

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

S U J E T

مدرسة الطابق للعلوم الهندسية
المكتبة
A.E.P. et Assainissement de
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
la ville de BERRIANE
BIBLIOTHÈQUE

11 PLANS

Proposé par :
S E T H Y A L

Étudié par :
M. BOURAS
A. KERROUM

Dirigé par :
Y. MILOUDI

PROMOTION : Janvier 1985

المهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
«O»

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
«O»

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER
«O»

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE
«O»

PROJET DE FIN D'ETUDES
«O»

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

THEME

A.E.P et assainissement de
la ville de berriane

Proposé par :

SETHYAL

Etudié par :

M. BOURAS

A. KERROUM

Dirigé par :

Y. MILOUDI

Promotion Janvier 1985



REMERCIEMENTS

-----oOo-----

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à tous les membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail, ainsi qu'à notre promoteur pour tous ses conseils durant l'élaboration de ^{la} thèse.

-----oOo-----

 E D I C A G E S

-O-O-O-O-O-O-O-O-O-

On l'écrit cette présente très en signe de respect et de reconnaissance à :

- mes très chers parents
- mes frères
- mes sœurs et leur amis
- toute la famille
- tous mes amis

B O U R A S Med

-----O-----

- mon père que j'admire
- ma mère à qui je souhaite la guérison
- ma femme
- ma petite fille "MERIEM"
- mes chers frères SOUFAS, HOCINE, NASR-EDDINE
et SAID
- tous mes frères dans l'ISLAM

K E R R O U M Ahmed

TABLE DES MATIERES

PREMIERE PARTIE A. E. P.

	Pages
CHAPITRE I	
I. INTRODUCTION ET BUT DE LA PRESENTE ETUDE.....	01
II. PRESENTATION DE LA VILLE.....	01
1.- Situation géographique.....	01
2.- Démographie.....	01
3.- Relief.....	02
4.- Climat.....	02
5.- Terrain.....	02
III. PRESENTATION DU POINT DE VUE HYDRAULIQUE.....	
1.- Distribution.....	03
2.- Nature du réseau.....	03
3.- Réservoirs existants.....	03
4.- Etat actuel de l'adduction.....	04
5.- Pompes.....	04
6.- Forages.....	04
CHAPITRE II	
I. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU.....	05
1.- Besoins pour l'horizon 2000.....	05
2.- Besoins pour l'horizon 2020.....	07
II. ETUDE COMPARATIVE DES RESSOURCES.....	11
CHAPITRE III	
I. VARIATION DU DEBIT.....	12
1.- Etude des problèmes posés par la variation du débit.....	12
1.1.- Débit de pointe.....	12
1.2.- Débit d'appareil.....	13

CHAPITRE IV

ABDUCTION

I. CHOIX DU TRACÉ	13
1.- Condition de surface	13
2.- Condition économique	14
3.- Choix du type de tuyau	15
II. CALCUL DU DIAMÈTRE ÉCONOMIQUE	16
1.- Méthode de calcul admissible par recouvrement	16
2.- Point de fonctionnement de la pompe	24

CHAPITRE V

RÉSÉROIR

I. RÔLES DES RÉSERVOIRS	25
II. CAPACITÉ DU RÉSERVOIR	27
III. ÉQUIPEMENT DU RÉSERVOIR	28
IV. DIMENSIONNEMENT DU RÉSERVOIR	32
V. EMPLEU D'UN RÉSERVOIR	33
1.- Détermination de la hauteur d'édification	33
2.- Détermination de la forme géométrique	34
3.- Dimensionnement de la structure	35

CHAPITRE VI

RÉSEAU DE DISTRIBUTION

I. DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE DE NOEUD DE FONCTION	48
II. DEBTS AU NOEUD	49
III. CALCUL DU RÉSEAU MAJORE	51

IV. CALCUL DES PRESSIONS DU SOL.....	58
V. EQUIPEMENT DU RESEAU.....	61
a)- Type de canalisation.....	61
b)- appareils et accessoires	61

CHAPITRE VII

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

I. PHENOMENE DU COUP DE BELIER.....	63
II. MOYEN DE PROTECTION.....	65
III. RESERVOIR D'AIR.....	66
IV. PROTECTION DE LA CONDUITE Br - Rp.....	69

CHAPITRE VIII

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

I. CORROSION INTERNE.....	76
II. CORROSION EXTERNE.....	

CHAPITRE IX

POSE DES CANALISATIONS

I. STOCKAGE ET APPROVISIONNEMENT.....	79
II. POSE DES CONDUITES.....	79
III. MODALITE ET PRECAUTION A PRENDRE.....	80
IV. TRAVERSEE DES ROUTES.....	81
V. DESINFECTION DES CONDUITES.....	81

ASSAINISSEMENT

	Pages
CHAPITRE I	
I. INTRODUCTION.....	83
II. TYPE D'EAU A EVACUER.....	83
III. CARACTERISTIQUE DES EAUX USEES.....	84
IV. SITUATION SANITAIRE.....	84
V. ANALYSE DU RESEAU FUTUR.....	84
CHAPITRE II	
ETUDE DES DEBIT A EVACUER (Calcul hydraulique)	
I. DEBITS DES EAUX PLUVIALES.....	85
II. DEBITS DES EAUX USEES.....	86
III. DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS (principaux et secondaires).....	88
CHAPITRE III	
I. CHOIX DU MATERIAU.....	93
II. POSE DES CANALISATIONS.....	94
CHAPITRE IV	
OUVRAGE DU RESEAU	
I. REGARD DE VISITE.....	95
II. BOUCHES D'EGOUT.....	95
III. DEVERSOIR D'ORAGE.....	97

CHAPITRE V

STATION D'EPURATION

I. INTRODUCTION.....	
1.- Rôle de la station d'épuration.....	101
2.- Equipement de la station d'épuration.....	101
2.1. Dégrillage.....	101
2.2. Déssableur.....	102
2.3. Déshuilage.....	102
2.4. Décanteur primaire.....	102
2.5. Station biochimique (lit bactérien).....	102
2.6. Décantation finale.....	103
2.7. Lit de séchage des boues.....	103

I.- INTRODUCTION ET BUT DE LA PRESENTE ETUDE

Les grandes transformations qui s'opèrent dans notre pays ainsi que l'accroissement galopant de la population ont contribué à l'extension territoriale et à l'augmentation du niveau de vie. Comme toute ville d'Algérie, BERRIANE n'a pas échappé à ce problème qui pose pour elle une demande pressante en eau potable.

Notre étude consiste à alimenter la ville en eau potable ainsi que son assainissement afin de subvenir aux besoins actuels et ceux de l'avenir et aussi faire face aux problèmes posés par les eaux usées et pluviales.

II.- PRESENTATION DE LA VILLE

1.- Situation géographique

La ville de BERRIANE est située dans la Wilaya de LAGHOUAT. Elle se trouve à 150 Km du chef-lieu de la wilaya et limitée au Nord par LAGHOUAT au Sud par GHARDATA à l'Est par GUERRARA et à l'Ouest par HASSI-R'MEL.

2.- Démographie

La population à différents horizons se calcule par la relation des intérêts composés.

$$P = P_0 (1 + r)^n$$

P = Population à l'horizon considéré

P₀ = Population au dernier recensement

r = Taux d'accroissement

n = Nombre d'années séparant deux horizons

III.- PRESENTATION DU POINT DE VUE HYDRAULIQUE

1.- Distribution

D'après les renseignements recueillis auprès l' A. P. C. la ville de BERRIANE est pourvu d'un réseau de distribution non étagée, le débit actuel d'alimentation est de 96,20 l/s.

2.- Nature du réseau

a)- Le réseau d'alimentation en eau potable de KSAR est du type maillé est alimenté d'un réservoir R₁ se trouvant au Nord de la ville à une distance de 410 m équipé d'une conduite de diamètre 125 mm.

b)- Le réseau d'A. E. P. de Kef HAMOUDA du centre administratif et Foutia est du type maillé, il est alimenté d'un réservoir R₂ se trouvant à une distance de 250 m et d'un ϕ de 150 mm.

c)- Actuellement la ville de BERRIANE possède un réseau de distribution entièrement vétuste et incapable de satisfaire les besoins future. Ainsi presque tout le réseau de distribution doit être refait.

d)- Accessoires

Le réseau de distribution est dépourvu de bouches d'incendie.

3.- Réservoirs Existants

Actuellement la ville de BERRIANE est alimenté à partir de deux réservoirs de 1500 m³ de volume chacun ., l'un est situé à la côte 531,50 m N.G.A., et l'autre à la côte 543,00 m N. G. A., ils sont équipés d'une réserve d'incendie et d'une chambre de manœuvre , le matériau utilisé est le béton armé.

4.- L'état actuel de l'adduction

Il existe un forage en dehors de la ville alimentant le réservoir R₁ dont la conduite est de 140 m de long et de 250 mm de diamètre, le débit véhiculé dans cette conduite est de 22 l/s et qui est destiné à alimenter l'ancienne ville.

Le 2ème et le 3ème forage alimentant le réservoir R₂ se trouvant à KEF HAMOUDA à une longueur de 120 m et un diamètre de 250 mm, le débit véhiculé dans cette conduite est de 1 l/s, cette conduite date depuis 15 années environ. Le matériau utilisé est l'amiante ciment. On remarque qu'il y a manque de ventouses et de robinets de décharges dans la conduite.

5.- Pompes

D'après les renseignements reçus par un responsable de la D H W de LAGHOAT, les pompes utilisés sont immergées de puissance 110 KW, le temps de fonctionnement est de 22 h / 24 h.

6.- Forages

Suivant les renseignements donnés à la direction de l'hydraulique de la wilaya de LAGHOAT, la ville de BERRIANE est alimentée en eau à partir de (03) forages. Albiens fonctionnant par pompage, ils se situent en dehors de la ville vers CHARDATA, le débit total donné est de 96,20 l/s, leur profondeur est de 350 m environ.

CHAPITRE - II

I.- ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Les besoins en eau potable sont évalués suivant deux horizons 2000 et 2010.

Les consommations moyennes journalières sont adoptés selon l'importance de la population et en fonction des ressources disponibles qui sont faible débit.

I.1.- BESOINS POUR L'HORIZON 2000

a)- Besoins domestiques

Population	Consommation moyenne journalière l/j/hab.	Consommation totale m ³ / j.
36 967	150	5 545,05

b)- Besoins scolaires

Nature de l'établissement	Nombre d'élèves	Dotation	Consommation totales journalières m ³ / j.
5 écoles primaires	2 900	120	348
2 C. E. M.	1 258	120	150,96
1 C. F. P. A.	150	120	18
			517 m ³ /j

c)- Besoins sanitaire

Nature de l'établissement	Surface m^2	Dotation l/j/m ²	Consommations totales journalières m^3 / j .
Centre de santé	-	5 l/j/m ²	3 m^3/j
Polyclinique	90	400	36 m^3/j
			39 m^3/j

d)- Besoins municipaux (Autres équipements)

Nature d'équipements	Consommations journalières m^3 / j
- 1 Bibliothèque	10
- 1 Salle de cinéma	10
- 70 Commerces	10
- 3 Lots pour commerce de 1ère nécessité	5
- 1 Hotel	10
- 4 Mosquées	50
- Protection civile	10
- Jardin publique	10
- P. T. T.	10
- A. P. C.	10
- Siège du partie	10
- Gendarmerie	10
- Recette des contributions diverses	5
- Terrain de sport	60
= 232 m^3/j	

Types de besoins	Consommations journalières (l ³ / j)	Quantité m ³ / j
- Domestiques	5 545,05	6 333,05
- Scolaires	517	
- Sanitaires	32	
- Municipaux	232	

I.2.- BESOINS EN EAU POUR L'HORIZON 2010

Compte tenu de l'élévation du niveau de vie, ainsi que l'accroissement de la population, les dotations journalières sont majorées jusqu'à 200 l/j/hab.

a)- Besoins domestiques

Population	Dotation l/j/hab.	Consommations journalières m ³ /j
50 165	200	10 033

b)- Besoins scolaires

Nature de l'établissement	Nombre d'élève	Dotation	Consommations journalières $m^3 / j.$
- 6 Ecoles primaires	3 200	120	384
- 4 C. E. M.	2 518	120	302,16
- 2 C. F. P. A.	250	120	30
- 1 Crèche	20	120	24
- 1 Lycée	1 000	120	120
			= 860,16

c)- Besoins sanitaires

Nature de l'établissement	Surface m^2	Dotation $l/j/m^2$	Consommations journalières $m^3 / j.$
- 2 Centres de santé	-	7	100,8
- 1 Polyclinique	90	7	150
			= 250,96

d) — Besoins municipaux

	Consommation journalière m ³ / j.
- 2 Bibliothèques	20
- 2 Salles de cinéma	20
- 100 Commerces	200
- 3 Lots de commerce de 1ère nécessité	10
- 1 Hotel	20
- 7 Mosquées	200
- Protection civile	150
- Jardin publique	12
- P. T.T.	20
- A. P. C.	50
- Siège du Parti	20
- Gendarmerie	30
- Recette des contributions diverses	20
- Terrain de sport	120
- Autres activités	430
- Souk El- Fellah	25
	= 1 347 m ³ /j

* Tableau récapitulatif des différents types de besoins (horizon 2 0 0).

Types de besoins	Consommation journalière m ³ /j	Total m ³ / j.
- Domestiques	10033	12 4 00
- Besoins Scolaires	360,16	
- Besoins Sanitaires	250,96	
- Municipaux	1347	

Compte tenu des pertes et fuites probables dans le réseau de distribution, nous prévoyons une majoration de 30 % sur le débit total journalier.

* Tableau récapitulatif des besoins en eau potable pour les deux horizons (2 000 et 2 010).

Horizons	Consommation moyenne journalière	Majoration 30% m ³ /j	Consommation totale journalière m ³ / j.
2 000	6 333,05	1 899,91	8 232,96
2 010	12461,53	3 738,46	16 199,99

III.- ETUDE COMPARATIVE DES RESSOURCES

Les ressources disponibles sont situées dans la région de BERRIANE.

D'après l'étude hydro-géologique faite par la D. H. W. de GHARDAIA, il en ressort que les forages existants du côté Nord-Ouest de la ville sont de faibles débits.

* Caractéristiques des forages existants

- Forage F₁

Débit = 1/s
Niveau statique = 94 m
Niveau dynamique = 104 m
X : 248,890
Y : 599,400

- Forage F₂

Débit = 1/s
Niveau statique = 94,8 m
Niveau dynamique = 105,6 m
X : 248,66
Y : 600,38

- Forage F₃

Débit = 1/s
Niveau statique = 93,40 m
Niveau dynamique = 101,8 m
X : 248,88
Y : 600,16

(ces forages sont en exploitation)

C H A P I T R E I I I

I.- VARIATION DU DEBIT

1.- ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LA VARIATION DU DEBIT

1.1.- DEBIT DE POINTE

$$Q_p = K_j \cdot K_o \cdot Q_{\text{moy. jour.}}$$

$$K_p = K_o \cdot K_j$$

K_j = Coefficient qui tient compte des pertes dans le réseau
estimé à 30 % pour un mauvais entretien

$$K_j = 1,1 \div 1,3$$

K_o = Coefficient d'irrégularité horaire

$$K_o = \alpha \cdot \beta \qquad 1,2 \leq \alpha \leq 1,4$$

(β) est en fonction de la population

Population	1000	1500	2000	6000	10 000	20 000	50 000
β	2	1,8	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

On prend dans notre cas $\alpha = 1,15$, $\beta = 1,25$

d'où $K_o = 1,15 \cdot 1,25 = 1,44$

$$K_p = 1,44 \cdot 1,3 = 1,87$$

Sachant $Q_{\text{moy. jour.}} = 12\,461,54 \text{ m}^3/\text{j.}$

On tire le débit de pointe qui sera de :

$$Q_p = 12\ 461,54 \cdot 1,3 \cdot 1,3 \cdot 1,42 = 30\ 326\ m^3/j$$

$$Q_p = 350,99\ l/s \approx 351\ l/s$$

1.2.- DEBIT D'APPORT

$$Q_{app}\ d'adduction = Q_{app}\ total - Q_{app} =$$

$$22128,84 - 14046,74 = 8082,1\ m^3/j.$$

d'où

$$Q_{app} = 93,54\ l/s$$

Avec lequel sera dimensionner la conduite d'adduction.

. Les Besoins en eau potable de la ville s'élèvent à 189,74 l/s sont destinés à alimenter la ville donc on a un déficit de 100 l/s. Pour cela on projete 3 forages dans un champ captant débitant au total 100 l/s, situé au Sud de la ville.

N.B.

Les coordonnées et les débits des forages projetés sont donnés d'après l'étude Hydro-géologique faites par la D.H.W.L. En fonction des données prévisibles, il en résulte que les caractéristiques de ces forages se présentent comme suit :

F _{p1} : X : 244,2 Y : 600	F _{p2} : X : 245,8 Y : 600,8	F _{p3} : X : 244,8 Y : 601,2
NS : 93,8	NS : 95,0	NS : 95,6
ND : 102 m	ND : 103,20	ND : 116,62
Q : 44 l/s	Q : 20 l/s	Q : 36 l/s

C H A P I T R E I V

ADDUCTION

I.- CHOIX DU TRACE

I. .- CONDITION TECHNIQUE

Le choix du tracé a été effectué à partir de certains impératifs, qui sont les suivants :

- Le tracé le plus court possible, afin de réduire les frais d'investissement.
- Eviter les contres pentes, qui peuvent donner lieu à la formation des poches d'air et qui dans le cas de refoulement lors d'un arrêt brusque, peuvent faire apparaître en ces points des cavitations, entraînant une rupture de la veine liquide pouvant provoquer des désordres graves.
- Eviter les profils horizontaux.
- Les coudes doivent être largement ouverts, afin d'éviter les butées importantes.

Le tracé a été étudié sur une carte topographique à l'échelle 1/2000.

I. .- CONDITIONS ECONOMIQUES

Il est intéressant qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances suivantes :

- Les frais d'amortissements de la conduite qui croissent avec le diamètre de la canalisation.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charges.

I.c.- CHOIX DU TYPE DE TUYAU

Toutes les conduites ont été prises en acier généralement on utilise dans les adductions des conduites en fonte, en acier et en amiante - ciment.

.- CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE

Notre étude, consiste sur la détermination des différents diamètres portant de la bache de reprise au réservoir projeté. La détermination de ces diamètres est basée sur une étude technico-économique, qui conduit à une optimisation entre les frais d'amortissement des canalisations à installer et les frais d'exploitation des différentes pompes utilisées.

2.- METHODE DE CALCUL ADDUCTION PAR REFOULEMENT

La formule de BONNIN donne un diamètre approximatif

$$D = \sqrt[3]{Q}$$

Q : débit à transiter en m³/s

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

V : vitesse moyenne d'écoulement (m/s)

ν : viscosité cinématique (m²/s)

D'après l'équation de continuité, on détermine la vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite :

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

La nature du régime d'écoulement, est fonction du nombre de Reynolds et de la rugosité absolue.

Ayant ces deux paramètres, on peut déterminer le régime d'écoulement, tout en se référant au diagramme de Moody en régime turbulent rugueux, le coefficient de frottement est donné par la formule de Nikuradzé

$$F_n = \left[1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D_h} \right]^{-2}$$

où ξ = rugosité absolue

D_h = diamètre hydraulique

D'après la formule de DARCY - WEISSBACH

on a :

$$J = \frac{f}{D} \frac{v^2}{2g}$$

f = coefficient de frottement

g = accélération de la pesanteur (9,8 m/s²)

D = diamètre (m)

V = vitesse (m/s)

Par itération on calcule la valeur exacte du coefficient f par la formule de COLEBROOK en prenant comme première valeur celle calculée par NIKURADSE.

$$f_c = \left[-0,86 \ln \left(\frac{\xi}{D_h \cdot 3,7} + \frac{2,51}{R_e \sqrt{f_c}} \right) \right]^{-2}$$

ξ = rugosité absolue pris égal à $4 \cdot 10^{-4}$

R_e = nombre de Reynolds $R = \frac{V \cdot D}{\nu}$

ν = viscosité cinématique de l'eau 10^{-6} m²/s

Puis on calcul le facteur de correction pour le gradient de perte de charge :

$$\lambda_J^{5,3} = \frac{F_e}{F_l} \Rightarrow J$$

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

et enfin $\Delta H_I = J \cdot L$

$$H_t = 1,15 \Delta H_I$$

et on trouve alors $H_{mt} = H_g + \Delta H_t + 0,5$

Puissance absorbée

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

η_p = rendement de la pompe

Calcul de l'énergie (E)

$$E = P \cdot 24 \cdot 365$$

Tarifs de l'énergie (e)

$$e = a + c \cdot P_c + d \cdot P_a + \sum e_h \cdot n_h$$

a : redevance fixe = 28 Da / mois

CP_c : Puissance mise à disposition

dP_a : Puissance absorbée

e_h : Coefficient de pondération

avec $C = 2,10 \text{ DA / KW / mois}$

$d = 9,8 \text{ DA / KW / mois}$

$CP_c + dP_a = \text{terme de puissance}$

$e_h \cdot n_h = \text{consommation effective d'énergie}$

En générale on distingue 3 tarifs d'énergie au cours de la journée.

* Heures de pointe: 17h - 21 h ; $e_{h1} = 0,4735 \text{ DA/KW/h}$

$$n_1 \cdot h_1 = \frac{4}{24} = 0,167$$

* Heures pleines { 6 h - 17 h
 { 21 h - 22h 30 ; $e_{h2} = 0,0211 \text{ DA/KW/h}$

$$n_2 \cdot h_2 = \frac{14,5}{24} = 0,604$$

* Heures creuses: 22h 30 - 6 h ; $e_{h3} = 0,0218 \text{ DA/KW/h}$

$$n_3 \cdot h_3 = \frac{7,5}{24} = 0,312$$

$$\sum e_h \cdot n_h = e_{h1} \cdot n_{h1} + e_{h2} \cdot n_{h2} + e_{h3} \cdot n_{h3} = 0,1379 \text{ DA/KW/h}$$

$$e = a + C \cdot P_c + dP_a + \sum e_h \cdot n_h =$$

$$e = 28 + 9,8 + 2,10 + 0,1379 \times 24 \times 30 = 0,13 \text{ DA/KW h}$$

BORDEREAU DES PRIX DES CONDUITES EN ACIER

Diamètre	Tuyaux DA/ml	Soudure (DA)	Ferraiss- ment (DA)	Pos. (DA)	Transport et mainte- nion (DA)	Prix de revient au m L
100	81,44	1,70	50,00	7,00	7,17	147,31
150	104,39	2,61	60,00	8,00	9,95	184,93
200	137,59	4,32	65,00	10,00	12,65	229,56
250	162,32	5,75	67,00	16,00	16,65	267,22
300	216,63	7,30	70,00	20,00	19,14	333,07
350	301,11	9,26	72,00	30,00	25,23	437,60
400	345,17	11,27	75,00	40,00	29,00	500,44
500	432,05	17,00	80,00	50,00	34,18	628,45

TABLEAU DONNANT LA HAUTEUR MANOMETRIQUE
DE REFOULEMENT $B_r - R_p$

$$Q = 0.09354 \text{ m}^3/\text{s}$$

\varnothing_{mm}	$V(\text{m/s})$	$Re \cdot 10^5$	F_N	J_r	F_c	$\lambda_J^{0.3}$	J	ΔH_e	ΔH_t	$H_{mt}(\text{m})$
150	5.29	7.93	0.0257055	0.2439637	0.027145646	1.056	0.2576317	2.57.63	296.27	357.20
200	2.97	5.94	0.0237815	0.0534592	0.024207834	1.017	0.054417	54.41	62.58	123.58
250	1.90	4.75	0.0224340	0.0165110	0.022997334	1.025	0.016923	16.92	19.46	80.46
300	1.32	3.96	0.0214163	0.0048028	0.02213884	1.033	0.0050682	5.06	5.82	66.82
350	0.97	3.39	0.0206088	0.00282377	0.02150985	1.043	0.00294722	2.94	3.38	64.38

$$H_{mt} = \Delta H_t + H_g + 0.5 = 64.88$$

$$\varnothing_{\text{ess}} = 350 \text{ mm}$$

Frais d'exploitation

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

P ; puissance de la pompe

Q : débit à reboiler

η : rendement de la pompe = 75 %

énergie consommée $E = P \cdot 24.365$ (KW h/an)

Prix de l'énergie

$$P_E = E \cdot e \quad e = \text{tarif de l'énergie}$$

$$e = 0,19 \text{ DA}$$

Diamètre (mm)	H_{mt} (m)	P (KW)	$E = P \cdot 24.365$	Prix de l'énergie (DA)
150	357,2	437,035	3 828 429	727 401,62
200	123,58	151,20	1 324 516,5	251 658,15
250	80,46	98,44	862 361,27	163 848,64
300	66,82	81,7544	715 169,27	136 072,16
350	64,58	59,076	517 513,22	98 327,51

* Frais d'amortissement

L'annuité est calculée par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \quad N = 30 \text{ années}$$

$$i = 30 \%$$

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,088927$$

ϕ mm	Prix du mètre linéaire (DA)	L(m)	Prix de la conduite	Amortissement (DA)
150	184,93	1 000	184 930	16 426,77
200	229,56	1 000	229 560	20 384,92
250	267,22	1 000	267 220	23 729,13
300	333,07	1 000	333 070	29 576,60
350	437,60	1 000	437 600	38 858,88

* B I L A N

ϕ (mm)	150	200	250	300	350
Frais d'exploitation	727 401,52	251 658,75	163 848,57	150 072,16	98 327,51
Frais d'amortissement	16 426,77	20 384,92	23 729,13	29 576,60	38 858,88
Totaux	743 828,39	272 043,67	187 577,70	179 648,76	137 186,39

Conclusion

Ainsi d'après un calcul technico-économique nous constatons qu'on obtient un diamètre économique

$$D_{ec} = 250 \text{ mm}$$

2. Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement, est donné par l'intersection (P') de la caractéristique de la pompe et celle de la conduite ($h=F(Q)$). Pour la conduite $B_r - F_{20}$, le point P correspond à un débit de $340 \text{ m}^3/\text{h}$ et la hauteur 65 m est le point de fonctionnement désiré.

