

20/84

2 ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET =

موضوع

تغذية المياه الشرب

ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA VILLE
DE AIN BENIAN
WILAYA D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

5 PLANS

Proposé par :
D. H. W. A

Etudié par :
GUEMRAOUI - M
OULARBI - A

Dirigé par :
M^r UTRYSKO.



PROMOTION : JANVIER 1984.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

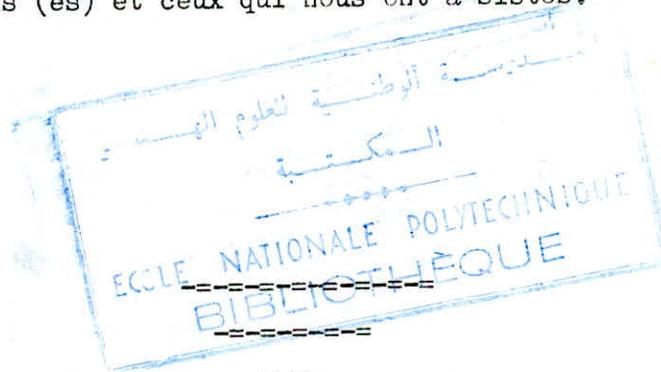
-- DEDICACES --

Nous dedions ce modeste ouvrage

- A nos parents : Pour tous leurs sacrifices, en guise d'Esquisse à une gratitude Eternelle et un témoignage de notre affection, notre respect et notre devouement

- A nos freres et soeurs.

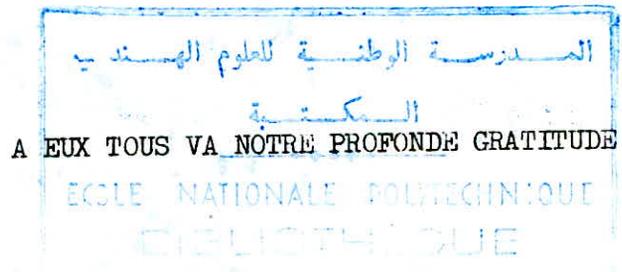
- A nos amis (es) et ceux qui nous ont assistes.



A. OULARBI
ET
M. GUEMRAOUI.

-- // \ OS V I F S R E M E R C I E M E N T S --

- A notre promoteur. M^r UTRYSKO; pour son aide et ses conseils.
- A M^r LAPRAY pour le soutien qu'il apporte aux élèves ingénieurs.
- A notre chef- de département M^r KHEITAB
- A tous les professeurs et assistants, qui ont contribues à notre formation durant nos cinq années d'études.
- A tous ceux qui ont contribuer de près ou de loin à la réalisation de cet ouvrage.



A. OULARBI

ET

M. GUEMRAOUI .

// O M A I R E

- CHAPITRE A : GENERALITES
- CHAPITRE B : POSE DES CANALISATIONS
- CHAPITRE C : ADDUCTION
- CHAPITRE D : POMPES
- CHAPITRE E : RESERVOIRS ET ERISES CHARGE
- CHAPITRE F : PROTECTION DES CONDUITES
CONTRE LE COUP DE BELIER
- CHAPITRE G : PROTECTION DES CONDUITES
CONTRE LA CORROSION
- CHAPITRE H : DISTRIBUTION
- CHAPITRE I : DEVIS ESTIMATIF

C H A P I T R E A : G E N E R A L T E S

I - INTRODUCTION

1) Situation du problème et objet de l'étude

Le pôle attractif de la ville d'Alger est un phénomène sans cesse croissant.

La capitale a vu sa population doubler en une dizaine d'années.

La commune de AIN-BENIAN, située à 15 Km à l'Ouest d'Alger est donc soumise au même phénomène. D'après une étude du C N E R U, il a été constaté un taux d'accroissement global de 5,1 %, taux très important aussi bien par rapport à la moyenne nationale qui est de 3,2%, que par rapport à celle de la Wilaya qui est de 4,8%. Ce qui fait apparaître l'importance de l'Urbanisation des communes limitrophes de la ville d'Alger et en particulier celle de AIN-BENIAN. Donc, en matière d'alimentation en eau potable, ou l'accroissement démographique très important de cette commune, et vu l'Etat vétuste et insuffisant du réseau. D' A. E. P. existant, notre étude portera sur le renouvellement et de l'extension du réseau primaire de distribution en eau potable de la dite commune.

2) Présentation de la commune

La commune de AIN-BENIAN, située à 15 Km à l'Ouest d'Alger est délimitée par des barrières naturelles.

À l'Est, la forêt de BAINEM la coupe pratiquement du reste du tissu de l'agglomération d'Alger, par laquelle elle n'est reliée que par une mince bande côtière au Sud, l'Oued BENI-MESSOUS constitue une coupure avec la commune de CHERAGAS.

Au Nord et à l'Ouest, par la mer méditerranéenne.

3) Situation Topographique

En se référant à la carte topographique, on remarque un terrain assez accidenté et présentant des pentes à fortes déclivités avec des altitudes qui varient de 0,00 m à 150,00 m.

Les altitudes minimum (05,00 m) sont situées sur toute la longueur de la bande côtière de la commune l'altitude maximum est située au Sud Est de la commune, avec, comme implantation, la zone d'extension .

4) Climatologie

Température : De part sa situation géographique, la commune de AIN-BENIAN jouit d'un climat méditerranéen. Le caractère principal de ce climat est l'alternance d'une saison chaude et sèche s'étalant entre Avril et Septembre suivie d'une saison froide et humide d'Octobre à Mars avec une température moyenne annuelle de 17° C.

Pluviometrie : Le maximum de precipitation est enregistre aux mois de Janvier et Avril, avec 71,4 mm, tandis-que les six mois les plus arroses s'etalent d'Octobre à Mars et totalisent 387 mm.

On constate une relative secheresse pendant le mois de Juillet et Août.

II -- EVOLUTION DE LA POPULATION

L'evolution demographique de la commune de AIN-BENIAN est deduite a partir des deux derniers recensements, soit le recensement de 1966 et le rencesement de 1977.

La population, qui regroupe l'agglomeration du chef-lieu, les agglomerations secondaires et les constructions non agglomerées, était de 17285 Habitants en 1966, de 29 873 Habitants en 1977 et était estimée à 40.000 Habitants en 1982. Donc d'après les deux premiers éléments cités ci-dessus, on peut déduire le taux d'accroissement global a partir de la formule des interêts composés qui exprime un accroissement geometrique.

$$H_n = H_0 \left(1 + \frac{P}{100} \right)^n$$

H_n = nombre d'habitant future après n années

H_0 = nombre d'habitant de reference.

P = accroissement annuel en %

n = nombre d'années

$$\text{on a } \frac{H_n}{H_0} = \left(1 + \frac{P}{100}\right)^n \Rightarrow \ln \left(\frac{H_n}{H_0}\right) = n \ln \left(1 + \frac{P}{100}\right)$$

$$\ln \left(1 + \frac{P}{100}\right) = \frac{1}{n} \ln \left(\frac{H_n}{H_0}\right) \Rightarrow 1 + \frac{P}{100} = e^{1/n \ln \left(\frac{H_n}{H_0}\right)}$$

$$\boxed{\frac{P}{100} = e^{1/n \ln \left(\frac{H_n}{H_0}\right)} - 1}$$

Application numerique

H_0 = Population de 1966 : 17 285 hab

H_n = Population de 1977 : 29 873 hab

n = nombre d'année entre 1966 et 1977 : 11 ans

$$\frac{P}{100} = e^{1/11 \ln \left(\frac{29\,873}{17\,285}\right)} - 1 = 5,09$$

$$\boxed{P = 5,1 \%}$$

une etude du C N E R U fait l'hypothese que le taux d'accroissement de 5,1 % se maintiendra jusqu'en 1985 et diminuera, ensuite pour être en moyenne de 4% entre 1985 et 1990

Dans notre ^{(cas} ce taux de 4% seras maintenu de 1985 jusqu'en 2010 par mesure de sucurite, en raison de l'accroissement demographique exceptionnelle de cette commune.

Donc d'apres le recensement de 1977 on aura:

- jusqu'en 1985 $H_n = 29\ 873 (1 + 0,051)^8 = 44\ 474$ hab.
- en 1990 $H_n = 44\ 474 (1 + 0,040)^5 = 54\ 109$ hab.

pour l'an 1990 le CNERU prevoit une population de 56 600 hab. aux quels il faut ajouter les 9100 habitants venants occuper le programme de wilaya soit au total 65 000 hab.

- en 2000 $H_n = 65\ 000 (1 + 0,040)^{10} = 96\ 216$ hab
- en 2010 $H_n = 96\ 216 (1 + 0,040)^{10} = 142\ 424$ hab

Tableau recapitulatif sur l'evolution de la Population pour les differents horizon

Année	Population	Evolution
1977	29 873	14 601
1985	44 474	23 526
1990	65 000	31 216
2000	96 216	46 208
2010	142 424	

Dotation : Selon normes Algeriennes

E		
<u>Equipements</u>		
Habitants	-----	180 l/j hab
Ecole. F. E.	-----	100 l/j élève
C. E. M.	-----	100 l/j élève
Creche	-----	100 "
C. F. P. A.	-----	100 "
Technicum	-----	80 "
Centre commerciaux	-----	51/j/ m ²
Marches	-----	51/j/ m ²
Mosquées	-----	10 m ³ /j
LOcaux administratifs	-----	101/j/ m ²
Polyclinique	-----	400l/j/ lit
Cinema	-----	41/j/ m ²
Bibliotheque	-----	41/j/ m ²
Hotels	-----	200l/j/ m ²
Centre de sante	-----	1500l/j
Terrain de Sport	-----	1 l/ j/ m ² .

C H A P I T R E

I. ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LA VARIATION DU DEBIT

Les problèmes posés par les variations du débit ont trait aux pointes journalières, mensuelles et saisonnières.

Le coefficient K_1 de l'irrégularité de la consommation journalière est égal à :

$$K_1 = \frac{\text{conso. max. journalière}}{\text{conso. moy. journalière}}$$

Pour le débit maximal à transiter dans la conduite d'adduction ainsi que pour le dimensionnement du réservoir, il convient donc d'affecter le débit moyen d'un coefficient K' . Le débit maximal à transiter sera donc définie par l'expression suivante.

$$Q_{mm} = K' Q_m \quad 1/1$$

avec $K' = 1,1 \div 1,3$ selon les normes russes

on choisit la valeur moyenne arithmétique $K' = 1,2$

Q_{mm} = consommation moyenne du jour, du mois de pointe de l'année

Q_m = consommation moyenne de toute l'année.

Le coefficient K" de l'irrégularité de la consommation horaire est égal à :

$$K'' = \frac{\text{conso. max. horaire}}{\text{conso. moy. horaire}}$$

Par définition le coefficient de pointe est le produit de ces deux coefficients définis ci-dessus.

$$K_p = K' \cdot K''$$

Nous tenons à remarquer que ces coefficients sont calculés d'habitude par des statistiques établies pendant les heures et les saisons.

Dans notre étude ces coefficients sont pris égaux à :

K" = 2,0 qui tient compte des variations horaires du débit.

K' = 1,2 qui tient compte des variations journalières du débit.

Le coefficient de pointe est alors égale à :

$$K_p = 2,0 \times 1,2 = 2,4$$

II.--- CONSOMMATION D'EAU DANS LES DIFFERENTES ZONES.

Tous les resultats de consommation seront resumés dans le tableau ci-joint .

La consommation journalière moyenne est égale au nombre d'habitants par la dotation ajoutée aux besoins publics .

La consommation journalière maximale est égale à la consommation journalière moyenne par le coefficient K'

La consommation de pointe horaire est égale à la consommation journalière moyenne multipliée par K_p .

Nous calculons dans les mêmes tableaux la majoration de 30% qui tiendra compte des fuites probables dans le reseau de distribution pour l'horizon envisagé 2010.

Calcul des besoins en eau potable de la zone 1 pour l'an 2010

N° de la commune	Superficie (ha)	Pop. (hab.)	Zone (lit)	Part (30%)	Somme (m ³ /j)	k	Q _{norm} (m ³ /j)	Q _{max} (m ³ /j)
Logement	29285	200	525666	1756,98	7613,58	1	29136,30	2018272,59
Creche	320 é	100	32,0	9,60	41,60	"	49,92	99,84
E F E	4800 é	"	280,0	84,00	364,00	"	436,80	873,60
EFF S	800	"	80,0	24,00	104,00	"	124,80	249,60
Lycée	-	"	-	-	-	"	-	-
Technic	-	80	-	-	-	"	-	-
C F P	800	"	64,0	19,20	83,20	"	99,84	199,68
Centre de sante	-	1500l/j	-	-	-	"	-	-
Polyclinique	-	400l/j lit	-	-	-	"	-	-
Maternité	60	"	24,0	7,20	31,20	"	37,44	74,88
Asite-Veillard	-	"	-	-	-	"	-	-
Mosquée	-	10.000 l/j	-	-	-	"	-	-
M.de jeune	-	4l/j/m ²	-	-	-	"	-	-
Biblio - theque	1500	"	6,0	1,80	7,80	"	9,36	18,72
Cinema	3500	"	14,0	4,20	18,20	"	21,84	43,68
Centre club	-	"	-	-	-	"	-	-
Stade	16000	1l/j/m ²	16,0	4,8	25,60	"	30,72	61,44
P.E.P.S	-	"	-	-	-	"	-	-
Hotel Urbain	3000	200l/j m ²	600,0	180,00	78,00	"	936,00	1872,00
SNNGA	18750 m ²	5l/j/m ²	93,75	28,12	121,87		10883,02	21766,03
					9191,0		11029,8	22058,52

