiques du sol et des eaux transportées. le profil circulaire, en plus des avantages économiques qu'il présente se trouve préférable devant les autres pour sa commodité durant les travaux de pose et sa disponibilité sur le marché.

Toutefois le profil ovoïde peut être envisagé dans les terrains de très faible pente où les conditions d'autocurage ne peuvent être obtenues par le profil circulaire, ce qui n'est pas notre cas.

11.6 : Conditions de transport des eaux usées.

Les eaux usées d'origine domestique contiennent des matières en suspension décantables et des matières organiques : Il y aura donc lieu :

- D'éviter les dépôts en satisfaisant les conditions d'entourage (vitesse minimale 0,6 m/s);
- De ne pas dépasser la vitesse d'érosion

11.7 : Etude du débit à évacuer.

11.7.1 : Débit des eaux pluviales :

La valeur du débit d'eau pluviale provenant d'un bassin versant urbanisé est déterminée pour la région d'Alger (Méthode superficielle)

$$Q = \frac{0,20}{520} I^0,20 C^{1,1} A^{0,85} \quad \text{Pour (10 ans)}$$

où Q_0 : débit brut (l/s)

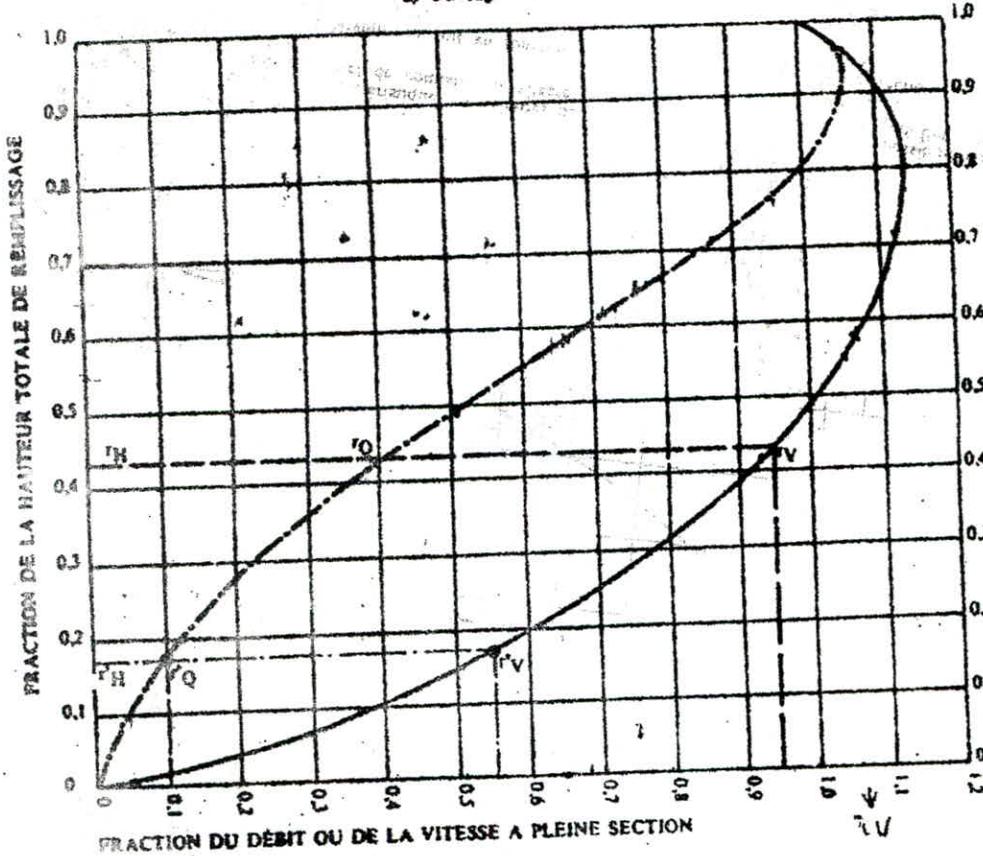
I : pente (m/m)

C : coef de ruissellement brut (coefficient de proportionnalité de l'air perméabilisation)

ABaque Ab. 5

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocourage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{ec}/10$, on obtient $r_V = 0,55$ et $r_H = 0,17$ (autocourage).

Rem. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

A : superficie du Bassin versant en ha

C = surface imperméabilisée.

A

limites d'application de cette formule :

- la pente : $0,002 \leq I \leq 0,05$ m/m

- le coef de ruissellement brut : $0,2 \leq C \leq 1$

- la surface totale : $A \leq 200$ ha

- le coefficient d'allongement : $\frac{E}{\sqrt{A}} \geq 0,8$

si le bassin versant est très ramassés ou trèsallongées le débit brut

Qo est corrigé :

$$Qc = K Qo \quad (1/s)$$

où K : coef de corréction

$$K = \left[\frac{4A}{E^2} \right]^{0,3106}.$$

Où A : superficie du bassin versant en (ha)

E : Allongement du Bassin versant en (hectomètre)

le débit brut est corrigé par le coef K Si

$$\frac{E}{\sqrt{A}} \geq 0,8 \text{ mais Si } \frac{E}{\sqrt{A}} < 0,8 \text{ alors en, prend } (K = 1,8)$$

- Assemblage des bassins en serie :

- pente moyenne :

$$I_{moy} = \frac{\sum_{j=1}^n E_j}{\sum_{j=1}^n \frac{E_j}{I_j}} \quad \&$$

où $\sum E_j$: la somme des allongements des bassins
I_j : Pente correspondant à chaque bassin

- Assemblage des bassins un parallèle :

- Pente moyenne équivalente.

$$I_{\text{moy}} = \frac{\sum_{j=1} I_j \cdot Q_j}{\sum_{j=1} Q_j}$$

- coefficient de ruissellement pondéré

$$C_j = \frac{\sum_{i=1} C_i A_i}{A_j}$$

A_i : surface totale.

C_i.A_i = surface imperméabilisé.

Toutes les calculs sont effectués a l'aide du Prog N° et N°
voir tableau N° de la planche N°.

Pour vérifier les résultats d'apport d'eau pluviales établit par la
formule locale ou peut utiliser la méthode dite "rationnelle "

$$Q = C_a \cdot i \cdot A$$

où Q : débit d'eaux de ruissellement

C_a : coefficient de ruissellement

A : Aire du bassin d'apport en (ha)

- le coefficient de ruissellement (C_a) d'une surface donnée est
le rapport, du volume d'eau qui ruisselle de cette surface au volume d'eau
tombé sur elle

Les valeurs de ca :

Habitation très denses	:	0,90
Habitation très moins denses	:	0,60 - 0,70
Habitation moins denses	:	0,40 - 0,50
Quartiers résidentiels		0,20 - 0,30
Zones industrielles		0,20 - 0,30.

11.7.2 : Débit des eaux usées

Dans notre projet les débits d'eaux usées sont évalués sur la base de la consommation en eaux potable estimée un jour de la plus forte consommation de l'année :

on considère que seul 80 % de ce volume aboutit dans le réseau d'égoût.

$$Q_u = + 0,8.d.x.s.q.1,95 \quad (l/s)$$

d : densité la population = 217 hab/ha

S : surface de la Zone d'influence.

q :: consommation spécifique moyenne en eau potable
(l/j/hab) = 244,65(l/j/ha)

1,95 : coef de pointe.

- en temps sec : le débit de toutes les eaux usées(Q_u) sera évacué vers la station dééuration.

$$Q_u = \frac{0,8.217. 102,988 \times 244,65 \times 1,95 \cdot 10^{-3}}{24 \times 3600.} = 0,0987 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\boxed{Q_u = 0,0987 \text{ m}^3/\text{s} //}$$

11.8 : Calcul du déviation d'orage.

$$Q = 4,482 \text{ m}^3/\text{s} \quad \phi = 1500 \text{ mm}$$

$$Q_u = 0,0987 \text{ m}^3/\text{s} \quad I = 0,0416$$

- débit par temps de pluie :

$$\begin{aligned} Q_p = Q_u + Q_p &= 4,482 + 0,0987 = 4,5807 \text{ m}^3/\text{s} \\ &= 4580,7 \text{ l/s} \end{aligned}$$

- débit pluie section (Q_{ps}) = 6000 l/s.

- débit par temps sec.

$$Q_u = 98,7 \text{ l/s.}$$

Etant donné qu'on a choisit le coefficient de dilution égale à (2) alors le débit à évacuer vers la station d'épuration sera :

$$Q_{KI} = Q_u + 2 Q_u = 3 Q_u = 3 \cdot 98,7 = 296,1 \text{ l/s}$$

- le débit allant vers l'exutoire sera de :