En vue de rapprocher ces débits, plusieurs solutions sont possibles.

* 1ère variante

Accepter la caractéristique de la conduite telle qu'elle est le débit relevé sera supérieur à celui désiré, et la durée de pompage sera diminuée.

- Volume entrant dans le réservoir :

$$Q = 356,74 \text{ m}^3/\text{h} \quad V = Q \cdot T = 356,74 \times 24 = 8081,76 \text{ m}^3$$

- Le temps de remplissage se réduit à :

$$T = \frac{8081,76}{340} = 23,76 \text{ heures}$$

Dans ces conditions la puissance absorbée est :

$$P = \frac{9,81 \cdot 0,0941 \cdot 64,5}{0,75} = 79,64 \text{ KW}$$

avec une majoration de 10 % la puissance sera de :

$$P = 87,605 \text{ KW}$$

* 2ème variante

La deuxième variante consiste au rognage de l'impulseur de façon à rapprocher le point P' du point P.

- Pourcentage de rognage

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{1}{m}$$

où :

m = coefficient de rognage
q et h = coordonnées du point P
Q et H = coordonnées du point R

avec

$$q = 338 \text{ m}^3/\text{h} \quad h = 66 \text{ m}$$
$$Q = 340 \text{ m}^3/\text{h} \quad h = 65,5$$

$$m = \frac{q}{Q} = \frac{338}{340} = 0,99$$

Le pourcentage de rognage sera donc

$$1 - 0,99 = 0,01$$

avec un temps de pompage de 24 h et un rendement de 76 %

La puissance sera donc :

$$P = \frac{9,81 \cdot 0,0938 \cdot 66}{0,76} = 79,91 \text{ KW}$$

avec une majoration de 10 %

$$P = 87,90 \text{ KW}$$

On accepte la pompe telle quelle est.

PROGRAMME SUR TI 59

Ce programme permet de calculer le Reynolds, le gradient de perte de charge, le coefficient de frottement, la perte de charge.

```

2nd Lbl A 1.14 - .86 x (RCL 01 ÷ RCL 02)
STO 07 Lnx = X21/X STO 05 STO 08 RCL 03 x
RCL 02 ÷ RCL 00 = STO 06 R/S 2nd Lbl B
(RCL 07 ÷ 3.7 + 2.51 ÷ RCL 06 ÷ RCL 08√X)
Lnx x .86 = X21/X STO 09 - RCL 08 = 2nd |X|
INV 2nd >> t RCL RCL 09 STO 08 GTOB
2nd Lbl RCL RCL 09 x RCL 03 X2 ÷ 19.6 ÷
RCL 02 = STO 10 R/S 2nd Lbl RCL 10 x
RCL 04 = STO 11 R/S 2nd Lbl D RCL 11 x .15
= STO 12 R/S 2nd Lbl E RCL 12 + RCL 11 = R/S
    
```

EXECUTION (LURN)

- v (m²/s) → STO 00
- ε (m) → 01
- D (m) → 02
- V (m/s) → 03
- L_G (m) → 04
- x >> t

RESULTATS (APPUYER)

- A → R_e
- B → J (m/m)
- C → ΔH_L (m)
- D → ΔH_S (m)
- E → ΔH_f (m)
- RCL 05 → f_{NIK}
- RCL 09 → f_{COOL}

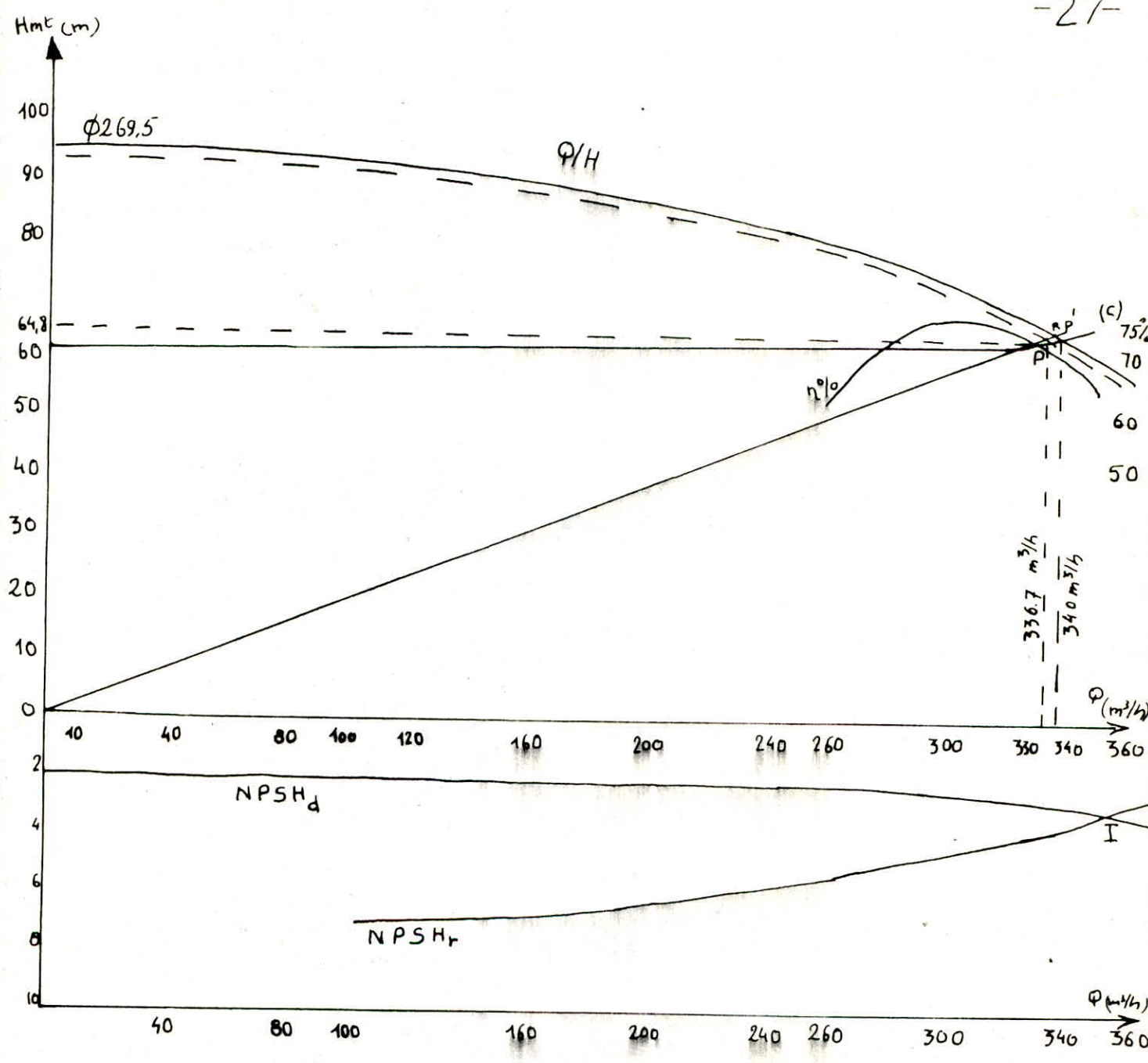
$\phi = 0.350 \text{ m}$

$\epsilon = 0.4 \text{ mm}$

$Br \text{ ————— } Rp$

$H_{mt} = 64.88 \text{ m.}$

$Q \text{ m}^3/\text{s}$	$Q \text{ m}^3/\text{h}$	$V \text{ m/s}$	Re	J_r	F_{rN}	F_{rc}	$K_J^{6.3}$	J	$\Delta P_{(m)}$	$\Delta H_{E(m)}$	$H_{mt(m)}$
0.00277	40	0.0280	$9.8 \cdot 10^3$	$2.61 \cdot 10^{-6}$	0.0206088	0.03550594	4.72	$4.48 \cdot 10^{-6}$	$4.48 \cdot 10^{-5}$	$5.45 \cdot 10^{-3}$	64.50515
0.0111	40	0.115	$4.025 \cdot 10^4$	$3.96 \cdot 10^{-5}$	"	0.026448	4.26	$4.989 \cdot 10^{-5}$	$4.989 \cdot 10^{-2}$	$5.73 \cdot 10^{-3}$	64.50573
0.0222	80	0.23	$8.050 \cdot 10^4$	$1.58 \cdot 10^{-4}$	"	0.023708	2.45	$1.87 \cdot 10^{-4}$	$1.87 \cdot 10^{-4}$	0.2081	64.7081
0.0333	120	0.34	$1.19 \cdot 10^5$	$3.46 \cdot 10^{-4}$	"	0.022851	4.108	$3.84 \cdot 10^{-4}$	$3.84 \cdot 10^{-1}$	0.11416	64.94
0.0444	160	0.45	$1.575 \cdot 10^5$	$6.07 \cdot 10^{-4}$	"	0.022351	4.10	$6.67 \cdot 10^{-4}$	0.667	0.76705	62.26
0.0555	200	0.57	$1.995 \cdot 10^5$	$9.75 \cdot 10^{-4}$	"	0.0220254	4.068	$1.042 \cdot 10^{-3}$	1.042	1.1985	62.6983
0.0666	240	0.69	$2.415 \cdot 10^5$	$1.42 \cdot 10^{-3}$	"	0.0218062	4.058	$1.052 \cdot 10^{-3}$	1.052	1.2098	62.7038
0.07222	260	0.75	$2.625 \cdot 10^5$	$1.68 \cdot 10^{-3}$	"	0.0217244	4.053	$1.77 \cdot 10^{-3}$	1.77	2.0355	63.535
0.0833	300	0.86	$3.01 \cdot 10^5$	$2.22 \cdot 10^{-3}$	"	0.0215353	4.047	$2.32 \cdot 10^{-3}$	2.32	2.668	64.17
0.0944	340	0.98	$3.43 \cdot 10^5$	$2.88 \cdot 10^{-3}$	"	0.021488	4.042	$3.00 \cdot 10^{-3}$	3.00	3.45	64.95
0.100	360	1.04	$3.64 \cdot 10^5$	$3.24 \cdot 10^{-3}$	"	0.021444	4.040	$3.24 \cdot 10^{-3}$	3.24	3.726	65.23



TYPE DE POMPE : JELIMONT-SCHNEIDER
à axe horizontal : SERIE - MEN 100-250
N = 2900 tr/mn
H_{mt} = 64,88m
η = 75%.

C o n c l u s i o n

Nous constatons que la puissance absorbée par réduction de temps de pompage est légèrement inférieure à celle obtenue par rognage des roues. C'est à dire très faible donc les deux solutions peuvent être accepter. Nous optons pour la première variante qui consiste à :

- réduire le temps de pompage, pour éviter l'échauffement du moteur électrique, et garder une marge de réserve en cas d'accroissement des besoins en eau.
- on accepte la courbe Q H telle quelle est parceque le point P' reste à droite de P , le débit relevé q' sera plus grande que q et la durée du pompage sera diminuée et pour s'assurer qu'il n' y a pas cavitation , le point P' reste nettement à gauche de la verticale passant par I.

(I) étant l'intersection des deux courbes N.P.S.H._{d1} et N.P.S.H.₀

-29 $\alpha = 0.0441107$
 $L = 100 \text{ m}$

niveau donnant la valeur manométrique Hg = 104 m
 du forage F_p _____ bache de reprise $\rho = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
 $\epsilon = 0.4 \text{ mm}$

ϕ mm	V m/s	Re 10^5	J	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔH_t (m)	F_r	F_t	Hm
150	2.49	3.735	0.0554567	5.54567	0.8318508	6.378705	0.0257055	0.0263236	110.
200	1.40	2.800	0.04905586	4.905586	0.7358379	5.6414239	0.0237815	0.0245528	110.
250	0.89	2.225	0.003794628	0.3794628	0.0569194	0.4363822	0.0224340	0.0234978	104.
300	0.66	1.880	0.001681232	0.168	0.025	0.193	0.02142	0.02269	104.
350	0.45	1.57	0.0006835	0.065835	0.009875	0.0757	0.02061	0.0223026	104.

Frais d'exploitation

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

$$= 75 \%$$

$$Q = 0,044 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\eta = 0,19$$

ϕ (mm)	H_{mt} (m)	P (KW)	$E = P \cdot 23.365$	Prix de l'énergie en DA
150	110,87	63,80	535 601	101 764,19
200	110,14	63,38	532 075,1	101 094,27
250	104,93	60,38	506 890,1	96 309,12
300	104,20	59,96	503 364,2	95 639,12
350	104,89	59,89	502 776,55	95 527,54

* Frais d'amortissement

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,03 = 0,088827$$

ϕ (mm)	Prix du mètre linéaire (DA)	L (m)	Prix de la conduite	Amortissement
150	184,93	120	22 191,6	1 970,61
200	229,56	120	27 547,2	2 446,19
250	267,22	120	32 066,4	2 847,5
300	333,07	120	39 968,4	3 549,2
350	437,60	120	52 512,0	4 663,06

* Bilan

ϕ (mm)	150	200	250	300	350
Frais d'exploitation	101 764,19	101 094,27	96 309,12	95 639,12	95 527,54
Frais d'amortissement	1 970,61	2 446,19	2 847,5	3 549,2	4 663,06
Totaux	103 734,8	103 540,46	99 156,62	99 098,32	100 190,6

C o n c l u s i o n

On obtient un diamètre économique de 300 (mm)

caractéristique de la vanne $L = 100m$
 $D = 0.300m$ bache de reprise $\lambda = 10^{-5} m^{-2}/s$

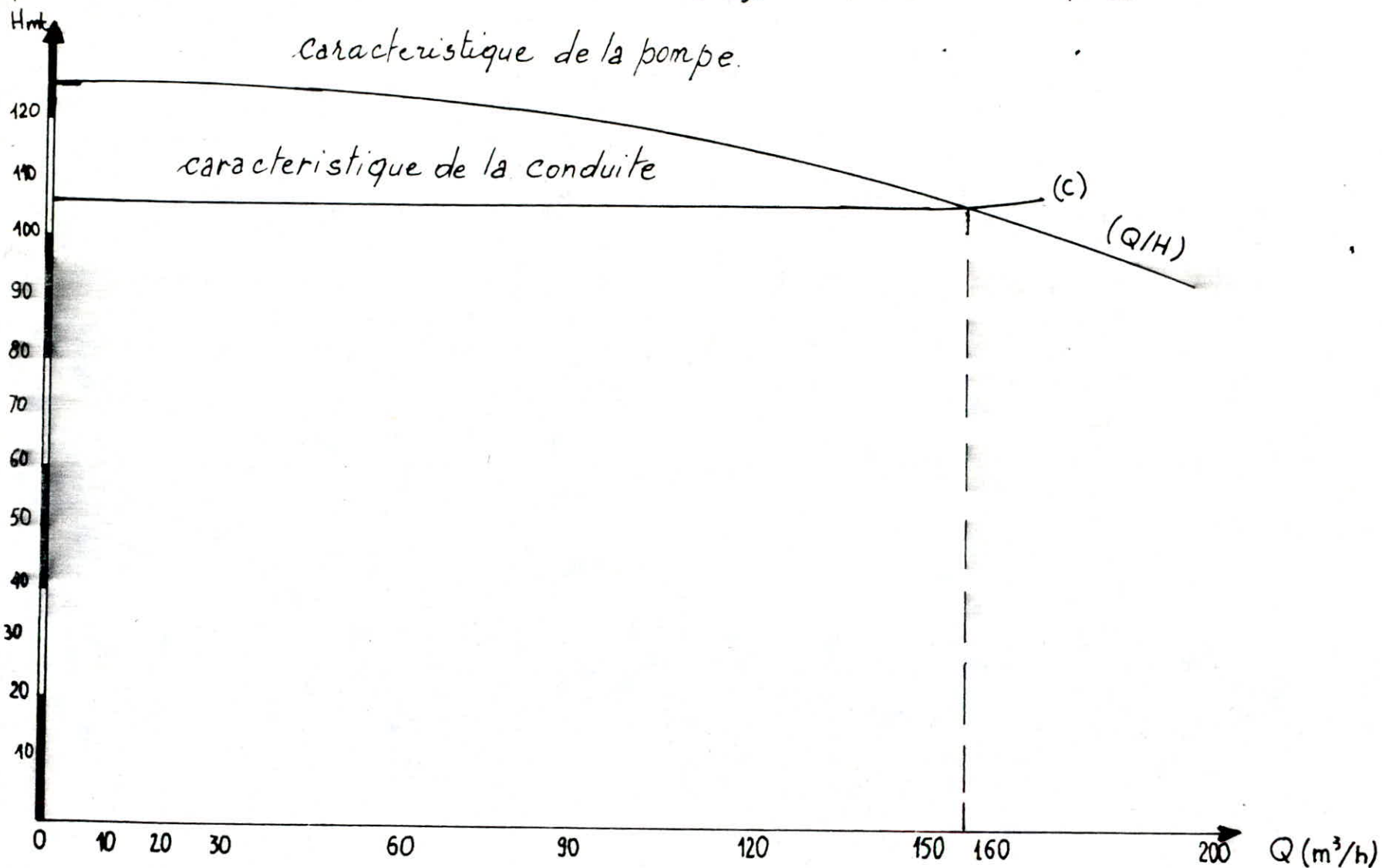
Q m ³ /s	Q m ³ /R	V m/s	Re	J	ΔH_L	ΔH_s	ΔH_t	F_N	F_e	H_{mt}
0.00277	10	0.0394	$1.173 \cdot 10^4$	$8.399459 \cdot 10^{-6}$	0.001	$1.51 \cdot 10^{-4}$	0.001159	0.0172956	0.032303	106
0.0088	30	0.124	$3.72 \cdot 10^4$	$6.895188 \cdot 10^{-6}$	0.00827	0.00124	0.0095	0.0172956	0.026368	106.09
0.016	60	0.227	$6.84 \cdot 10^4$	$2.1489 \cdot 10^{-4}$	0.02579	0.00386	0.0296	"	0.02452	106.02
0.033	120	0.47	$1.41 \cdot 10^5$	$8.686 \cdot 10^{-4}$	0.1042	0.016	0.1198	"	0.0212125	106.11
0.046	150	0.59	$1.77 \cdot 10^5$	$1.351 \cdot 10^{-3}$	0.1621	0.024	0.186	0.0172956	0.0228225	106.16
0.050	180	0.70	$2.1 \cdot 10^5$	0.0018685	0.22632	0.0339	0.260	0.0172956	0.022638	106.26
0.058	210	0.82	$2.46 \cdot 10^5$	0.002570653	0.308478	0.0462	0.354	0.0172956	0.022479	106.35