Calcul des besoins en eau potable de la 2 pour l'an 2010

N° de l'ouvrage	Nbre Hab N	Dotation litres/j	Q _m m ³ /j	Pertes % %	Q _{int} m ³ /j	K	Q _{int} m ³ /j	K	Q _{int} m ³ /j
Logements	54057	200	10811,4	243,42	14054,82	1,2168657	203371,57		
Crèche	160é	100	16,0	4,8	20,80	"	24,96	"	49,52
E.F.E	2880é	"	288,0	86,4	374,40	"	449,28	"	898,56
E.F.S	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Lycee	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Techni	880 é	80	70,4	21,12	91,52	"	109,82	"	219,65
C.F.P	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Centre de santé	3 Centre	1500 1/j	4,5	1,35	5,85	"	7,02	"	14,04
Polyclinique	30 lits	4001/j lits	12,0	3,60	15,60	"	18,72	"	37,44
Maternité	-	"	-	-	-	"	-	"	-
A.Veilord	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Mosquée	4mosquées	10.000	40,0	12,00	52,00	"	62,40	"	124,80
M. de jeun	3000m ²	41/m ²	12,0	3,60	15,60	"	18,72	"	37,44
Biblio	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Cinema	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Centre cult-	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Stade	1600 m ²	11/j/m ²	16,0	4,80	20,80	"	24,96	"	49,92
P E F S	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Hotel. Urh	10.000m ²	2001/jm ²	2000,0	600,00	2600,00	"	3120,00	"	6240,00
SOUK-EL-FELLAH			96,25	28,87	125,12		150,144	"	300,26
					17376,505		20851,80		41770,608

ZONE 3

Consommation nature des équipements	Nbre d'hab.	Dotation L/hab/j	Q _{min} m ³ /j	Pertes 50%	Q _{int} m ³ /j	K'	Q _{min} m ³ /j	K'	Q _{max} m ³ /j
Logements	4337	200	867,40	260,22	1127,62	1,2	1353,14	2,0	2706,28
Creche	160	100	16,0	4,8	20,8	"	24,96	"	49,92
E F E	3360	"	336,0	100,8	436,8	"	524,16	"	1048,32
E F S	800	"	80,0	24,0	104,0	"	124,80	"	249,60
Lycee	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Techni	-	80	-	-	-	"	-	"	-
C. F.P	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Centre de sante	1 centre	1500l/j	10,0	3,0	13,0	"	15,60	"	31,20
Polycli- nique	30 lits	400l/j lits	12,0	3,6	15,6	"	18,72	"	37,44
Maternite	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Asile Veillard	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Mosquée	1 mosquée	10 000l/j	10,0	3,0	13,0	"	15,60	"	31,20
M. de jeun	3000 m ²	4l/j m ²	12,0	3,6	15,6	"	18,72	"	37,44
Biblio- theque	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Cinema	1500 m ²	"	6,0	1,8	7,8	"	9,36	"	18,72
Centre Cult-	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Stade	-	1l/j/m ²	-	-	-	"	-	"	-
P E P S	-	"	"	-	-	"	-	"	-
Hotel Urbain	1500 m ²	200l/j m ²	300,0	90,0	390,0	"	468,00	"	936,00
u					2144,22		2573,06		5146,12

ZONE 4

Construction Titulaire de l'usage	Nbre d'hab	Dotation t/m ² /j	Qm m ² /j	Portes 30%	QmT m ² /j	K'	Qann m ² /j	K''	Qmax m ² /j
Logements	24642	200	4928,4	1478,52	6406,92	1,2	7888,3	2,0	15376,61
Creche	160	100	16,0	4,80	20,80	"	24,96	"	49,921
E.F.E	6240	"	624,0	187,20	811,20	"	973,44	"	1946,88
E.F.E	2400	"	240,0	72,00	312,00	"	374,40	"	748,80
Lycee	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Techni	400	80	32,0	11,52	43,52	"	-	"	-
C.F.P	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Centre de sante	3 centres	5000/j	4,5	1,35	5,85	"	7,02	"	14,04
Polycli nique	-	4000/j	-	-	-	"	-	"	-
Maternite	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Asile veillard	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Mosquée	2 mosquée	10000/j	20,0	6,00	26,00	"	31,20	"	62,40
M. De jeune	1500 n ²	41/j n ²	6,0	1,80	7,80	"	9,36	"	18,72
Biblio theque	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Cinema	1500 n ²	"	6,0	1,80	7,80	"	9,36	"	18,72
Centre Cult	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Stade	1600 n ²	11/j n ²	16,0	4,8	20,80	"	30,72	"	61,44
P.E.P.S	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Hotel Urbain	-	2000/j n ²	-	-	-	"	-	"	-
					7673,29	"	9208,67	"	18417,34

Calcul des besoins en eau potable de la zone 5 pour l'an 2010

Logements	23013	200	4762,6	1420,70	6191,38	12	7429,66	20	14059,32
Creche	100	100	16,0	4,80	20,80	"	24,96	"	29,92
E F E	960	"	96,0	28,80	124,80	"	149,76	"	219,52
E F S	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Lycée	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Techni	-	30	-	-	-	"	-	"	-
C F P	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Centre de sante	-	1500l	-	-	-	"	-	"	-
Polyclinique	-	400l	-	-	-	"	-	"	-
Maternité	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Asile-veillard	60	"	24,0	7,2	31,2	"	37,44	"	74,88
Mosquée	1 mosquée	10.000 l/j	10,0	3,0	13	"	19,20	"	30,40
M. DE jeune	-	4l/n ²	-	-	-	"	-	"	-
bibliotheque	-	"	-	-	-	"	-	"	-
Cinema	1500m ²	"	-	-	-	"	-	"	-
C.Cult	-	"	6,0	1,8	7,80	"	9,36	"	-
Stade	-	11l/n ²	-	-	-	"	-	"	-
P E P S	5400m ²	"	5,4	1,62	7,02	"	8,42	"	16,05
Hotel Urbain	-	200l/jn ²	-	-	-	"	-	"	-
					6396,00		7675,20		15350,40

TABLEAU RECAPITULATIF DES BESOINS EN EAU POTABLE DE CHAQUE

ZONE A L'HORIZON L'AN 2010

Besoins Zone	Qm	Qm	Qmm	Q max
Unite	m ³ / j	l / s	l / s	l / s
1	9191,05	106,38	127,66	255,31
2	17376,51	201,12	241,34	482,69
3	2144,22	24,82	29,78	71,48
4	7573,89	88,82	106,58	213,17
5	6396,00	74,03	88,84	177,67
TOTAL	42781,67	495,16	594,19	1188,38

Qmm = Consommation maximale; journalière

Par Q mm, on pourra passer aux dimensionnements des conduites d'adduction et au calcul de volume des reservoirs

Q max = Consommation de pointe horaire

Par Q max, on dimensionne le reseau de distribution et les conduites principales partant du reservoir.

DENOMINATION	CONSUMPTION MOYENNE JOURNALIERE (M ³ /j)	DEBIT DE POINTE
ZERALDA	8732,56	131,65
SIDI-FERUCH	6998,40	81,00
STAGUALI	24192,00	280,60
AIN-BENIAN	53138,02	594,19
T O T A L	91310,98	1586,640

En comparaison avec les ressources disponibles actuellement qui sont de 6000 m³/j, on constate qu'il y'aura un deficit de 45338,02 m³/j qu'il faut combler pour satisfaire les besoins en eau potable de la ville de AIN-BENIAN à l'horizon l'an 2010.

CHAPITRE B: POSE DES CONDUITES

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 :

2.1 - Largeur de la tranchée :

La pose en terre des conduites s'effectue dans une tranchée dont la largeur de fond est donnée par :

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

B = largeur de la tranchée en m

D = diamètre en m.

Au droit des joints, on pratique dans les parois latérales des élargissements de la tranchée (appelés niches) et ce, pour faciliter le raccordement des joints ou l'opération de soudure. Ces niches seront séparées d'une distance d'environ 40 m.

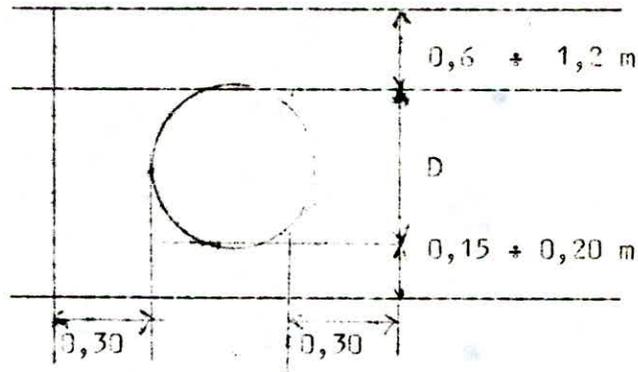
2.2 - Profondeur de la tranchée.

La profondeur de fouille est fonction du diamètre de la conduite, de la température du lieu (maxima - minima) ainsi qu'aux sollicitations des charges mobiles si cette dernière traverse une route très fréquentée par ces charges.

$$h \geq D + 0,80 \text{ (m)}$$

.../...

La profondeur de la tranchée est choisie de telle manière que la température de l'eau reste constante par conséquent d'éviter les dégâts qui pourront être causés par d'importants gels et de préserver la conduite contre les sollicitations des charges mobiles.



2.3 - Fond de la tranchée :

Le fond de la fouille est recouvert d'un lit de pose de $0,15$ m à $0,20$ m d'épaisseur bien pillonnée et bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

La constitution d'un lit de pose est la suivante :

- gravier : dans les terrains ordinaires ;
- pierres cassées : serviront de drains dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- béton maigre : terrains abrupts.

2.4 - Le remblayage des fouilles :

Le remblai se fait d'une succession de couches soigneusement tassées et arrosées.

Pour notre cas, nous préconisons un remblai de grave naturel ou d'un matériau fin afin de protéger les conduites qui sont en acier contre la corrosion.

.../...

Une fois le remblai atteint 0,30 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite, le reste sera exécuté à l'aide du tout venant.

3. MODALITES ET PRECAUTIONS DANS L'EXECUTION.

- Avant la pose des tuyaux en acier, les revêtements doivent être reconstitués partout où ils auraient été détériorés. Leur pose ne doit s'effectuer qu'aux heures fraîches de la journée, jamais après que les canalisations ont été chauffées par le soleil.

- 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.

- Le remblayage se fera avec le produit d'extraction des fouilles purgé de pierres.

CHAPITRE C: ADDUCTION

1. CHOIX DU TRACE.

Les tracés des conduites de refoulement ont été étudiés sur une carte topographique de la commune à l'échelle 1/5000. Le choix de ce tracé a été effectué en respectant le mieux possible les impératifs suivants :

- choix du tracé le plus court possible, afin de réduire les frais d'investissement ;
- choix d'un profil en long, aussi régulier que possible avec une rampe dans le même sens vers le réservoir d'accumulation tout en évitant les contre-pertes qui peuvent donner lieu à formation de 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 (vibration dessellement des joints) et pouvant aller jusqu'à l'éclatement de la conduite ;
- les tracés doivent suivre si possible l'accotement des routes pour faciliter l'acheminement du matériel ;
- les coudes doivent être largement ouverts, afin d'éviter les butées importantes.

2. CHOIX DU TYPE DE TUYAUX.

Généralement les tuyaux les plus utilisés pour l'adduction par refoulement sont en fonte ou en acier, mais notre choix s'est porté sur les tuyaux en acier pour des raisons qu'on va citer ci-dessous :
Les tuyaux en acier permettent une pose beaucoup plus souple, ils sont décou-
pables, soudables et cintrables à la demande, ce qui permet d'approvisionner
très peu de pièces spéciales pour le chantier de pose. Le joint entre tuyau-
teries s'effectue par simple soudage des extrémités bout à bout.

.../...

Par contre, les tuyaux en acier sont plus sensibles à la corrosion et doivent de ce fait, être revêtus intérieurement et extérieurement (enduit au bitume par exemple) mais malgré ça, ils ont beaucoup d'avantages que d'inconvénients.

En outre, les tuyaux en acier sont plus disponibles sur le marché donc l'approvisionnement est assuré dans de bonnes conditions. Ceci est valable aussi pour les conduites d'adduction gravitaires.

A. DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES D'ADDUCTION GRAVITAIRE .

1. - Dimensionnement de la conduite reliant le réservoir RP₁ et P₂.

1.1 - Calculons le diamètre approximatif moyennant l'équation de continuité et par considération d'une vitesse de 1m/s.

$$Q = V \cdot S = V \cdot \frac{\pi D^2}{4} \qquad D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \cdot V}} \quad (\text{m})$$

$$Q = 314,87 \text{ l/s} = 0,31487 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$V = 1 \text{ m/s} \qquad D = \sqrt{\frac{4 \times 0,31487}{\pi \times 1}} = 0,633 \text{ m}$$

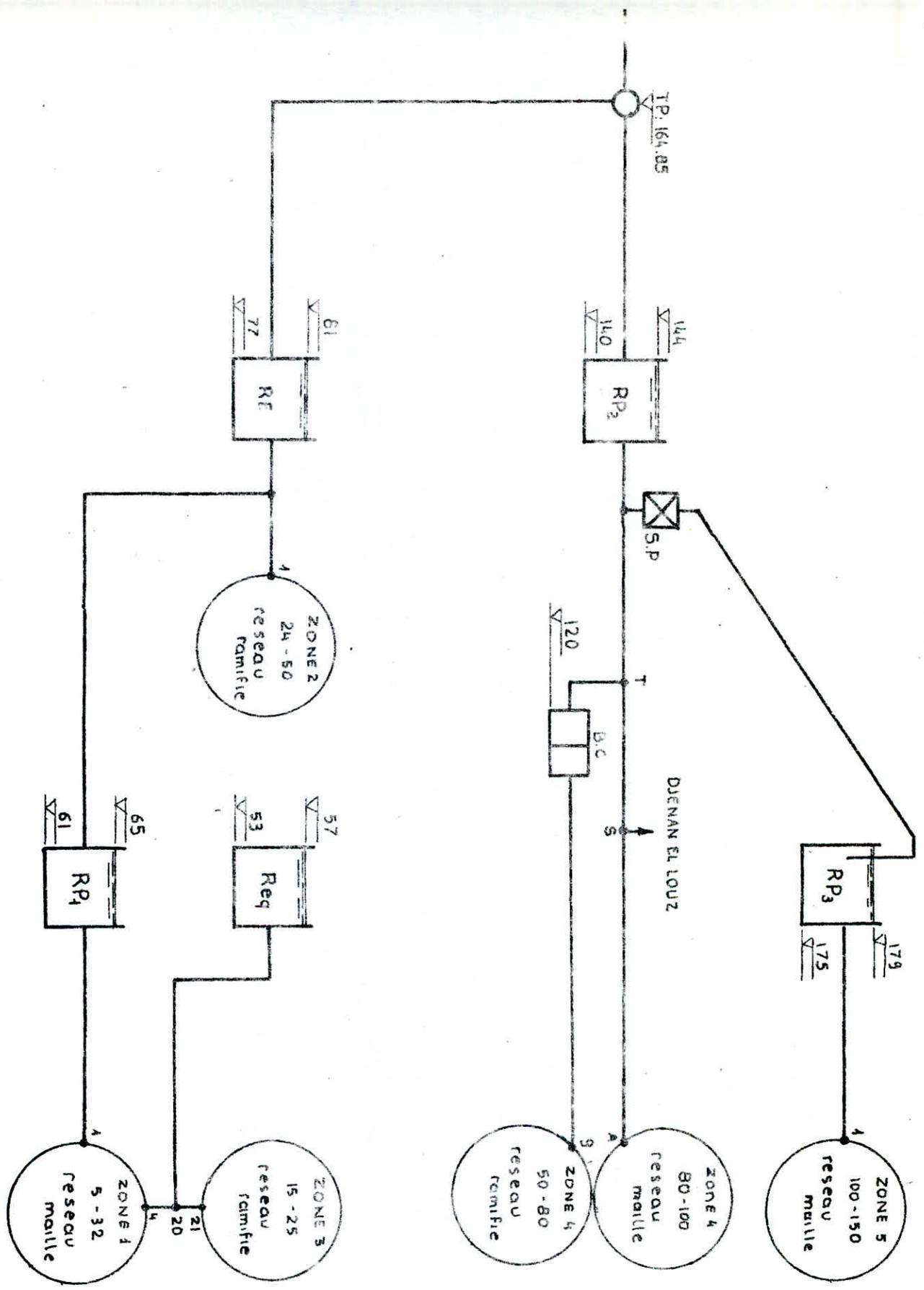
On choisit le diamètre normalisé inférieur $D = 0,600 \text{ m}$

$$\text{qui donne une vitesse de } V = \frac{4 \cdot 0,31487}{\pi \cdot (0,600)^2} = 1,11 \text{ m/s}.$$

1.2 - Calcul des pertes de charge totales.