$$Q_o = Q_p - Q_{KI} = 4580,7 - 296,1 = 4284,6 \text{ l/s}$$

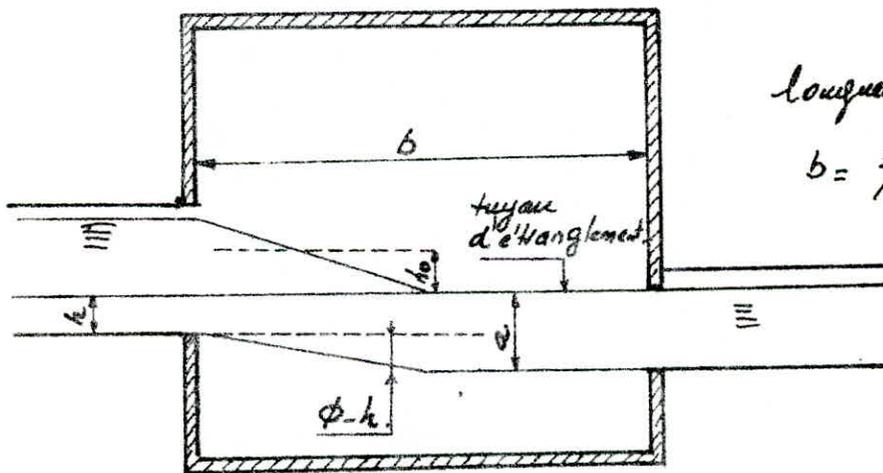
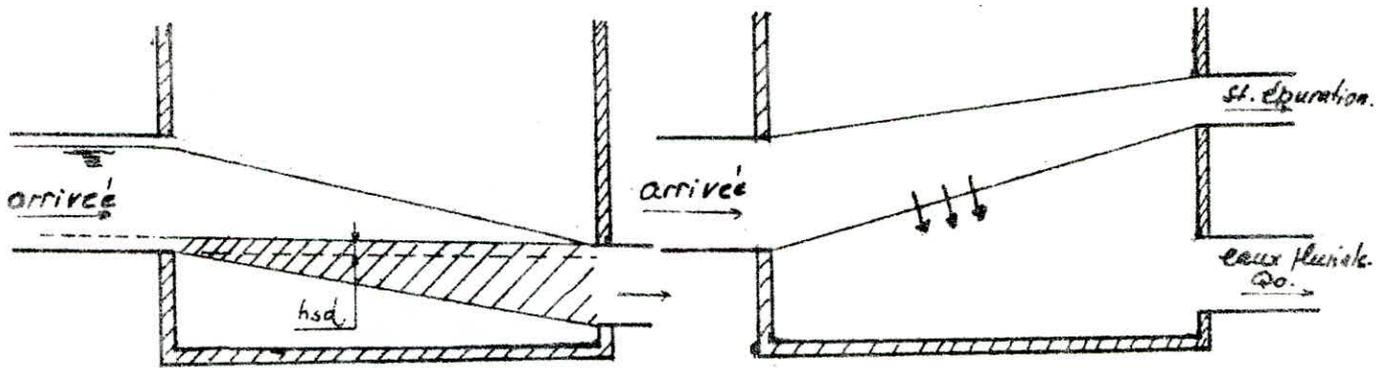
calcul du niveau d'eau dans le tuyau d'arrivée par temps de pluie :

$$\frac{Q_p^t}{Q_{ps}} = \frac{4580,7}{6000} = 0,767 = rQ$$

Pour le débit entrant dans la station

$$rQ = \frac{Q_{KI}}{Q_{ps}} = 0,04935 \quad rQ = 0,04935$$

$$rQ \longrightarrow r_h = 0,1 \implies h_{Ts} = 150 \text{ mm.}$$



longueur du seuil

$$b = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_0}{\sqrt{2g} \cdot h_0^{3/2}}$$

Deversoir d'orage.

h_{Ts} : hauteur du seuil du déversoir

Hauteur d'eau au dessus de la crête du déversoir

$$h = h_{tp} - h_{Ts} = 825 \text{ mm}$$

calcul de la longueur du seuil du déversoir (b)

le débit déversé est :

$$Q_0 = \frac{2}{3} b \sqrt{2g} h_0^{3/2}$$

$$b = \frac{3}{2} \frac{Q_0}{\sqrt{2g} h_0^{3/2}}$$

en choisi approximativement coef de débit = 0,6

$$\text{on suppose } h_0 = \frac{h}{2} = 412,5 \text{ mm}$$

on aura donc $b = 9,1324 \text{ m}$ avec une sécurité de 50 % on aura
b 15 m

Conclusion : Le modele de ruissellement proposé par ~~Co~~quot (formule superficielle) est une variante de la methode rationnelle dans sa forme originale elle repose sur une expression mathématique, elle a pour objet une application manuelle plus facile, et le temps de concentration est obtenue à partir des formules hydraulique, le coefficient de ruissellement donnait des valeurs "prudentes" en fonction des elements qualitatifs d'urbanisation.

l'inconvenient de cette méthode on peut pas introduire une fonction $C = f(t)$ dont ce cas il est necessaire de corriger le débit par un facteur d'adaptation (terrain plots,.....) Par contre la méthode rationnelle dans sa forme originale donne des resultats approchés, généralement par exés pour plusieurs raisons :

- l'intensité moyenne des precipitations est en fait ~~un~~ artificielle un artificiel simplification d'un veritable hyetogramme, avec une averse statistique ou moins égale ou temps de concentration et l'intensité elle varie en fonction du temps
- Elle ne tient pas compte des capacités d'emmagossiment des emissoires.

CHAPITRE XII

CHOIX DU PROCÉDE DE TRAITEMENT DES REJETS.

Il existe un grand nombre de procédés de traitement des eaux usées dont l'application dépend à la fois des caractéristiques des eaux à traiter et du degré d'épuration désiré.

Les eaux résiduaires de Douéra sont principalement de nature domestique et de ruissellement urbain.

Sous réserve d'analyse, ces eaux peuvent être biologiquement traitées; Le traitement biologique se fait de deux manières :

- Aérobic (en présence d'oxygène)
- Anaérobic (en absence d'oxygène).

Le traitement par la première voie libère une énergie plus importante que la deuxième. Cette énergie est utilisée pour la synthèse de nouveaux micro-organismes: Ainsi la croissance des bactéries aérobies est plus importante que la croissance des bactéries anaérobies. C'est pour cela que nous opterons pour un traitement par voie aérobie.

A. Mécanisme de l'épuration biologique par voie aérobie :

Lors de la dégradation de la matière organique, deux processus se développent parallèlement, tous deux entraînent une consommation d'oxygène.

- Oxydation de la matière organique avec production d'énergie nécessaire pour la synthèse de la matière vivante.
- Autooxydation progressive de la masse cellulaire.

Actuellement l'épuration biologique par voie aérobie est le mode de traitement le plus employé. Il comporte des procédés extensifs et des procédés intensifs.

Nous procéderons dans ce qui suit à la comparaison pour retenir le plus efficace pour notre cas.

1. Procédés extensifs, le lagunage aéré.

Ce procédé est utilisé dans les régions très ensoleillées. Si on le pratique dans les bassins de faible profondeur, on peut obtenir une épuration

de type aérobie grâce à un développement bactérien actif utilisant la pollution comme source de nutrition et aboutissant à la formation d'une boue activée. Le fond de la lagune où se dépose cette boue et les divers déchets décantables reste cependant en phase anaérobie et la masse de dépôt s'accroît lentement.

Ce mode de traitement n'est pas à envisager dans notre cas puisqu'il demande des superficies importantes (région de forte densité); Les rendements d'épuration des lagunes ne sont pas permanents; Enfin les lagunes sont sources de mauvaises odeurs et sont inesthétique.

2. Procédés intensifs.

a. Épuration par lit bactérien :

Ce procédé résulte de l'imitation de l'auto épuration naturelle qui a pu être observée dans les cours d'eau.

Par la création des conditions optimales pour les micro organismes; le nombre de ces dernières est si fortement augmenté par rapport à leur apparition naturelle dans les cours d'eau que l'épuration se fait en une fraction de temps qui serait normalement nécessaire dans les eaux.

Toutefois les lits bactériens présentent l'inconvénient d'être très sensibles au colmatage et sont source de développement d'insectes.

b) Épuration par boues activées :

C'est le procédé le plus répandu actuellement pour l'épuration des eaux résiduaires urbaines. Il consiste en une intensification artificielle des phénomènes d'auto-épuration par concentration des micro-organismes dans la station d'épuration. L'épuration des eaux d'égout fonctionne du fait que leurs matières organiques (dissoutes) sont absorbées par les organismes et transformées en une masse vivante. Par ce phénomène, les matières organiques des eaux usées passent de la forme dissoute, respectivement colloïdale à la forme solide, de sorte qu'ils peuvent être ensuite éliminés des eaux usées par décantation. Vu les inconvénients que présentent les autres procédés d'épuration nous opterons pour le système d'épuration par boues activées.

3. Chaîne de traitement :

L'épuration de l'effluent urbain va mettre en jeu séparément ou conjointement :

- Des ouvrages d'épuration physique à savoir un prétraitement (dégrillage, désablage, déshuilage) et une décantation primaire permettant l'élimination des matières en suspension décantables et flottantes.
- Des ouvrages d'épuration biologique permettant une élimination quasi totale de la pollution organique par action bactérienne.
- Des ouvrages de traitement et de séchage des boues (boues déposées dans le décanteur primaire et les boues en excès produites par le traitement biologique).
- Des ouvrages de stérilisation pour neutraliser les germes pathogènes contenus dans les rejets.

Conclusion :

Durant cette étude, nous avons été guidé par les conditions techniques auxquelles doivent répondre les divers installations tout en ayant vu les considérations économique du projet l'un des problèmes auquel nous nous sommes heurtés est l'absence des éléments numériques et les coefficients expérimentaux (dotation, coefficient $a_n\%$).

Pour obtenir certaines éléments numérique on a souvent recours a des ouvrages étrangers.

Nous estimons que les services concernés penchant sur ce problème, enfin nous espérons que ce modeste travail servira de référence pour les promotions futur

 BIBLIOGRAPHIE :

1. Association générale des hygiénistes et techniciens municipaux :
- Station de Pompage d'eau (technique et documentation 1982)
2. LAPRAY - G.
Théorie de la longueur fluïdo-dynamique (polycope E.N.P EL-HARRACH)
Cours d'hydraulique III FEN 195 (polycope E.N.P. EL-HARRACH)
3. CARLIER (M)
Hydraulique Générale et appliquée (Eyrolles 1980)
4. DUPONT (A)
Hydraulique urbaine - Tome II-III (Eyrolles 1977)
5. LENCASTRE (A)
Manuel d'hydraulique générale (Eyrolles 1982)
6. GOMELLA (C) GUERRE (H)
Les eaux usées dans les agglomérations rurales où urbaines
Tome I (Collecte)
Tome II (Traitement)
(Eyrolles 1980)
7. Réseau d'assainissement (technique Documentation 1982)
8. Catalogue des Pompes JEUMONT. Schneider.

Annexe - Prog :

Programme du réseau maillé PROG N° II

CRN 2nd LBL A 2nd Stflg 08 RCL 03 ÷ RCL 00 = 2nd Log x 02 +/-
 + 1.14 = x² 1/x STO 05 2nd LBL = 2.51 x RCL 00 x 2nd π RCL 04
 : 4 RCL 01 2nd |x| : RCL 05 √x + RCL 03 : 3.7 : RCL 00 = 2nd Log x 2 +/-
 = x² 1/x STO 06 - RCL 05 = 2nd |x| INV 2nd x², E x² RCL 06 STO 05
 GTO = 2nd LBL x² RCL 06 x 8 x RCL 01 x² : 2nd π x² : 9,8 : RCL 00 y^x
 5 = STO 07 R/s x RCL 02 = STO 08 SUM 09 R/s : RCL 01 = STO 10 SUM
 11 R/s 2nd LBL B RCL 09 R/s : RCL 11 R/s : 2 = +/- STO 12 RCL 09 +/-
 SUM 09 RCL 11 +/- SUM 11 RCL 12 R/s CRN.