REFOULEMENT

forage

baque

de reprise



TYPE : JEUMONT - SCHNEIDER Pompe à axe vertical

SERIE 12140 R N = 2850 tr/min

$\eta = 76\%$ Hmt = 106.36 m

-34-

$Q = 0.036 \text{ m}^3/\text{s}$
 $D = 0.200 \text{ m}$

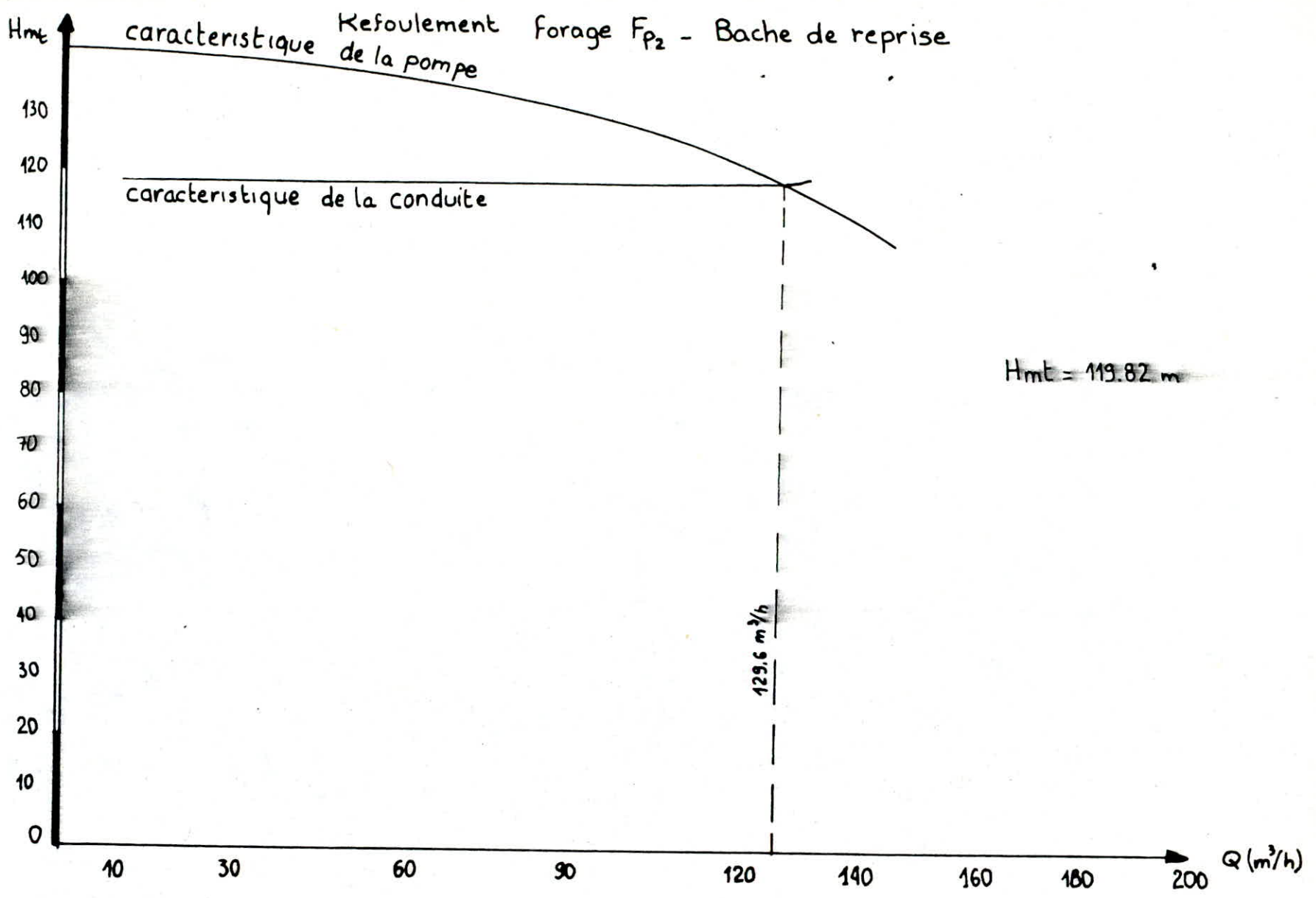
$L = 50 \text{ m}$

caractéristique de la conduite

$J = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

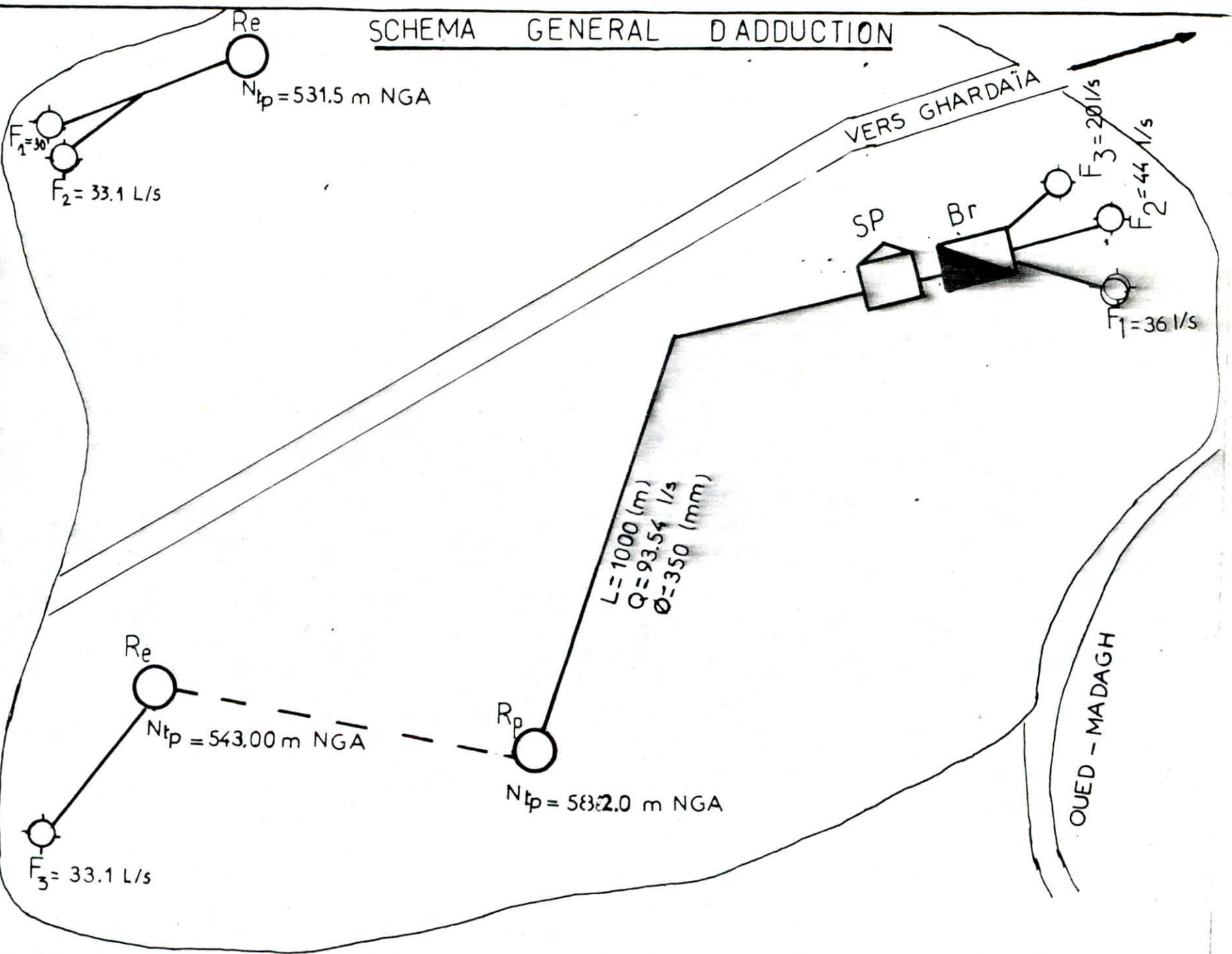
F_{p2} — bache de reprise

m^3/h	$Q \text{ m}^3/\text{s}$	$V \text{ m/s}$	Re	F_{rn}	J_r	F_{rc}	K_J^{55}	J	ΔH_e	ΔH_t	H_{mt}
10	0.00277	0.088	$1.76 \cdot 10^4$	0.02378146	$4.69 \cdot 10^{-5}$	0.031750337	1.333	$6.261 \cdot 10^{-4}$	0.031305	0.0360	119.435
30	0.0088	0.2802	$5.604 \cdot 10^4$	"	$4.75 \cdot 10^{-4}$	0.026875028	1.132	$5.36 \cdot 10^{-4}$	0.0268	0.0308	119.15
60	0.016	0.5096	$1.0192 \cdot 10^5$	"	$1.5737 \cdot 10^{-3}$	0.025623209	1.016	$1.63 \cdot 10^{-3}$	0.0845	0.0971	119.197
90	0.025	0.7962	$1.5924 \cdot 10^5$	"	$3.841 \cdot 10^{-3}$	0.025029399	1.058	$4.04 \cdot 10^{-3}$	0.202	0.2323	119.34
120	0.033	1.051	$2.102 \cdot 10^5$	"	$6.68 \cdot 10^{-3}$	0.024762657	1.044	$6.95 \cdot 10^{-3}$	0.3475	0.3996	119.52
140	0.038	1.210	$2.42 \cdot 10^5$	"	$8.87 \cdot 10^{-3}$	0.024652828	1.036	$9.19 \cdot 10^{-3}$	0.4595	0.5284	119.48
160	0.044	1.40	$2.8 \cdot 10^5$	"	0.01187	0.024552386	1.032	0.01225479	0.61273	0.7046	119.82



TYPE DE POMPE : JEUMONT-SCHNEIDER
Pompe à axe vertical
SERIE 12440 R N = 2850 tr/min
 $\eta = 70\%$

SCHEMA GENERAL D'ADDUCTION



Le réservoir doit pouvoir emmagasiner la différence de volume maximum et la différence de volume minimum entre l'apport et la consommation.

Le volume du réservoir sera au moins égale à la somme de ces deux différences en valeurs absolue plus la réserve d'incendie.

Découpage des débits en tranches horaires

6h - 11 h	_____	2.a
11h - 16 h	_____	0,8.a
16h - 18 h	_____	1,5.a
18h - 22 h	_____	1.a
22h - 6 h	_____	0,375.a

a. : valeur du débit horaire moyen de distribution avec ces données nous pouvons faire le diagramme suivant :

D'après le diagramme nous pouvons déterminer le volume du réservoir /

$$V = \int V^+ / + \int V^- /$$

$$V = 4,95.a + 1,85.a = 6,8.a$$

$$V = 6.8 \times 6,75 = 4590 \text{ m}^3$$

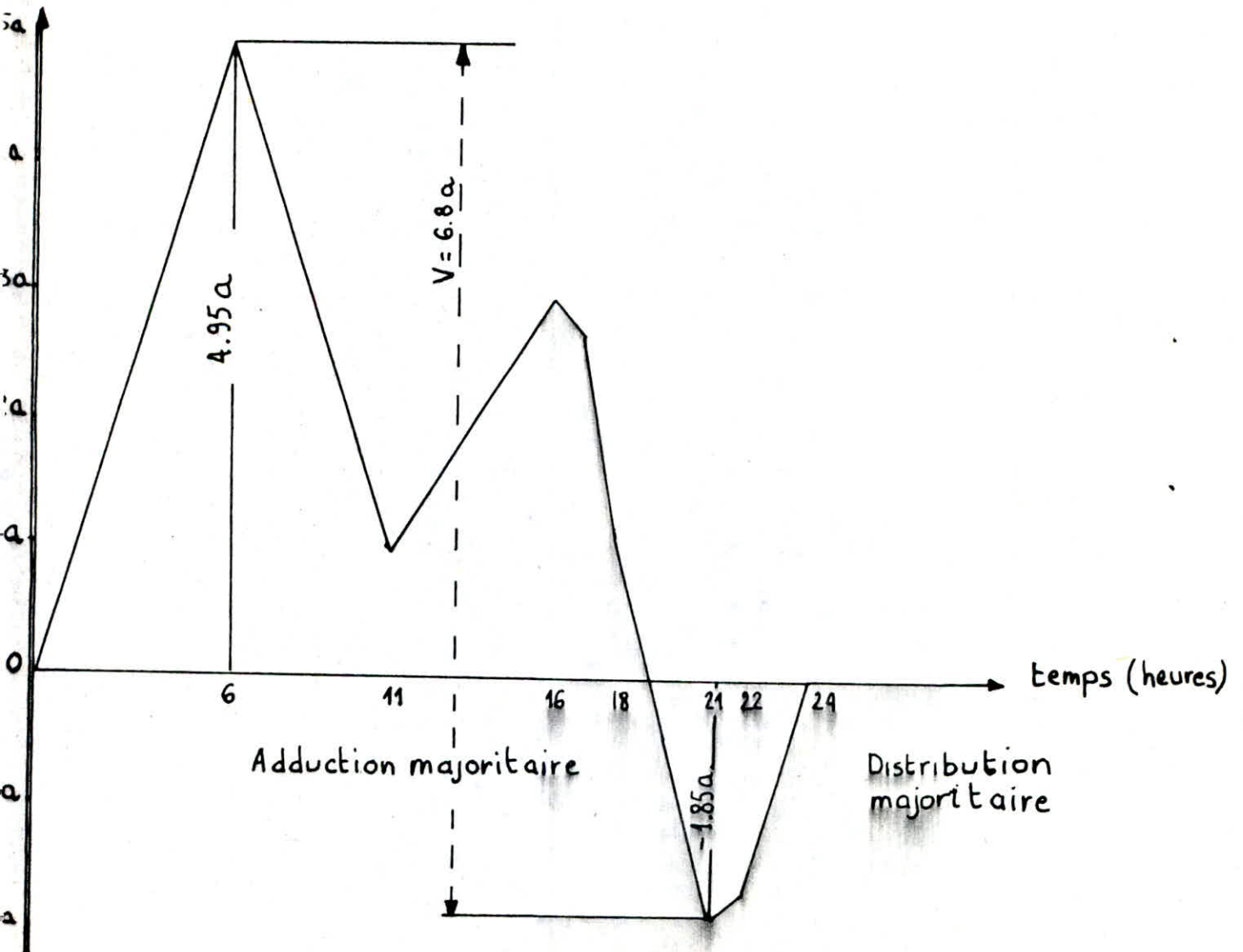
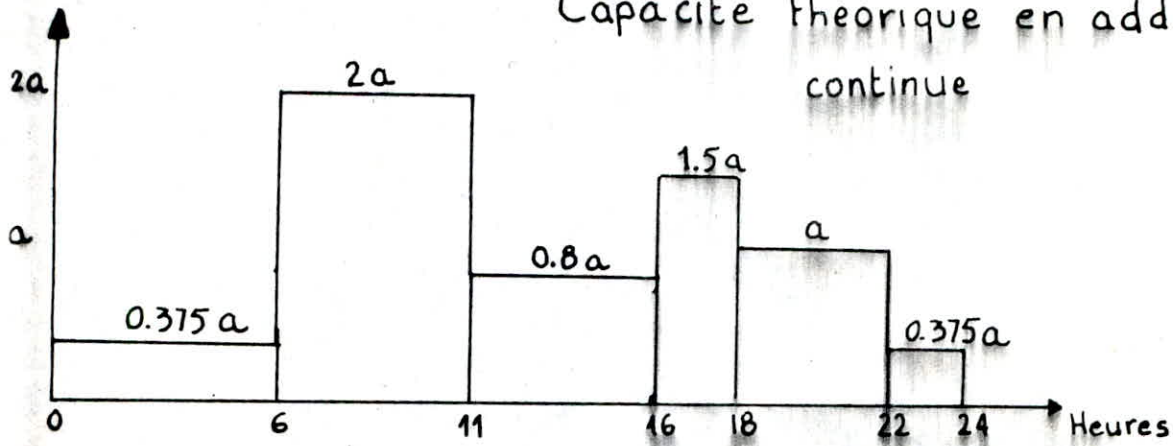
$$\text{Volume d'incendie : } V_{in} = 120 \text{ m}^3$$

5.- EQUIPEMENT DU RESERVOIR

L'arrivée de l'eau dans le réservoir s'effectue par surverse en chute libre pour favoriser l'oxygénation de l'eau.

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20 m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des boues ou des sables; qui pourraient éventuellement décanter dans la cuve. Pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée.

Capacite theorique en adduction continue



HEURES	ADDUCTION	DISTRIBUTION	DIFFERENCES.	
			+	-
①	②	③	④	⑤
0 - 1	1.2 a	0.375 a	0.825 a	
1 - 2	2.4 a	0.750 a	1.650 a	
2 - 3	3.6 a	1.125 a	2.475 a	
3 - 4	4.8 a	1.500 a	3.300 a	
4 - 5	6 a	1.875 a	4.125 a	
5 - 6	7.2 a	2.250 a	4.950 a	
6 - 7	8.4 a	4.25 a	4,150 a	
7 - 8	9.6 a	6.250 a	3.350 a	
8 - 9	10.8 a	8.250 a	2.550 a	
9 - 10	12.0 a	10.25 a	1.750 a	
10 - 11	13.2 a	12.25 a	0.950 a	
11 - 12	14.4 a	13.05 a	1.350 a	
12 - 13	15.6 a	13.85 a	1.750 a	
13 - 14	16.8 a	14.65 a	2.150 a	
14 - 15	18 a	15.45 a	2.350 a	
14 - 16	19.2 a	16.25 a	2.950 a	
16 - 17	20.4 a	17.75 a	2.650 a	
17 - 18	20.4 a	19.25 a	1.150 a	
18 - 19	20.4 a	20.25 a	0.150 a	
19 - 20	20.4 a	21.25 a		0.850 a
20 - 21	20.4 a	22.25 a		1.850 a
21 - 22	21.6 a	23.25 a		1.650 a
22 - 23	22.8 a	23.625 a		0.825 a
23 - 24	24 a	24.00 a		0.000

$V = | \max(+)| + | \max(-)|$

$V = 4.95 a + 1.85 a = 6.8 a$

- Conduite de trop-plein

La conduite de trop-plein, est destinée à maintenir le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir. L'extrémité de cette conduite doit être en forme d'un siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

- Vidange

La conduite de vidange part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein, elle comportera un robinet-vanne.

- Robinet flotteur

Le réservoir sera équipé d'un robinet flotteur qui obture la conduite d'arrivée, l'eau atteint son niveau maximale et s'ouvre quand le niveau d'eau sera minimal.

- Réserve d'incendie

Le fonctionnement est de la manière suivante :

En service normal la vanne 1 est fermée, la vanne 2 ouverte en cas de sinistre on ouvre la vanne 1 afin que la réserve puisse être renouvelée.

$$V_T \text{ nécessaire} = 4590 + 120 = 4710 \text{ m}^3$$

Réservoirs projetés

1.- Après le calcul de la capacité du réservoir, nous trouvons qu'il nous faut un réservoir de 4 710 m³. Comme la ville de BERZIANE dispose actuellement de deux réservoirs 2 X 1 500; il reste à construire un réservoir de 1 700 m³.

4.- DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR

Après avoir calculé le volume qui est estimé à 1700 m3

Calcul du diamètre :

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

V : volume d'eau

D : diamètre de la cuve (m)

H : hauteur de la lame d'eau H = 8 m

$$D = \frac{4 \cdot 1700}{\pi \cdot 8} = 20,81 \text{ m , on prend un diamètre } 20,81 \text{ m}$$

5.- EMPLACEMENT DU RESERVOIR PROJETE

Pour éviter les constructions existantes et celles projetées par le plan d'urbanisme, nous avons préféré que l'emplacement du réservoir soit à l'extérieur de la ville de façon à alimenter en même temps les constructions existantes et celles prévues dans le cadre de l'extantion.

5.1.- DETERMINATION DE LA COTE DU RADIER

L'emplacement du réservoir projeté doit être choisi de façon à satisfaire aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.

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

C_t = Côte du terrain du point le plus haut de la ville 565 m
N.G.A.

H = Hauteur prise en fonction du nombre d'étage qu'on a

$$H = R + 1, H = 6 \text{ m}$$

H_{wi} = perte de charge dans chaque bâtiment pour R + 1 on a

$$H_{wi} = 3 \text{ m}$$

P_s = colonne d'eau supplémentaires tenant compte des chauffe-eau $P_s = 3 \text{ m}$

H_{we} = pertes de charge linéaires le long de la conduite

En premier lieu déterminant (C_T) sans tenir compte des pertes de charge (H_{we}) pour pouvoir fixer la longueur de la conduite de distribution (du réservoir au nœud de jonction)

$$C_r = 565 + 6 + 3 + 3 + 0,38 = 577,38$$

$$C_{trop} = 582,38 \text{ m N.G.A.}$$

et cela nous oblige à opter pour un réservoir surélevé.

La hauteur de la lame d'eau est de 8,0 m une distance de 0,5 m sépare le trop plein.

3.2.- DÉTERMINATION DE LA HAUTEUR GÉOMÉTRIQUE

a)- Détermination de la hauteur géométrique de refoulement entre la bache de reprise et le réservoir d'accumulation

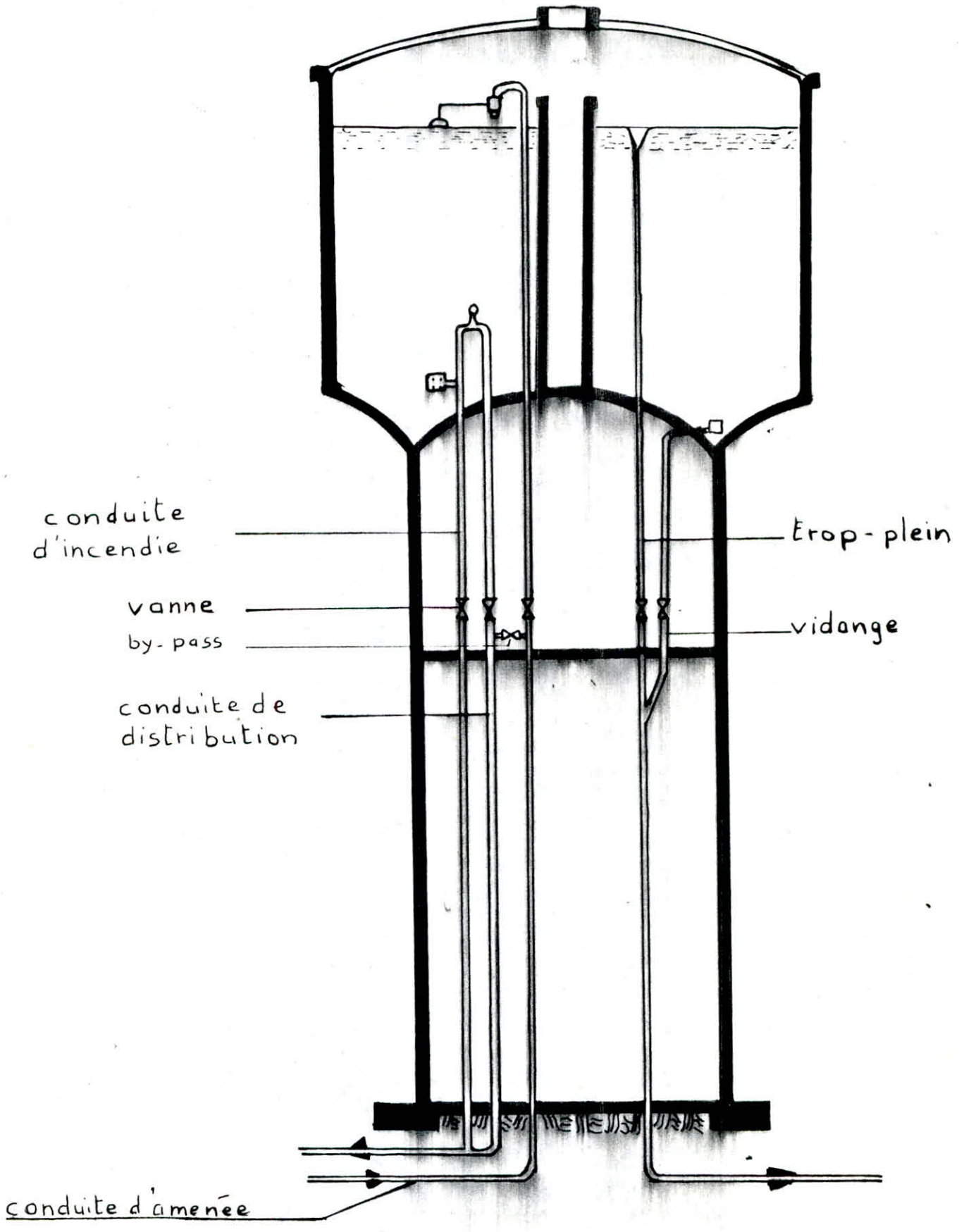
- Côte du trop plein du réservoir = 582 m N.G.A.
- Côte du plan d'eau dans la bache = 524 m N.G.A.
- H_0 : La hauteur de refoulement = (Niveau trop-plein - niveau d'eau dans la bache).

$$H_0 = 582 - 524 = 58 \text{ m}$$

La hauteur d'aspiration dans la bache = 3 m

$$H_g = 58 + 3 = 61 \text{ m}$$

Réservoir . surelevé



b)- Détermination de la hauteur géométrique de refoulement entre le forage F₁ et la bache de reprise

- Côte du trop-plein = 52,7 m N.G.M.

- Niveau du plan d'eau dans le forage F₁ = 122 m. N.G.M.

$$H_0 = 52,7 - 122 = - 69,3$$

$$H_g = H_0 + 2 = - 67,3$$

c)- Détermination de la hauteur géométrique de refoulement entre le Forage F₂ et la bache de reprise

$$H_g = 110,4 \text{ m}$$

d)- Détermination de la hauteur géométrique de refoulement entre le forage F₂ et la bache de reprise

$$H_g = 110,4 \text{ m}$$

3.- DIMENSIONNEMENT DE LA BACHE DE REPRISSE

Pour dimensionner la bache nous utiliserons la plus grande différence en valeur absolue entre le volume apporté cumulé et le volume refoulé cumulé.

* Le débit de pompage disponible est celui des 3 forages

$$Q_p = 14 + 36 + 20 = 70 \text{ l/s} = 360 \text{ m}^3/\text{h}$$

* Le débit de refoulement vers le réservoir est le débit apporté trouvé précédemment qui est égal à 93,54 l/s

$$Q_{\text{refoulé}} = 336,74 \text{ m}^3/\text{h}$$

* Choisissons un temps de pompage (de la station principale

$$t = 24 \text{ h}$$

d'où le volume de refoulement

$$V = 336,74 \times 24 = 8081,8 \text{ m}^3$$

Donc le temps de pompage sur les 3 forages sera :

$$t' = 23 \text{ h}$$

Donc la plus grande différence de volume en valeur absolue est de 266 m³ et pour plus de sécurité sur l'aspiration des pompes on prend un volume de 300 m³. Nous disposons ce volume en deux cuves de 150 m³ afin de faciliter le nettoyage.

La hauteur de la tranche d'eau (H) dans la bache sera prise égale à 3,5 m

$$\text{on a } V = S \cdot H \quad \frac{D^2}{4} \cdot H \quad D^2 = \frac{4 V}{H}$$

$$D = \frac{4 V}{H} \quad D = \frac{4 \cdot 150}{3,14 \cdot 3,5} = 7,38 \text{ m}$$

temps	Δt (h)	temps de refoulem- ent (h)	Volume refoulé (m ³)	Volume refoulé cumulé (m ³)
0 - 4	4	4	1346.96	1346.96
4 - 10	6	6	2020.44	3367.40
10 - 16	6	6	2020.44	5387.88
16 - 20	4	4	1346.96	6734.60
20 - 24	4	4	1346.96	8081.8
Σ	24	24		

temps	Δt (h)	temps de pompage (h)	Volume pompé (m ³)	Volume pompé cumulé (m ³)
0 - 4	4	3	1080	1080
4 - 10	6	6	2160	3240
10 - 16	6	6	2160	5400
16 - 20	4	4	1440	6840
20 - 24	4	4	1440	8280
	24	23		

temps	0 - 4	4 - 10	10 - 16	16 - 20	20 - 24
ΔV cumulé (m ³)	266	127	12.12	106	196

RESEAU DE DISTRIBUTION

1.- DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE RE --- Nœuds

- Données de base :

Longueur $L = 75 \text{ m}$

Rugosité $= 0,1 \text{ mm}$

Débit $Q = 368 \text{ l/s} = 0,368 \text{ m}^3/\text{s}$

On propose une vitesse de $1,8 \text{ m/s}$, d'où d'après l'équation de continuité on a :

$$Q = V \cdot \Delta \quad \Delta = \frac{Q}{V} \quad D = \frac{4 \cdot Q}{V} = 0,510 \text{ m}$$

Le diamètre calculé, ne figure pas dans la gamme des diamètres normalisés. Nous prenons donc un $\phi 500 \text{ mm}$ $V = 1,87 \text{ m/s}$

D'après la théorie de la longueur fluïdo-dynamique pour un profil circulaire plein (abaque N° 9) on a $D_0 = 1,539$.

$$\frac{D}{D_0} = \frac{0,5}{1,539} = 0,325 \text{ m}$$

Pour application de la formule

$$\frac{Q}{J} = 2,5 (15,96 - 8,61 \ln \frac{Q}{J}) = 5,15 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\frac{Q}{J} = 5,15 \quad J = \frac{Q}{5,15} = \frac{0,368}{5,15} =$$

$$J = 0,07145631$$

$$J = 0,005106004$$

- 47 -

Par la méthode classique en utilisant la formule de DARCY-WEISBACH avec $f = 0,013956$ on aura :

$$J = \frac{f \cdot V^2}{2g \cdot D} = 0,0049799519$$

on aura une différence de 2,4 % donc l'erreur est acceptable.