Les pertes de charge sont calculées moyennant la formule de Darcy - Weisbach.

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



Schema d'ensemble du reseau de distribution

avec

- J : gradient de perte de charge.
- V : vitesse en (m/s).
- D : diamètre en (m).
- g : accélération de pesanteur.
- f : coefficient de frottement.

f est donnée par la formule de Colebrook.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -0.36 \ln \left(\frac{\epsilon}{3.7 D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

: coefficient de rugosité absolue = $0,1 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0,1 \text{ mm}$.

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad \text{avec} \quad \nu = 1,0136 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}.$$

La résolution de l'équation se fera par approximations successives.
La première valeur est donnée par la formule de VIKURADSE correspondant au régime turbulent rugueux.

$$f_T = \left(1,14 - 0,36 \ln \frac{\epsilon}{D} \right)^{-2}$$

par la suite on a les grandeurs suivantes :

$$\Delta H_l = J \cdot L \quad \text{avec} \quad \Delta H_l = \text{pertes de charge linéaire}.$$

L = longueur de la conduite

$$\text{Or} \quad \Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_l \quad \Delta H_s = \text{pertes de charge singulière}.$$

On a estimé les pertes de charge singulière à 15 % des pertes de charge linéaire.

$$\Delta H_s = 0,15 \Delta H_l \quad \text{d'où} \quad \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 \Delta H_l = 1,15 \Delta H_l.$$

Le calcul de ΔH_t se fait sur la calculatrice TI59 selon un programme qui nous permettra de calculer le coefficient f, le gradient de perte de charge J et les pertes de charges totales ΔH_t .

(Description du programme au chapitre calcul du diamètre économique)

2nd Lbl A 1,14 - .86 * (RCL 1 + RCL2) STO7 LnX = X²1/X STO5
 STO8 RCL3 * RCL2 + RCL0 = STO6 R/S
 2nd Lbl B (RCL7 + 3,7 + 2,51 + RCL6 + RCL8 Vx) Ln X .086 = X²1/X
 STO9 - STO8 = 2nd |X| inv 2nd X >> t RCL RCL 9 STO8 GTO B
 2nd Lbl RCL RCL 9 * RCL 3 X² + 19.6 + RCL2 = STO10 R/S
 2nd Lbl C RCL 10 * RCL4 = STO 11 = R/S
 2nd Lbl Dx .15 = R/S 2nd Lbl E + RCL 11 = R/S.

EXECUTION:

1. STOCKAGE DES DONNEES:

V → 00; → 01 ; D → 02 ; V → 03 ; Lg → 04
 0,000001 X >> t

RESULTATS :

Appuyer:

A ⇒ Re; 06 B ⇒ J C ⇒ Δh₁ D ⇒ Δh_s E ⇒ ΔH_t
 f_r ⇐ 05 f_t ⇐ 09

$$\begin{aligned}
 f^{-\frac{1}{\lambda}} &= -.86 \ln \left(\frac{f}{3,7D} + \frac{2,51}{1P, \sqrt{f}} \right) \\
 J &= \frac{f}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \Rightarrow \Delta h_L = J \cdot L \\
 \Delta H_S &= 3 \frac{V^2}{2g} = \frac{15}{100} \cdot \Delta H_L \\
 \Delta H_t &= \Delta H_L + \Delta H_S = \left(1 + \frac{15}{100} \right) \Delta h_1 = 1,15 \Delta h_1.
 \end{aligned}$$

Données de base pour la conduite reliant le réservoir RP_1 au point P_1 .

$$\begin{aligned} \nu &= 1,0136 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}. \\ \varepsilon &= 0,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}. \\ D &= 600 \text{ mm} = 0,600 \text{ m}. \\ V &= 1,11 \text{ m/s}. \\ L_g &= 670 \text{ m}. \end{aligned}$$

D	V	Re	f_R	f_t	J	ΔH_L	ΔH_t
mm	m/s					m	m
600	1,11	657063,93	0,0134532	0,0151115	0,0015832	1,06	1,22

Méthode de la longueur fluïdo-dynamique.

(théorie de M. GEZA - LAPREY).

D'après la théorie de la longueur fluïdo-dynamique, le diamètre D de la conduite est exprimé par la relation suivante.

$$(1) \quad \boxed{D = \lambda \cdot L \cdot D_0} \quad (m)$$

λ : facteur de transition qui est égale à 1 lorsque le régime est turbulent rugueux et différent de 1 lorsque le régime ne l'est pas.

L : la longueur fluïdo-dynamique.

D_0 : paramètre addimensionnel du profil circulaire.

pour les cas des conduites forcées circulaires $D_0 = 1,539$

d'après la relation ci-dessus

$$(\lambda \cdot L) = \frac{D}{D_0} = \frac{0,600}{1,539} = 0,390$$

.../...

d'autre part, on a d'après la même théorie :

$$\frac{Q}{\sqrt{J_T}} = (\lambda)^{2,5} (15,96 - 8,681 \ln \frac{\epsilon}{\lambda}).$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J_T}} = (0,390)^{2,5} (15,96 - 8,681 \ln \frac{0,1 \cdot 10^{-3}}{0,390}) = 8,334 \text{ m}^3/\text{s}.$$

pour $Q = 0,31487 \text{ m}^3/\text{s}$ on a $J_T = \left(\frac{Q}{8,334} \right)^2$

$$J_T = 0,0014274.$$

par la suite, on vérifie la nature du régime et ceci à l'aide de $\frac{\epsilon}{D}$ et R_e et du diagramme de Moody.

$$R_e = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{1,11 \times 0,6}{1,0136 \times 10^{-6}} = 657063,93$$

$$\frac{\epsilon}{D} = \frac{0,1 \cdot 10^{-3}}{0,600} = 1,67 \cdot 10^{-4}$$

d'après le diagramme de Moody, le régime est situé dans la région de transition donc $\lambda \neq 1$

donc on doit corriger la valeur de J_T à l'aide de l'abaque (17c).

à l'aide de cet abaque, nous tirons le facteur $\lambda_J^{5,3}$ en fonction de R_e et de $\frac{\epsilon}{D}$, par la suite, déterminer la valeur réelle de J .

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

$$R_e = 657063,93$$

$$\frac{\epsilon}{D} = 1,67 \cdot 10^{-4}$$

$$\lambda_J^{5,3} = 1,11 \Rightarrow J = 1,11 \times 0,0014274$$

$$J = 0,0015832$$

.../...

Ce qui est comparable à la valeur de J déterminée avec la méthode classique.

$\frac{\epsilon}{D}$	$Re \cdot 10^6$	λ	J_R	$\lambda_{J}^{5,3}$	$J \lambda_{J}^{5,3} J_R$	ΔH_L
		m	m/km		m/km	m
$1,6 \cdot 10^{-4}$	0,65706393	0,320	1,4274	1,11	1,5832	1,06

3.2 - Dimensionnement de la conduite gravitaire reliant le réservoir existant R_E et le réservoir projeté RP_1 .

Le calcul du diamètre de la conduite d'adduction gravitaire se fait en tenant compte de la perte de charge disponible qui n'est autre que la différence de la côte de départ et de la côte d'arrivée de la conduite dans le réservoir.

Le principe en est le suivant, avec Q et h_{disp} on calculera moyennant la formule de la perte de charge, le diamètre de la conduite qui écoulera le débit Q avec une perte de charge aussi proche que possible de h_p , en tout état de cause, inférieure à h_p .

Données de base :

$$Q = 12 \cdot 7,66 + 29,78 = 157,44 \text{ l/s} = 0,15744 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$L = \text{longueur de l'adduction} = 720 \text{ m}$$

$$h_{disp} = \text{côte de départ} - \text{côte d'arrivée} = 77,40 - 65,50 = 11,90 \text{ m}$$

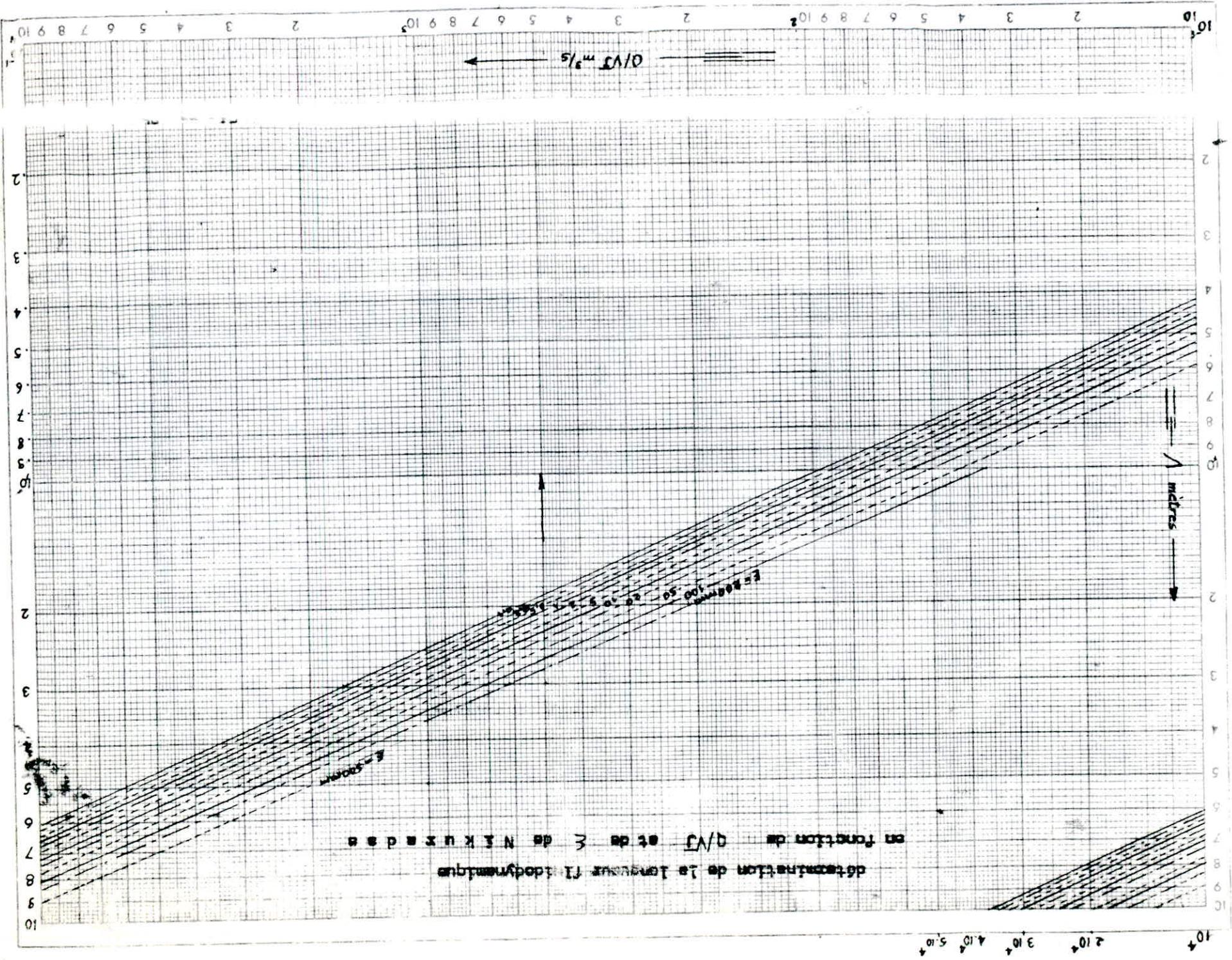
$$\gamma = 1,0136 \cdot 10^{-6} \text{ m/s} \quad \text{à } T = 150^\circ\text{C}$$

$$\epsilon = 0,1 \text{ mm} = 0,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}.$$

Pour avoir le diamètre approximatif, on utilisera la formule de Darcy Weisbach.