Exécutions.

introduire :

- D_i → STO 00
- Q_i → STO 01
- L_i → STO 02
- E → STO 03
- ∇ → STO 04

Précision :

x ≤ ε 0.000001.

Résultats.

- Afficher sur: A : → J_i
- R/s → ΔH_i
- R/s → ΔH_i/Q_i = r Q_i

Répetez la même chose pour tous les "x" triangles peins

- Afficher sur: B → $\sum_{i=1}^n \Delta H_i$
- R/s → $\sum_{i=1}^n \Delta H_i / Q_i = \sum_{i=1}^n r Q_i$
- R/s → $\Delta Q_i = - \frac{\sum_{i=1}^n \Delta H_i}{2 \sum_{i=1}^n |\Delta H_i / Q_i|}$

si Q_i < 0, l'introduire avec le signe (-) en STO 01 et introduire L_i avec le signe (-) en STO 02.
 on aura : ΔH_i < 0 mais ΔH_i/Q_i > 0

COUP DE BELIER : ARRET DE POMPE. 2

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).

ϵ en 03 : rugosité de la conduite (m).

D_c en 04 : diamètre de la conduite (m).

m 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_{asp} en 10 - U'_o en 12 (volume d'air au repos)

Q_o en 13 : débit nominal (en fonctionnement normal).

2) Appuyer sur A : Oà l'affichage.

RCL 14 : Z'_o = pression dans le reservoir d'air à l'arrêt .

RCL 15 : Z_Q = pression dans le réservoir, pompe en fonctionnement.

RCL 16 : U'_o = volume d'air du réservoir, pompe en fonctionnement.

RCL 33 : c = célérité de propagation des ondes (m/s).

RCL 34 : t_r = temps d'aller et retour de l'onde dans la conduite.

RCL 35 : constante de calcul = $Z'_o U'_o{}^{1.4}$

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-1} 19 - ϵ 20 - Q_{21} - V_{2ip} 23 é"

V_{m_i} 24 - ΔU_i 25 - U_i 26 - Z_i 27 - H_i 28

ΔV_i 29 - Δy_i 30 - N_i 31 - t_i 32 - Q_{2ip} 41

Recommencer le processus 3) pour le calcul au pas suivant.

Pour recommencer les calculs depuis l'arrêt de la pompe, appuyer sur A.

COUP DE BELIER : ARRET DE POMPE

PROGRAMME N° V

Nombre de pas utilisés : 329 .

Nombre de mémoires utilisées : 42

000 76 2nd Lbl	053 43 RCL	106 01 1	159 75 --
001 11 1	054 08 08	107 93 .	150 43 RCL
002 43 RCL	055 95 =	108 01 1	151 07 07
003 09 09	056 42 STO	109 04 4	152 35 1/X
004 75 -	057 32 32	110 95 =	163 33 X ²
005 43 RCL	058 42 STO	111 35 1/X	164 95 =
006 10 10	059 34 34	112 33 X ²	165 33 X ²
007 75 -	060 65 X	113 65 X	166 55 :
008 43 RCL	061 53 (114 43 RCL	167 01 1
009 11 11	062 89 2nd π	115 08 08	168 09 9
010 95 =	063 65 X	116 55 :	159 93 .
011 42 STO	064 43 RCL	117 01 1	170 06 6
012 14 14	065 04 04	118 09 9	171 55 X
013 65 X	066 33 X ²	119 93 .	172 43 RCL
014 43 RCL	067 55 :	120 06 6	173 04 04
015 12 12	068 04 4	121 55 :	174 45 Y ²
016 45 y ^x	069 54)	122 43 RCL	175 04 4
017 01 1	070 42 STO	123 04 04	176 95 =
018 93 .	071 39 39	124 95 =	177 42 STO
019 04 4	072 95 =	125 42 STO	178 38 38
020 95 =	073 42 STO	126 37 37	179 00 0
021 42 STO	074 40 40	127 65 X	180 42 STO
022 35 35	075 43 RCL	128 43 RCL	181 31 31
023 43 RCL	076 13 13	129 17 17	182 91 R/S
024 00 00	077 55 :	130 33 x ²	183 76 2nd LbL
025 55 :	078 43 RCL	131 85 +	184 12 B
026 01 1	079 39 39	132 43 RCL	185 42 STO
027 00 0	080 95 =	133 14 14	186 22 22
028 00 0	081 42 STO	134 95 =	187 77 2nd x=t
029 00 0	082 17 17	135 42 STO	188 58 2nd NOP
030 55 :	083 42 STO	136 15 15	189 33 X ²
031 53 (084 18 18	137 35 1/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 ^x	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 \sqrt{x}	099 95 =	152 43 RCL	205 43 RCL
047 42 STO	100 23 lnX	153 05 05	206 22 22
048 33 33	101 65 X	154 35 1/X	207 65 X
049 35 1/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 ²	211 37 37

COUP DE BELIER : ARRET DE POMPE

PROGRAMME (suite) N° V

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 2nd X t	309 27 27
220 95 =	250 43 RCL	280 69 2nd OP	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 Yx	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 =	

2nd LBL A STO 13 STO 15 $x \gg$ E RCL 09 - RCL 10 - RCL 11 = STO 14 X RCL 12 STO 19 y^x 1.4 = STO 35 RCL 00 : 1000 : (1 + RCL 00 X RCL 04 : RCL 01 + RCL 02) = \sqrt{x} STO 33 $1/x \times 2 \times$ RCL 08 = STO 34 STO 32 RCL 03 ÷ RCL 04 = $\ln x \times .86 - 1.14 = 1/x \times x^2 \times .0827112$ STO 38 ÷ RCL 04 y^x 5 X RCL 08 = STO 37 $1/x \times$ RCL 33 ÷ 4.9 ÷ 2nd π ÷ RCL 04 $x^2 =$ STO 36 RCL 05 $1/x$ ÷ RCL 06 $x^2 -$ RCL 07 $1/x \times x^2 = x^2 \times$ RCL 38 = STO 38 1 STO 31 R/s

2nd LBL B RCL 15 + RCL 36 = STO 29 $x^2 -$ (RCL 09 - RCL 16) ÷ RCL 37 - RCL 15 $x^2 = \sqrt{x} -$ RCL 29 = STO 29 X RCL 36 X 2 X RCL 37 = STO 30 RCL 23 + RCL 15 = STO 22 +/- + RCL 17 = STO 23 + RCL 13 = ÷ 2 = STO 24 X RCL 34 = STO 25 +/- + RCL 19 = STO 26 y^x 1.4 +/- X RCL 35 = STO 27 RCL 23

2nd $x \gg$ E + 0 STO 20 GTO - 2nd LBL + RCL 38 X RCL 23 $x^2 =$ STO 20 2nd LBL - + RCL 27 + RCL 10 = STO 28 RCL 37 X RCL 22 $x^2 =$ STO 21 RCL 16 - RCL 11 = STO 18 R/s 2nd LBL C 2 X RCL 29 = SUM 15 RCL 26 STO 19 RCL 23

STO 13 RCL 34 SUM 32 1 SUM 34 R/s. " 317 pas , 39 memoires "

Execution:

K → STO 00	00 → STO 04	L → STO 08	40 → STO 12
E → STO 01	m → STO 05	hg + hat → STO 09	
E' → STO 02	d → STO 06	RL → STO 10	
E → STO 03	de' → STO 07	happ → STO 11	

Résultat

1) Appuyer sur A: 1 à l'affichage.

Z'o : RCL 14	Z'o ^{2nd} : RCL 30	Y: RCL 38
C : RCL 33	C/2rgA : RCL 36	
Er : RCL 34	r : RCL 37	

3) Introduire h_B en 16; Q_B en 17; valeurs conjuguées issues de la caractéristique de la pompe.

Attention: h_B = hauteur absolue.

Q_0 est tel que $h_B = h_g + 10 + f_r$.

$$\text{pour } H_{\max} = H + aQ^2$$

$$h_B = H_{\max} - aQ^2$$

$$f_r = rQ_0^2$$

$$\text{donc } Q_0 = \sqrt{(H_{\max} - (h_g + 10) - aQ_0^2) / r}$$

$$b) H_B = a + bQ_0 - cQ_0^2 = H_g + rQ_0^2$$

$$Q_0 = \frac{b \pm \sqrt{b^2 - 4(r+c)(h_g - a)}}{2(r+c)}$$

- Appuyer sur B: affichage de N_i : numéro de ligne.

- si $H_i' (18) \neq H_i'' (28)$ rectifier les valeurs de h_B et Q_B puis appuyer de nouveau sur B. Répéter cette opération tant que $H_i' \neq H_i''$.

- si $H_i' = H_i''$ (à la précision désirée près).

$$Q_{r2(i-1)p} \rightarrow 13; Q_0(2i-1)r \rightarrow 15; U_{i-1} \rightarrow 19; f_r \rightarrow 20$$

$$f_c \rightarrow 21; Q_{c2ip} \rightarrow 22; Q_{r2ip} \rightarrow 23; Q_{ui} \rightarrow 24; Q_{Ui} \rightarrow 25.$$

$$U_i \rightarrow 26; E_i \rightarrow 27; D_{Qc} \rightarrow 29; D_y \rightarrow 30, N_i \rightarrow 31$$

$$E_i \rightarrow 32.$$

4) Appuyer sur C; puis recommencer le processus du 3;) pour le pas suivant;

Remarque: Pour recommencer le calcul au début, il suffit d'appuyer sur A.