La perte de charge H est égale :

$$H = J \cdot L = 0,00497 \cdot 75 = 0,37 \text{ m}$$

Les deux méthodes donnent les mêmes résultats.

La conduite reliant les deux réservoirs, aura pour diamètre un \varnothing 300 mm, puisqu'elle permet simplement de maintenir le même niveau dans les deux réservoirs.

2.- DETERMINATION DES DEBITS AUX NOEUDS (HORIZON 2 010)

D'après le plan d'urbanisation, la ville de BERRIANE se compose de même densité.

Le réseau schématique des canalisations a été tracé en fonction des structures d'habitats, tout en suivant le cheminement des rues.

Nous avons circonscrit dans le périmètre à urbaniser un certain nombre de contour fermés, constituant de grandes mailles, à l'intérieur desquelles peuvent être connectées des conduites secondaires, considérées comme les conduites d'un réseau ramifié.

En ce qui concerne le débit de chaque noeud, on délimite la zone desservie par ce dernier par la méthode des médiatrices.

Ayant la densité, le nombre d'habitant, et la consommation spécifique correspondant on déduit le débit de chaque noeud.

N ^o des NOEUDS	MAILLES	Surfaces desservies ha	Nbre. d'habitants du-noeud	Debit Soutiré (l/s)
1	VIII X	1.872	1664	11.60
2	VIII	2.037	1811	12.60
3	VIII	2.462	2189	15.20
4	VIII IX X	2.105	1872	13.00
5	X	1.400	1689	12.00
6	X IX	3.030	2694	19.00
7	VI VIII IX	2.873	2554	18.00
8	VI IX	2.477	2167	15.20
9	VI VII VIII	4.081	3619	25.40
10	VII VIII	1.466	1303	9.00
11	II VII	1.530	1360	9.40
12	II V VI VII	5.336	4744	33.20
13	IV V VI	4.643	4128	29.00
14	IV	2.614	2324	16.30
15	III IV V	2.840	2532	18.00
16	II III V	1.644	1462	10.20

N° des Nœuds	MAILLE	Surfaces desservies, ha	N° d'habitants autour du nœud	Debit soutiré (L/S)
17	II	1.402	1246	9
18	I V	1.275	1134	10
19	I II III	2.370	2107	15
20	I III	2.120	1887	13.20
21	III IV	2.150	2218	15.60
22	I	1.273	1631	11.50
23	I	1.204	1370	9.60

* Formules de calcul

- Consommation spécifique (q)

$$q = \frac{Q_{III}}{N_M} \quad (L / J / \text{hab}),$$

- Densité moyenne (d) $d = \frac{N_M}{S} \quad (\text{hab} / \text{ha})$

- Consommation par noeud (Q_i) $Q_i = N_i \cdot q_i$

- Population dans chaque zone du noeud $N_i = S_i \cdot d$

Le réseau de distribution est composé de 10 unités de voisinage.

Les résultats de calculs sont représentés dans les tableaux suivants.

On prévoit aussi un débit de 17 l/s en cas d'incendies éventuelles qui sera ajouté au débit soutiré (351 l/s). Donc le débit total à soutiré sera $Q_{\Sigma} = 368 \text{ l/s}$ et qu'avec ce débit que sera dimensionner notre réseau de distribution.

2.- CALCUL DU RESEAU MAILLE

Le périmètre à urbaniser de BERTANGE compte une population importante.

Pour l'alimentation en eau potable de cette zone, nous avons opté pour un réseau maillé, en raison de la sécurité qu'il procure et l'avantage d'exploitation, il est préféré au réseau ramifié.

a)- Principe

Le calcul du réseau maillé est conduit par approximations successives, selon la méthode de HARDY-CROSS, qui repose sur deux lois:

1ère loi

En un noeud quelconque du réseau, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants.

2ème loi

La somme algébrique des pertes de charge, le long d'un parcours orienté, fermé est nulle.

L'orientation positive, est donnée par le sens des aiguilles d'une montre.

Les pertes de charges seront affectées selon les signes des débits, puisqu'elles croissent dans le sens de l'écoulement de l'eau.

b)- Calcul des Mailles

Les pertes de charges sont déterminées par la méthode de DARCY WEISBACH

$$H = \frac{F. L. V^2}{2g. D}$$

- Les pertes de charge singulières, sont exprimées par une longueur équivalente (L E y), occasionnant une perte de charge lors du passage d'un débit de sorte que :

$$H_s = \frac{f. L_{ey}. V^2}{2g. D}$$

- L_{ey} : longueur équivalente
- F : coefficient de frottement
- D : Diamètre de la conduite
- V : Vitesse moyenne d'écoulement

- Les pertes de charge dues aux frottements, sont exprimées par les formules suivantes :

$$H_f = \frac{f \cdot L_G \cdot V^2}{D \cdot 2g}$$

L_G = longueur géométrique

Les pertes de charge totales sont :

$$H_t = H_S + H_f$$

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

$$L_T = L_G + L_{ey} \quad \text{d'où} \quad L_T = 1,15 L_G$$

donc $L_T = 1,15 L_G$

D'après l'équation de continuité on a :

$$Q = V \cdot A \quad \text{d'où} \quad V = \frac{Q}{A}$$

Q - Débits (M³/s)

A - Section de la conduite (m²)

par conséquent :

$$H_T = \frac{1,15 \cdot f \cdot L_G \cdot Q^2}{2g \cdot A^2}$$

En profitant des facilités offertes par la théorie de la longueur fluïdo-dynamique, introduisant le concept de la perte de charge débitaire H_Q , qui est la perte de charge provoqué par le passage d'un débit égal à l'unité.

$$H_Q = \frac{1,15 \cdot f \cdot L_G}{D \cdot 2g \cdot A^2} = \frac{H_T}{Q^2}$$

On remarque que : $\frac{H}{Q^2}$ à la dimension $L^{-5} \cdot T^2$ en S. I.m⁻⁵. s²

Le gradient de la perte de charge débitaire :

$$J_Q = \frac{H_Q}{L} = \frac{f}{2g \cdot A^2 \cdot D_h} \text{ ayant la dimension } L^{-6} \cdot T^2$$

Pour un profil circulaire avec $\lambda = 3,14$, $g = 9,8 \text{ m/s}^2$
le gradient de la perte de charge débitaire devient :

$$J_Q = \frac{0,028 f_r}{D_h^5}$$

En zone de pleine turbulence, le coefficient de frottement ne dépend que de la rugosité absolue et de son diamètre $\lambda = 0,1 \text{ mm}$ en raison d'une conduite neuve.

$$F_r = 2g \cdot D_h \cdot A^2 \cdot J_Q = 12,09 J_Q \cdot D_h^5$$

Pour un régime turbulent rugueux, la perte de charge le long de la conduite s'exprime par :

$$\Delta H_T = J \cdot L = J_Q \cdot Q^2 \cdot L = Q^2 \cdot \Delta H_Q$$

$$J_{Qr} = \Delta H_Q = r$$

d'où on obtient :

$$\Delta H_T = R \cdot Q^2 \quad \text{avec} \quad R = \frac{1,15 L_G \cdot f \cdot 16}{2g \cdot D^5 \cdot \lambda^2}$$

Le coefficient de frottement est calculé à l'aide de la formule de COLEBROOK.

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

On prend comme première approximation la valeur f_n calculée par NIKURALZE

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

- Détermination des débits correctifs

$$\text{On a } \sum \Delta H = \sum R_i Q_i^2$$

Cette équation doit être nulle dans chaque circuit fermé, pour satisfaire la deuxième loi.

soit :

- Q_0 = le débit supposé en première approximation
- Q_1 = le débit corrigé
- Q_0 = le terme correctif

Donc pour chaque conduite, on aura : $Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$

l'équation devient donc :

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

ΔQ_0 : est minimal par rapport à Q_0 , donc ΔQ_0^2 est négligeable on aura donc :

$$\Delta Q_0 = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0} \quad \text{en m}^3/\text{s}$$

Chaque maille est calculée séparément . Les corrections à apporter aux débits de première répartition se divisent en deux:

- Corrections propres à la maille considéré:
avec le signe de ΔQ_0
- Corrections propres à la maille adjacente (conduites communes entre 2 mailles) avec le signe contraire de Q_0 .

Il suffit de faire la somme algébrique de ces 2 corrections et l'ajouter au débit Q_0 pour avoir le nouveau débit Q_I .

Les approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de Q soient voisines de zéro (pratiquement pour ($q = 0,40$) et jusqu'à ce que les pertes de charges sur le contour fermé soient inférieure à 0,50 m environ.

Voir calcul sur la planche I.

Les calculs du réseau a été fait à l'aide d'une calculatrice "TI 59 Programmable".

.- CALCUL DES PRESSIONS AU SOL

La pression demandée au droit d'un immeuble :

$$P_{sol} = n \cdot 3 + 1$$

où :

n = nombre d'étages

- Le chiffre 3 représente la hauteur d'un étage
- Le chiffre 1 englobe la valeur de la pression prévue sur les orifices de puisage les plus élevés.

PRESSIONS AU SOL

- 59 -

N° des mailles	TRONÇONS	ALTITUDES		PDC	côtes piézométriques		PRESSION du SOL
		AMONT	AVAL		AMONT	AVAL	
I	22-23	562.9	563.50	0.13	576.48	576.35	13.58
	23-20	563.50	560.00	0.22	576.35	576.13	12.85
	20-19	560.00	562.50	0.016	576.13	576.12	16.13
	19-18	562.50	564.00	-0.45	576.12	576.57	13.62
	18-22	564.00	562.90	0.10	576.57	576.47	12.57
II	R17	552.40	564.00	0.37	577.38	577.01	13.01
	17-18	552.40	564.00	0.44	577.01	576.57	12.57
	18-19	564.00	562.00	0.47	576.57	576.01	13.60
	19-16	562.50	539.60	0.23	576.10	575.87	37.27
	16-12	538.60	531.30	0.17	575.87	575.70	44.40
	12-11	531.30	526.50	-0.56	575.70	576.26	49.76
	11-17	526.50	552.40	-0.75	576.26	577.01	24.61
III	16-19	538.60	562.50	-0.23	575.87	576.10	37.27
	19-20	562.50	560.00	-0.016	576.10	576.13	13.60
	20-21	560.00	560.00	0.60	576.13	575.53	16.13
	21-15	560.00	550.00	-0.11	575.53	575.64	15.53
	15-16	550.00	538.60	-0.24	575.64	575.88	25.64
IV	15-21	550.00	560.00	0.11	575.64	575.53	25.64
	21-14	560.00	557.00	0.40	575.53	575.13	15.53
	14-13	557.00	538.00	0.35	575.13	574.78	18.13
	13-15	539.00	550.00	-0.79	574.78	575.57	35.78
V	15-13	550.00	539.00	0.79	575.57	574.78	25.77
	13-12	539.00	531.30	-0.90	574.78	575.68	35.78
	12-16	531.30	538.60	-0.17	575.68	575.85	44.38
	16-15	568.60	650.00	0.24	575.85	575.61	25.61

PRESSIONS AU SOL

N° des Mailles	Troncçon	COTE du terrain		PDC	cotes piezometriques		Pression au SOL
		AMONT	AVAL		AMONT	AVAL	
VI	13-8	539.00	535.00	0.61	574.42	574.11	35.72
	8-7	535.00	536.00	-0.014	574.11	574.13	39.11
	7-9	536.00	530.00	-0.77	574.13	574.90	38.13
	9-12	530.00	531.30	-0.78	574.90	575.68	44.90
	12-13	531.30	539.00	0.90	575.68	574.78	44.38
VII	9-12	530.00	531.30	0.78	574.90	575.68	44.90
	11-12	526.50	531.30	0.56	576.24	575.68	44.90
	11-10	526.50	527.50	-0.63	576.24	575.61	48.11
	10-9	527.50	530.00	-0.70	575.61	574.91	44.91
VIII	7-4	536.00	540.00	0.58	574.14	573.56	38.14
	4-1	540.00	545.00	-0.36	573.56	573.92	35.56
	1-2	545.00	546.50	-0.30	573.92	574.22	28.92
	2-3	546.50	537.50	-0.96	574.22	575.18	28.72
	3-10	537.50	527.50	-0.58	575.18	575.76	37.68
	10-9	527.50	530.00	0.70	575.61	574.91	48.11
	9-7	530.00	536.00	0.77	574.91	574.14	38.14
IX	4-7	540.00	536.00	-0.58	573.56	574.14	33.56
	7-8	536.00	535.00	0.014	574.14	574.13	38.14
	8-6	535.00	527.50	0.28	574.13	573.84	39.13
	6-4	527.50	540.00	0.16	573.84	573.69	46.34
X	4-6	540.00	527.50	-0.16	573.84	573.84	33.69
	6-5	527.50	525.00	-0.19	573.84	574.03	46.34
	5-1	525.00	525.00	-0.12	574.03	574.15	49.03
	1-4	545.00	540.00	0.36	574.15	573.79	29.15

Dans notre cas l'immeuble le plus élevé est de 1 étage la détermination de la pression de service en un noeud quelconque est obtenue à partir de la cote piézométrique du noeud précédent en retranchant les pertes de charge (en valeur absolue) occasionnées le long du tronçon et la cote du noeud considéré tout en respectant le sens de l'écoulement.

$$\text{Pression au sol} = \text{Cote piézométrique} - \text{Cote du terrain}$$

5.- EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

a)- Type de canalisation

Le réseau de distribution est constitué d'un assemblage de tuyau en acier.

b)- Appareils et accessoires

- Robinets vannes

Le rôle de ces appareils, est de permettre l'isolement des divers tronçons du réseau, afin de pouvoir effectuer des réparations.

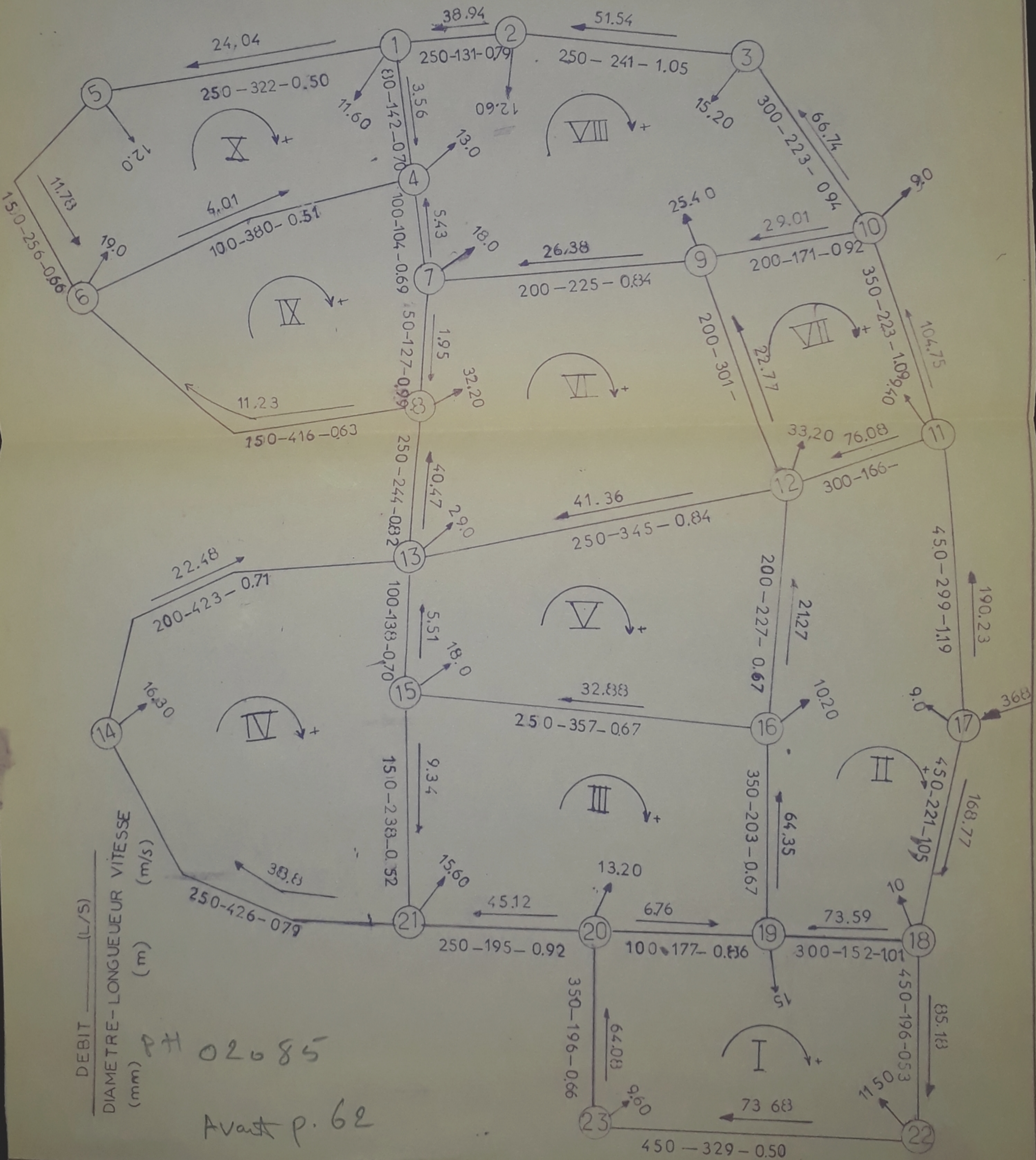
Ils permettent aussi de régler les débits, la manoeuvre de ces robinets s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé.

- Ventouses

La présence d'air dans les conduites, peut provoquer des perturbations de l'écoulement, et parfois des détériorations de la canalisation.

Pour remédier à ce type de problème, nous prévoyons des ventouses au droit de chaque point haut, pour éliminer les embarras d'air.

REPARTITION DEFINITIVE DES DEBITS DANS LES DIFFERENTS TRONÇONS



- Bouches d'incendie

Les bouches d'incendie sont installées en bordures des trottoirs, espacées au environ de 150 m.

Ces bouches d'incendie et poteaux d'incendie doivent être raccordés sur des canalisations capables de fournir au point correspondant un débit minimal de 17 l/s sous une pression suffisante.

- Robinets de décharges

Les robinets de décharges sont placés au niveau des points les plus bas du réseau, afin de faciliter le vidange et l'évacuation des dépôts.

- Clapet

Pour empêcher le retour de l'air, en sens inverse, nous avons prévu des clapets.

- Pièces spéciales

Pour l'équipement du réseau de distribution on a utiliser les pièces suivantes:

Tes et coudes : Pour permettre la prise des conduites secondaires, à partir des canalisations principales.

Cones de raccordement : Pour raccorder les tuyaux de différents diamètres.

.- MOYENS DE PROTECTION

Le coup de belier est susceptible, d'entraîner des ruptures de conduites, et des destructions d'appareils de pompage, il peut atteindre des valeurs très élevés, pouvant être égales à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à pression normale.

Pour diminuer l'intensité du coup de belier, et ses conséquences néfastes, ils existent les moyens suivants qui sont les plus utilisés.

- Le volant d'inertie intervient dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge interviennent dans la protection contre les surpressions.

L'utilisation des soupapes de décharge nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive, de plus il faut prévoir l'évacuation vers l'extérieur de l'eau ainsi libéré.

- Les cheminées d'équilibre peuvent limiter les dépressions ainsi que les surpressions. Ces dernières sont adoptées lorsque les hauteurs de refoulement sont relativement faibles.
- Les réservoirs d'air protègent les installations aussi bien contre les surpression que contre les dépressions.

Ces réservoirs sont excessivement simples du point de vue installation.

Parmi ces moyens, nous avons opté pour le réservoir d'air ayant comme dispositif d'étranglement un clapet à battant percé.

.- RESERVOIR D'AIR

a)- Arrêt brusque du groupe électropompe

- Principe

Après disjonction des groupes, l'alimentation continue de la veine liquide, s'effectue à l'aide du réservoir d'air accumulé sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée avec la conduite de refoulement à l'aval du clapet.

Au moment d'un arrêt brusque de la pompe, le clapet se ferme; une partie d'eau est classée dans la conduite en ce moment la pression de l'air de la cloche, est encore supérieur à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite au réservoir.

La vitesse diminue progressivement et s'annule, l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche.

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

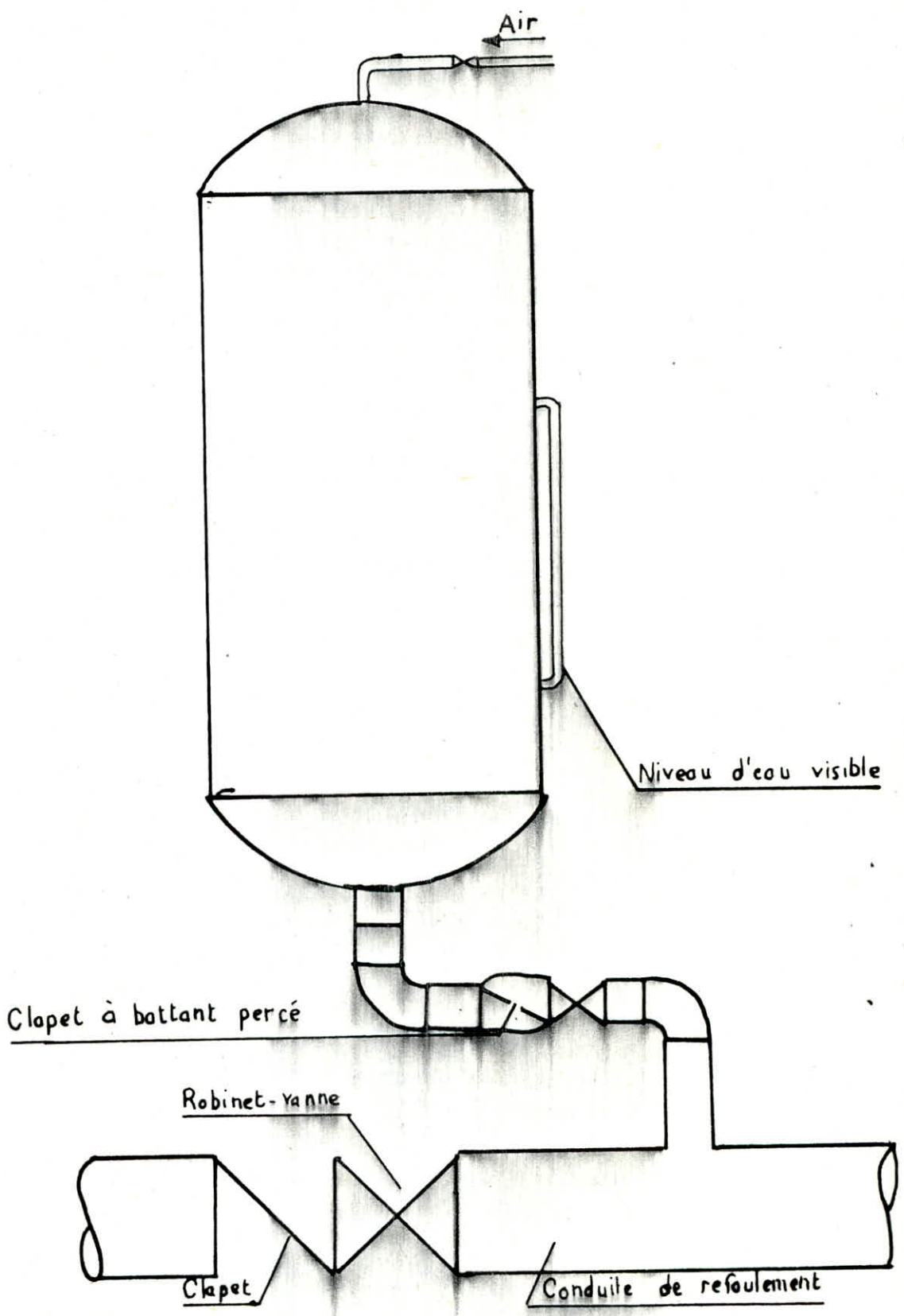
- Méthode de calcul

Les valeurs de la dépression et la surpression, seront déterminées par l'épure de BERGERON, après avoir fixé les caractéristiques du réservoir d'air en régime normal, et son dispositif d'étranglement. Cette méthode, consiste à déterminer par approximations successives la vitesse de l'eau dans la conduite au niveau du réservoir d'air l'intervalle de temps entre les vitesses successives est :

$$\Delta t = \frac{2 \cdot L}{a} \quad \left[\text{temps d'un aller retour d'une onde} \right]$$

En partant d'un volume initial du réservoir d'air, arbitrairement choisi, et en utilisant la valeur choisie pour la vitesse finale (VF) de l'eau dans l'intervalle du temps considéré $\left(\frac{2 \cdot L}{a} \right)$

RESERVOIR D'AIR



On calcule successivement à la fin de cet intervalle, la pression dans le réservoir, puis celles en aval de l'étranglement et en aval du diagramme fictif représentatif des pertes de charges dans la conduite, on vérifie alors en menant une horizontale passant par la valeur de la pression finale, que cette droite coupe $\frac{a}{gs}$ au droit de V_f , si non on refait les calculs avec une autre valeur de V_f

- Vitesse moyenne pour chaque intervalle :

$$V_{fm} = \frac{V_f (n-1) + V_f (n)}{2}$$

Le volume U d'air du réservoir, sera égal à la fin du premier intervalle t , au volume d'air choisi arbitrairement U_0 au départ, augmenté de la quantité trouvée à la colonne précédente.