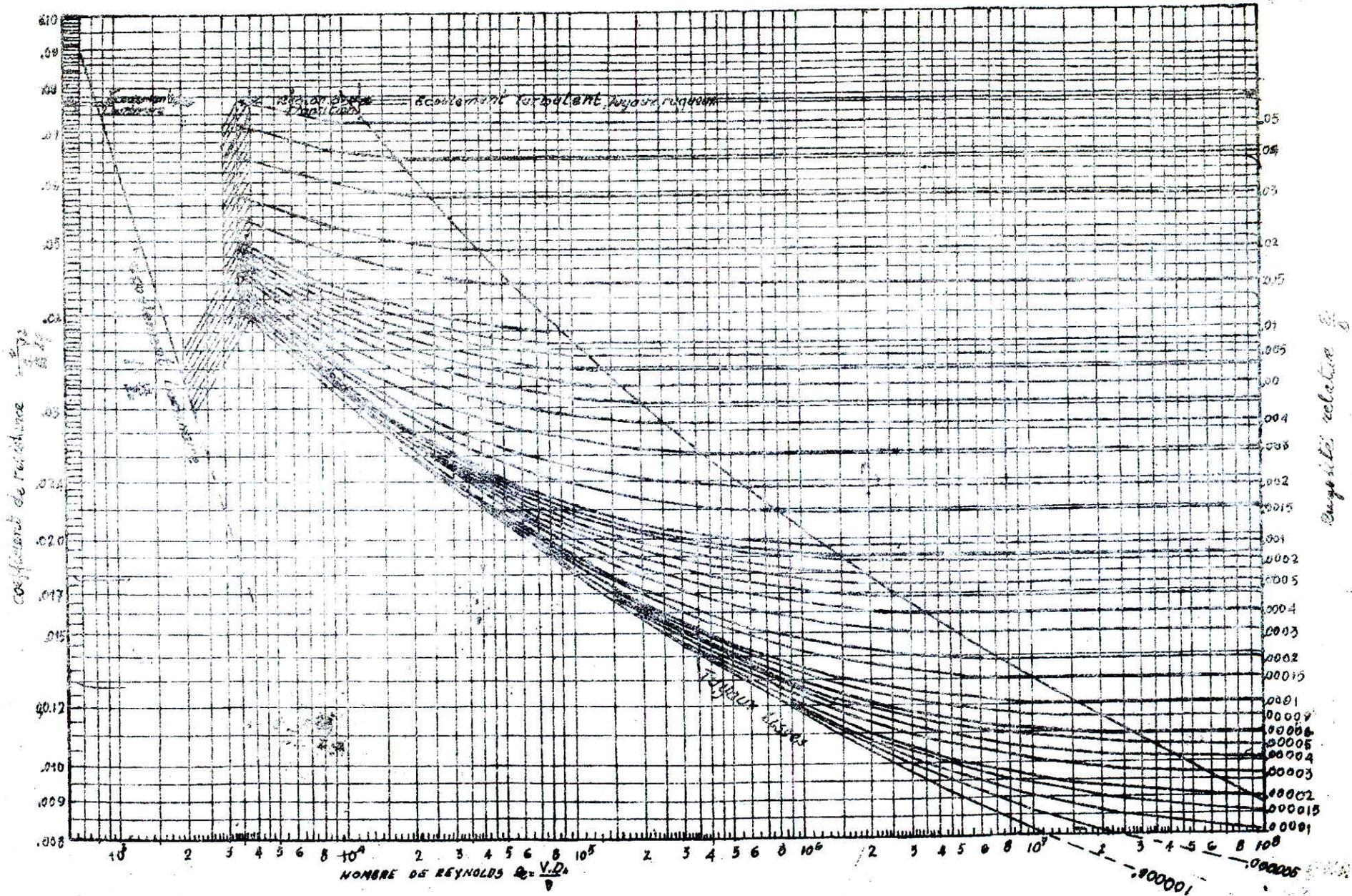
$$h_p = \frac{f}{D} \cdot L \cdot \frac{V^2}{2g} = \frac{f}{D} \cdot L \cdot \frac{Q^2 - 16}{\pi^2 \cdot D^4 \cdot 2g} = \frac{f}{\pi^2} \cdot \frac{L \cdot 8}{g} \cdot \frac{Q^2}{D^5}$$

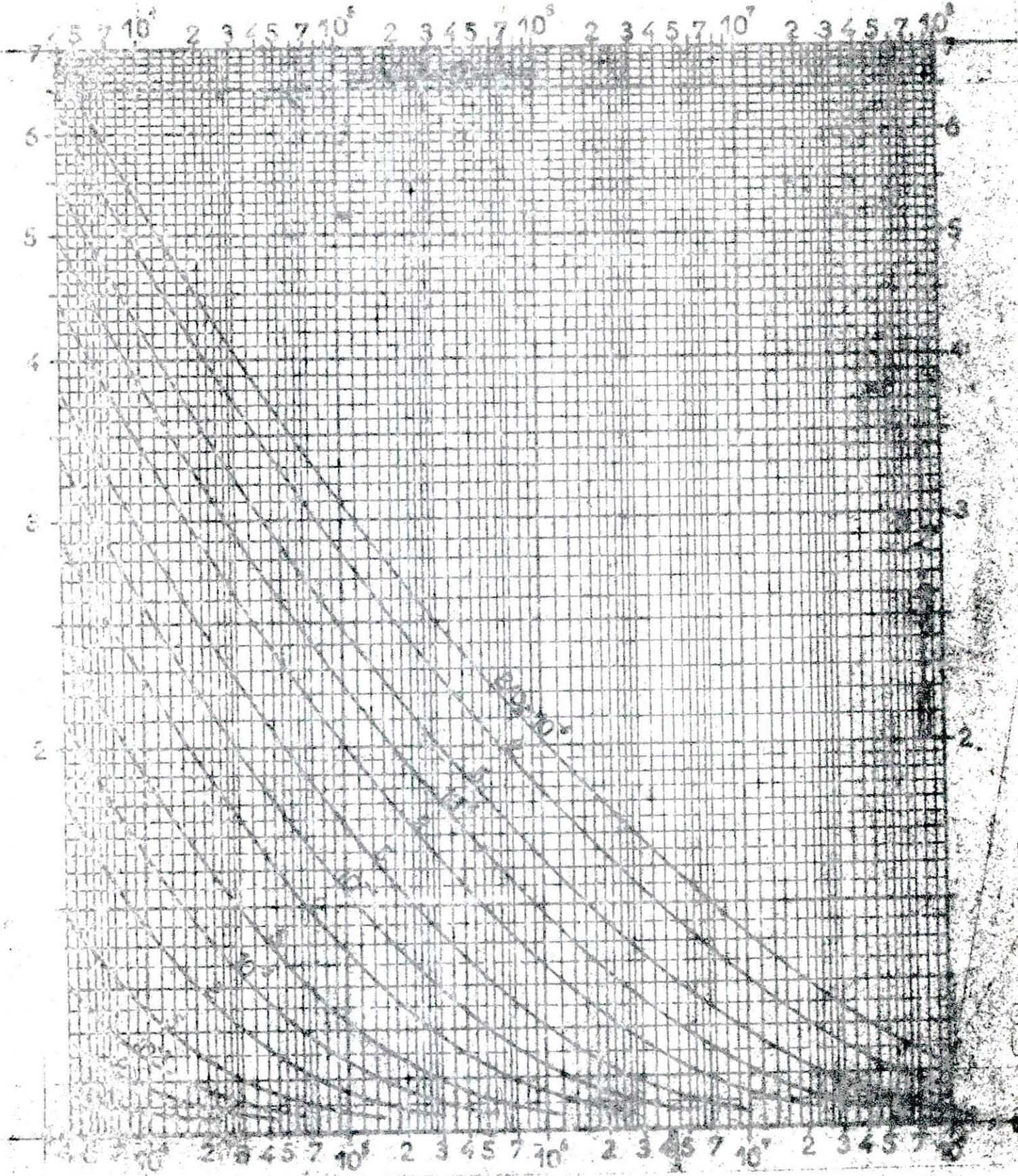
.../...



détermination de la longueur l'hydrodynamique
 en fonction de D/V^3 et de E de N. K. U. S. D. S.

Diagramme de Moody





$$h_p = \frac{f}{12,1} \cdot L \cdot \frac{Q^2}{D^5}$$

d'où

$$D = \sqrt[5]{\frac{f \cdot L \cdot Q^2}{12,1 \times h_p}} \quad \text{cm}$$

En première approximation, on choisit une valeur $f = 0,025$.

AN :

$$D = \sqrt[5]{\frac{0,025 \times 720 \times (0,15744)^2}{12,1 \times 11,90}} = 0,315 \text{ m} = 315 \text{ mm.}$$

On choisit le diamètre normalisé inférieur $D = 300 \text{ mm} = 0,300 \text{ m}$

$$D = 0,300 \text{ m} \Rightarrow S = \frac{\pi \cdot (0,300)^2}{4} = 0,0707 \text{ m}^2 \Rightarrow V = \frac{Q}{S} = \frac{0,15744}{0,07070} = 2,23 \text{ m/s.}$$

Selon le programme décrit précédemment, on aboutit aux valeurs suivantes:

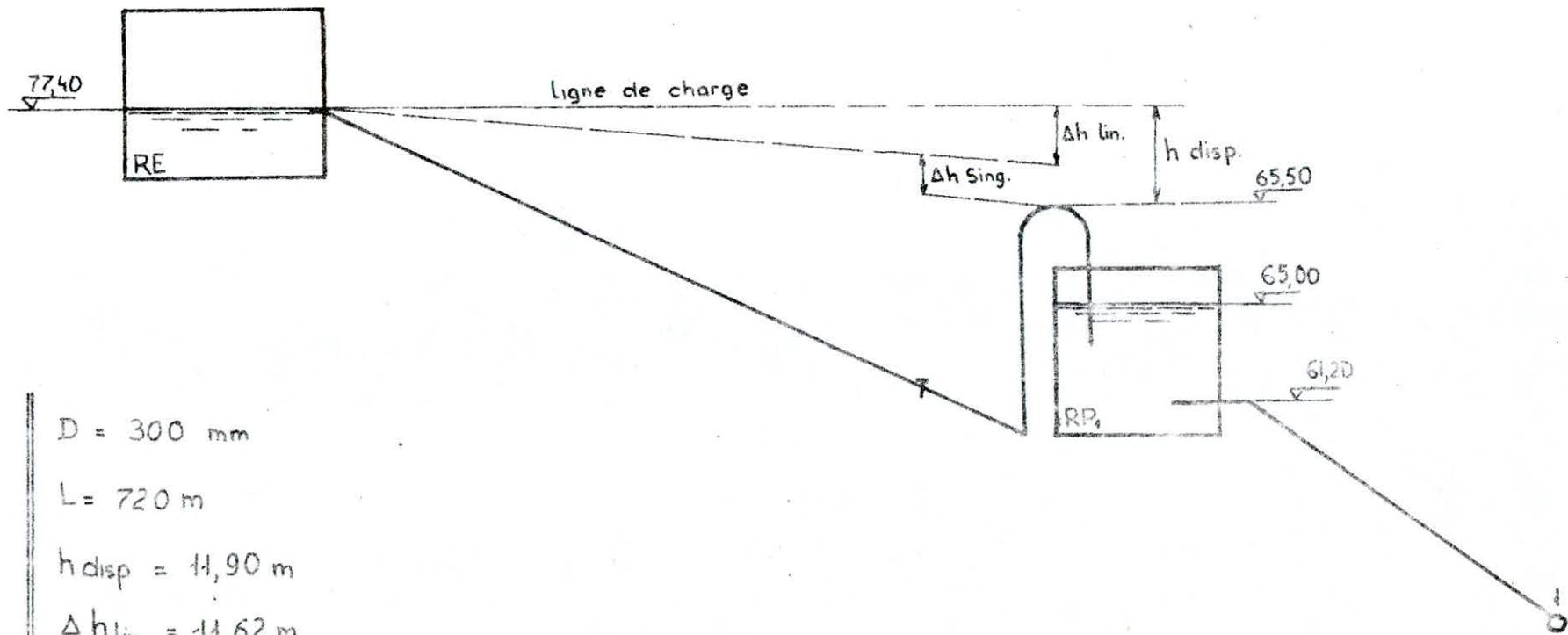
D	V	Re	f_r	f_r	J	ΔH_L	$1,15 \Delta H_L = \Delta H_T$
mm	m/s					m	m
300	2,23	663091,14	0,0155260	0,0165963	0,0140360	10,11	11,62

En définitive, nous prendrons le diamètre $D = 300 \text{ mm}$ qui correspond à une vitesse raisonnable.

Il est évident que, dans les conditions de l'énoncé, la conduite fournira en phase finale, un débit plus important puisque la perte de charge disponible est légèrement plus grande que celle occasionnée dans la conduite.

Le débit désigné $Q = 157,44 \text{ l/s}$ à transporter, sera ajusté par le jeu d'un robinet-vanne. (voir schéma 2.)

.../...



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

$$L = 720 \text{ m}$$

$$h_{\text{disp}} = 11,90 \text{ m}$$

$$\Delta h_{\text{lin}} = 11,62 \text{ m}$$

$$\Delta h_{\text{diff}} = 11,90 - 11,62 = 0,28 \text{ m}$$

- Schema 2. -

3.3 - Dimensionnement de la conduite reliant RP₃ au noeud 1 de la maille I de la zone d'extension.

données de base :

$$Q = 177,67 \text{ l/s} = 0,17767 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 950 \text{ m.}$$

$$\varepsilon = 0,1 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

$$\text{pour } V = 1 \text{ m/s} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 0,17767}{\pi \times 1}} = 0,475 \text{ m.}$$

On choisit le diamètre normalisé supérieur $D = 0,500 \text{ m.}$

$$\text{Pour } D = 0,500 \text{ m} \Rightarrow V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \times 0,17767}{\pi \times (0,500)^2} = 0,905 \text{ m/s.}$$

D	V	Re	f _r	f _t	J	Δ H _L	Δ H _T
mm	m/s					m	m
500	0,905	446429,57	0,0139562	0,0159953	0,0013368	1,270	1,46

3.4 - Dimensionnement de la conduite R_{p2} - T

Données de base.

$$Q = 213,16 \text{ l/s} = 0,21316 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$L = 820 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0,1 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

$$V = 1 \text{ m/s} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 0,21316}{\pi \times 1}} = 0,521 \text{ m.}$$

.../...

On choisit le diamètre normalisé inférieur $D = 0,450$ M. Ce qui donne une vitesse

$$V = \frac{4 \times 0,21316}{\pi \times (0,45)^2} = 1,34 \text{ m/s.}$$

D	V	R_e	f_r	f_t	J	ΔH_L	ΔH_T
mm	m					m	m
450	1,34	594909,23	0,0142599	0,0157766	0,0032118	2,634	3,029

3.5 - Dimensionnement de la conduite T - S

Données de base.

$$Q = 79,05 \text{ l/s} = 0,07905 \text{ m}^3$$

$$L = 660 \text{ m}$$

$$\epsilon = 0,1 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

$$V = 1 \text{ m/s} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 0,07905}{\pi \times 1}} = 0,317 \text{ m.}$$

On choisit le diamètre normalisé inférieur $D = 0,300$ m. Ce qui entraîne une vitesse

$$V = \frac{4 \times 0,07905}{\pi \times (0,300)^2} = 1,118 \text{ m/s.}$$

D	V	R_e	f_r	f_t	J	ΔH_L	ΔH_T
mm	m/s					m	m
300	1,118	330899,76	0,0155259	0,0174659	0,0037127	2,459	2,828

.../...