Equations caractéristiques des pompes. PROG IV

Programme 1^o $H = a + bQ - cQ^2$

- ^{Q₁} ^{Q₂} ^{A₁} ^{Q₂} ^{Q₃} ^{A₂}
^{B₁} ^{B₂} ^{C₁}
 024 LBL B RCL01 - RCL02 = STO31 RCL02 - RCL03 = STO32 RCL11 - RCL12 =
 024 STO33 RCL12 - RCL13 = STO34 RCL01 x² - RCL02 x² = STO35 RCL02 x² - RCL03 x²
 = STO36 RCL31 x RCL34 - RCL32 x RCL33 = + (RCL32 x RCL35 - RCL37 x RCL36)
 = STO06 x RCL35 + RCL33 = ÷ RCL31 = STO05 x RCL01 = +/- + RCL06 x RCL01 x²
 + RCL11 = STO04 ÷ RCL22 = STO24 RCL05 x RCL18 ÷ RCL17 = STO25 RCL06 x
 RCL18 x² x² = STO26 INV SBR LBL A B RCL17 x RCL18 y^x 3 = STO21 RCL17 x² x
 RCL18 x² = STO22 x RCL21 = STO23 RCL04 STO54 ÷ RCL23 = STO44 RCL05 STO53 ÷
 186 RCL21 = STO45 RCL06 STO56 ÷ RCL17 x RCL18 = STO46 R/s.
 205 LBL C STO00 x RCL05 + RCL04 - RCL06 x RCL00 x² = STO10 R/s.
 226 LBL D STO10 RCL03 x² + 4 x RCL06 x (RCL04 - RCL10) = √x + RCL05 =
 252 ÷ 2 ÷ RCL05 = STO00 R/s.
 264 LBL E RCL00 x RCL10 ÷ (RCL54 + RCL55 x RCL00 - RCL56 x RCL00 x²) = STO31 R/s
 290 LBL A STO31 x RCL46 + RCL25 = ÷ RCL26 = +/- STO37 RCL44 x RCL31 ÷ RCL26 =
 STO39 RCL45 x RCL31 - RCL24 = ÷ RCL26 = STO38 - RCL37 x² ÷ 3 = STO32
 RCL37 x² x RCL37 ÷ 13,5 - RCL37 x RCL38 ÷ 3 + RCL39 = STO33 ÷ 2 = x² +
 (RCL32 x² x RCL32 ÷ 27) = STO09 3 x RCL33 ÷ 2 ÷ ((RCL32 +/- y^x 3 ÷ 3) √x)
 = STO47 INV² cos ÷ 3 = STO48 2 x (RCL32 +/- ÷ 3) √x = STO49 x (RCL48 +
 60) cos - RCL37 ÷ 3 = STO42 x RCL21 = STO52 RCL49 x (RCL48 - 60)
 cos - RCL37 ÷ 3 = STO43 x RCL21 = STO53 R/s (480 fms).

Programme 2^o

- ^{Q_{Hmax}} ^a ^b ^c ^{H_{max}}
 LBL A RCL05 ÷ 2 ÷ RCL06 = STO07 RCL04 + RCL05 x² ÷ 4 ÷ RCL06 = STO08 R/s
 027 LBL B 4 x RCL05 x² + 12 x RCL04 x RCL06 = √x + 2 x RCL05 = ÷ 6 ÷
 054 RCL06 = STO14 x RCL05 + RCL04 - RCL06 x RCL14 x² = STO15 R/s
 076 LBL C ((RCL24 + 2 x RCL25 x RCL30 - 3 x RCL26 x RCL30 x²) x (RCL44 + RCL45 x

$$\begin{aligned} & \text{RCL } 30 - \text{RCL } 46 \times \text{RCL } 30 \times^2 - (\text{RCL } 24 \times \text{RCL } 30 + \text{RCL } 25 \times \text{RCL } 30 \times^2 - \text{RCL } 26 \times \text{RCL } 30 \\ & y^3) \times (\text{RCL } 45 - 2 \times \text{RCL } 46 \times \text{RCL } 30) = \div (\text{RCL } 44 + \text{RCL } 45 \times \text{RCL } 30 - \text{RCL } 46 \times \text{RCL } \\ & 30 \times^2) \text{ STO } 30 \div 1790 + 1 = \times \text{RCL } 30 = \text{STO } 30 \text{ RCL } 30 \times \text{RCL } 24 + \end{aligned}$$

$$201. \text{RCL } 25 \times \text{RCL } 30 \times^2 - \text{RCL } 26 \times \text{RCL } 30 y^3 = \div (\text{RCL } 44 + \text{RCL } 45 \times \text{RCL } 30 - \text{RCL } 46 \times \text{RCL } 30 \times^2) = \text{STO } 31 \text{ R/S.}$$

$$238 \text{ LBL } 0 \text{ RCL } 17 \times \text{RCL } 14 \sqrt{x} \div \text{RCL } 15 y^2 .75 = \text{STO } 20 \text{ R/S RCL } 18 \times \text{RCL } 15 \sqrt{x} \sqrt{x} \div \text{RCL } 14 \sqrt{x} = \text{STO } 19 \text{ R/S.}$$

$$272. \text{LBL } 5 \text{ STO } 04 + / - \text{RCL } 24 = \times \text{RCL } 26 \times 4 + \text{RCL } 40 \times \text{RCL } 25 \times^2 = \sqrt{x} + \text{RCL } 26 = \div 2 \div \text{RCL } 26 = \text{STO } 30 \text{ R/S.}$$

$$308 \text{ LBL } A' \text{ STO } 30 \times \text{RCL } 45 + \text{RCL } 44 - \text{RCL } 30 \times^2 \times \text{RCL } 46 = \text{STO } 29 \text{ RCL } 30 \times \text{RCL } 26 +$$

$$334 \text{ RCL } 24 - \text{RCL } 26 \times \text{RCL } 30 \times^2 = \text{STO } 40 \times \text{RCL } 30 = \text{STO } 36 \div \text{RCL } 29 = \text{STO } 31 \text{ R/S}$$

$$359. \text{LBL } B' \text{ RCL } 07 \div \text{RCL } 21 = \text{STO } 27 \text{ RCL } 08 \div \text{RCL } 22 = \text{STO } 28 \text{ RCL } 14 \div \text{RCL } 21 =$$

$$383 \text{ STO } 34 \text{ RCL } 15 \div \text{RCL } 22 = \text{STO } 35 \text{ RCL } 00 \div \text{RCL } 21 = \text{STO } 30 \text{ RCL } 10 \div \text{RCL } 22 = \text{STO } 40 \text{ R/S.}$$

Programme 3^{de} : 1^{er} QNHDC.

$$\text{LBL } A \text{ RCL } 00 \div \text{RCL } 30 \div \text{RCL } 17 = \text{INV } y^3 = \text{STO } 18 \times^2 \times (\text{RCL } 24 + \text{RCL } 26 \times \text{RCL } 30 - \text{RCL } 26 \times \text{RCL } 30 \times^2) \times \text{RCL } 17 \times^2 = \text{STO } 50 - \text{RCL } 10 = \text{STO } 51 \div 15 + 1 = \times \text{RCL } 30 = \text{STO } 30$$

RCL 51 *|x| *x> E A RCL 18 SBR + PGH 1 E

$$\text{LBL } + (\text{RCL } 17 \times \text{RCL } 18 y^3) \text{ STO } 21 (\text{RCL } 17 \times^2 \times \text{RCL } 18 \times^2) \text{ STO } 22 (\text{RCL } 21 \times \text{RCL } 22) \text{ STO } 23 (\text{RCL } 24 \times \text{RCL } 22) \text{ STO } 04 (\text{RCL } 25 \div \text{RCL } 18 \times \text{RCL } 17) \text{ STO } 05$$

$$124 (\text{RCL } 26 \div \text{RCL } 18 \times^2 \times^2) \text{ STO } 06 (\text{RCL } 44 \times \text{RCL } 23) \text{ STO } 54 (\text{RCL } 45 \times \text{RCL } 22)$$

$$161 \text{ STO } 55 (\text{RCL } 46 \div \text{RCL } 18 \times \text{RCL } 17) \text{ STO } 56 \text{ R/S.}$$

2^e QDHNE

$$166 \text{ LBL } B (\text{RCL } 00 \div \text{RCL } 30 \div \text{RCL } 18 y^3) \text{ STO } 17 \times^2 \times \text{RCL } 18 \times^2 \times (\text{RCL } 24 + \text{RCL } 25 \times \text{RCL } 30 - \text{RCL } 26 \times \text{RCL } 30 \times^2) \text{ STO } 50 - \text{RCL } 10 = \text{STO } 51 \div 64$$

+ 1 = \times \text{RCL } 30 = \text{STO } 30 \text{ RCL } 51 *|x| *x> E B RCL 17 SBR + PGH 1 E

3. NDH Q e

N → 17 SBR+ →
D → 18

en introduisant Net 0 au label + on
on attribue aux paramètres a b c α β et γ
les nouvelles valeurs valables pour
l'unité homologue de pompe
considérée

4. QNDHe

N → 17
D → 18 SBR+ →

5. QHeND

Q → 00
H → 10
e → 31

PGM 1 "A" RCL 42 ↔ Q' → 30 PGM 2 "A" RCL 40 → H'
RCL 43 ↔ Q'' → 30 RCL 40 H''

à introduire au
Label C. H

234 LBL C (RCL 10 ÷ RCL 40) y x 1,5 ÷ (RCL 00 ÷ RCL 30) = √x STO 17 RCL 10 ÷ RCL 40 ÷ RCL 17 x² = √x STO 18 SBR+ : a b c α β, δ.

6. QNeHD

Q → 00
N → 17
e → 31

PGM 1 "A" RCL 42 ↔ Q'
RCL 43 ↔ Q''

$\sqrt{Q/Q_+} = D \rightarrow 18$
donc N → 17 SBR+ PGM 1 Q, C → H.