Pour les autres intervalles, les volumes s'ajoutent quand l'eau monte et se retranchent quand l'eau descend.

- La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée par :

$$Z = \frac{Z_0 \cdot U_0^{1,4}}{U^{1,4}} \quad \text{avec } Z_0 = H_g + 10 - h_0$$

où :

H_0 = hauteur géométrique de refoulement

h_0 = hauteur d'eau entre l'axe de la conduite de refoulement et le plan d'eau dans la cloche, lors du régime normal.

- Les pertes de charge au niveau du clapet sont négligeables à la montée

Par contre à la descente le clapet se ferme et les pertes de charge sont fonction du rapport m de la section contractée (diamètre d) et la tubulure diamètre D).

Cette perte peut s'exprimer par :

$$\Delta h = \frac{C \cdot v^2}{2g}$$

où C - coefficient de perte de charge déterminé par l'abaque suivant (tiré de A. DUPONT tome II).

$$\frac{v}{v_f} = \frac{\phi}{d} \quad v = \frac{\phi}{d} \cdot v_f$$

ϕ - Diamètre de la conduite de refoulement

d - Diamètre de l'orifice du clapet

- Variation du volume d'air

$$\Delta U = S \cdot V_m$$

- Volume d'air emprisonné dans la cloche :

$U = U_0 - \Delta U$ - Lorsque le réservoir d'air se remplit

$U = U_0 + \Delta U$ - Lorsque le réservoir d'air se vide

- La valeur de la perte de charge dans la conduite () est déduite d'après la vitesse choisie.

10.- PROTECTION DE LA CONDUITE Br - Rp

* Données de base

- Longueur L = 1 000 m

- Diamètre ϕ = 350 mm

$$H_g = H_o = 61 \text{ m}$$

$$Q = 93,54 \text{ l/s} = 0,09354 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_o = 0,97 \text{ m/s}$$

$$S = 0,0962 \text{ m}^2$$

$$a = 1\,107,62 \text{ m/s}$$

$$t = \frac{2L}{a} = 1,81 \text{ s}$$

$$b = \frac{1\,107,62 \times 0,97}{9,8} = 109,63$$

Surpression maximale

$$H_o + b = 170,63 \text{ m}$$

Dépression maximale

$$H_o - b = -48,63 \text{ m}$$

En première approximation on suppose que le volume d'air en régime normale $V_o = 2 \text{ m}^3$

D'autre par que l'or dispose d'un clapet à battant percé avec un orifice de diamètre $d = 80 \text{ mm}$ incorporé dans une tubulure de diamètre $D = 200 \text{ mm}$.

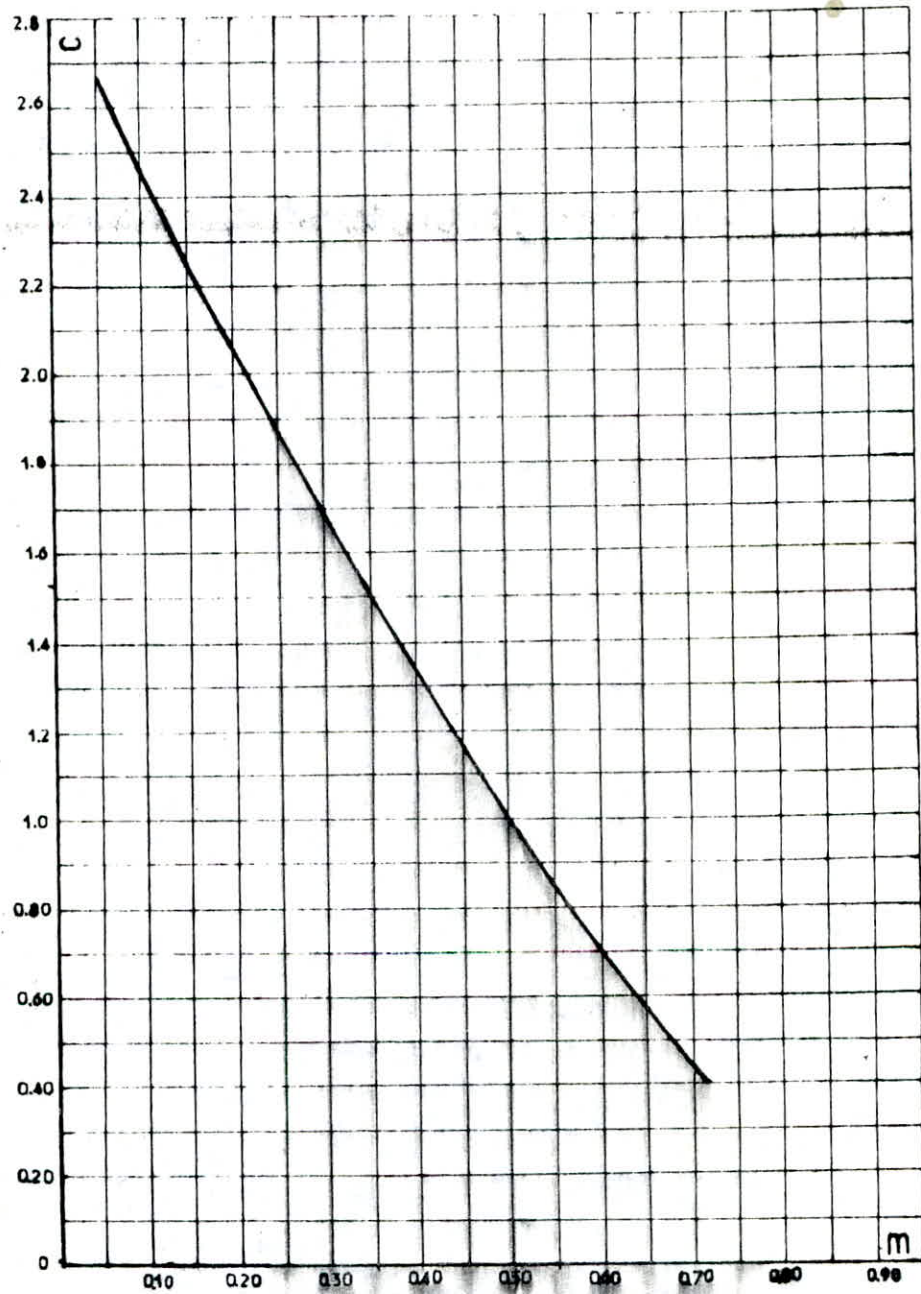
La variation du volume d'air contenu dans la cloche

$$\pm \Delta U = 0,0961 \times 1,81 \times V_m = 0,173 \cdot V_m$$

Pression dans le réservoir d'air

$$Z_o = H_o - h_o + 10 = 61 - 3 + 10 = 68$$

Coefficient de perte de charge dans un clapet



$$Z = \frac{[H_0 - h_0 + 10] \times 2^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{179,45}{1,4}$$

$$V_0^{1,4} = \frac{179,46}{71} = 2,6 \Rightarrow V_0 = 1,939$$

$$m = \frac{d^2}{D^2} = \frac{(0,06)^2}{(0,2)^2} = 0,16$$

$$C = 2,22$$

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{(\phi)^2}{(d)^2} = 19,14 \Rightarrow V_2 = 19,14 V_f$$

$$h = \frac{C V_2^2}{2g} = 2,22 \frac{V_2^2}{2g}$$

$$\frac{a}{g \cdot s} = \frac{1 \ 107,62}{9,8 \cdot 0,0962} = 1 \ 174,87 \Rightarrow \frac{b}{q}$$

* Echelle des pressions

1 cm \longrightarrow 5 m

X \longrightarrow 1 174,87

$$X = 234,97 \text{ cm} = \dots$$

ARRET

BRUSQUE

DU GROUPE

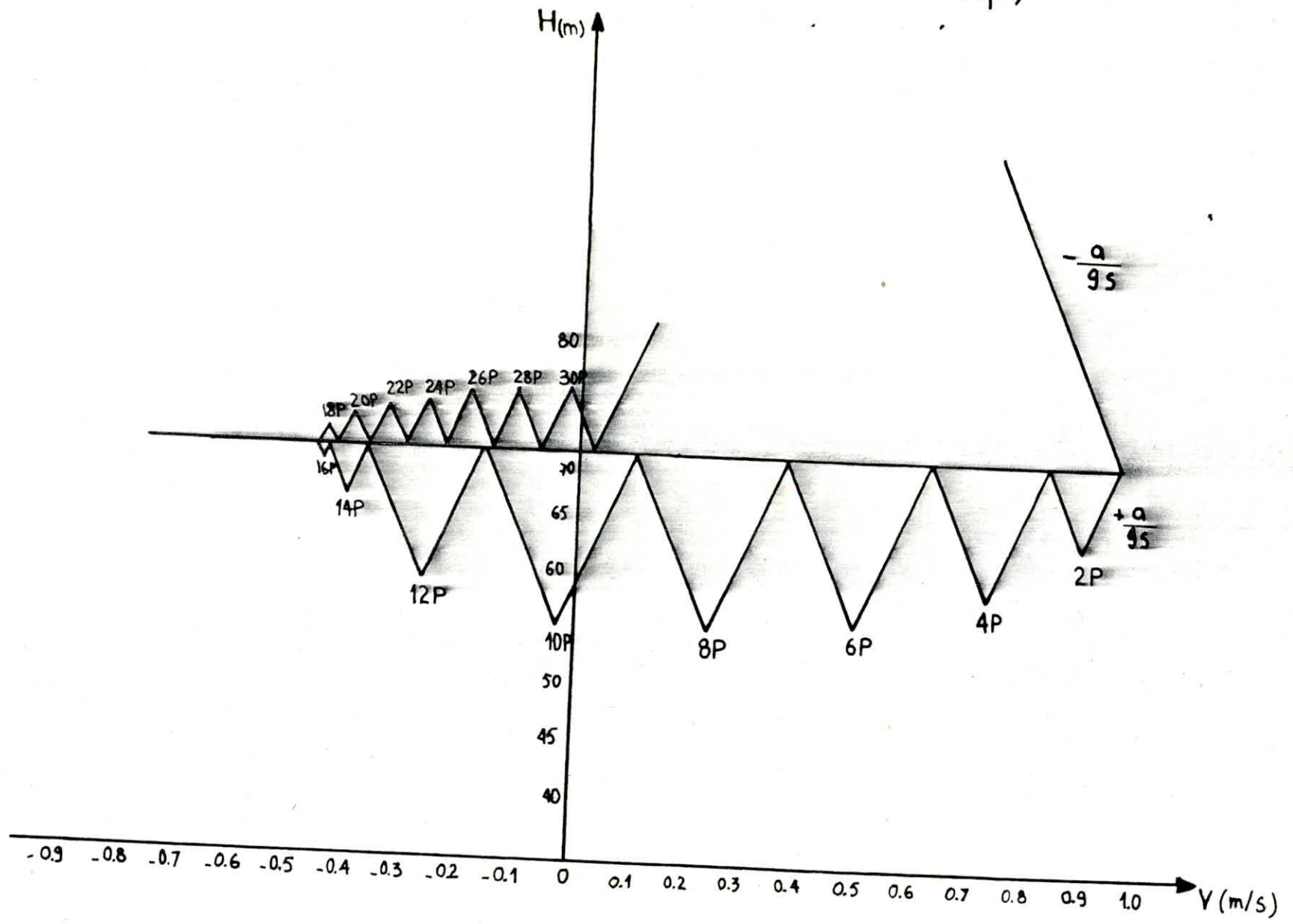
(Br - Rp)

Intervalle de temps θ	Variations du volume d'air $\Delta U = 0.173 V_m$	VOLUME D'AIR U (m^3)	Pression dans Le Reservoir d'air $Z = \frac{479.45}{U^{1.4}}$	Vitesse due au passage de l'eau dans le trou du diaphragme $V_0 = 19.14 V_f$	P.D.C dans l'orifice du clapet à ballon percé $\Delta H = 2.22 \frac{V_0^2}{2g}$	Pression dans La conduite y compris les P.D.C $M = \frac{Z+3}{Z+3.5}$ $P = \frac{Z+3.5}{Z+3} \Delta H + 3$	Pertes de charge au refoulement	Pression dans La conduite sans Les P.D.C $M = \frac{Z+3}{Z+3.5}$ $P = \frac{Z+3.5}{Z+3} \Delta H + 6$	Vitesse V_f Lue Sur le Gra.	Vitesse Moyenne V_m	Vitesse choisie V_f	POINTS
0	0	1.939	$Z_0 + 6 = 71.38$	$\Delta h = 0$	Le ballon du clapet est ouvert la perte de charge est négligeable	74.38	3.38	71	$V_0 = 0.97$	-	-	1R
θ	0.1617	2.1007	63.48			66.48	2.92	63.56	0.90	0.935	0.90	2P
2 θ	0.1413	2.242	57.95			60.95	1.96	58.99	0.745	0.84	0.745	4P
3 θ	0.1067	2.342	54.32			57.32	0.93	56.39	0.50	0.622	0.50	6P
4 θ	0.0640	2.412	52.31			55.31	0.226	55.53	0.24	0.37	0.24	8P
5 θ	-0.0177	2.406	52.50	0.669	0.0508	55.55	0.0065	55.55	-0.035	0.1025	-0.035	10P
6 θ	-0.0255	2.388	53.29	5.072	2.91	59.25	0.274	59.47	-0.265	-0.15	-0.265	12P
7 θ	-0.0583	2.320	55.24	7.85	6.98	66.09	0.63	66.72	-0.41	-0.337	-0.41	14P
8 θ	-0.0739	2.246	57.80	8.51	8.18	68.98	0.74	69.72	-0.445	-0.427	-0.445	16P
9 θ	-0.0764	2.169	60.70	8.42	8.03	71.70	0.72	72.43	-0.44	-0.442	-0.44	18P
10 θ	-0.0726	2.096	63.64	7.65	6.62	73.27	0.60	73.87	-0.40	-0.42	-0.40	20P
11 θ	-0.0635	2.033	66.44	6.41	4.65	74.09	0.42	74.51	-0.335	-0.367	-0.335	22P
12 θ	-0.0519	1.981	68.90	5.07	2.91	74.81	0.27	75.08	-0.265	-0.300	-0.265	24P
13 θ	-0.0389	1.942	70.85	3.54	1.42	75.26	0.138	75.41	-0.185	-0.225	-0.185	26P
14 θ	-0.0250	1.916	72.20	2.009	0.45	75.65	0.047	75.69	-0.105	-0.145	-0.105	28P
15 θ	-0.0198	1.896	73.26	0.4918	0.0011	75.76	0.0007	75.76	-0.065	-0.105	-0.065	30P

140	-0.0250	1.916	72.20	2.009	0.45	75.65	0.047	75.69	-0.105	-0.145	-0.105	28P
150	-0.0198	1.896	73.26	0.1914	0.0041	76.26	0.0007	76.26	-0.04	-0.115	-0.04	30P
160	0.00346	1.899	73.09	—	—	76.09	0.0423	76.07	0.05	0.02	0.05	32P

7

ARREI BRUSQUE (Br - Rp)



CHAPITRE VIII

1 - PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

Les phénomènes de corrosion sont des réactions chimiques ou électrochimiques qui se manifestent à la surface de séparation métal-milieu ambiant.

I - Corrosion interne

a)- La corrosion interne est caractérisée par une attaque du métal due à des causes trouvant ainsi leur origine dans l'eau chargée. L'acier non protégé au contact de l'eau, se trouve normalement corrodé. Cette corrosion naturelle dépend d'un certain nombre de facteurs et notamment :

- pH
- teneur en oxygène dissout dans l'eau
- vitesse de circulation de l'eau

b)- Les procédés de lutte qui peuvent être retenus sont :

- Interposition d'un film protecteur entre l'eau et le métal, ce film est constitué par un enduit bitumineux soit un enduit spécial.
- Modification des caractéristiques physico-chimiques de l'eau = à véhiculer par un traitement approprié.

II - Corrosion externe

La corrosion externe des conduites est due essentiellement à des phénomènes extérieurs en liaison le plus souvent soit :

- avec des installations électriques
- avec la nature du sol

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des conduites. Donc il est nécessaire d'attacher une importance à ces problèmes.

a)- Corrosion par formation de pile

Ce phénomène peut être comparé à deux métaux différents plongés dans un bac d'électrolyse, ou une électrode va se corroder au profit de l'autre. Dans le cas d'une conduite, cette dernière jouera le rôle d'anode et se trouve attaquée.

b)- Corrosion par suite d'influence d'une source électrique extérieure

Cette corrosion est produite par électrolyse due à des courants vagabonds.

Lutte contre la corrosion externe

Parmi les procédés de lutte contre la corrosion autre que le revêtement extérieure, on distingue deux procédés les plus utilisés :

a)- Protection par anode réactive

Elle se base sur un principe simple qui consiste à relier électriquement la conduite à une pièce métallique plus électro-négative que l'acier.

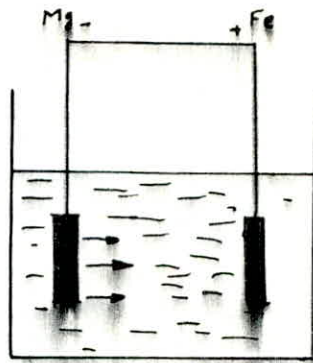
Cette pièce va se corroder en jouant le rôle d'anode au profit de la conduite.

b)- Protection cathodique par soutirage de courant

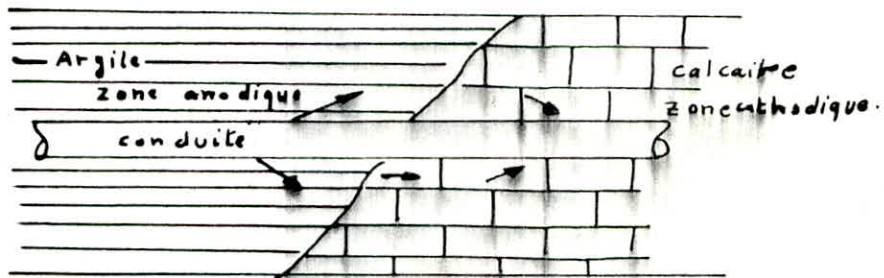
Le procédé consiste à relier électriquement la conduite au pôle négative d'une source de courant continu, le pôle négatif étant raccordé à une prise de terre constituée par des pièces métalliques enfoncés dans un milieu humide.

Le courant en quittant la prise de terre, regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et ce sont les pièces métalliques qui vont se corroder au profit de la conduite.

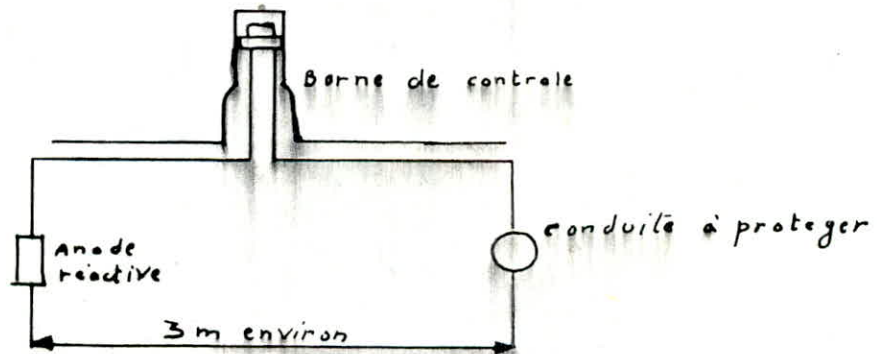
(Voir schémas).



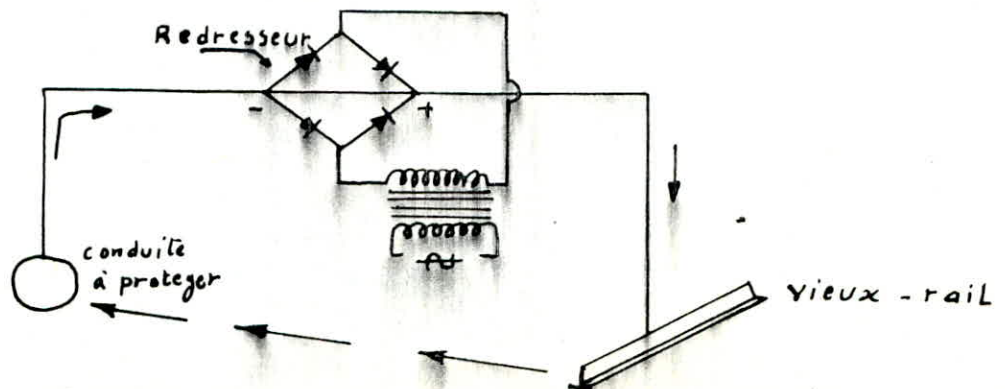
Mechanisme de la corrosion.



Corrosion par formation de pile.



Protection cathodique par anode réactive



Protection par courant de soutirage

- H : profondeur de la tranchée
D : diamètre de la conduite
e : épaisseur du remblai compté à partir de la génératrice supérieure de la conduite (0,6 e 1,2 m)
h : épaisseur du lit de fouille (0,15 h 0,3 m)

c)- Fond de la tranchée

Le fond de fouille de la tranchée doit être débarrassée de pierre, et bien plan tout le long d'une même pente, ensuite recouvert d'un lit de pose bien nivelé.

Il est constitué généralement par :

- du gravier pour les terrains ordinaires
- de la pierre cassée pour des terrains imperméables et rocheux, formant ainsi des drains

d)- Remblayage des fouilles

La mise en place du remblai depuis le fond jusqu'à une hauteur de 0,3 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est effectué avec de la terre des déblais soigneusement tassée et arrosée. A partir de la hauteur fixée ci-dessus, le remblai se fait avec les tout venants.

III - MODALITE ET PRECAUTIONS A PRENDRE

- Avant la descente en fouille les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui ont reçus des chocs.
- Avant la pose des tuyaux, les revêtements doivent être reconstitués partout où ils aurait été détériorisés (pour les tuyaux en acier).

CHAPITRE IX

POSE DES CANALISATIONS

1.- STOCKAGE ET APPROVISIONNEMENT

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

2.- POSE DES CONDUITES

a)- Largeur de la tranchée

La pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante (0,60 m au minimum) de manière à ce que les ouvriers puissent y travailler aisément.

La largeur est donnée par la formule suivante :

$$B = D + 2 \times 0,30 \text{ (m)}$$

B : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m)

Au droit de chaque joints, on doit pratiquer dans les parois latérales des élargissements de la tranchée (appelées niches) pour faciliter le raccordement et l'opération de soudure.

b)- Profondeur de la tranchée

La profondeur de tranchée est choisie de telle manière que la température de l'eau reste constante. par conséquent d'éviter les dégats qui pourront être causés par d'important gels et de préserver la conduite contre les sollicitations des charges mobiles. Donc la profondeur est donnée par la relation suivante :

$$H = D + e + h$$

-- La pose doit s'effectuer par tronçons successifs en commençant par les points hauts, de façon à assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltration.

- Avant de procéder au remblayage un essai de joints doit être effectué avec une pression égale à 1.5 m de pression de service.

- Ne pas remblayer lorsque le conduit est sous pression.

- La cote du fond de tranchée d'une conduite d'A.E.P. est plus grande que celle des eaux usées.