3.6 - Dimensionnement de la conduite S - A

Données de base.

$$Q = 70,64 \text{ l/s} = 0,07064 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$L = 1000 \text{ m}.$$

$$\varepsilon = 0,1 \cdot 10^{-6} \text{ m}.$$

$$V = 1,00 \text{ m/s} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 0,07064}{\pi \times 1}} = 0,300 \text{ m}.$$

Ce qui donne un diamètre normalisé $D = 300 \text{ mm}$.

D	V	Re	f_r	f_t	J	ΔH_L	ΔH_T
mm	m/s					m	m
300	1,00	295974,74	0.0155259	0.0176519	0.0630002	3,006	3,457

3.7 - Dimensionnement de la conduite B.C - 9

Données de base.

$$Q = 134,11 \text{ l/s} = 0,13411 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 420 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$V = 1 \text{ m/s} \quad D = \sqrt{\frac{4 \times 0,13411}{\pi \times 1}} = 0,413 \text{ m}$$

On choisit le diamètre normalisé supérieur $D = 0,450 \text{ m}$.

Ce qui donne une vitesse de : $v = \frac{4 \times 0,13411}{\pi \times 0,452} = 0,343 \text{ m/s}$.

.../...

D	v	Re	f _e	f _t	J	D H _L	D H _T
mm	m/s					m	m
450	0,343	374260,06	0.0146112	0.0165221	0.002413	1,010	1,16

le diamètre du tronçon T - BC est le même que celui du tronçon BC - 2
c'est à dire $D = 0,450$ m

$\Delta H_L = 0.002413 \times 530 = 1,279$ m
 $\Delta H_T = 1,15 \Delta H_L = 1,471$ m.

B- CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT
RELIANT LE RESERVOIR PROJETE RP2 AU RESERVOIR PROJETE RP3:

Dans la pratique, le diamètre optimal auquel on arrive conduit à adopter une vitesse moyenne en conduite qui, en première approximation, dépend peu des autres paramètres. C'est à cette approximation que répond la formule de Bress.

Formule de Bress:

$$D_m = 1,5 \sqrt{Q}$$

D_m : diamètre de la conduite en (m)

Q : débit véhiculé en (m^3/s)

1,5: coefficient qui dépend de K, K', η

avec K' = Le prix de revient de la station élévatoire augmenté des dépenses d'exploitation capitalisées, le tout ramené au cheval-vapeur.

K = Le prix de revient de l'unité de longueur par mètre de diamètre.

η = Rendement de la station élévatoire.

Cette formule conduit à une vitesse économique $V_m = 0,566m/s$ soit pratiquement $0,60m/s$.

DONNEES DE BASE POUR LA CONDUITE DE REFOULEMENT:

$Q = 88,33 \text{ l/s} = 0,08883 \text{ m}^3/\text{s}$:

$L = 1400 \text{ m}$.

$$\xi = 0,1 \text{ mm} = 0,1 \cdot 10^{-3} \text{ m} .$$

$$\nu = 1,0136 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \text{ a } T = 150\text{c} .$$

REMARQUE :

Pour l'acier neuy $\xi = (0,02 + 0,10) \text{ mm}$, on choisit $\xi = 0,1 \text{ mm}$

Moyennant la formule de Bress, on détermine le diamètre approxi-
matif répondant aux conditions économiques:

$$D_m = 1,5 \sqrt{0,08083} = 0,447 \text{ m} .$$

Pour une meilleure optimisation on considère les diamètres norma-
lisée suivants: $D = 350 \text{ mm}$, 400 mm , 450 mm , 500 mm .

Dans ce qui suit on déterminera le diamètre économique en tenant
compte des trois postes de dépenses suivants :

- Frais d'amortissement de la conduite.
- Frais d'exploitation capitalisés.
- Frais de la station élévatoire.

1°) FRAIS D'AMORTISSEMENT DE LA CONDUITE:

Le prix de la conduite sera amorti sur 50 ans au taux de 8%
ce qui correspond pour une somme de 1 DA à une annuité de:

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

$$A = \frac{0,08}{(1 + 0,08)^{50} - 1} + 0,08 = 0,0817429 \text{ DA}$$

$$A = 0.0817429 \text{ DA}$$

Prix de conduite en acier :

D	Punitaire	Longueur	P _{total}	Annuité
mm	DA / ml	m	DA	DA
350	301,11	1400	421554	34459,05
400	345,17	1400	483238	39501,27
450	389,24	1400	544936	44544,65
500	532,05	1400	144870	60887,83

Le prix du mètre linéaire comprend les frais des revêtements (interieur et extérieur), les frais d'exploitation et ceux de la protection cathodique.

2°) FRAIS D'EXPLOITATION :

2.1 Calcul des pertes de charge:

ALGORITHME DE RESOLUTION .

a. $Z_1 + \frac{P}{g} + \alpha \frac{V_1^3}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{g} + \alpha \frac{V_2^3}{2g} + \sum hp$

b. $Q = \text{constant}$ c'est à dire $V_1 S_1 = V_2 S_2$.

c. $hp = \left(f \cdot \frac{1}{D} + \sum \xi \right) \frac{V^2}{2g}$ pour D donné.

d. $f = f \left(Re \cdot \frac{\epsilon}{D} \right)$ avec $Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$

$$f = \left[-0.86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \right]^{-2}$$

Données : L, ϵ, S, V .

Problème : Pour D, Q donné, on cherche hp
sachant Q , d'après b on a :

$$V = \frac{Q}{S} \Rightarrow Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad f \Rightarrow hp = \left(f \cdot \frac{1}{D} + \sum \xi \right) \frac{V^2}{2g}$$

Le programme suivant établit sur la calculatrice TI59, nous permettra de calculer le coefficient de frottement f , le gradient de charge J et les pertes de charges totales.

ALGORITHME DE RESOLUTION .

a. $Z_1 + \frac{P}{g} + \alpha \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{g} + \alpha \frac{V_2^2}{2g} + \sum hp$

b. $Q = \text{constant}$ c'est à dire $V_1 S_1 = V_2 S_2$.

c. $hp = \left(f \cdot \frac{1}{D} + \xi \xi \right) \frac{V^2}{2g}$ pour D . donné.

d. $f = f \left(\frac{Re \cdot \xi}{D} \right)$ avec

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

$$f = \left[-0.86 \ln \left(\frac{\xi}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \right]^{-2}$$

Données : L, ξ, S, V .

Problème : Pour D, Q donné, on cherche hp
sachant Q , d'après b on a :

$$V = \frac{Q}{S} \Rightarrow \left| \begin{array}{l} Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \\ \frac{\xi}{D} \end{array} \right| f \Rightarrow hp = \left(f \cdot \frac{1}{D} + \xi \xi \right) \frac{V^2}{2g}$$

Le programme suivant établit sur la calculatrice TI59, nous permettra de calculer le coefficient de frottement f , le gradient de charge J et les pertes de charges totales.

2nd Lbl A 1,14 - .86 X (RCL 1 + RCL2) STO7 LnX = X²1/X STO5

STO8 RCL3 x RCL2 + RCL0 = STO6 R/S

2nd Lbl B (RCL7 + 3,7 + 2.51 + RCL6 + RCL8 Vx) Ln X.086 = X²1/X

STO9 - STO8 = 2nd |X| inv 2nd X > t RCL RCL 9 STO8 GTO B

2nd Lbl RCL RCL 9 x RCL 3 X² + 19.6 + RCL2 = STO10 R/S

2nd Lbl C RCL 10 x RCL4 = STO 11 = R/S

2nd Lbl Dx .15 = R/S 2nd Lbl E + RCL 11 = R/S.

EXECUTION:

1. STOCKAGE DES DONNEES:

V → 00; → 01 ; D → 02 ; V → 03 ; Lg → 04
0,000001 X t

RESULTATS :

Appuyer:

A ⇒ Re; 06 B ⇒ J C ⇒ Δh₁ D ⇒ Δh_s E ⇒ ΔH_t

f_r ⇐ 05 f_t ⇐ 09

$$f^{-\frac{1}{2}} = -.86 \ln \left(\frac{8}{3,7D} + \frac{2,51}{1P, \sqrt{7}} \right)$$

$$J = \frac{f}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \Rightarrow \Delta h_L = J \cdot L$$

$$\Delta H_s = 3 \frac{V^2}{2g} = \frac{15}{100} \cdot \Delta H_L$$

$$\Delta H_t = \Delta H_L + \Delta H_s = \left(1 + \frac{15}{100} \right) \Delta h_1 = 1,15 \Delta h_1.$$

- FORMULES UTILISEES:

- Hauteur manométrique : $H_{mt} = H_g + \Delta H_t$

- Puissance absorbée par la pompe : $P = \frac{9,8 \times Q \times H_{mt}}{\eta}$

- Energie consommée annuellement :

$$E = P \times 365 \times \text{nombre d'heures de fonctionnement de la pompe.}$$

- Tarif de l'énergie :

$$e = a + CPc + dPa + \sum e_h q_h$$

a : redevance fixe a = 60,41 DA / mois.

CPc : puissance mise à disposition CPc = 4,53 DA/kw/mois.

dPa : puissance absorbée dPa = 21,15 DA/kw/mois.

e_h : coefficient de pondération:

- heures de pointe 17h-21h $e_{h_1} = 1,0217 \text{ DA/kwH}$
 $q_{h_1} = 4/24$

- heures pleines 6h-17h , 21h-22h30'
 $e_{h_2} = 0,2116 \text{ DA/kwH}$
 $q_{h_2} = 12,5/24$

- heures creuses 22h30'-6h
 $e_{h_3} = 0,0534 \text{ DA/kwH}$
 $q_{h_3} = 7,5/24$

$$\xi_{h m_h} = 1,0210 \times \frac{4}{24} + 0,2117 \times \frac{12,5}{24} + 0,0535 \times \frac{7,5}{24} = 0,2973 \text{ DA/kwH}$$

$$\text{d'où } e = \frac{60,41}{24 \times 30} + \frac{4,53}{24 \times 30} + \frac{21,15}{24 \times 30} + 0,2973 \approx 0,41 \text{ DA/kwH}$$

$$e = 0,41 \text{ DA / kwH}$$

- TABIEAU DE VALEUR DES HAUTEURS MANOMETRIQUES:

D	V	Re	f _r	f _t	J	Δh _c	1,15Δh	H _{mt}
mm	m/s					m	m	m
350	0,923	318715,47	0,0150255	0,0172251	0,0021374	2,99	3,44	42,74
400	0,707	279005,52	0,0146112	0,0172251	0,0010982	1,54	1,77	41,07
450	0,553	247730,86	0,0142599	0,0173044	0,0006109	0,85	0,98	40,30
500	0,452	222967,64	0,0139562	0,0274231	0,0003632	0,51	0,58	39,80

$$H_{mt} = 39,3 + \Delta H_t = 39,3 + 1,15 \Delta H_L$$

- TABLEAU DE LA CONSOMMATION EN KW/H DU MOTEUR ET PRIX DE L'ENERGIE:

avec: $Q = 0,410 \text{ DA kWh}$ $P = \frac{Q \cdot H_{nt}}{\eta} = \frac{0,410 \cdot 0,8883}{0,7} H_{nt} = 1,24362 H_{nt}$

$\eta = 70 \% = 0,7$

D	H _{nt}	Puissance	E = P x 365 x 24	Prix de l'énergie
mm	m	kw	kwh	DA
350	42,74	53,15	465594	190893,54
400	41,07	51,07	447373,2	183423,01
450	40,28	50,09	438788,4	179903,24
500	39,88	49,60	434496	178143,36

ΔH_t = pertes de charge totale.

$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_L$

ΔH_L = pertes de charge linéaires.

ΔH_s = pertes de charge singulières.

3°) FRAIS DE LA STATION DE RELEVAGE:

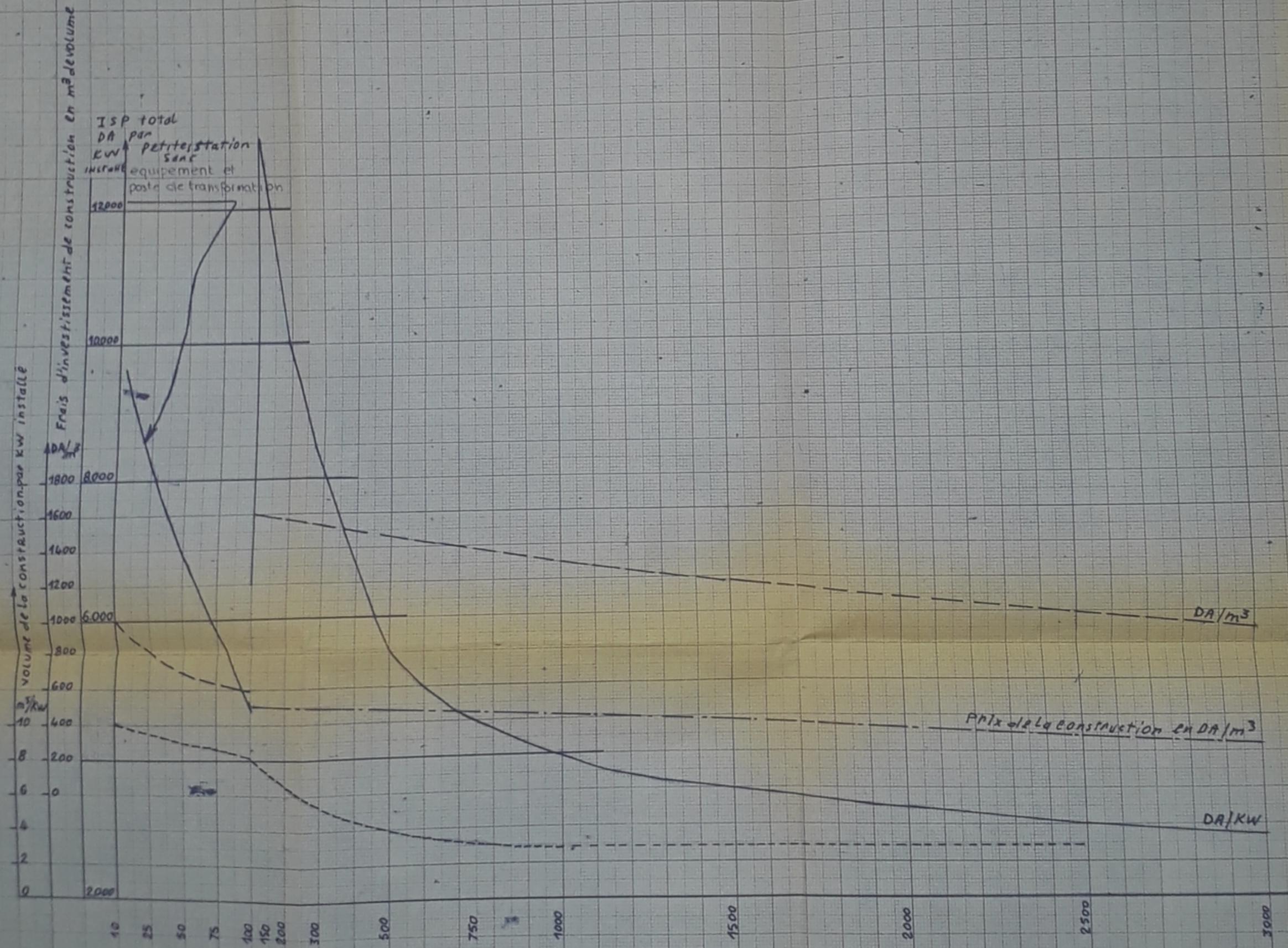
Le prix de la station de relevage est calculé moyennant deux facteurs qui sont les suivants: le prix unitaire de la station de relevage exprimé en DA/kw et la puissance fournie exprimée en kw.