7. QDeNH

Q → 00
D → 18
e → 31

PGM 1 "A" RCL 42 ↔ Q'
RCL 43 ↔ Q''

= N → 17 SBR+ PGM 1 Q, C → H
D → 18

8. NDeQH comme 3 et 4.

9. NHeDQ.

N → 17
H → 10
e → 31

PGM 1 "A" RCL 42 ↔ Q' → 30
RCL 43 ↔ Q'' → 30

$\sqrt{Q/Q_+H} = D' \rightarrow 18$
 $\sqrt{Q/Q_+N} = D'' \rightarrow 18$

SBR+ ⇒ a, b, c α β, δ au registre 4, 5, 6, 44, 45, 46

10. DHeQN

D → 18
H → 10
e → 31

PGM 1 "A" RCL 42 ↔ Q' → 30
RCL 43 ↔ Q'' → 30

PGM 2 "A" RCL 40 H'
RCL 40 H''

→ $\sqrt{H/U_+D^2} = N \rightarrow$
D → LBL + SBR+ ⇒ a, b, c α, β, δ.

Execution:

on repère dans le diagramme 3 valeurs de:

$Q (m^3/h)$	$P_{abs}(kW)$	$H (m)$	$Q (m^3/s)$	$P_{abs}/\bar{\omega}$
Q_1	P_{abs1}	H_1	Q_1	$P_{abs1}/\bar{\omega}$
Q_2	P_{abs2}	H_2	Q_2	$P_{abs2}/\bar{\omega}$
Q_3	P_{abs3}	H_3	Q_3	$P_{abs3}/\bar{\omega}$

introduire : $Q_1 \rightarrow 01$ $P_{abs1}/\bar{\omega} \rightarrow 11$
 $Q_2 \rightarrow 02$ $P_{abs2}/\bar{\omega} \rightarrow 12$
 $Q_3 \rightarrow 03$ $P_{abs3}/\bar{\omega} \rightarrow 13$
 $N \rightarrow 17$ $D \rightarrow 18$

Appuyer sur : $A \rightarrow Y_{++} \leftrightarrow RCL46$ $RCL45 \leftrightarrow \beta_{++}$ $RCL44 \leftrightarrow \alpha_{++}$
 $RCL54 \leftrightarrow \alpha$ $RCL55 \leftrightarrow \beta$ $RCL56 \leftrightarrow \delta$
 $RCL21 \leftrightarrow ND^3$ $RCL22 \leftrightarrow ND^2$ $RCL23 \leftrightarrow ND^5$

introduire : $H_1 \rightarrow 11$ $H_2 \rightarrow 12$ $H_3 \rightarrow 13$

Appuyer sur : $B \Rightarrow C_+ \leftrightarrow RCL26$ $RCL25 \leftrightarrow b_+$ $RCL24 \leftrightarrow a_+$
 $RCL04 \leftrightarrow a$ $RCL05 \leftrightarrow b$ $RCL06 \leftrightarrow c$

Contrôle : $RCL02 \rightarrow C \Rightarrow H_2$ $RCL01 \rightarrow C \Rightarrow H_1$ $RCL03 \rightarrow C \Rightarrow H_3$
 $RCL12 \rightarrow D \Rightarrow Q_2$ $RCL11 \rightarrow D^* \Rightarrow Q_1$ $RCL13 \rightarrow D \Rightarrow Q_3$

* GTO 248 LRN *INS +/- LRN D $\Rightarrow Q_1 =$ GTO 248 LRN *DEL LRN

* CP PGM 2 (Q_{emax}) = $\rightarrow 30 . 000000001 \times \geq t$

Appuyer sur C $\Rightarrow e_{max}$ $RCL30 \leftrightarrow Q_{emax}$

$RCL30 \times RCL21 = Q_{emax} \rightarrow 00$ * CP PGM 1

$RCL00 C \Rightarrow H_{emax}$ $E \Rightarrow e = e_{max}$ Vérifie!



introduire une valeur de debit quelconque : $Q_i \rightarrow 00$

Appuyer sur C $\Rightarrow H_i \leftrightarrow 10$ (charge y conjuguee)

introduire : $H_i \rightarrow 10$

App sur D $\Rightarrow Q_i \leftrightarrow 00$ (debit y conjugue)

introduire : $Q_i \rightarrow 00$

App sur E $\Rightarrow e_i \leftrightarrow 31$ (rendement y conjugue)

introduire : $e_i \rightarrow 31$

App sur * A' $\Rightarrow Q_i'' \leftrightarrow 53$ RCL43 $\leftrightarrow Q_i''$

RCL52 $\leftrightarrow Q_i'$ RCL42 $\leftrightarrow Q_i'$

* CP enfile 2^{nde} carte en laissant tous les resultats dans les registres.

App sur A $\Rightarrow H_{max} \leftrightarrow 08$ RCL07 $\leftrightarrow Q_{Hmax}$

-||- B $\Rightarrow H_{opt} \leftrightarrow 15$ RCL14 $\leftrightarrow Q_{opt}$

introduire (Q_{+emax}) $\rightarrow 30$.000000001 $x \geq t$

Appuyer sur : C $\Rightarrow e_{max} \leftrightarrow 31$ RCL30 $\leftrightarrow Q_{+emax}$

-||- sur : D $\Rightarrow N_{sp} \leftrightarrow 20$ R/S $\Rightarrow D_{sp} \leftrightarrow 19$

introduire : $H_{i+} \rightarrow 40$

App sur E $\rightarrow Q_{i+} \leftrightarrow 30$

introduire : $Q_{i+} \rightarrow 30$

Appuyer sur : * A' $\Rightarrow e_i \leftrightarrow 31$ RCL40 $\leftrightarrow H_{i+}$

Enregistrement des valeurs des registres dans une carte :

(Prog : N° 4a)

LRN 2nd LBL A x_{++} STO46 β_{++} STO45 α_{++} STO44 α STO54

β STO55 γ STO56 a STO04 b STO05 c STO06 a_+ STO24

b_+ STO25 c_+ STO26 N STO17 D STO18 R/S LRN

⋮

- unités homologues -

11. $Q_i, H_i, e_{\max} (N_1, D_1)$

Lire la carte (des registres) Prog N° 4a:
appuyer sur: A 2nd CP PGM 2

- Refaire l'exécution de la partie (II)

introduire: les valeurs Q_i et H_i désirée.

$Q_i \rightarrow ST000$ $H_i \rightarrow ST010$

$C \Rightarrow e_{\max} =$ $Q_{+e_{\max}} = \leftrightarrow 30$

RCL 30 * A' $\Rightarrow e_{\max}$ RCL 40 $\rightarrow H_{e_{\max}}$ etc.

* CP PGM 3 C $\rightarrow \gamma$ etc.

RCL 17 $\leftrightarrow N_1$ RCL 18 $\leftrightarrow D_1$

* CP PGM 1

(toutes les valeurs comme la caractéristique initiale)

13.
PROG VII

Equations des caractéristiques d'une serie homologue de pompes.

$f(x) = 0.$ $H_{max} = H + aQ^n.$
 (BLA (RCL19 E ÷ ((RCL19 X .999999) E - (RCL19 X 1.000001) E) X RCL19 X
 .000002) SUM19 *|x| - .000001 = * x > E A RCL19 R/S GTO 066 LRN.

*LBL E STO04 ((RCL01 y^{Q1} x RCL04 - RCL02 y^{Q2} x RCL04) ÷ (RCL02 y^{Q2} x RCL04 -
 RCL03 y^{Q3} x RCL04) - (RCL12 - RCL11) - (RCL13 - RCL12)) INVSBR.

*LBL B (RCL12 - RCL11) ÷ (RCL01 y^{Q1} x RCL04 - RCL02 y^{Q2} x RCL04) = STO05 R/S

*LBL C RCL05 x RCL01 y^{Q1} x RCL04 + RCL11 = STO06 R/S.

*LBL D (RCL06 ÷ RCL05) INV y^{Qmax} x RCL04 = STO07 R/S

*LBL E RCL06 ÷ (RCL04 + 1) ÷ RCL05 = INV y^{Qopt} x RCL04 = STO14 y^{Qopt} x RCL04 x RCL05

+/- + RCL06 = STO15 x RCL14 = STO16 R/S.

*LBL A' RCL06 - RCL05 x RCL00 y^Q x RCL04 = STO10 INVSBR

*LBL B' RCL06 - RCL10 = ÷ RCL05 = INV y^Q x RCL04 = STO00 INVSBR.

*LBL C' x B' x RCL10 ÷ RCL16 x RCL17 = STO18 R/S.

*LBL D' RCL08 x RCL14 √x ÷ RCL15 y^{Qopt} .75 = STO20 R/S RCL09 x RCL15 √x √x
 ÷ RCL14 √x = STO29 R/S.

*LBL X ⇒ E RCL09 x RCL09 y^Q x 3 = STO21 RCL08 x² x RCL09 x² = STO22 RCL00 ÷

RCL21 = STO30 RCL10 ÷ RCL22 = STO40 RCL05 x RCL31 y^Q x RCL19 ÷

RCL22 = STO25 RCL14 ÷ RCL21 = STO34 RCL10 ÷ RCL22 = STO35

RCL30 x RCL40 ÷ RCL34 ÷ RCL35 x RCL17 = STO18 RCL06 ÷ RCL22 =

STO36 RCL07 ÷ RCL21 = STO37 R/S

*LBL X² RCL36 - RCL25 x RCL30 y^Q x RCL19 = STO41 R/S

*LBL √x RCL36 - RCL40 = ÷ RCL25 = INV y^Q x RCL19 = STO31 R/S

*LBL +5.7 STO01 10 STO02 13 STO03 18 STO04 13.5 STO05 7.5 STO06
 2 STO07 R/S . LEN 225 STO08 1.8 STO09 .88 STO17 9 STO00.

Exécution.

SBR + introduire les éléments donnés $A = 011 = 2$ 14. $\leftrightarrow 04$
 $B \rightarrow a \leftrightarrow 05$ $C \Rightarrow H_{max} \leftrightarrow 06$ $D \Rightarrow Q_{max} \leftrightarrow 07$
 $E' \Rightarrow H_{opt} Q_{opt} \leftrightarrow 16$ $RL 14 \leftrightarrow Q_{opt}$ $RL 15 \leftrightarrow H_{opt}$.
 $A' \Rightarrow H \leftrightarrow 10$ $B' \Rightarrow Q \leftrightarrow 10$ $C' \Rightarrow e \leftrightarrow 18$
 $D' \Rightarrow N_{dp} \leftrightarrow 20$ $R/S \Rightarrow O_{dp} \leftrightarrow 29$ $SBR X \Rightarrow E \Rightarrow Q_{+max}$
 $RL 30 \leftrightarrow Q_{+}$ $RL 40 \leftrightarrow H_{+}$ $RL 25 \leftrightarrow a_{+}$
 $RL 36 \leftrightarrow H_{+max}$ $RL 37 \leftrightarrow Q_{+max}$ $SBR X^2 \Rightarrow \hat{H}_{+}$ $SBR \sqrt{x} \Rightarrow Q_{+} \leftrightarrow 31$.