- La descente en fouille des canalisations en acier ne doit s'effectuer qu'aux heures fraîches de la journée.

4.- TRAVERSÉE DES ROUTES

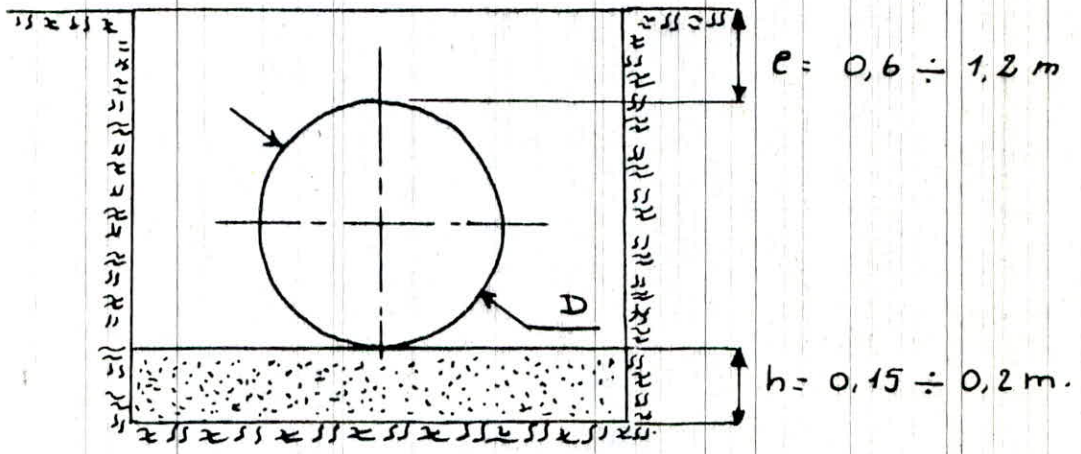
En raison des charges à supporter qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles, il sera prévu des gaines (buses de diamètres supérieurs) dans lesquelles les conduites seront introduites afin de protéger les canalisations contre les chocs et vibrations.

5.- DESINFECTION DES CONDUITES

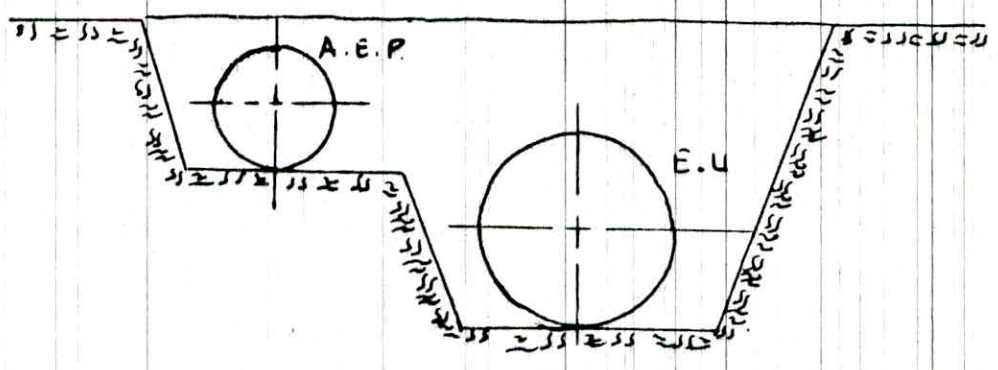
Avant la livraison de l'eau à la consommation publique, il sera recommandé de procéder à la désinfection des conduites suivant les instructions d'un laboratoire. Les eaux doivent être traitées avant d'être distribuées.

Pose - des. Conduites

Pose dans. une tranchée



Pose à proximité d'une conduite d'eau usée



CHAPITRE I

ASSAINISSEMENT

I - INTRODUCTION

L'assainissement de notre ville a pour objet d'assurer l'évacuation des eaux usées et pluviales dans des conditions satisfaisantes pour la santé publique et la lutte contre toute forme de pollution.

Suivant le plan d'aménagement et données urbanistiques de la ville, nous constatons que les eaux à évacuer sont de 2 types:

- * eaux usées d'origine domestique
- * eaux de ruissellement

Remarque:

Les eaux pluviales dans la ville de BERRIANE sont rares car d'après les renseignements donnés par un agent technique de l'hydraulique de cette ville, il n'a pas plu depuis une dizaine d'années.

II - Type d'eau à évacuer

Les eaux à évacuer comme nous l'avons dit sont de 2 types:

- * eaux usées d'origine domestique
- * eaux de ruissellement

- Les eaux usées d'origine domestique comprennent:

- * Les eaux ménagères (eau de cuisine, eau de lessive...);
- * Les eaux vannes (en provenance des W.C., matières fécales et urines).

- Les eaux de ruissellement

- * Les eaux de pluie
- * Les eaux de lavage
- * Les eaux de drainage

III - Caractéristiques des eaux usées

1.- Caractéristiques physiques

- * La température: elle est en fonction du climat et de la géographie;
- * L'odeur: une eau usée fraîche a une odeur fade mais pas désagréable, or la stagnation provoque une odeur nauséabonde;
- * La couleur: une eau usée est grisâtre, , la couleur noire nous indique une décomposition partielle.
- * Le débit: il varie suivant les heures de la journée. Le débit moyen journalier sur 24 heures dépend de la saison.

2.- Situation sanitaire

Actuellement l'assainissement de la ville de BERRIANE n'existe pas.

Les habitants de la ville emploient des fosses septiques.

3.- Analyse du réseau futur

La ville de BERRIANE sera assainie par un réseau système unitaire.

Dans ce système, toutes les eaux sont recueillies dans un réseau unique de collecte qui aboutit dans le déversoir d'orage puis vers la station d'épuration.

*Conception .

Pour remplir ces fonctions d'une façon économique devra tirer parti au maximum de la topographie locale.

En particulier, il conviendra d'éviter les longueurs de canalisation inutiles et surtout d'éviter les contre-pentes, les sur-profondeurs de tranchées coûteuses en terrassement. Les canalisations doivent suivre toujours le point le plus bas du bassin d'apport et conduisent les eaux par la voie la plus courte jusqu'au lieu de rejet.

CHAPITRE II

ETUDE DES DEBITS A EVACUER (Calcul hydraulique)

I.- DEBIT DES EAUX PLUVIALES

Un ouvrage doit pouvoir évacuer dans les conditions satisfaisantes le cube d'eau résultant d'une précipitation pluviale sur le bassin qu'il dessert.

La valeur du débit d'eau pluviale provenant d'un bassin versant urbanisé est déterminé à partir de la méthode dite rationnelle.

$$Q = C. i. A$$

C: coefficient de ruissellement

i: intensité moyenne de précipitation en l/ /

A: l'aire du bassin versant en ha

L'intensité moyenne de précipitation (i) dont la valeur a été donnée par la SEMHYAL est de 50 l/s/ha pour une durée de $t = 15\text{mn.}$

La précipitation pluviale est caractérisée par sa durée, son intensité et sa fréquence.

Les pluies les plus intenses étant les plus courtes. La fréquence F étant prise égale à 0,5 pour une période de retour $T = 2 \text{ ans.}$

Remarque:

La formule $Q = C. i. A.$ n'est valable que pour une intensité constante

2.- COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur cette surface au volume d'eau tombée sur elle.

Les aires drainées se décomposent en aires partielles (toitures, chaussées, jardins, allées en gravier...) auxquelles des coefficients élémentaires sont appliqués.

Mais la méthode peut toute fois être utilisée sans décomposition en aires élémentaires en utilisant les coefficients moyens suivants:

Habitation très dense	0,9		
Habitation dense	0,6	-	0,7
Habitation moins dense	0,4	-	0,5
Quartiers résidentiels	0,2	-	0,3
Zones industrielles	0,2	-	0,3
Jardins, prairies	0,05	-	0,2

3.- DÉBIT DES EAUX USÉES

Le calcul porte essentiellement sur l'estimation des quantités et de la qualité des rejets provenant des habitations et lieux d'activités. D'une manière générale; les débits d'eaux usées sont évalués sur la base des consommations d'eau potable recensée.

Dans notre étude, nous avons considéré seulement 80 % de ce volume qui aboutit dans le réseau d'égout qui représente le débit moyen de rejet (journalier).

Etant donné que la consommation moyenne journalière de notre ville est de 30 326 m³/j.

a)- alors le débit d'eau usée est :

$$Q_{mn} = \frac{30\ 326 \times 80}{100} = 24\ 260,8 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_m = \frac{24\ 260,80 \times 1\ 000}{24 \times 3\ 600} = 280,79 \text{ l/s} = 281 \text{ l/s}$$

b)- Coefficient de pointe

Il est calculé à partir de 2 formules suivantes :

$$C_{p1} = 2,6 - 0,4 \log \frac{H}{1000} \tag{1}$$

H = population future (an p 010)

$$C_{p1} = 2,6 - 0,4 \log \frac{50\ 165}{1\ 000} = 1,92$$

$$C_{p2} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}} \tag{2}$$

Q_m = débit d'eau usée en l/s

$$C_{p2} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{281}} = 1,65$$

On prend le coefficient de pointe le plus élevé

$$C_p = 1,92$$

c)- Débit de pointe

Il est déterminé par la formule suivante :

$$\begin{aligned} Q_p &= Q_m \cdot C_p \\ &= 291,0 \times 1,92 = 539,52 \text{ l/s} \end{aligned}$$

d)- Débit spécifique

$$p = \frac{Q_{pn}}{S} = \frac{539,52}{126,51} = 4,26 \text{ l/s/ha}$$

.- DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS PRINCIPAUX ET SECONDAIRES

- Calculs des collecteurs

Nos calculs sont récapitulés dans les tableaux I et II de 28 colonnes réparties comme suit :

- * Colonne 1 et 2 : Numéros des tronçons
- * Colonne 3 et 4 : longueurs partielles et cumulées
- * Colonne 5 et 6 : surfaces des bassins versants partielles et cumulées.
- * Colonne 7 : Intensité de la pluie en l/s/ha.
- * Colonne 8 : Coefficient de ruissellement C.
- * Colonne 9 et 10 : Débit des eaux pluviales

$$Q = C \cdot i \cdot A$$

Q : débit des eaux pluviales en l/s

C : coefficient de ruissellement

i : intensité de la pluie

A : aire du bassin versant en ha

Le débit des eaux pluviales est obtenu en multipliant les colonnes (5), (7) et (8).

* Colonne 11 et 12 : débit des eaux usées partiel et cumulé

Il est obtenu d'après la formule suivante:

$$Q_n = 0,8 \text{ qsp. } L$$

qsp : débit spécifique en l/s

L : longueur du tronçon en m

* Colonne 13 et 14: débit total à évacuer partiel et cumulé en l/s.

* Colonne 15 et 16: Cotes du terrain amont et aval.

* Colonne 17 et 18: cotes du radier amont et aval

* Colonne 19: pente du radier

$$J = \frac{\text{Côte amont} - \text{Côte avale}}{\text{Longueur du tronçon}}$$

* Colonne 20 : diamètre en mm

Déduite à partir de l'abaque

(annexe , la collecte) tenant compte des résultats des colonnes (14) et (19), c'est-à-dire du débit total cumulé et de la pente du terrain.

* Colonne 21 : débit pleine section obtenu d'après l'abaque de en fonction des résultats des colonnes (14) et(19).

* Colonne 22 : vitesse pleine section en m/s déduite de la même façon que la colonne (20) et (21).

* Colonne 23 : Rapport des débits

$$r_q = \frac{\text{Colonne (14)}}{\text{Colonne (21)}}$$

* Colonne 24 : Rapport des vitesses qui est obtenu en fonction de r_q à l'aide de l'abaque (annexe X, la collecte)

* Colonne 25 : Hauteur de remplissage (H) est obtenu de la même façon que la colonne 24.

* Colonne 26 : Rapport des hauteur est égal :

$$r_H = \frac{\text{Hauteur de remplissage}}{\text{Diamètre}}$$

* Colonne 26 : rapport des hauteurs est égal :

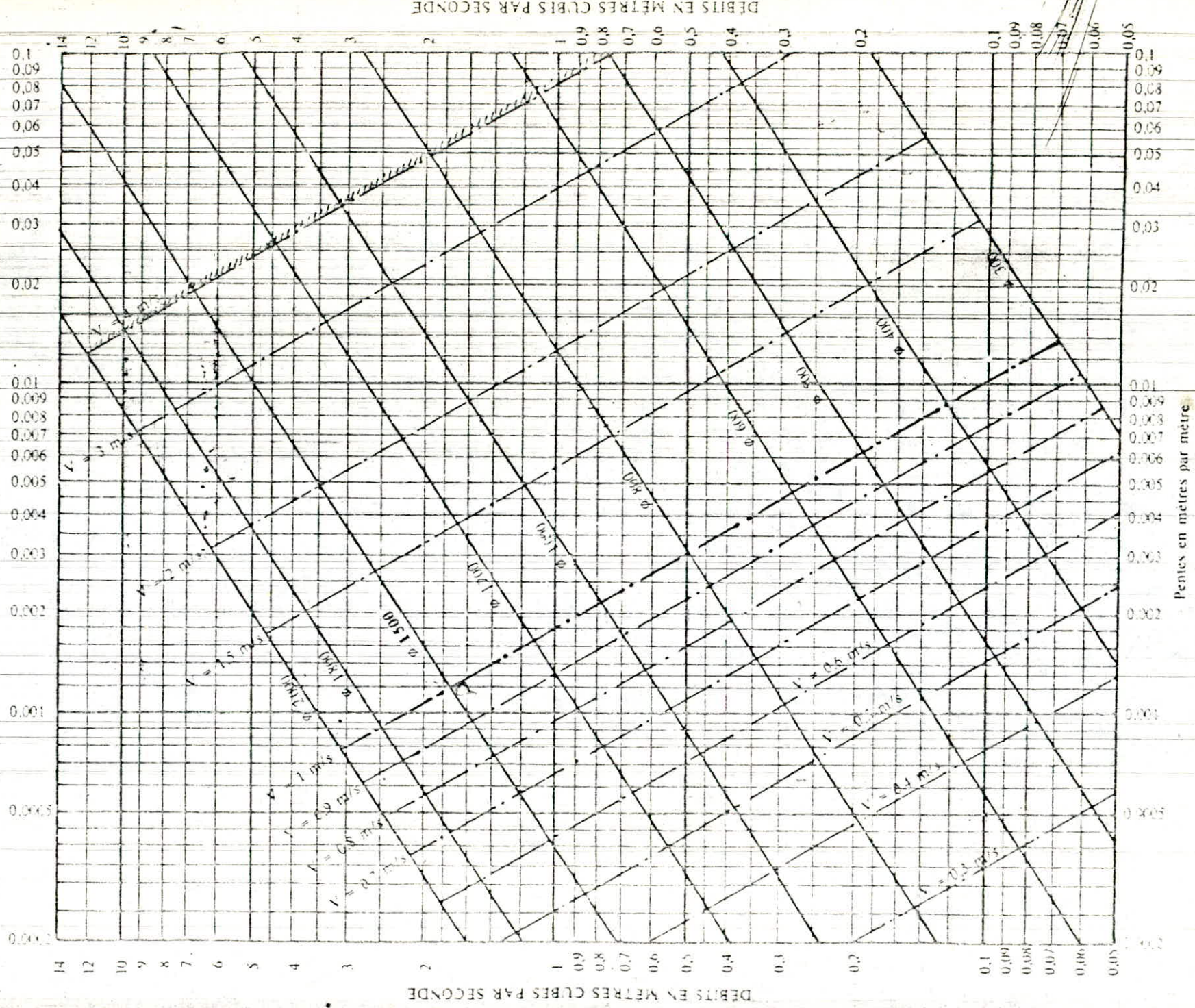
$$r_H = \frac{\text{Hauteur de remplissage}}{\text{Diamètre}}$$

* Colonne 27 : vitesse réelle est obtenue en multipliant la colonne (22) par la colonne (24).

* Colonne 28 : Vitesse d'auto-curage V_{ac} est égale au produit de la colonne (27) par 0,6.

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(Canalisations circulaires - Formule de Bazin)



DEBITS EN METRES CUBES PAR SECONDE

Pentes en mètres par mètre

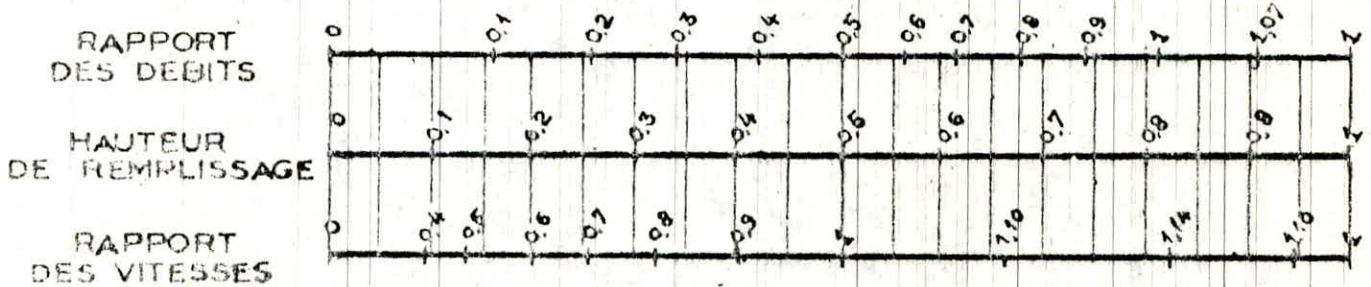
DEBITS EN METRES CUBES PAR SECONDE

ANNEXE X

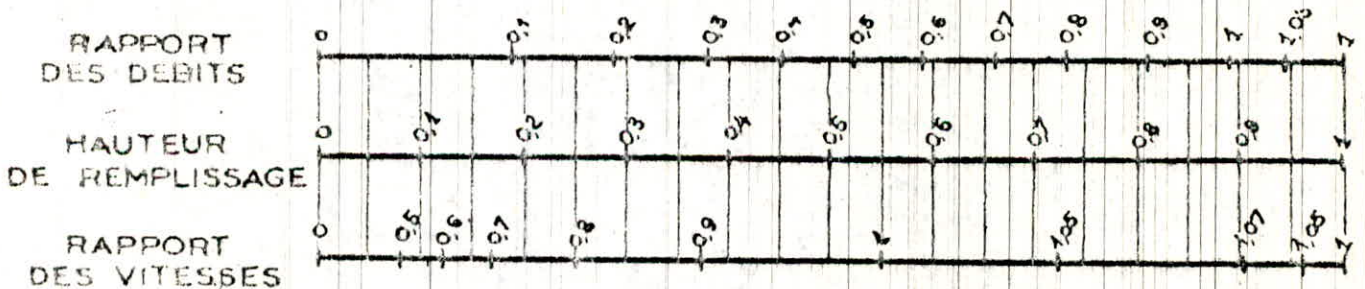
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

C H A P I T R E I I I

I.- CHOIX DU MATERIAU

En assainissement on utilise presque toujours des conduites en béton armé car elles sont réalisées avec des diamètres compris entre 0,1 et 3,0 m avec une longueur de 6 m.

Le choix du matériau devra essentiellement être conditionné en fonction de trois (3) considérations principales :

- * Résistance aux actions chimiques du sol et des eaux y incluses ainsi que des eaux transportées.
- * Bonne étanchéité.
- * Résistance aux actions mécaniques dues aux charges extérieures.

Vu l'importance de la ville en superficie, en population; on tiendra compte de cinq (5) collecteurs principaux tous en béton armé variant de 600 à 1500 mm de diamètre.

Les conduites utilisées doivent être ^{recouverte} au moyen d'un revêtement intérieur et extérieur par un enduit bitumeux contre la corrosion interne et externe dues aux attaques chimiques des eaux usées sur la paroi interne.

L'emploi des profils circulaires est proposé, profils qui peuvent être produits en Algérie.

Des anneaux (roulants de caoutchouc) seront utilisées pour assurer l'étanchéité des joints des conduites.

Ces premiers sont d'un montage facile et garantissant une bonne étanchéité.

Les vitesses d'écoulement maximales ne doivent pas dépasser 5 m/s; elles dépendent de la nature des conduites utilisées.

II

2.- POSE DES CANALISATION

Lors de la pose des canalisations, des profondeurs minimales sont à respecter, celles-ci sont déterminées selon les points de vue suivants.

a)- Les canalisations sont à disposer suffisamment bas pour franchir par en-dessus sans difficultés les autres canalisations (A.E.P., Gaz, électricité).

b)- Influence de la température.

c)- La profondeur des caves des maisons avoisinantes des tuyaux doivent être posés de l'aval, l'emboîtement est dirigé vers l'amont.

Si le tronçon étudié présente un bon terrain, les tuyaux seront posés sur un lit de sable.

Dans le cas contraire il faut disposer d'un grand lit de sable ou de confectionner une dalle en béton sur laquelle reposeront les tuyaux.

CHAPITRE IV

OUVRAGE DU RESEAU

I.- REGARD DE VISITE

Pour des raisons de sécurité et d'exploitation de bon entretien et pour simplifier celui-ci, des regards de visite sont nécessaires dans les cas suivants :

- à chaque changement de direction
- à chaque modification de section
- au débouché d'une canalisation
- dans les parties droites en pentes régulières.

Constitution d'un regard de visite :

Il est constitué :

- d'un radier en béton armé
 - d'une cheminée verticale en béton (coulé sur place) de section carrée de 1,20 m de côté.
 - d'une échelle de descente avec crosse de sortie
 - d'une dalle supérieure munie d'un dispositif de fermeture;
- l'épaisseur minimale est de 0,12 m si elle est sous trottoir et de 0,15m si elle est sous chaussée.

II.- BOUCHES D'EGOUT

Les bouches d'égout servent à l'introduction des eaux de pluie et de lavage des chaussées. Elles sont établies aux points bas (canivaux) correspondants à une jonction des rues.

Les canivaux sont destinés à collecter les eaux de pluie et de lavage des chaussées jusqu'aux bouches d'égout.

ii

- DEVERSOIRS D'ORAGE

- Rôle :

Il est destiné à laisser passer en direction d'un exutoir naturel (oued) une fraction du débit d'orage, le reste qui correspond à la somme des débits d'eaux usées et d'une partie d'eau de pluie diluée avec les eaux usées sera évacuée vers la station d'épuration.

* Dimensionnement

$$Q_o = \frac{2}{3} \mu.b. \sqrt{2g} n_o^{3/2}$$

$$b = \frac{4}{2} \frac{Q_o}{u \sqrt{2g} h_c^{3/2}}$$

Le collecteur principal en direction du déversoir d'orage ϕ 1 500 mm.

$$Q_1 = 6\ 220,80 \text{ l/s}$$

Q_1 : débit d'eau par temps de pluie

$$Q_2 = 218 + 1\ 061,42 - 84 + (246,48 + 171,68)$$

$$Q_2 = 1\ 781,58 \text{ l/s}$$

Le débit Q_2 englobe cinq collecteurs - quatre collecteurs déversent dans l'égout de la conduite principale au point C P 7 tandis que l'autre déverse dans le point C P 8. Comme on a choisi le coefficient de dilution égal à 1 ; alors le débit qui sera évacué vers la station d'épuration sera :

$$Q' = Q_2 + Q_2 = 2 Q_2 = 3\ 563,16 \text{ m/s.}$$

Le niveau d'eau dans le collecteur d'arrivage

(Ø 1 500) est H_1

$$Q_{ps} = 7\ 000\ \text{l/s} \quad I = 1,3\ \%$$

$$\frac{Q_1}{Q_{ps}} = \frac{6\ 220,30}{7\ 000} = 0,89$$

De l'annexe X ——— $H_1 = 730\ \text{mm}$

Par temps sec

$$\frac{Q'}{Q_{ps}} = \frac{(Q_p + Q_2)}{Q_{ps}} = \frac{3\ 563,16}{7\ 000} = 0,51$$

De l'annexe X ——— $H_2 = 510\ \text{mm}$

La différence $\Delta H = H_1 - H_2 = 730 - 510 = 220\ \text{mm}$.