Par ailleurs, le prix unitaire est déterminé selon l'abaque ci-joint en fonction de la puissance.

PRIX des Stations de Pompage par KW - Vers 198

(prix estimatif pour les stations completes
avec équipements sanitaires, postes de
transformation de commande sans réservoir)

PT 02084
Avant P
TABLEAU des Valeurs
des Frais de la Station



- TABLEAU DES VALEURS DES FRAIS DE LA STATION DE RELEVAGE:

Diametre (mm)	350	400	450	500
Puissance kw	53,15	51,07	50,09	49,60
P. unitaire de la SP (DA/kw)	6375	6372	6371	6369
P. total de la SP DA	338831,25	325418,04	319123,39	315902,4

Pour le calcul définitif , on doit multiplier le prix de la SP par un coefficient qui représente le taux d'augmentation car l'abaque nous donne des prix relatifs à l'année 1980, ce coefficient est égale à 1,3.

- TABLEAU REPRESENTATIF DU BILAN DES DEPENSES:

Diamètre (mm)	350	400	450	500
Frais d'annuité (DA)	34459,05	39501,27	44544,65	60887,83
Frais d'exploitation (DA)	190893,54	183423,01	179903,24	178143,36
Frais de la SP (DA)	338831,25	325418,01	319123,39	315902,4
B I L A N	564183,84	548342,29	543571,28	554933,59

D'après le tableau ci-dessus, le bénéfice va donc au diamètre:

$$D = 450 \text{ mm .}$$

Etude Economique de la Conduite d'amenée

R.M.C - RP2 et RMC-RE

Après avoir déterminé les besoins en eau potable de chacune des villes suivantes, ZERALDA, Sidi FERRUCH, STAOUALI et enfin Ain-Benian, qui sont alimentées jusqu'à présent par la seule conduite d'amenée gravitaire issue du réservoir de mise en charge R.M.C, nous avons constaté que cette conduite est insuffisante pour transiter les débits nécessaires pour l'alimentation en eau potable de chacune des villes citées ci-dessus. Pour l'horizon l'an 2010. Pour cela, nous avons décidé de la renforcer par une ou deux autres conduites selon le cas de variante choisie après une étude économique qui portera essentiellement sur le coût des travaux de terrassement.

Variante 1 :

Elle consiste à placer une seule conduite en parallèle avec celle qui existe et qui servira à alimenter les réservoirs existants de Staoueli et de Ain-Benian, ainsi que par un piquage, le réservoir projeté RP2 de Ain-Benian (Voir planche N°3)

Variante 2 :

Elle consiste à placer deux conduites en parallèle avec la conduite existante, la première servira à alimenter les réservoirs existants de desserte des villes de STAOUALI et Ain-Benian, la deuxième servira à alimenter directement le réservoir RP2 à Ain -Benian. (voir planche 4.)

Avant de passer à l'étude économique, on doit tout d'abord dimensionner les conduites dans chacune des deux variantes.

A) Dimensionnement de la conduite d'amenée

Variante 1:

On dimensionnera chacun des tronçons de la conduite principale d'adduction, en tenant compte de la perte de charge globale engendrée tout le long de cette conduite c'est à dire qu'on doit dimensionner chacun des tronçons de telle manière que la somme des pertes de charge créées dans chacun des dits tronçons, soit inférieure ou en tout état de cause égale à la perte de charge disponible entre RMC-RP2 et celle entre R.M.C-RE.

Or la perte de charge disponible entre RMC-RP2 est de

$$\Delta h_{disp} = Cr(RMC) - Cr(RP2) = 160,85 - 140,20 = 20,65m$$

Et la perte de charge disponible entre RMC-RE est de

$$\Delta h_{disp} = Cr(RMC) - Cr(RE) = 160,85 - 77,20 = 83,65m$$

1-) Dimensionnement de la conduite R.M.C-1

Données de base:

$$Q = 773,2651/3 = 0,773265 \text{ M}^3/\text{s}$$

$$L = 16117m$$

$$f = 0,1-10^{-3}m$$

$$N = 1;0136.10^{-6}m^2/s \text{ a } T = 15^\circ C$$

D'après l'équation de continuité et avec une vitesse de 1m/S on aboutis au diamètre approximatif suivant

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,773265}{\pi \times 1}} = 0,992m$$

Pour une meilleur optimisation on choisit les diamètres normalisés suivants:

D= 1000mm , D= 1100MM , D= 1200mm

D	V	Re	Fr	Ft	J	\angle)Hl	\angle)Ht
mm	m/s					m	m
1000	0,924	970797,16	0,0121803	0,0138691	0,0006823	10,996	12,645
1100	0,814	883385,95	0,0119629	0,0138160	0,0004246	6,843	7,87
1200	0,630	776933,70	0,0116803	0,0138691	0,0002247	3,621	4,16

1-2) Dimensionnement de la conduite BC -RE

Données de base.

$$Q=297,851 \text{ l/s} = 0,297851 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L=5165 \text{ m}$$

$$\xi=0,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Par le même procédé cité précédemment on obtient un diamètre approximatif de

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,297851}{\pi \times 1}} = 0,615 \text{ m}$$

On choisit les diamètres normalisés suivants

$$D = 600 \text{ mm}, D = 700 \text{ mm}, D = 800 \text{ mm}$$

D	V	Re	Fr	Ft	J	/)HL	/)HT
mm	m/s					m	m
600	1,053	623322,810	0,0134532	0,0151840	0,0014316	7,394	8,503
700	0,774	534530,390	0,0130488	0,0151822	0,0006629	3,424	3,938
800	0,593	468034,730	0,0152474	0,0152474	0,0003419	1,766	2,030

1-3) Dimensionnement de la Conduite 1-RP2

Données de base

$$Q = 195,411/s = 0,19541m^3/s$$

$$L = 8565m$$

$$\epsilon = 0,1.103m$$

Pour $V = 1m/s$ on aura $D = \sqrt{\frac{4 \times 0,19541}{\pi \times 1}} = 0,498m$

On Choisit les diamètres normalisés suivants:

$$D = 500mm, D = 600mm, D = 700mm.$$

D	V	Re	Fr	Ft	J	/)HL	/)HT
mm	m/s					m	m
500	0,995	490824,78	0,0139562	0,0158458	0,001608	13,771	15,767
600	0,691	409037,09	0,013532	0,0158672	0,0006442	5,518	6,346
700	0,508	350828,73	0,0130488	0,0159814	0,0003006	2,575	2,961

Compte tenu des pertes de charge disponible entre RMC-RE
 et entre RMC-RP2 on optera, les diamètres normalisés suivants

pour

TRONCON	L	D	Q	V	\sum HT
	m	mm	m ³ /S	m/s	m
RMC - 1	16 117	1000	773,26	0,984	12,645
1 - Rp2	8565	600	195,41	0,991	6,346
BC - RE	5165	700	297,85	0,774	3,938

On remarque d'après les valeurs de \sum Ht du tableau ci-dessus que la perte de charge totale entre:

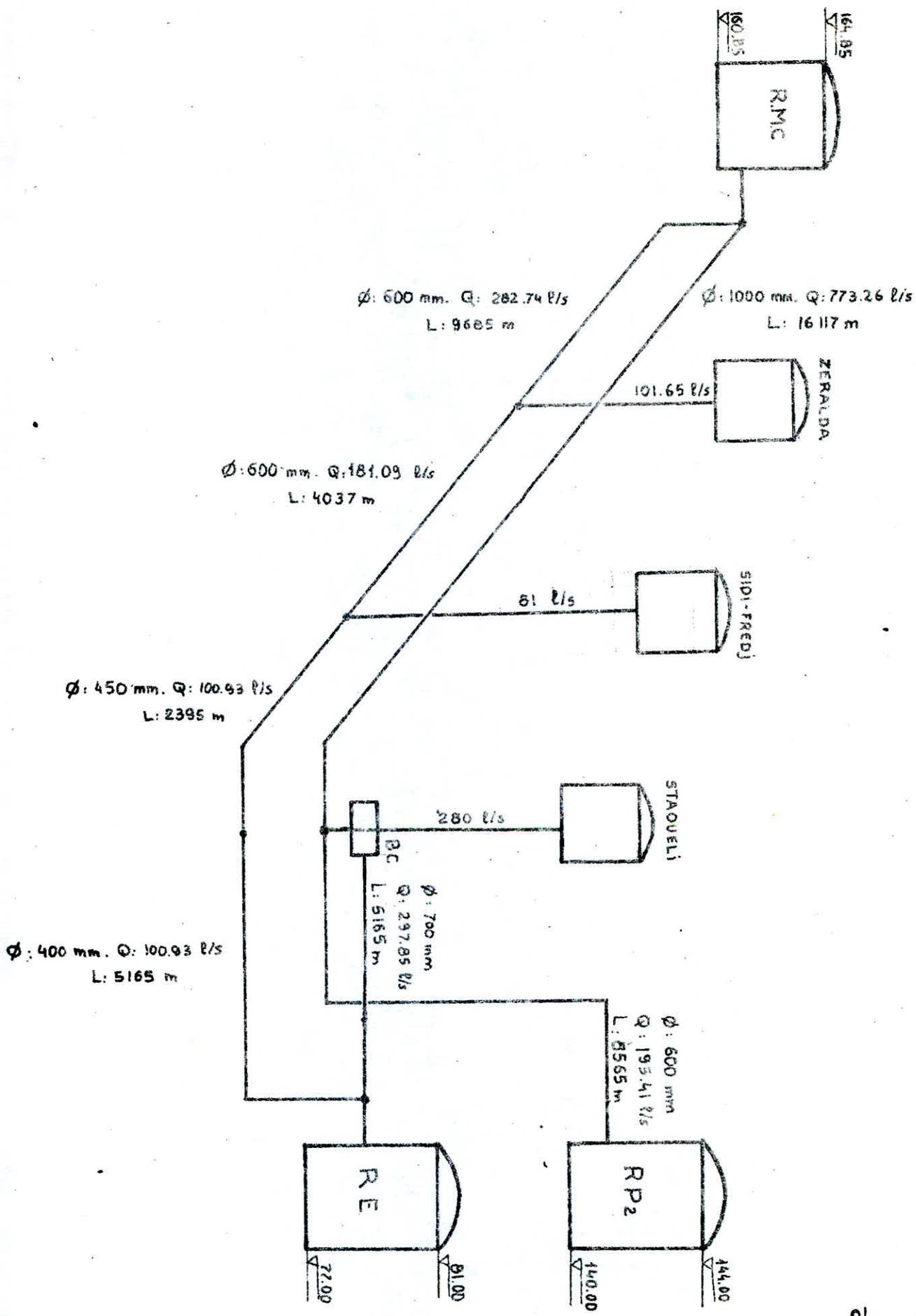
* R M C - R p 2 est de: \sum Ht = 12,645+6,346=18,991m < 20,65m= \sum H disp

* R M C - RE est de : \sum Ht = 12,645+63,005+3,938=79,588m < 83,65m=DH Disp

\sum H = 63,005m étant la charge hydraulique excédentaire éliminer par le brise charge installé a proximité du réservoir de desserte de la ville de Staouali (voir planche)

La charge hydraulique qui résulte au niveau de chacun des réservoirs RP2 et RE est de

RP2 \Rightarrow 20,65-18,991 = 1,659m < 8m charge hydrqique admissible
 RE \Rightarrow 83,65-79,588 = 4,062m < 8m charge hydraulique admissible



Variante 2

2-1°) Dimensionnement de la conduite RMC- RP2:

Le dimensionnement de cette conduite gravitaire se fera par le même procédé de dimensionnement de la conduite gravitaire reliant les réservoirs RE et RP2 (Voir planche Δ)

Données de base:

$$Q = 195,411/s = 0,19541M^3/s$$

$$L = 24682m$$

$$D_{hdisp} = 20,65m$$

$$\epsilon = 0,1 \cdot 10^{-3}m$$

Le diamètre approximatif a pour valeur

$$D = \sqrt[5]{\frac{f \cdot L \cdot Q^2}{12,1 \times D_{hp}}} = \sqrt[5]{\frac{0,025 \times 24682 \times (0,19541)^2}{12,1 \times 20,85}} = 0,623m$$

On choisit quelques diamètres normalisés qui encadrent le diamètre approximatif et à l'aide du programme décrit précédemment (page....) exécuté sur la T/59, on dresse le tableau suivant.