Calcul du tableau des paramètres Q_{+}, H_{+}, e

$Q_{+} \rightarrow 30$ $SBR X^2 \Rightarrow H_{+} \leftrightarrow RL 41 \times RL 22 = STO 10$ $C' \Rightarrow e$
 $H_{+} \rightarrow 40$ $SBR \sqrt{x} \Rightarrow Q_{+} \leftrightarrow RL 37 \times RL 21 = STO 00$ $C' \Rightarrow e$

tableau:

Q_{+} H_{+} e .

Exécution:

$Q_1 \longrightarrow STO 01$	$n \longrightarrow STO 19$
$Q_2 \longrightarrow STO 02$	$N \longrightarrow STO 08$
$Q_3 \longrightarrow STO 03$	$D \longrightarrow STO 09$
$H_1 \longrightarrow STO 11$	$e_{max} \longrightarrow STO 17$
$H_2 \longrightarrow STO 12$	$Q \longrightarrow STO 00$
$H_3 \longrightarrow STO 13$	

Progⁿ I

(Nikuradse Colebrook)

* LBL x \geq t $\overset{\epsilon/D_h}{\text{RCL22}} \overset{\epsilon/D_h}{\text{ST002}} \overset{\text{R}}{\text{RCL23}} \overset{\text{R}}{\text{ST003}} \overset{\text{fr}}{\text{RCL24}} \overset{\text{fr}}{\text{ST004}} \overset{\text{f}}{\text{RCL26}} \overset{\text{f}}{\text{ST006}} \cdot 000001 \times \geq t$

R/S

91 * LBLA $(1.14 - \overset{\epsilon/D_h}{\text{RCL02}} \ln x \cdot 0.86) x^2 \cdot 1/x \overset{\text{fr}}{\text{ST004}} \text{R/S}$

091 * LBLB $(4 \times \overset{\text{Q}}{\text{RCL01}} \div \overset{\text{P}}{\text{RCL09}} \div \overset{\text{R}}{\text{RCL00}}) \overset{\text{R}}{\text{ST003}} \text{INV SBR}$

5 * LBLC $(\overset{\epsilon/D_h}{\text{RCL02}} \div 3.7 + 2.51 \div \overset{\text{R}}{\text{RCL03}} \div \overset{\text{fr}}{\text{RCL04}} \sqrt{x}) \ln x \cdot 0.86 = 1/x \cdot x^2$

15 $\overset{\text{f}}{\text{ST006}} \div \overset{\text{fr}}{\text{RCL04}} = y^x \cdot 0.86 \times \overset{\text{fr}}{\text{RCL04}} = \overset{\text{fr}}{\text{ST004}} - \overset{\text{fr}}{\text{RCL06}} = *|x| * x \geq t$

8 C RCL06 R/S

Execution: introduire

$\text{D} \rightarrow \text{ST000}$ $\text{Q} \rightarrow \text{ST001}$ $\epsilon/D_h \rightarrow \text{ST002}$

$\text{P} \rightarrow \text{ST009}$

Appuyer sur: SBR $x \geq t$

A \rightarrow fr \rightarrow ST004

B \rightarrow R \rightarrow ST003

C \rightarrow f

Prog: N° II

00000 LRN 2nd LBL A RCL00 X² x 2nd $\pi \div 4 =$ ST001 ^{S_P}
 01101 RCL 01 $\div 2^{\text{nd}} \pi \div$ RCL00 = ST002 RCL02 Y^x. 75 x 60 = ST003 ^{C_P}
 03303 RCL 03 x RCL04 \sqrt{x} = ST005 RCL05 x RCL01 = ST006 ^{Q_P}
 05006 RCL07 x RCL06 = ST008 R/S ^{Q_C}
 05991 2nd LBL B RCL11 x RCL00 = ST010 RCL09 x RCL05 = ST012 R/S ^{z_H D Ho z_V V_P V_{max}}
 07891 2nd LBL *A' 0 ST001 ST002 ST003 ST005 ST006 ST008 ; ^{S_P R_P C_P V_P Q_P z_Q}
 ST010 ST012 R/S LRN ^{Ho V_{max}}

Exécution :

introduire: D \rightarrow ST000
 Q_C \rightarrow ST007
 I \rightarrow ST004

Appuyer sur: A \rightarrow z_Q \leftrightarrow RCL08

Si z_Q < 1 appuyer sur: RCL01 \rightarrow S_P
 RCL02 \rightarrow R_P
 RCL03 \rightarrow C_P
 RCL06 \rightarrow Q_P
 RCL05 \rightarrow V_P

introduire: z_V \rightarrow ST009
 z_H \rightarrow ST011

Appuyer sur: B \rightarrow V_{max} \leftrightarrow RCL12
 RCL10 \rightarrow Ho

Si z_Q > 1 Appuyer sur *A' pour refaire les calculs
 avec un nouveau diamètre.

Progⁿ: VII

Allure de fermeture

- * LBL A RCL 20 x 4 ÷ π ÷ RCL 02 x² = ST 006 R/s RCL 01 ÷ 1000 ÷ (1 + RCL 01 x RCL 02 ÷ RCL 03 ÷ RCL 04) = √x ST 005 R/s
- * LBL B RCL 00 ÷ RCL 05 x 2 = ST 019 R/s RCL 05 x RCL 06 ÷ 9.8 ÷ RCL 07 = ST 008 R/s
- * LBL C RCL 12 ÷ RCL 08 = ST 014 R/s RCL 12 R/s 1 - RCL 14 = ST 010 R/s
 (1 + RCL 12) √x ST 013 1/x x RCL 10 = ST 009 R/s 1 + RCL 12 = ST 015 R/s
- * LBL D (2 x RCL 14 - RCL 10) * x > t E 2 x RCL 14 = ST 011 R/s 2 x RCL 12 = R/s RCL 10 - RCL 11 = ST 010 R/s RCL 10 ÷ RCL 13 = ST 009 R/s RCL 15 R/s
- * LBL E RCL 10 R/s RCL 10 x RCL 08 = ST 016 R/s 0 R/s 0 R/s 2 - RCL 15 + RCL 16 = ST 017 R/s
- * LBL * A' 0 R/s 0 R/s 0 R/s 2 - RCL 17 = ST 017 R/s

Exécution:

Introduire: L → 00 Q → 20 K → 01 D → 02
 E → 03 t' → 04 h₀ → 07
 Δh/h₀ → 12

Appuyer sur:

A ⇒ V ₀ → ST 006	R/s ⇒ C → ST 005	B ⇒ tr → ST 019	R/s ⇒ $\frac{\Delta h/h_0}{\Delta V/V_0}$ → ST 01
C ⇒ ΔV/V ₀	R/s ⇒ Δh/h ₀	R/s ⇒ V/V ₀	R/s ⇒ $\frac{A_v/h_{v_0}}{h/h_0}$ R/s ⇒ h/h ₀
D ⇒ - -	R/s ⇒ - -	R/s ⇒ - -	R/s ⇒ - - R/s ⇒ - -

D ⇒ ΔV/V ₀	R/s ⇒ Δh/h ₀	R/s ⇒ 0	R/s ⇒ 0 R/s ⇒ $\frac{F}{F_0}$
* A' ⇒ 0	R/s ⇒ 0	R/s ⇒ 0	R/s ⇒ 0 R/s ⇒ 2-h

Prog N° VIII

```

000 00 LRN 2nd LBL A RCL00 yx . 2 x . 52 x RCL01 yx . 11 x RCL02 yx . 83 =
026 95 STO03 RCL04 ÷ RCL02 √x = STO05 1/x x2 x 4 = yx . 3106 =
049 95 STO06 RCL05 INV 2nd x>> c * A' RCL06 x RCL03 = STO14 SUM16 R/s
067 91 2nd LBL * A' 1.8 x RCL03 = STO14 SUM16 R/s
081 91 2nd LBL B RCL01 x RCL02 = STO07 SUM108 RCL02 SUM09 RCL08
099 08 ÷ RCL09 = STO10 RCL04 SUM11 RCL04 ÷ RCL00 √x = STO12 SUM17 R/s
121 91 2nd LBL C RCL00 x RCL14 = STO19 SUM15 R/s RCL15 ÷ RCL16 = STO13 R/s
143 91 2nd LBL D RCL11 ÷ RCL17 = x2 STO13 RCL11 STO04 R/s
159 91 2nd LBL E RCL01 STO02 RCL10 STO01 RCL13 STO00 R/s
173 91 2nd LBL * E' 0 STO16 STO08 STO09 STO11 STO17 STO15 R/s

```

Exécution :

a) Bassin en parallèle : (1^{er} bassin) introduire :

A → STO02 C → STO01 I → STO00 E → STO04

0,8 x → E (Registre de comparaison)

$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } E/\sqrt{A} < 0,8 \text{ alors on prend } \frac{E}{\sqrt{A}} = 0,8 \text{ c.a.d } K \approx 1,8 \\ \text{si } E/\sqrt{A} > 0,8 \text{ alors } K = \left[\frac{4A}{E^2} \right]^{0,3106} \end{array} \right\}$

Appuyer sur :

1 → Q_c ↔ RCL14

RCL03 → Q_b

RCL05 → E/√A

RCL06 → K

B → E/√I ↔ RCL12

C → ΣIQ_c ↔ RCL15

(2^{ème} Bassin) : la même exécution que le 1^{er} bassin (A, B, C)

1^{ier} Bassin
 2^{ieme} - II - en II | Appuyer Sur :
 R/S $\rightarrow I_{eq} \leftrightarrow RCL13$
 $E \rightarrow I_{eq}$