On peut choisir approximativement $\mu = 0,6$

$$\text{d'où } h_0 = \frac{220}{2} \text{ mm}$$

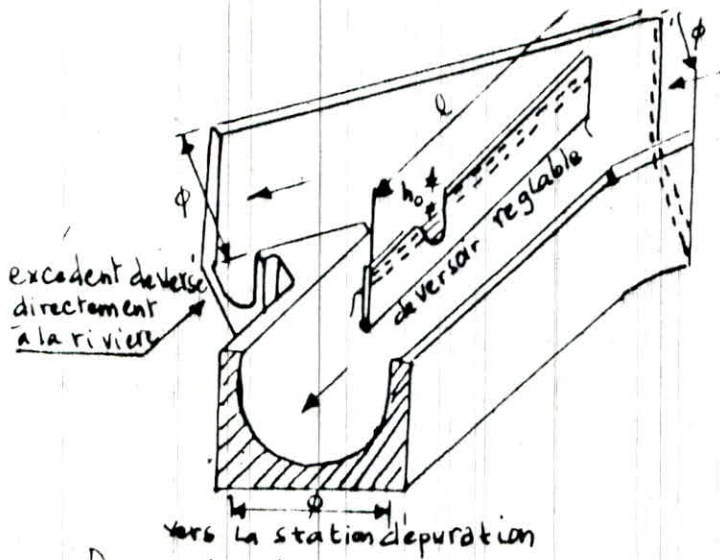
$$\mu = F(h_v) (h) (r)$$

h_v : hauteur du seuil

h : charge d'eau

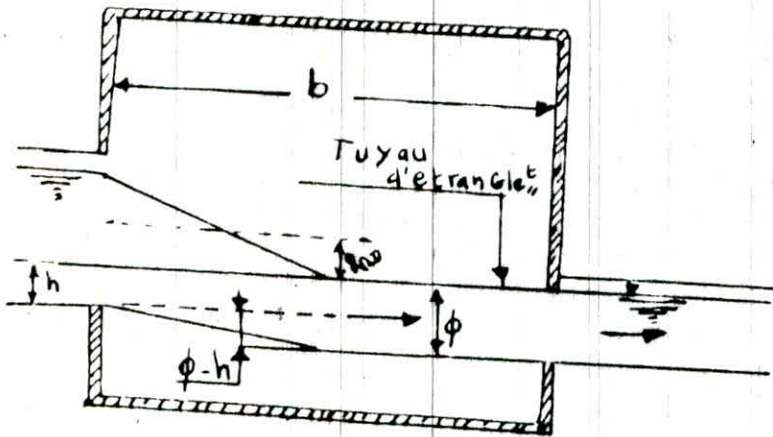
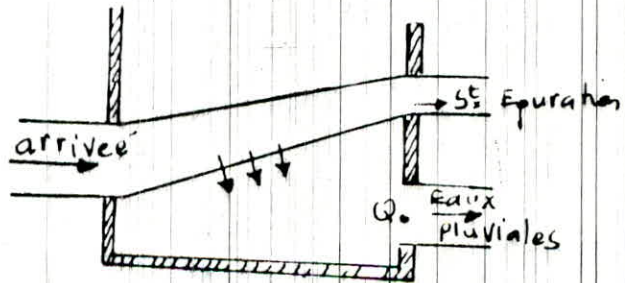
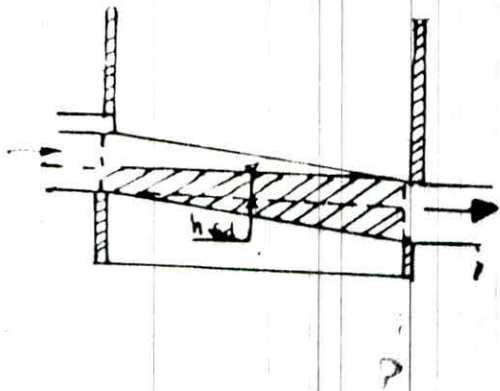
r : forme de la crête

$$Q_0 = \frac{2}{3} \mu \cdot b \sqrt{2g} h_0^{3/2}$$



vers la station d'épuration
Deversoir d'orage précédant une station d'épuration

- l : longueur du deversoir
- ϕ : Diamètre
- h : hauteur de la lame deversante.



$$h_0 = \frac{H-h}{2}$$

$$b = c \cdot \frac{3}{2} \frac{Q_0}{\mu \sqrt{2g} h_0^{3/2}}$$

CHAPITRE V

STATION D'EPURATION

I.- INTRODUCTION

1.- ROLE DE LA STATION D'EPURATION

La station d'épuration est destinée à alimenter les impuretés des eaux usées qui sont nuisibles au milieu environnant.

Ainsi les eaux usées, une fois traitées seront utilisées sans danger à des fins prédestinées (irrigation) ou évacuées vers l'oued.

* Caractéristique de la ville de BERRIANE

Elle est dépourvue d'industrie, donc les eaux à traiter sont :

- Les eaux usées d'origine domestique
- Les eaux de ruissellement

2.- Equipements de la station d'épuration

La station d'épuration sera composée d'une série d'installations placées en chaîne et chacune de ces installations aura son propre rôle.

2.1. Dégrillage

Les grilles (de retenue) servent à retenir les matières les plus grossières charriées par l'eau qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements suivants :

Les grilles sont inclinées souvent ($60^{\circ} \div 80^{\circ}$), l'espacement entre les barreaux doit être compris entre 10 et 50 mm, l'épaisseur des barreaux varie entre 3 et 10 mm. La vitesse de passage entre les barreaux est comprise entre $0,6 \div 1,0$ m/s.

2.2.- Déssableur

Dans le déssableur on élimine des eaux usées les matières facilement décontables, en première ligne le sable pour protéger les autres installations de la station d'épuration contre une corrosion élevée par frottement (conduite, pompe) et pour empêcher une perte en volume utilisable dues aux durs dépôts qui se forment rapidement dans les coins des bassins de décantation.

Le déssablage se fait pour les particules de diamètre supérieur à 0,2 mm et s'effectue par sédimentation physique; une vitesse de 0,3 m/s permet le dépôt de la majeure partie des sables.

2.3.- Deshuilage

Le deshuilage est un procédé de traitement qui a pour but de séparer les particules huileuses, le principe commence par l'introduction d'air comprimé qui fait diminuer d'avantage la densité de ces particules ainsi les graisses flottées seront rassemblées dans une zone dite de tranquillisation et par suite râclées manuellement.

Le temps de séjour est de 7 mn.

2.4.- Décanteur primaire

Le décanteur primaire est destiné à retenir les particules les plus petites en suspension en se déposant par sédimentation sous forme de boues au fond de cet ouvrage.

2.5.- Station biochimique (lit bactérien)

Ce procédé est dans une certaine mesure, l'amplification d'un processus naturel d'épuration.

Le lit bactérien est un procédé de traitement secondaire dont le rôle est la stabilisation définitive des déchets à traiter et leurs évacuations.

C'est une épuration biologique des eaux d'égout par l'action des micro-organismes.

Fonctionnement du lit bactérien

Les eaux d'égout venant du décanteur primaire ruissellent en minces couches sur une masse de matériaux qui sert de support aux micro-organismes y vivant absorbent les impuretés organiques des eaux usées et les décomposent en produit de métabolisme (CO_2 , H_2O , NO_3) et en nouvelle substance cellulaire.

Cette dernière a un poids spécifique qui est plus grand que celui de l'eau d'égout de ce fait une décantation est possible.

L'oxygène nécessaire à cette activité est introduit par ventilation.

2.6.- Décantation finale

Il sert à séparer des eaux épurées, les matières en suspension qui se sont développées lors du traitement biochimique, ces eaux usées forment une boue biologique acquise lors de leur traitement biochimique.

La boue en excès sera évacuée vers le lit de séchage des boues.

2.7.- Lit de séchage des boues

C'est sur ces lits que les boues sont éjectées périodiquement en couche.

Le séchage s'effectue à l'air libre. Une partie de ces boues sera recycler en vue d'une absorption des matières en suspension car elle contient des micro-organismes.

C O N C L U S I O N

Notre étude a englobé tous les points qui touchent l'adduction, la distribution, l'assainissement, l'évaluation économique ainsi que les différentes protections des installations hydrauliques de la ville de BERRIANE.

Nous pensons que notre travail servira comme un avant projet de cette ville.

BIBLIOGRAPHIE

A. EP

1. Hydraulique urbaine (tome II et III) a Dupont
2. Hydraulique urbaine (J. BONIN)
3. Hydraulique générale et appliquée M. CARLIER
4. Théorie de la longueur fluide dynamique : G. LAFRAY.
5. Catalogue des pompes : JEUNOTT SCHNEIDER

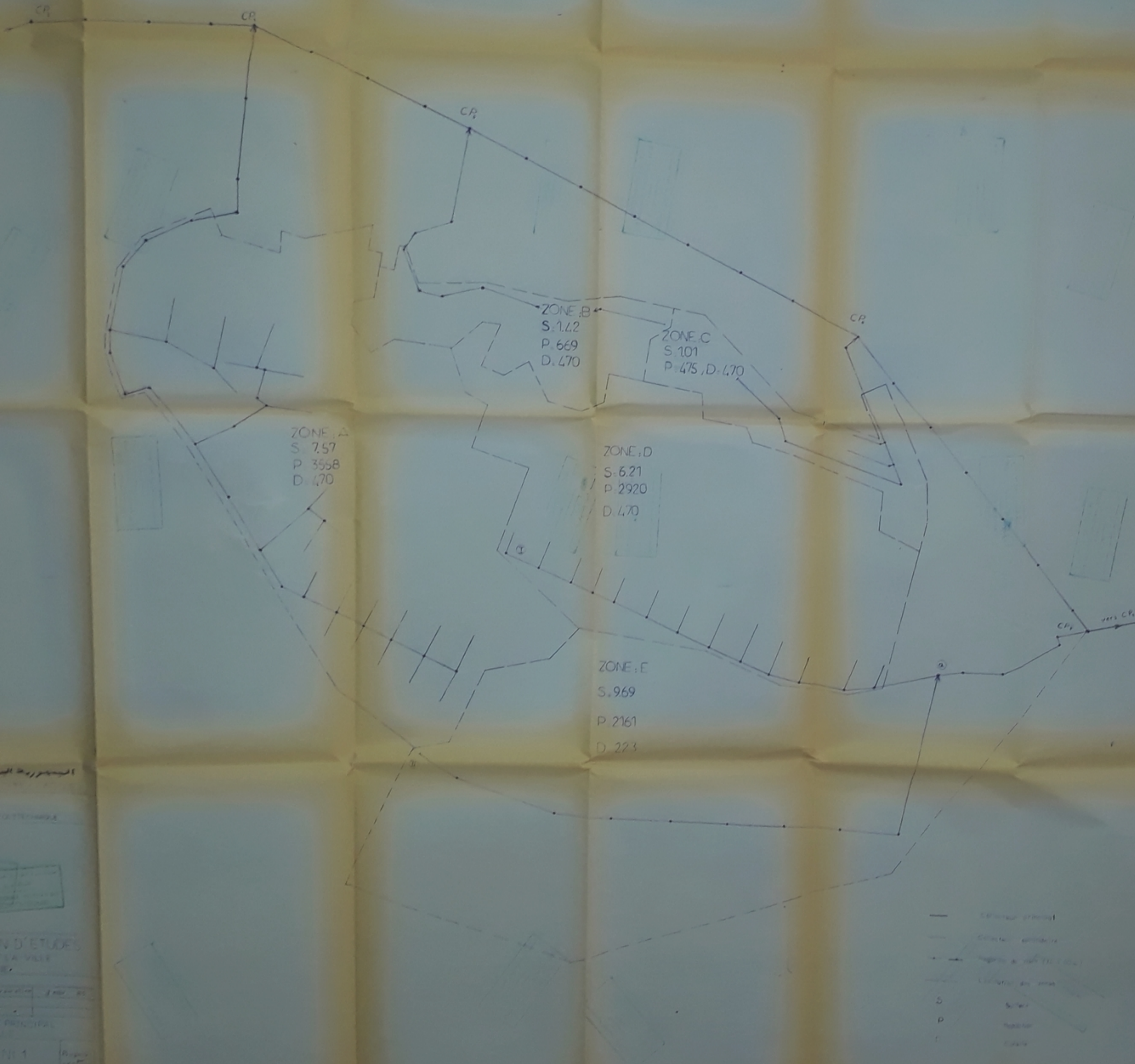
* AUTRIA

ASSAINISSEMENT

- * Cours d'assainissement urbaine
université technique d'Alger
- * Les eaux usées dans les agglomération urbaines et
rurales (Tome I et II)

C. GOMELA ; H. GUERRE

- * Les réseaux d'assainissement : regis bourrier.



ZONE A
S. 7.57
P. 3558
D. 470

ZONE B
S. 1.42
P. 669
D. 470

ZONE C
S. 101
P. 475, D. 470

ZONE D
S. 6.21
P. 2920
D. 470

ZONE E
S. 9.69
P. 2161
D. 223

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

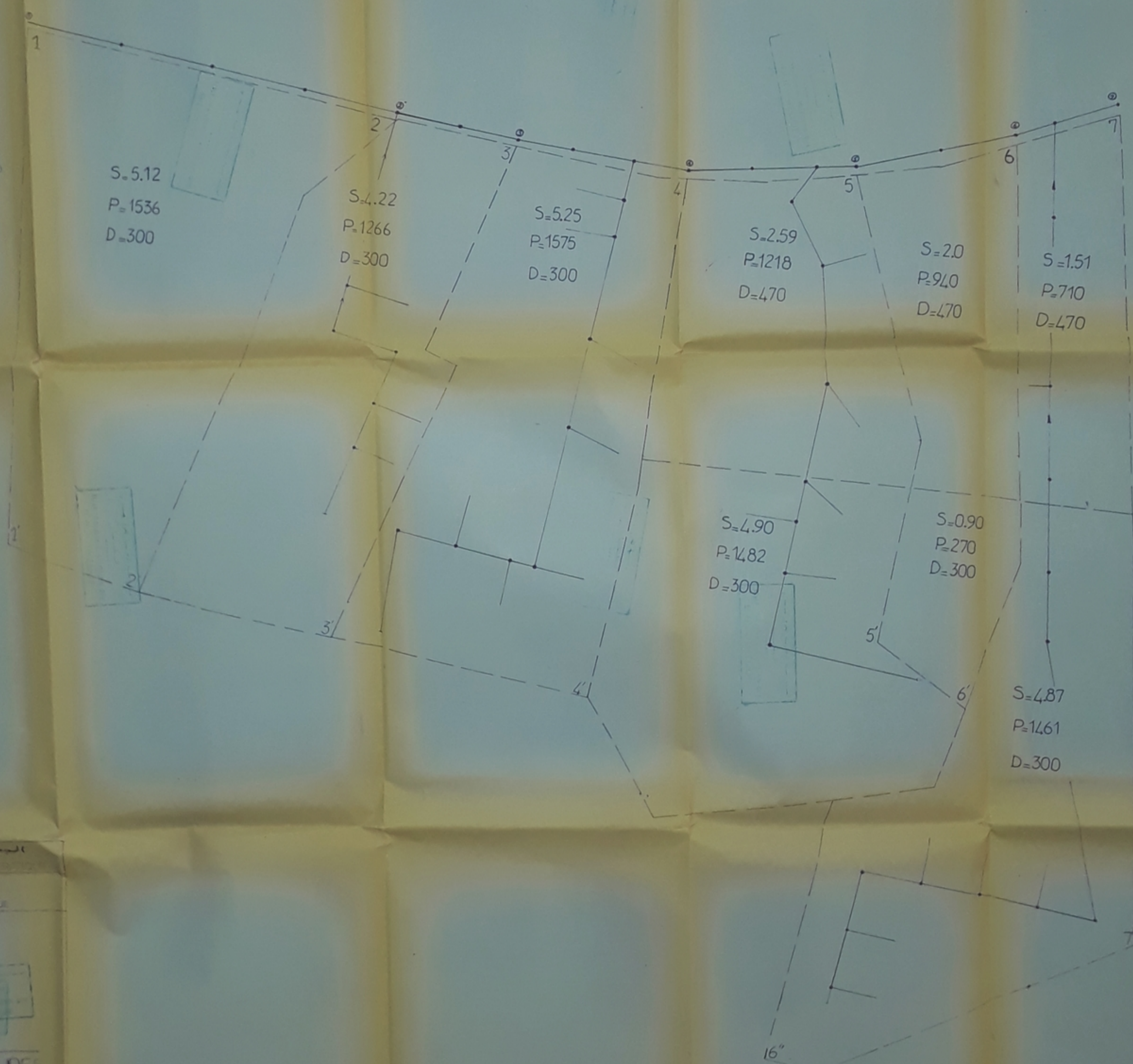
ENPA
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ÉTUDES
D'AMÉNAGEMENT DE LA VILLE
DE DJEDDANE.

PROFESSEUR :
ÉLÈVE :
MARSOU COLLECTEUR PRINCIPAL
DE L'ARABERIE VILLE

PLANCHE N°1

- Collecteur principal
- Collecteur secondaire
- - - - - Réseaux de distribution
- - - - - Collecteur de zone
- S Siphon
- P Puits
- C Cuvette

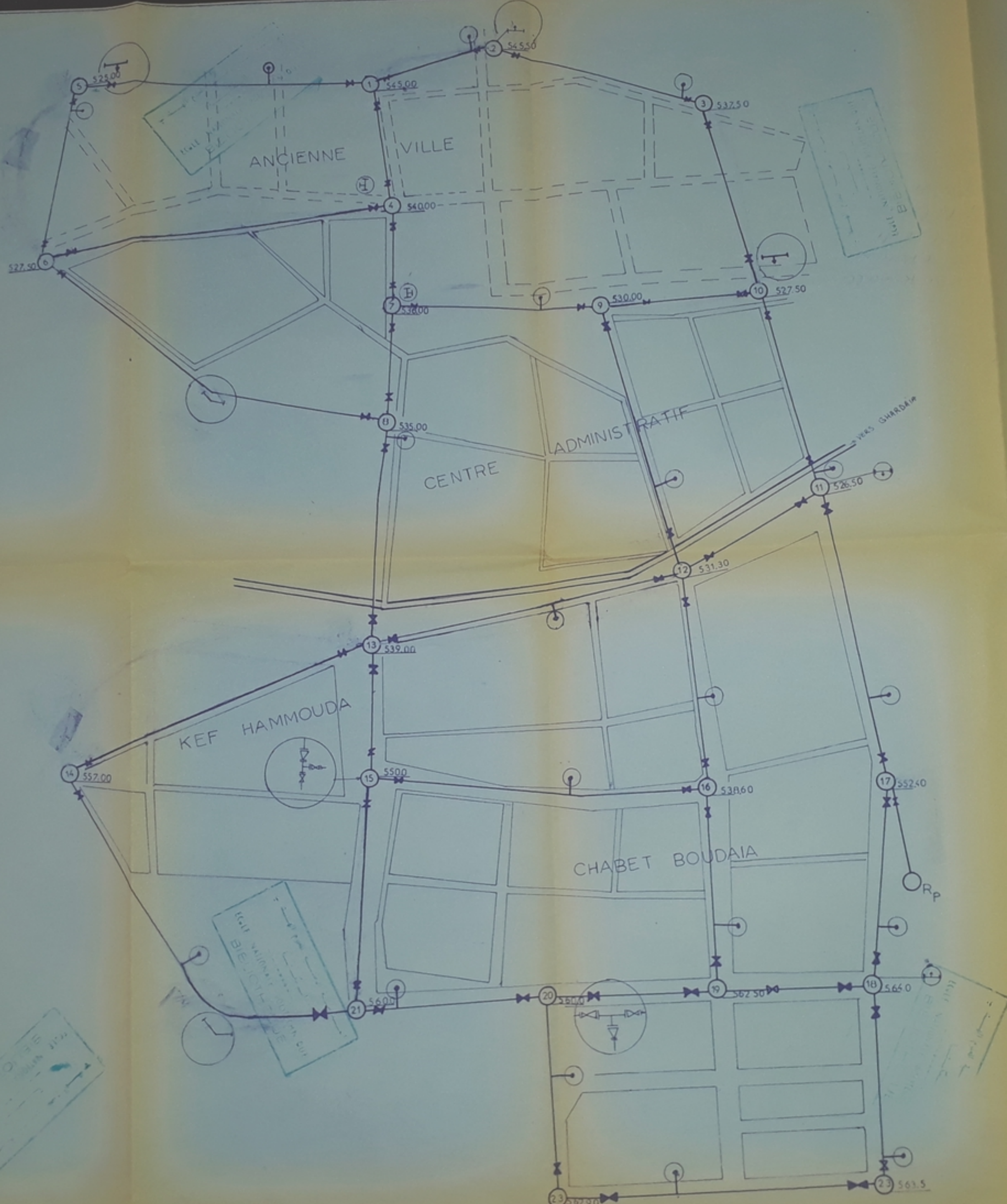











الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 ENPA
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES
 A L'ETABLISSEMENT DE LA VILLE
 DE BERRANE

Étude par	M. BOURAS A. NOURDIN	Présenté le	2 Avr. 80
Dessiné par	T. BOUADI		
Schémas du collecteur principal N°2 DE LA ZONE A0-			
Échelle	1/1000	Planche N°2	Page 1

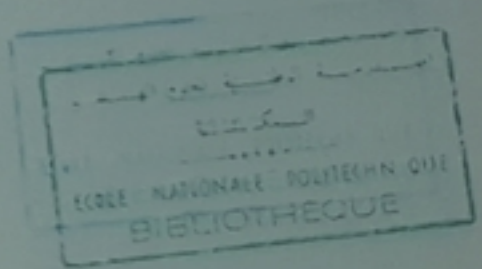
- Collecteur principal
- - - Collecteur secondaire
- Limites des zones
- Regarde de vue (20 x 40 m)
- S Surface
- P Population
- D Diamètre



- LEGENDE
-  ROBINET VANNE
 -  CONE DE REDUCTION
 -  COUDE
 -  TÉ
 -  POTEAU D'INCENDIE
 -  VENTOUSE
 -  ROBINET DE DECHARGE
 -  NOEUD
 -  COTE DU TERRAIN

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

E.N.P.A
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



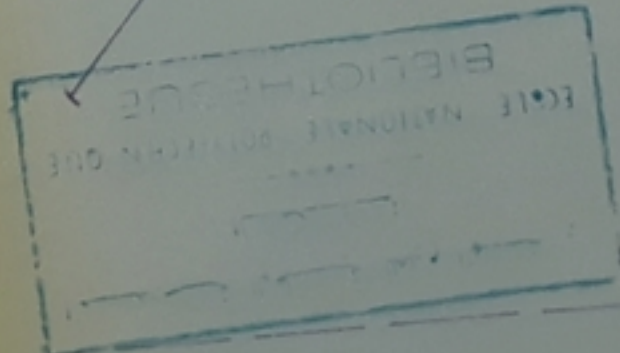
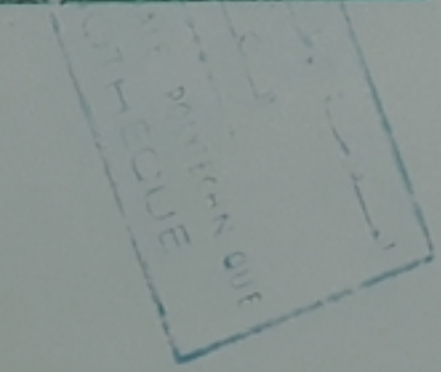
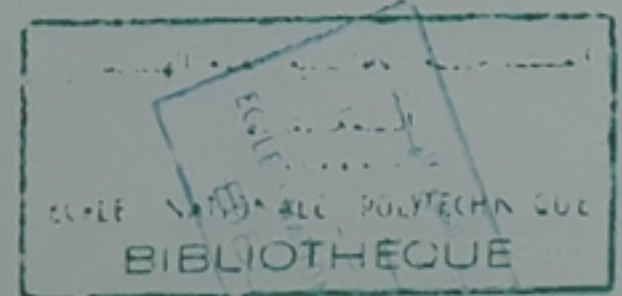
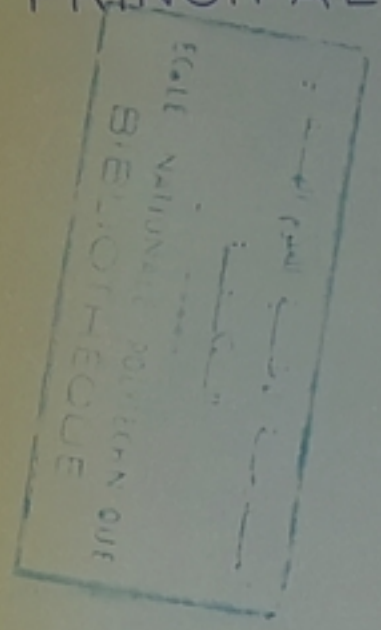
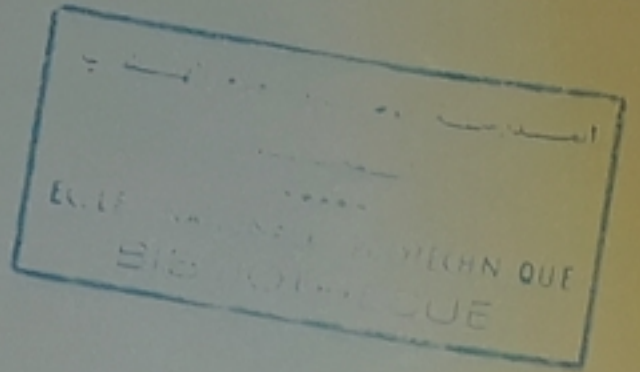
PROJET DE FIN D'ETUDES
 A.E.P ET ASSAINISSEMENT
 DE LA VILLE DE BERRIANE