D	V	Re	Fr	Fe	J	/)HL	/)HT
mm	m/s					m	m
500	0,995	490824,78	0,0139562	0,0158458	0,0016008	39,511	54,437
600	0,691	409037,10	0,0134532	0,0158672	0,0006442	15,900	18,235
700	0,508	350828,73	0,0130488	0,0159814	0,0003006	7,419	8,532

En definitive on choisit le diametre D-600 mm qui correspond a une vitesse raisonnable et a une valeur de /)HT tres rapprochee a /)H disp

2-20) Dimensionnement de la conduite RMC - 1

Données de base.

$$Q = 577,885 \text{ l/s} = 0,577885 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 16.117 \text{ m}$$

$$\xi = 0,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

pour $V = 1 \text{ m/s} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 0,577885}{\pi \times 1}} = 0,858 \text{ m}$

On choisit les diametres normalisés suivants:

$$D = 600 \text{ mm}, D = 700 \text{ mm}, D = 800 \text{ mm}.$$

D	V	Re	Fr	Ft	J	/)HL	/)HT
mm	m/s					m	m
600	2,044	1209944,75	0,0134532	0,0144489	0,0051332	82,732	95,142
700	1,501	1036602,21	0,0130489	0,0142981	0,0023479	37,842	43,51
800	1,15	907655,83	0,0127131	0,0144490	0,0011997	19,335	22,236

Compte tenu de la perte de charge disponible entre RMC-1 on Choisis la conduite de diamètre D=700mm qui correspond à une vitesse acceptable et à une perte de charge totale, la mieux convenable afin de ne peut influencé sur le reservoir de Stacuali nous avons installé à proximité un brise charge pour diminuer la charge hydrodique jusqu'à la valeur admissible qui est de 8m.

2-3 Dimensionnement de la conduite 1-RE

Données de base

$$Q = 297,551/s = 0,29755m^3/s$$

$$L = 5165m$$

$$\epsilon = 0,110-3m$$

$$\text{Pour } V = 1m/s \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 0,29755}{\pi \times 1}} = 0,616m$$

On choisit les diamètres normalisés suivants

$$D = 600mm, D = 700mm, D = 800mm$$

D	V	Re	Fr	Ft	J	HL	HT
mm	m/s					m	m
600	1,053	623322,81	0,0134532	0,0151840	0,0014316	7,394	8,503
700	0,774	534530,39	0,0190488	0,0151821	0,0006629	3,424	3,938
800	0,592	467245,46	0,0127231	0,01525066	0,0003409	1,760	2,025

En definitive on choisit de preference la conduite de diametre D = 700 mm qui correspond a une perte de charge totale nettement inferieure a la perte de charge disponible entre BC et RE, qui est de 8m.

Tableau récapitulatif.

Tronçon	L m	D mm	Q m ³ /s	V m/s	ΔHt m
RMC - RP2	24682	600	195,41	0,691	18,285
RMC - BC	16117	700	577,85	1,501	43,520
BC - RE	5165	700	297,855	0,774	4,938

On remarque d'après les valeurs de ΔHt du tableau ci-dessus que la perte de charge totale occasionnée: entrée,

* R M C - R P 2 ⇒ ΔHT = 18,285m < 20,65 m = Δhdisp.

* R M C - R E ⇒ ΔHT = 43,51 + 32,14 + 3,938 = 79,588m < 83,65 m = Δhisp.

(Δ)H, = 32,14m étant la charge hydraulique éliminée par le brise charge installé (à proximité du réservoir de Staouali)

D'autre part la charge excédentaire au niveau de

- RP2 ⇒ ΔH exc = 20,650 - 18,285 = 2,385m < 8m

- RE ⇒ ΔH exc = 83,65 - 79,588 = 4,062m < 8m

Donc ce qui est convenable comme dimensionnement

B) Evaluation du coût global pour chacune des deux variantes

1°) Variante 1

TRONCON	D	L	PUNITAIRE	TOTAL	LARGEUR de la FOUILLE	PROFOND DE LA FOUILLE	SURFACE DE LA FOUILLE	VOLUME DE DEBLAI
	mm	m	/)A/ml	DA	m	m	m2	m3
RMC-BC	1000	16 117	1375	22160875	1,6	1,8	2,88	46416,96
BC -RE	700	5165	875	4519375	1,3	1,5	1,95	10071,75
1- RP2	600	8565	610	5224650	1,2	1,4	1,68	14389,2
SOMME		29847		31904900				70877,91

Le coût de terrassement revient à, sachant que le m3 de déblai vaut 221 DA.

Ct = 221 X 70877,91 = 15664018,11 DA.

Le prix total de la conduite d'aménée est évaluée a

Pt = 31904900 + 15664018,11 = 47 568918,11 DA.

RONCON	D	L	PUNITAIRE	PROTAL	LARGEUR de la FOUILLE	PROFOND de la FOUILLE	SURFACE de la FOUILLE	VOLUME de debblai
	mm	m	\angle)A/ml	DA	m	m	m ²	m ³
BC - RE	700	5165	875	4519375	1,3	1,5	1,95	10071,75
RMC-1	700	16117	875	14102375	2,2	1,5	3,3	53186,10
	600	16117	610	9831370				
1 - RP2	600	8565	610	5224650	1,2	1,4	1,68	14389,20
		45964		33677770				77647,05

Remarque: La largeur de la fouille dans le cas de deux X conduites placées en parrallele est $B \geq (D+D') + 0,9 (M)$

Le coût de terrassement revient à

$$Ct = 221 \times 77647,05 = 17159998,05 \text{ DA}$$

Le prix total de la conduite d'amenée est évaluée à

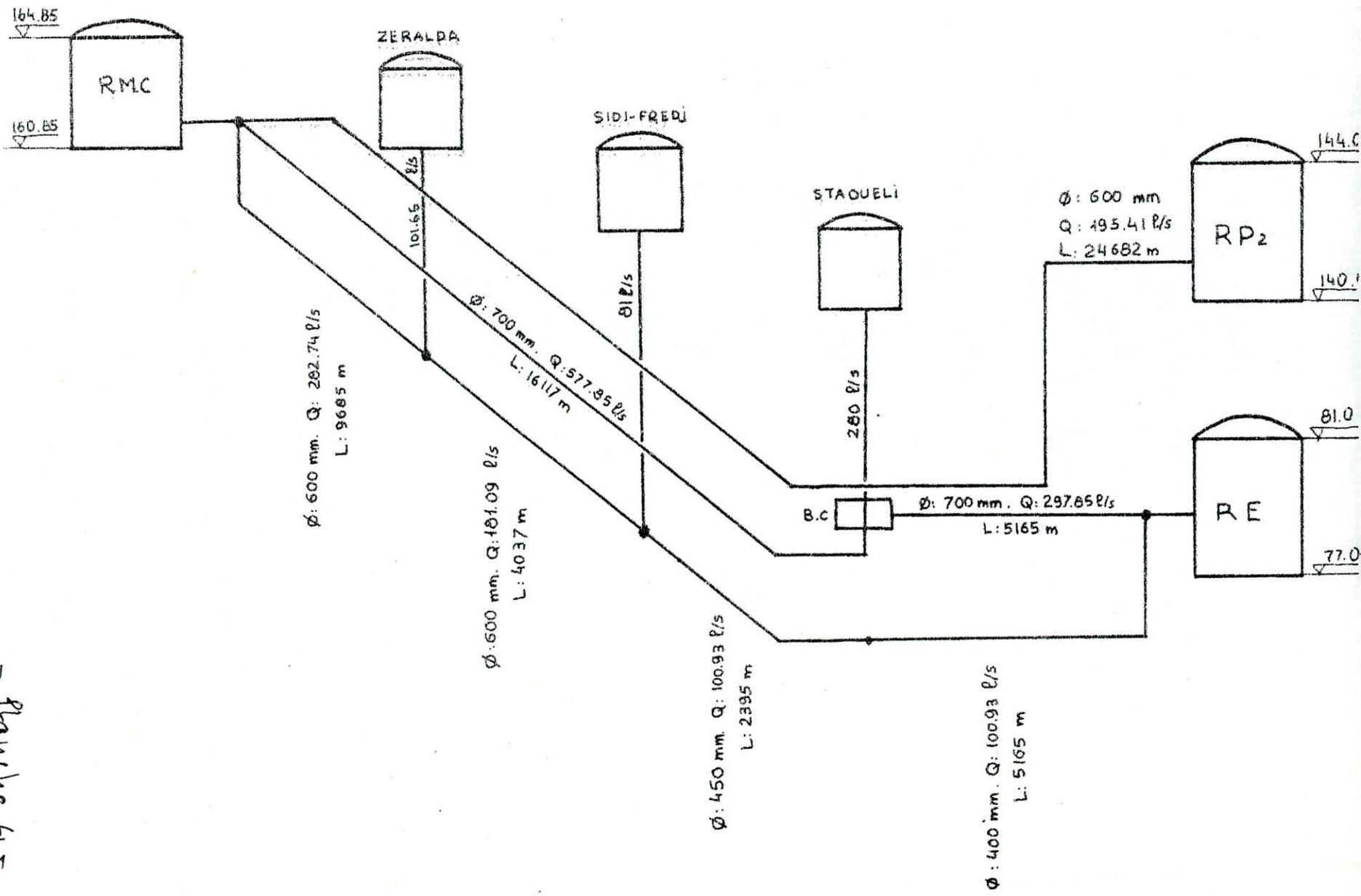
$$Pt = 33,677.770 + 17159 998,05 = 50837769,06$$

Conclusion:

De l'etude economique , il ressort que la premiere variante est la plus economique

Remarque:

Dans les calculs on avait pas tenu compte du prix des brises chargees, car on avait constaté qu'ils ont les mêmes dimensions dans les deux variantes, par conséquent ils coûtent le même prix.



- Planche 4 -

CHAPITRE D : POMPES.

- CHOIX DES POMPES.

Une station de pompage est prévue pour refouler à partir du réservoir RP₂ vers RP₃ ; elle sera située à niveau plus bas que le réservoir afin que les pompes travaillent en plein charge pour faciliter l'amorçage. Ces dernières seront choisies pour satisfaire les besoins de l'an 2010.

Pour un temps de pompage de 24 sur 24 c'est-à-dire des pompes qui fonctionnent sans interruption, nous proposons deux pompes qui fonctionnent en se relayant, plus une pompe de secours.

- TYPE DE POMPES.

Pour notre station de pompage, nous avons opter pour des pompes centrifuge monocellulaire à axe horizontal en se référant au catalogue du constructeur "Jeumont-Schneider" (utilisation très courante en Algérie) et en fonction du débit Q et de la hauteur de refoulement H, nous équiperons notre station de pompes "MEN 150/400" tournant à une vitesse de 1450 tr/mn.

Le point de fonctionnement est donné par l'intersection P de la caractéristique de la pompe et celle de la conduite.

- temps de pompage : 24 h / 24 h.

- débit véhiculé : $Q = 88,33 \text{ l/s} = 0,08833 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q = 319,788 \text{ m}^3/\text{h}.$$

- $D = 450 \text{ mm}$ (conduite de refoulement).

- $L = 1400 \text{ m}$.

- Hauteur manométrique.

$$H_{mT} = 39,3 + 1,15 \Delta H_L.$$

$$- V = \frac{4 Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \times 0,08833}{\pi \times (0,450)^2} = 0,558 \text{ m/s}.$$

.../...

1/. HmT : pour débit de 33,33 l/s.

D	V	LR ₀	f _r	f _t	J	ΔH _L	ΔH _T	HmT
m	m/s					m	m	m
0,450	0,558	247730,86	0,0142599	0,0173044	0,0006103	0,85	0,98	40,28

2/. (Q, HmT) Caractéristique de la conduite de refoulement.

Q (m ³ /h)	V (m/s)	ΔH _L (m)	1,15 ΔH _L (m)	HmT (m)
275	0,480	0,646	0,743	40,043
300	0,524	0,761	0,875	40,175
325	0,568	0,884	1,017	40,317
350	0,611	1,013	1,165	40,465
375	0,655	1,156	1,328	40,628

Après étude des courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite, on remarque que le point de fonctionnement ne correspond pas au débit et la hauteur désirés, donc pour y remédier, on traitera deux variantes de corrections et on fera un choix économique.

Variante 1. rognage de la roue de l'impulseur.

Cela consiste à rapprocher le point P' du point P c'est-à-dire en rognant la roue, on déplace la courbe caractéristique de la pompe jusqu'à confondre le point P' avec le point P.

- La relation donnant le pourcentage de rognage est :

$$\frac{H}{h} = \frac{Q}{q} = \frac{I}{i} = \frac{D}{d^2} \quad d = mD \quad \frac{D^2}{d^2} = \frac{D^2}{m^2 D^2} = \frac{1}{m^2}$$

.../...

m = coef de rognage.

q = débit au point P = 319,788 m³/h.

Q = débit au point R = 322,5 m³/h.

h = hauteur au point P.

H = hauteur au point R.

$$m = \frac{q}{Q} = \frac{319,788}{322,5} = 0,99159 = \boxed{0,9953}$$

Le pourcentage de rognage sera donc :

$$1 - m = 1 - 0,9953 = 0,0042 \text{ soit } \boxed{0,42 \%}$$

La puissance absorbée est :

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot HmT}{\eta} = \frac{9,8 \times 0,00383 \times 40,28}{0,78} = 44,95 \text{ Kw.}$$

Variante 2. réduction du temps de pompage.

Dans ce cas, on accepte la caractéristique de la conduite telle que le débit relevé sera supérieur à celui désiré.

La correction sera faite par réduction du temps de pompage.

-Volume entrant dans le réservoir

$$319,788 \times 24 = 7674,912 \text{ m}^3.$$

-Le temps de remplissage se réduit à :

$$\frac{7674,912}{322,5} = 23,80 \text{ h.}$$

Dans ce cas, la puissance absorbée est :

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot HmT}{\eta} = \frac{9,8 \cdot 0,00958 \times 40,30}{0,78} = 45,36 \text{ kw.}$$

CONCLUSION.