Introduire : $E = \text{Max}(E_1, E_2) \rightarrow \text{STO } 04$

Appuyer sur : $A \rightarrow Q_c \leftrightarrow RCL14$ $RCL03 \rightarrow Q_b$
 $RCL05 \rightarrow E/\sqrt{A}$ $RCL06 \rightarrow K$ $RCL09 \rightarrow \sum A_i$
 $RCL01 \rightarrow C_p = \frac{\sum A_i A_i}{\sum A_i}$

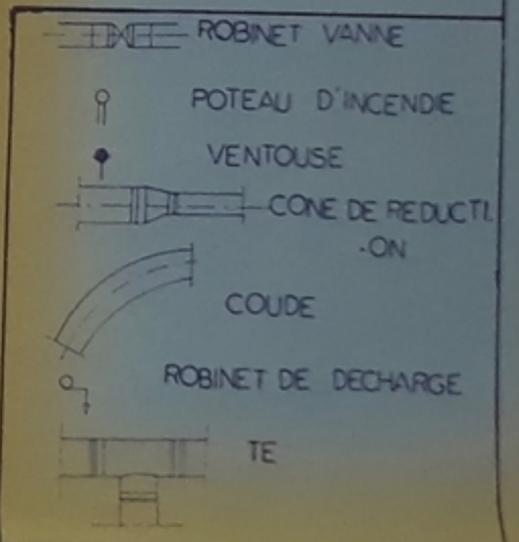
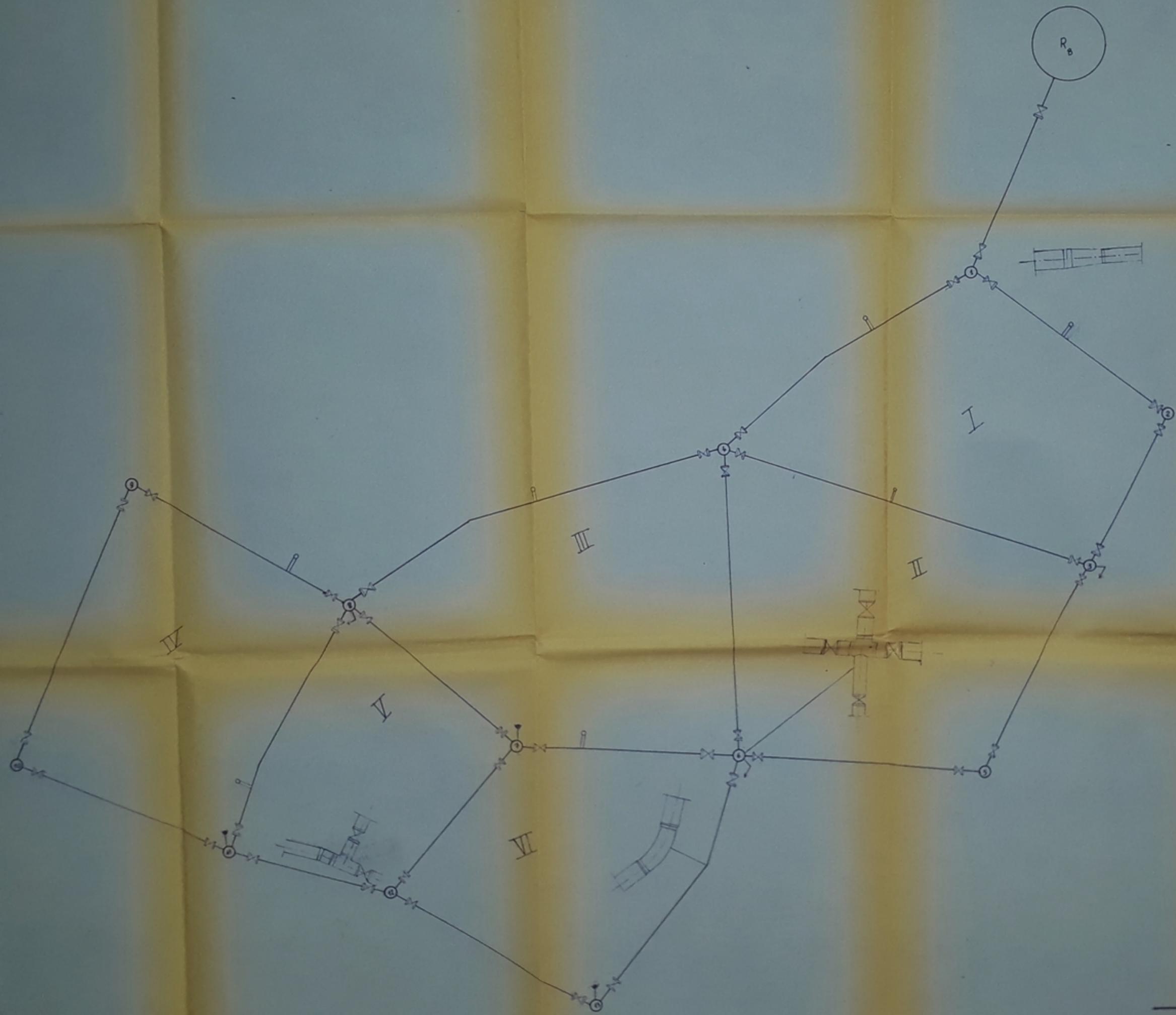
b) Bassin en Serie :

1^{ier} Bassin : Calcul de tous les caractéristiques du Bassin en appuyant sur :
 A et B (comme a) Bassin en II)

2^{ieme} Bassin : le même que le 1^{ier} bassin en appuyant sur : A et B

1^{er} Bassin
 2^{eme} Bassin en Serie | appuyer sur :
 $D \rightarrow E$ $RCL13 \rightarrow I_{moy}$
 $E \rightarrow I_{moy}$
 $A \rightarrow Q_c \leftrightarrow RCL14$
 $RCL03 \rightarrow Q_b$
 $RCL05 \rightarrow E/\sqrt{A}$
 $RCL06 \rightarrow K$
 $RCL09 \rightarrow \sum A_i$
 $RCL01 \rightarrow C_p$

Appuyer sur 2nd E' Pour recommencer les calculs



RESERVOIR

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

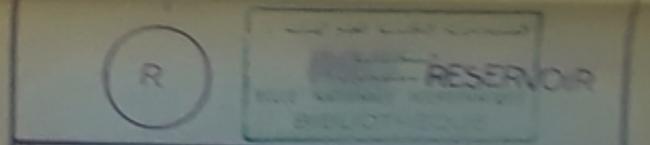
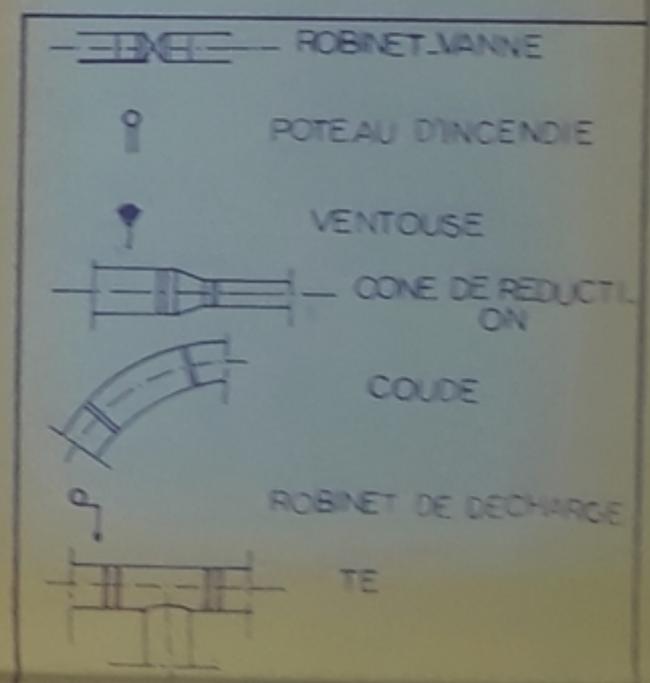
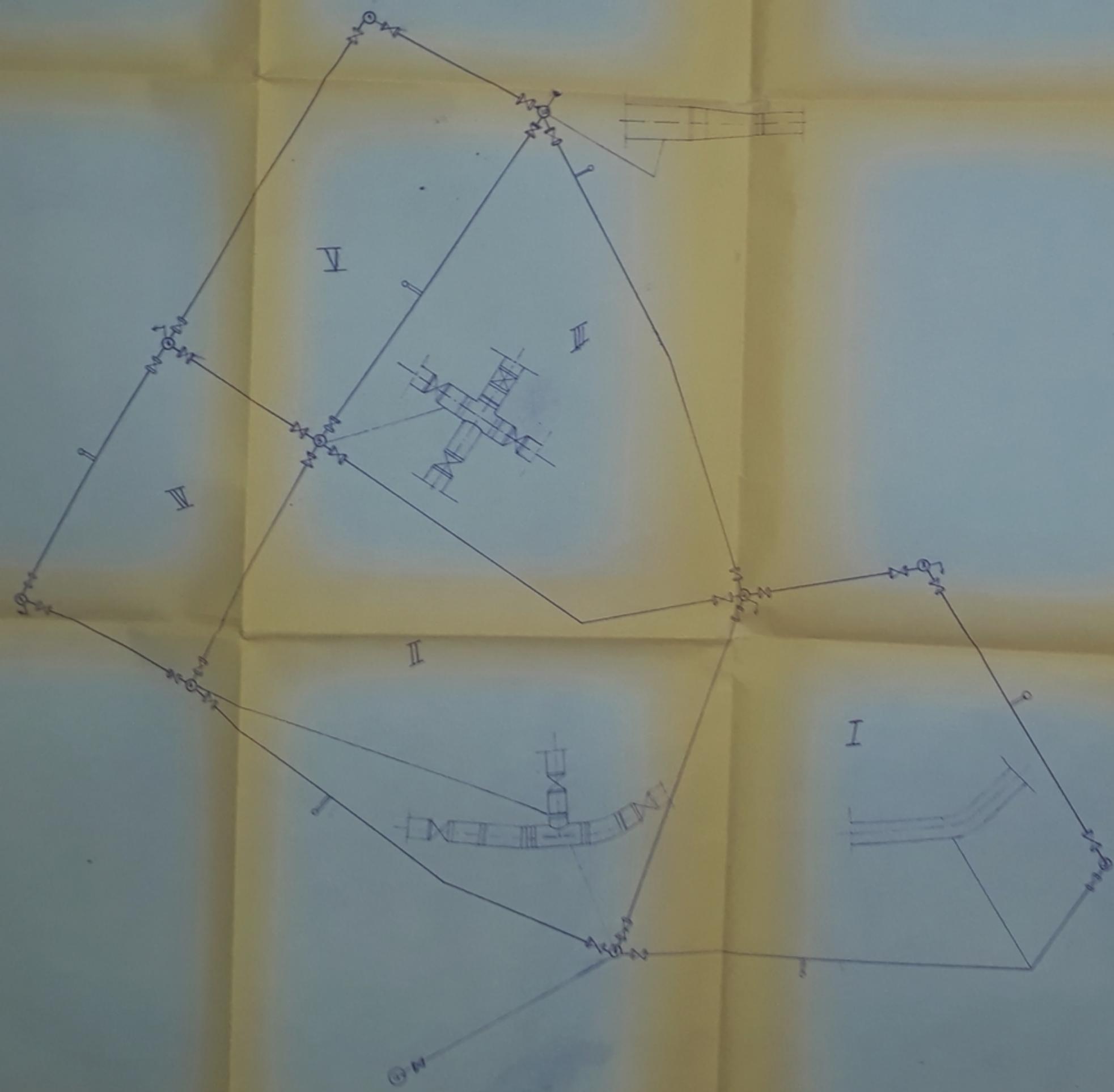
A.E.P. DE DOUERA z-8