Etude par les étudiants	M. BOURAS	Promotion	JANVIER 85
	A. KERROUM		
EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION			
PLANCHE N° 2			PROPOSE PAR LA SETHYAL

Ph 02085
 03-

DIMENSIONNEMENT DU COLLECTEUR PRINCIPAL
DE LA ZONE KEF-HAMMOUDA N°II

vers C₁
CP₁



KEF-HAMMOUDA II

S = 6,90

P = 2070

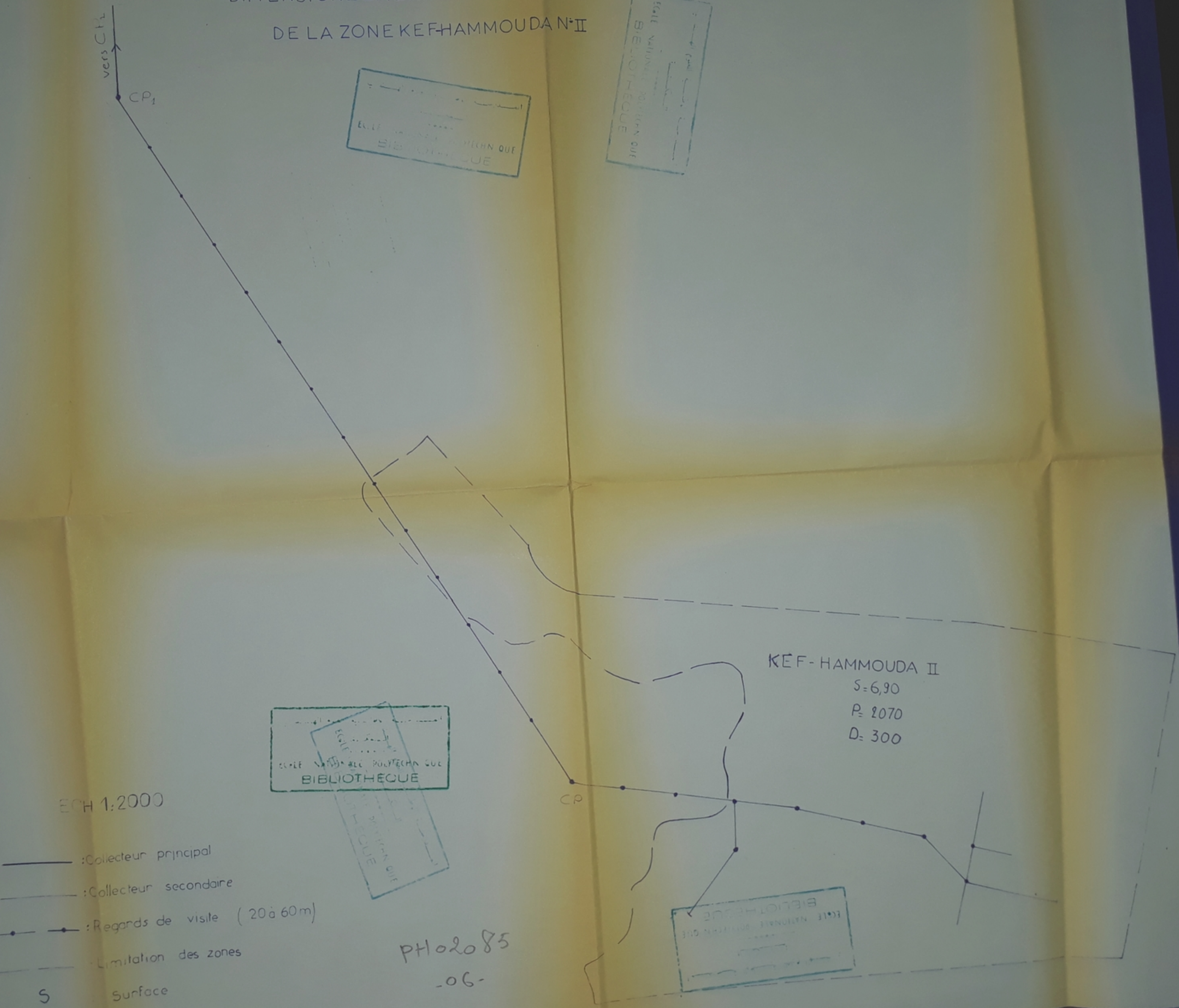
D = 300

CP

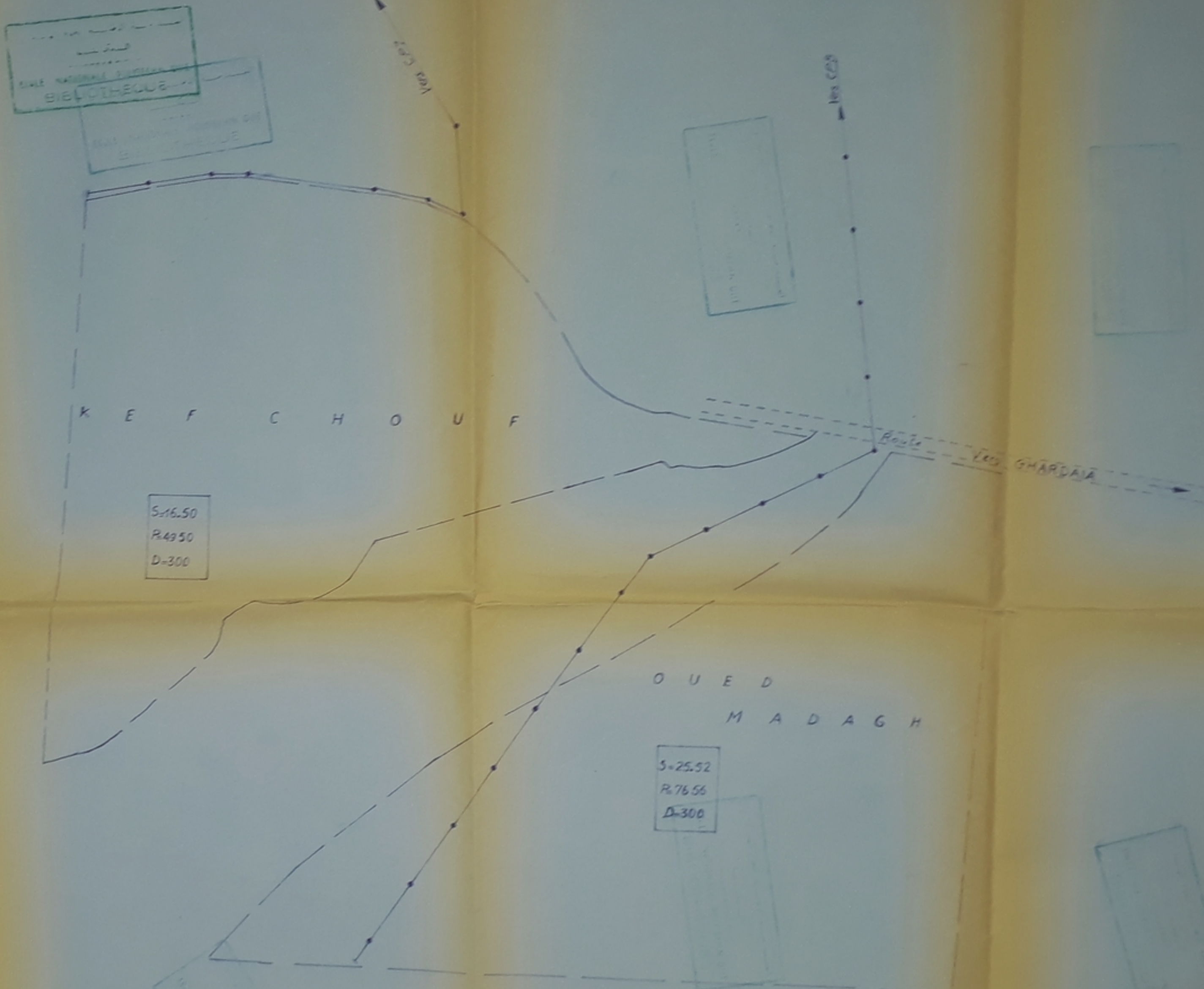
ECH 1:2000

- : Collecteur principal
- : Collecteur secondaire
- : Regards de visite (20 à 60m)
- - - : Limitation des zones
- S : Surface
- P : Population
- D : Densité

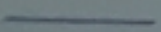



PH102085
-06-



SHEMAS DU COLLECTEUR EXISTANT



ECH 1:2000

-  Collecteur principal
-  Collecteur secondaire
-  Regards de visite (20x60cm)
-  Limitation des zones

S	Surface
P	Population
D	Densité

PH02085
.07.

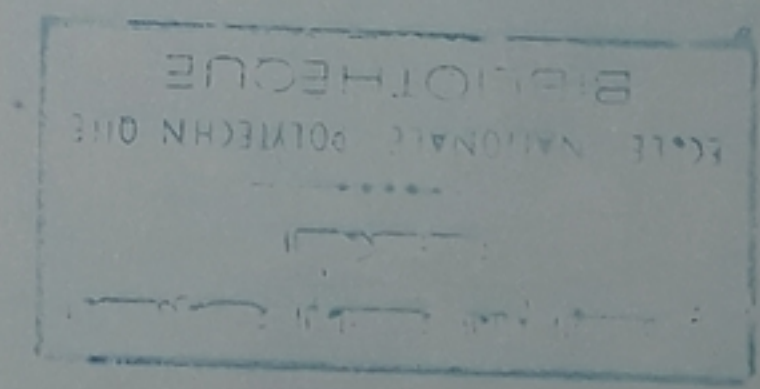
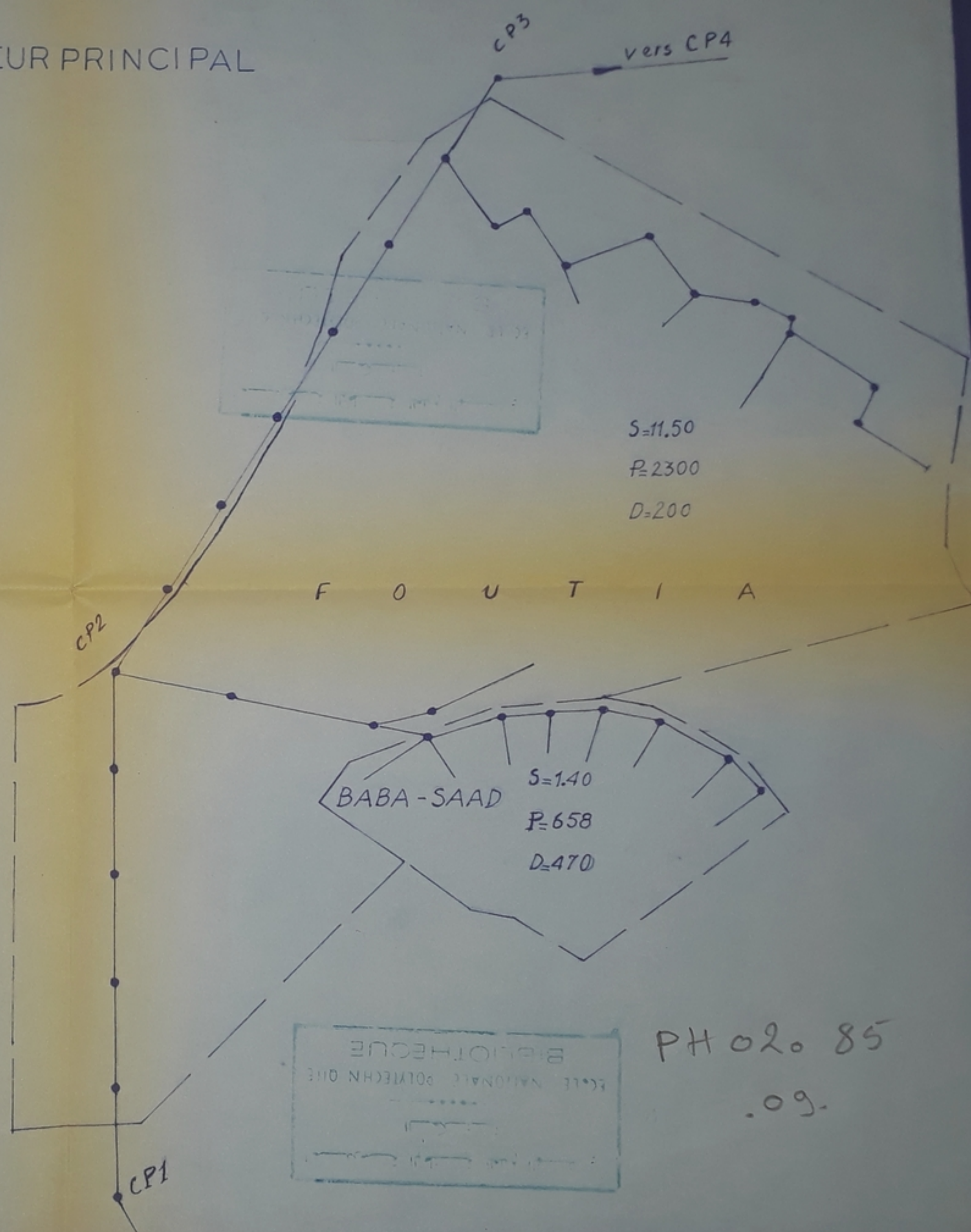
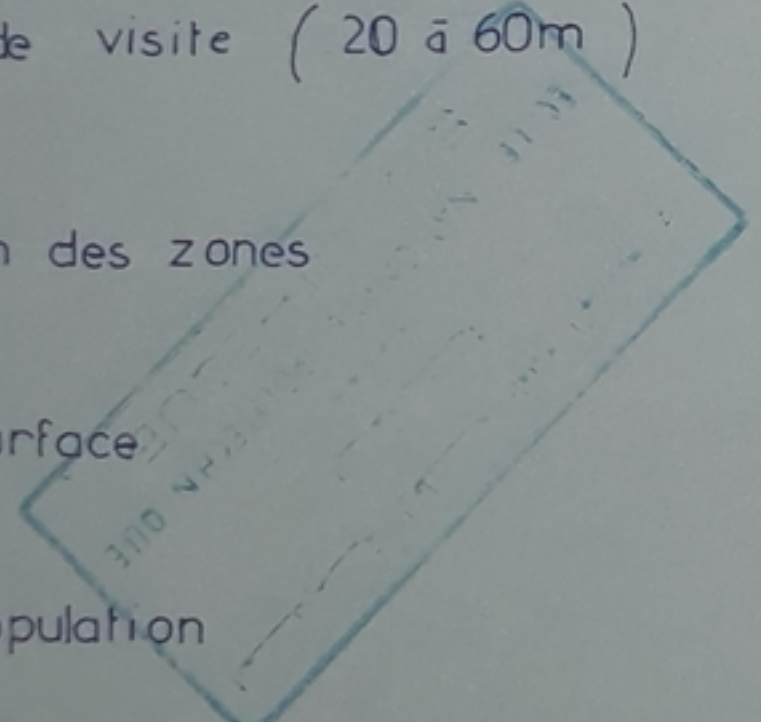
DIMENSIONNEMENT DUCOLLECTEUR PRINCIPAL DU COTE-NO-DE LAVILLE

ECH 1:2000

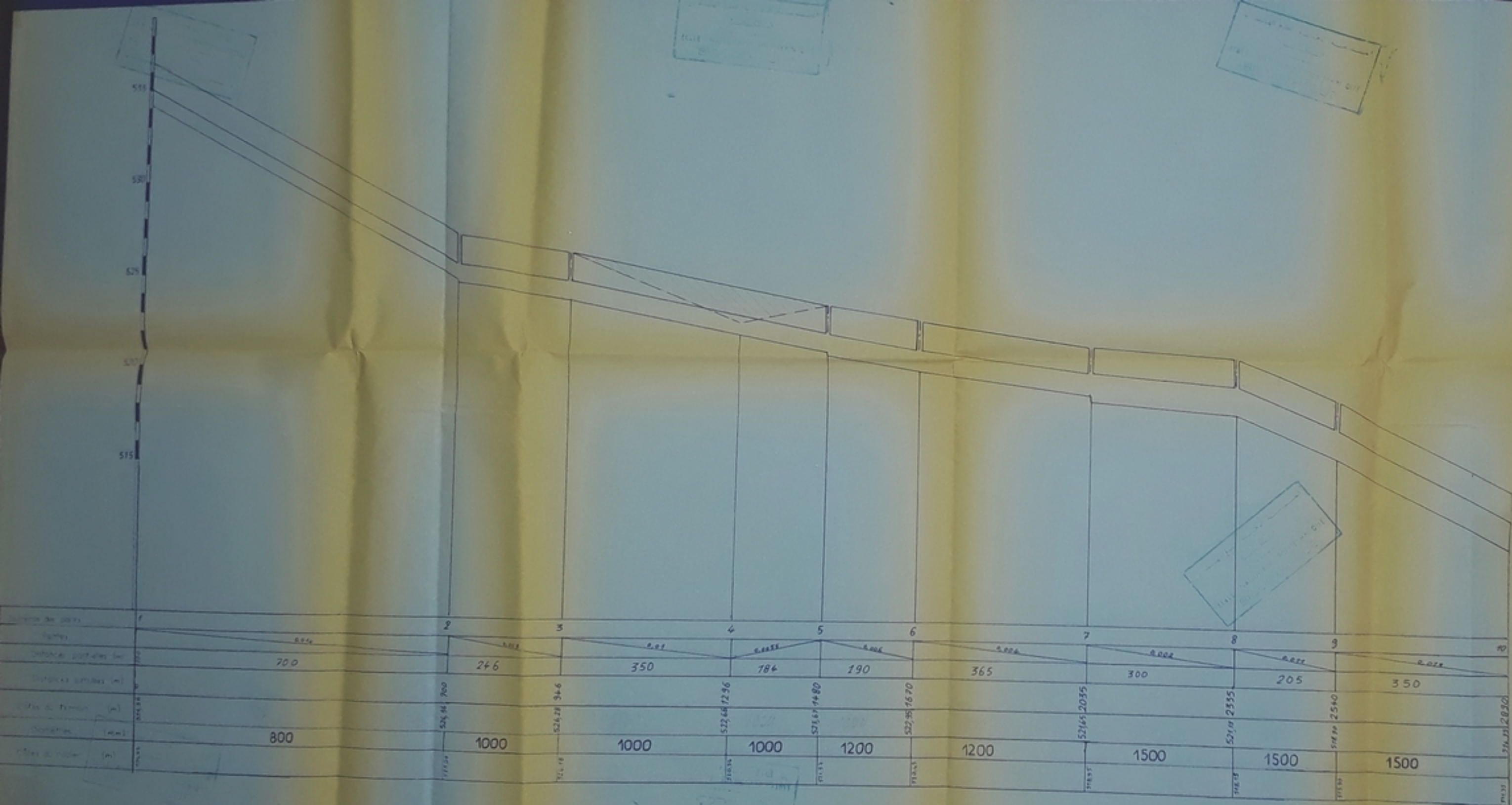


- Collecteur principal
- Collecteur secondaire
- Regards de visite (20 à 60m)
- Limitation des zones

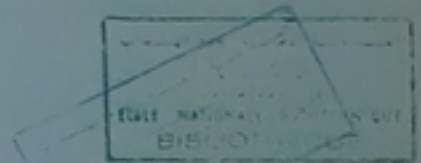
- S : Surface
- P : Population
- D : Densité



PH 020 85
.09.

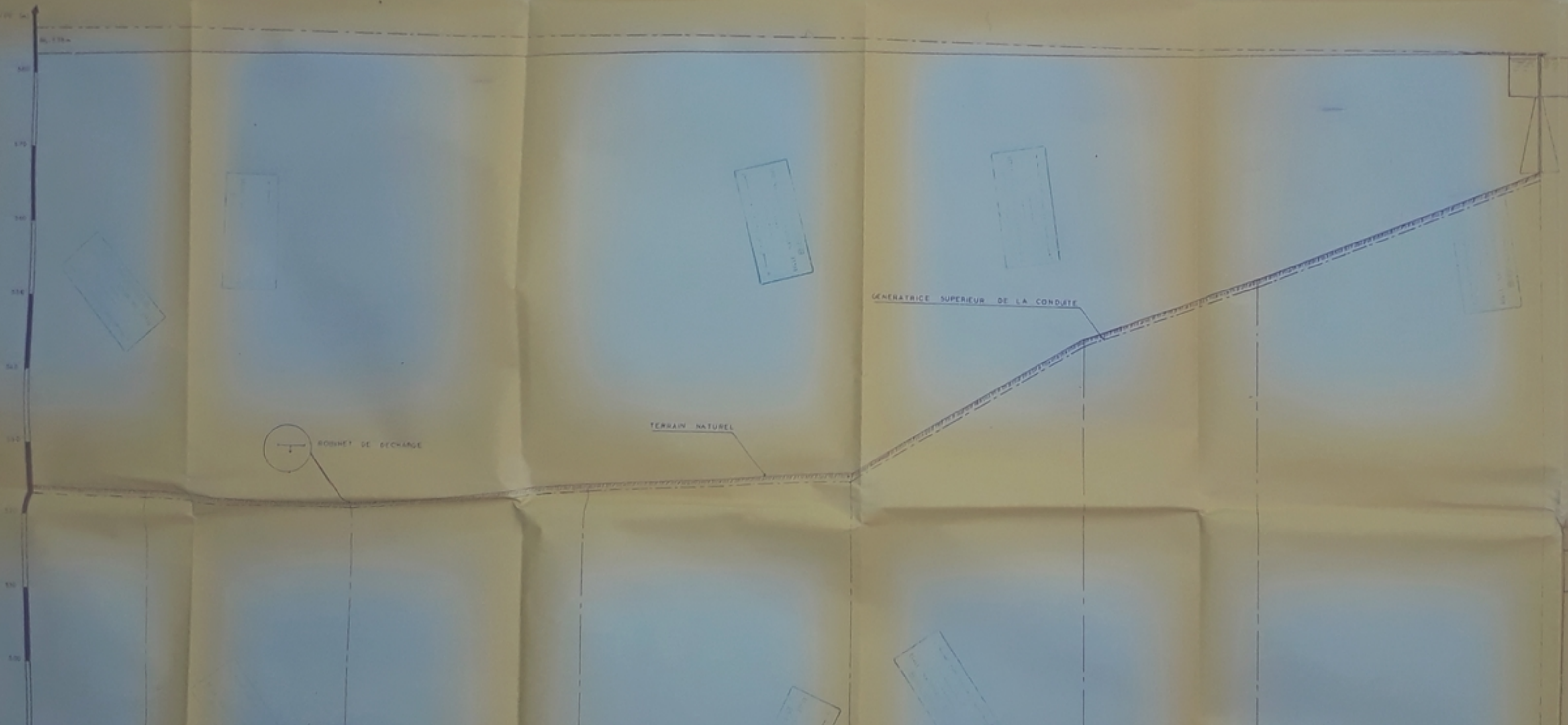


الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICHE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
ENPA
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



PROJET DE FIN D'ETUDE
ASSAINISSEMENT DE LA VILLE
DE BERRIANE

Etude par	M. BOURAS A. KERROUM	Promotion	JAN 85
Dirigé par	M. YMILOUDI		
PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL N°1			
Echelle	PLANCHE N° 3		Proposé par S. H. YAL
H 1/4000 V 1/100			



TRONCONS										
DIAMETRE (mm)	350									
LONGUEURS PARTICULIERS	60	140	140	176	350	154	114	176		
LONGUEURS CUMULEES										
COTES DU TERRAIN NATUREL										
COTES DE LA CONDUITE										
VITESSE										
PENTES %	4.20	10.7	16.75	11.26	0.87	118.263	20.17	68.93		

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 ALGERIE ALGERIAN DEMOCRATIC AND POPULAR REPUBLIC
ENPA
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES
 A.E.P ET ASSAINISSEMENT
 DE LA VILLE DE BERRIANE

ETUDE PAR LES ETUDIANTS	M BOURAS	PRODUCTION	JANVIER 83
	A KERROU		

PROFIL EN LONG DE LA
 CONDUITE D'ADUCTION BR. RP

SCALETTE	1:200	PROPOSE PAR	SETWA
PLANCHE N° 3			