EQUIPEMENT DU RESEAU
MAILLE

ETUDIER PAR K.Kherbaouche M.Ambi	Planche n°: 5	ECHELLE 1/2000
	DIRIGER PAR M.Mouloudi	PROPOSEE PAR C.N.E.R.U.

pH 0088

PH 00875
-2-



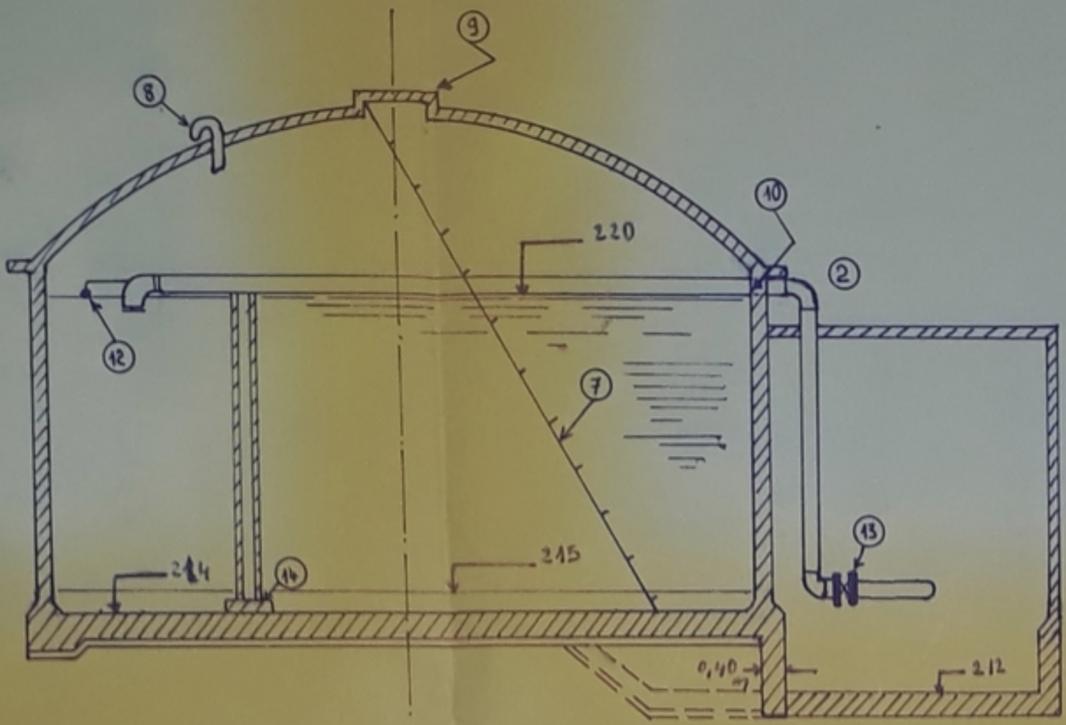
ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

A.E.P. DE DOUERA Z.H

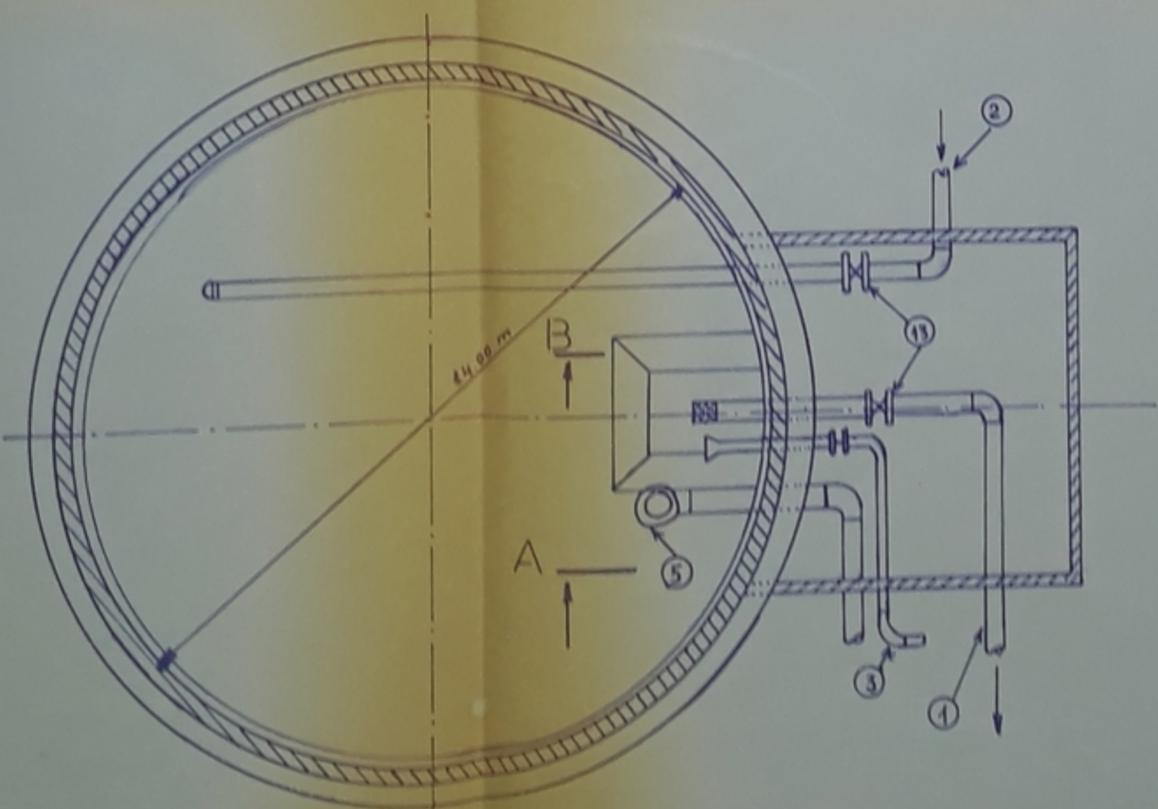
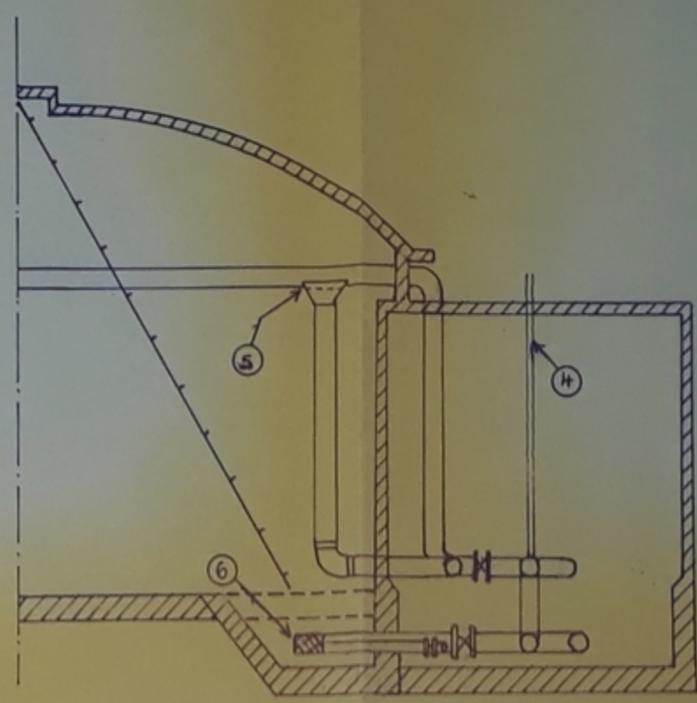
EQUIPEMENT DU RESEAU
MAILLE

ETUDIER PAR K'Kharbaouche M. Anbi DIRIGE PAR M'Nouaid	Planche n° 22	Echelle 1/2000
	Propose par CNERU	Promotion Jun 155

13-13



AA



المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
المكنية
.....
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

LEGENDE

N° nomenclature	N° nomenclature
① distribution	⑧ Tube pour aération
② Refoulement	⑨ Dalle de visite
③ Vidange	⑩ Bride débranchable
④ évier	⑪ Dispositif de fermeture
⑤ Trop-plein	⑫ Flotteur
⑥ CRAPINE	⑬ Cabinet - Vanne
⑦ échelle	⑭ Appareil

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

A.E.P DOUERA (TIPAZA)

RESERVOIR 800m³

étudiant PAR K. Kherbouche M. ARIBI D'INGENIEUR PAR M. Mouloudi	Planche n° 10	échelle 1/100
	Professeur PAR G. NERGI	Promotion juin 86