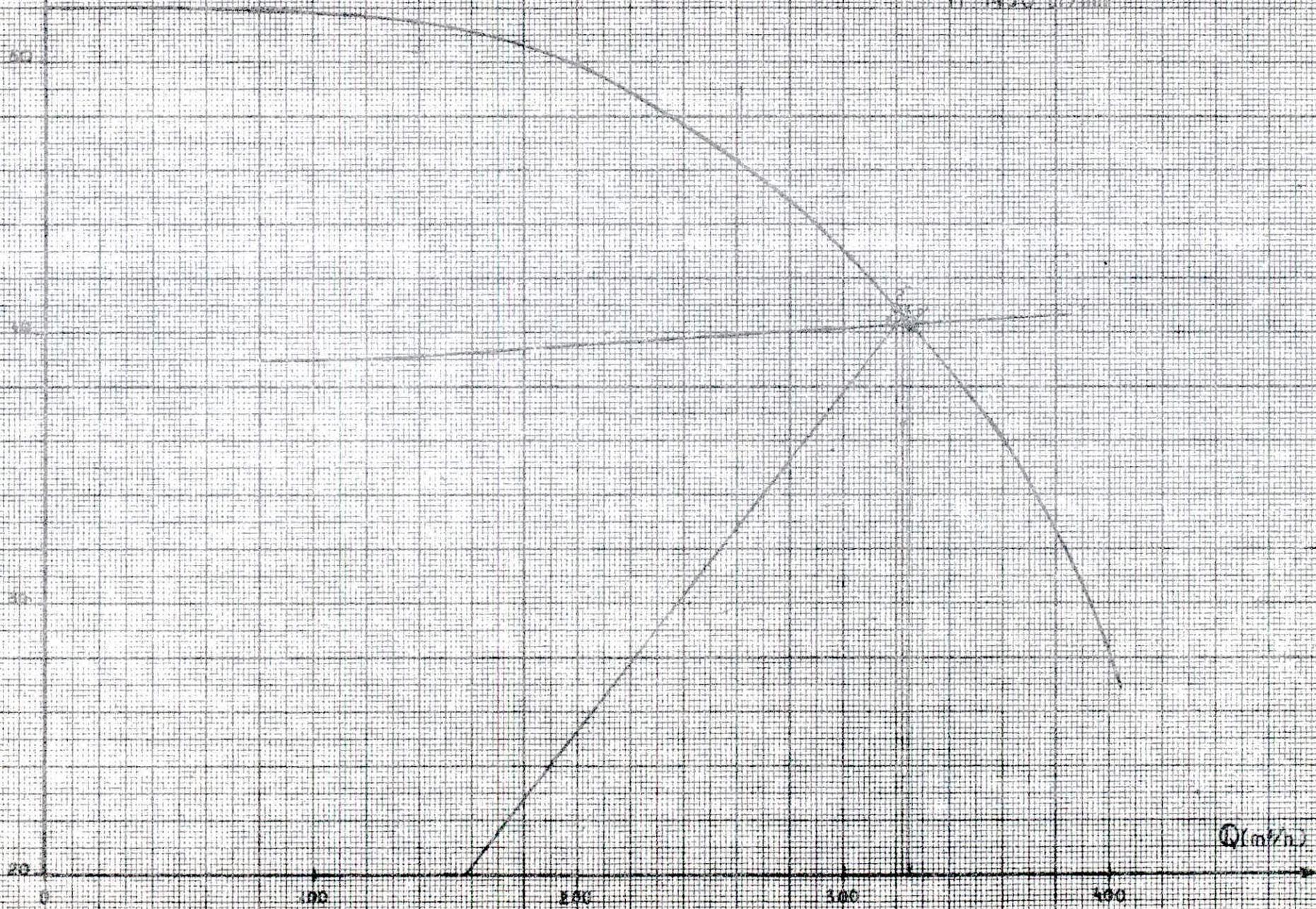
Dans les deux cas, on remarquera que les différences sont insignifiantes par rapport aux normes pratiques donc on adoptera les pompes tels qu'elles sont, sans y apporter aucune correction.

H(m)

Courbe caractéristique d'une pompe centrifuge multistade à axe horizontal

MEM 150/100

$n = 1500 \text{ tr/min}$



CHAPITRE : E

RESERVOIRS ET BRISE CHARGE

1°) RESERVOIRS.

1.1 ROLE DES RESERVOIRS:

Dans le cas des adductions gravitaires qui transitent généralement un débit sensiblement constant, le réservoir est indispensable pour pouvoir emmagasiner l'eau et la distribuer aux heures de pointe. En outre les réservoirs auront pour rôles.

- d'assurer la sécurité
- de régulariser l'apport d'eau
- de satisfaire le besoin en eau de l'agglomération pour une certaine durée qui peut aller jusqu'à une journée (dans le cas d'accidents de la conduite d'adduction panne électrique, etc..)
- d'assurer une pression suffisante dans le réseau à ce propos on utilise des fois le réservoir comme brise charge
- de lutter efficacement contre un incendie.

1.2 CAPACITE

N'ayant pas des statistiques à notre disposition sur l'évolution de la consommation journalière dans cette commune ; il nous est difficile d'estimer la valeur de la pointe quotidienne avec précision.

Néanmoins en raison de l'importance et du caractère urbanisé de cette agglomération nous avons opté pour un coefficient de pointe horaire égale à $K''=2,0$.

Tranche horaire	6H - 7H	7H - 11H	11H - 16H	16H - 18H	18 - 22H	22H - 6H
Durée (h)	1h	4h	5h	2h	4h	8h
Débit max	a	2,0a	1,2a	1,5a	0,8a	0,35a

D'après cette repartition et selon le graphe de cette repartition on abouti à un volume de regulation

$$V R = (|V_{max}^+| + |V_{max}^-|) = 6a$$

a = debit moyen horaire de distribution en (m³/h)

$$a = \frac{Q_{jm}}{24} \quad (m^3/h)$$

Q_{jm} = Consommation moyenne du jour, du mois de pointe de l'année.

1.2.1 Calcul de la capacité de RP1

Données de base

$$Q_{jm} = 157,44 \text{ l/s} = 13602,816 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$a = \frac{Q_{jm}}{24} = \frac{13602,816}{24} = 566,784 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$VR = 6 \cdot a = 6 \times 566,784 = 3400,704 \text{ m}^3$$

$$VT = VR + Vi = 3400,704 + 120 = 3520,704 \text{ m}^3$$

$$VT \text{ normalise} = 4000 \text{ m}^3$$

1.2.2 Calcul de la capacité de RP2 (avec pompage continu 24/24)

Données de base

$$Q_{jm} = 88,83 \text{ l/s} = 7674,912 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$a = \frac{Q_{jm}}{24} = 319,788 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$VR = 6 \cdot a = 6 \times 319,788 = 1918,728 \text{ m}^3$$

$$VT = VR + Vi = 1918,728 + 120 = 2038,728 \text{ m}^3$$

$$VT \text{ normalise} = 2200 \text{ m}^3$$

1.2.3 Calcul de la capacité de RP2

Données de base

$$Q_{jm} = 195,41 \text{ l/s} = 16883,424 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$a = \frac{Q_{jm}}{24} = 703,476 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$VR = 6 \cdot a = 6 \times 703,476 = 4220,856 \text{ m}^3$$

$$VT = VR + Vi = 4220,858 + 120 = 4340,856 \text{ m}^3$$

$$VT \text{ normalise} = 4400 \text{ m}^3$$

D'après cette repartition et selon le grapho de cette repartition on abouti à un volume de regulation

$$V R = (| V_{max}^+ | + | V_{max}^- |) = 6a$$

a = debit moyen horaire de distribution en (m³/h)

$$a = \frac{Q_{mn}}{24} \quad (m^3/h)$$

Q_{mn} = Consommation moyenne du jour, du mois de pointe de l'année.

1.2.1 Calcul de la capacité de RP1

Données de base

$$Q_{mn} = 157,44 \text{ l/s} = 13602,816 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$a = \frac{Q_{mn}}{24} = \frac{13602,816}{24} = 566,784 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$VR = 6 \cdot a = 6 \times 566,784 = 3400,704 \text{ m}^3$$

$$VT = VR + Vi = 3400,704 + 120 = 3520,704 \text{ m}^3$$

$$VT \text{ normalise} = 4000 \text{ m}^3$$

1.2.2 Calcul de la capacité de RP2 (avec pompage continu 24/24)

Données de base

$$Q_{mn} = 88,83 \text{ l/s} = 7674,912 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$a = \frac{Q_{mn}}{24} = 319,788 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$VR = 6 \cdot a = 6 \times 319,788 = 1918,728 \text{ m}^3$$

$$VT = VR + Vi = 1918,728 + 120 = 2038,728 \text{ m}^3$$

$$VT \text{ normalise} = 2200 \text{ m}^3$$

1.2.3 Calcul de la capacité de RP2

Données de base

$$Q_{mn} = 195,41 \text{ l/s} = 16883,424 \text{ m}^3/\text{j}$$

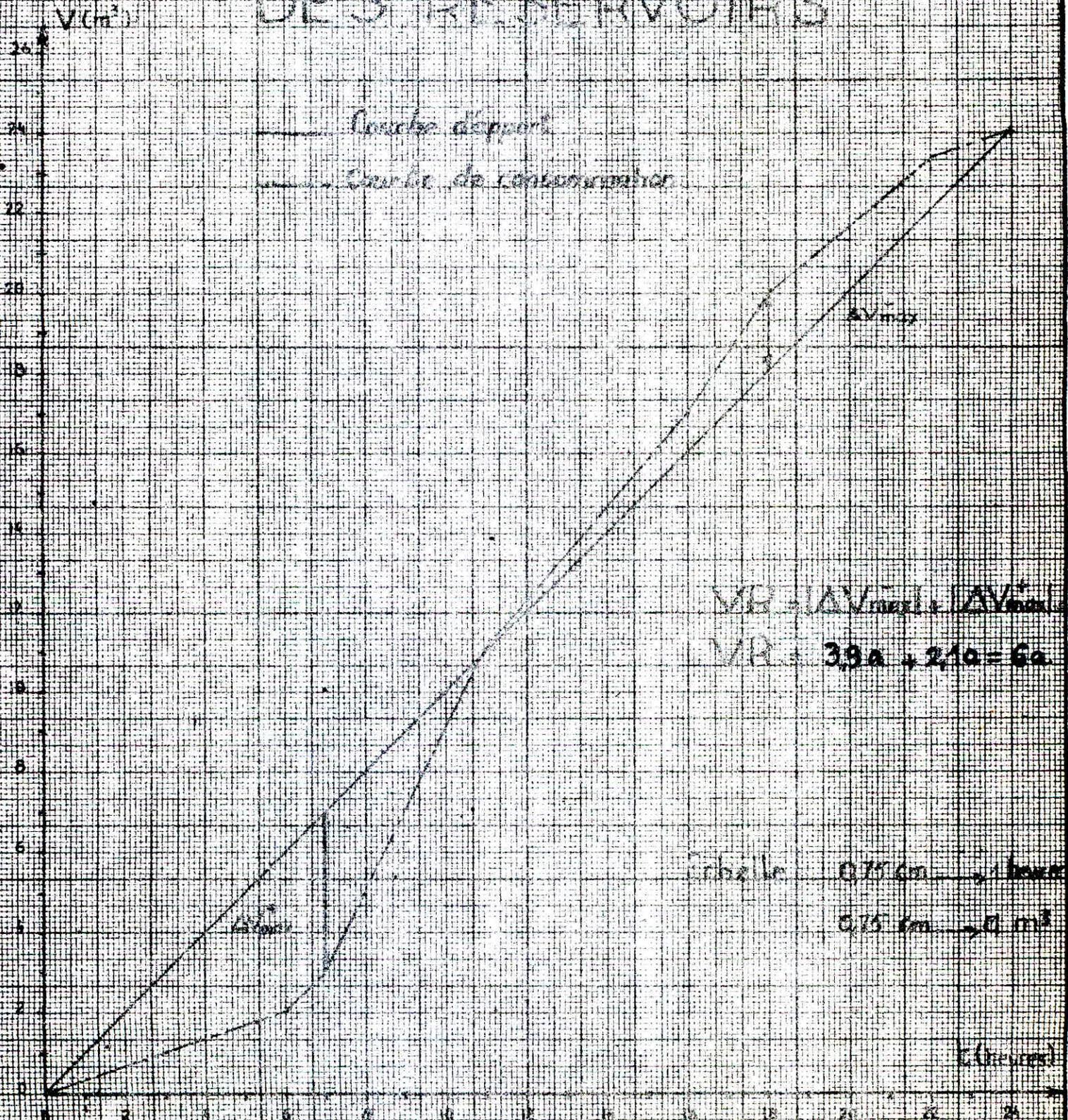
$$a = \frac{Q_{mn}}{24} = 703,476 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$VR = 6 \cdot a = 6 \times 703,476 = 4220,856 \text{ m}^3$$

$$VT = VR + Vi = 4220,858 + 120 = 4340,856 \text{ m}^3$$

$$VT \text{ normalise} = 4400 \text{ m}^3$$

COURBE DU VOLUME DES RESERVOIRS



1.3 Type des réservoirs :

L'état de relief de la commune de Ain-Boniam, nous facilite l'établissement des réservoirs semi-enterrés qui sont plus économiques que les réservoirs sur tour.

Les trois réservoirs seront du type juché et ceci compte tenu de leurs capacités qui est importante.

(D'après G.Gonella page 170, au dessus d'une capacité de 250m³ ; il est conseillé d'installer des cuves desservies par une chambre de manœuvre unique).

1.4 Dimensionnement des réservoirs.

Tous les réservoirs seront circulaire, car généralement cette forme est adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure a 10.000 m³

1.4.1 Détermination du diamètre intérieur du réservoir RP1

Volume du réservoir est $2 V = 2 \times 2000 \text{ m}^3$

La hauteur d'eau étant h

Le diamètre intérieur est D

$$V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h \quad \Longrightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \cdot h}}$$

On choisit une hauteur $h = 4 \text{ m}$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 2000}{\pi \cdot 4}} = 25,231 \text{ m.}$$

1.4.2 Détermination du diamètre intérieur du réservoir RP2

Volume du réservoir $2 \cdot V = 2 \cdot 1100 \text{ m}^3$

Le diamètre intérieur est :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times h}} = \sqrt{\frac{4 \times 1100}{\pi \cdot 4}} = 18,712 \text{ m.}$$

1.4.3 Détermination du diamètre intérieur du Réservoir RP2

Volume du réservoir $2 \cdot V = 2 \cdot 2200 \text{ m}^3$

Le diamètre intérieur est

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2200}{\pi \cdot 4}} = 26,463 \text{ m}$$

1.5 Choix du site

Le sol de fondation doit être examiné du point de vue de la capacité portante et du drainage des eaux.

Le réservoir doit être couvert à l'abri des contaminations des eaux souterraines d'infiltration des pluies et des poussières et doit être construit en matériaux durables comme le béton armé, et aérés tout en restant à l'abri de la chaleur et du froid.

1.6 L'implantation des réservoirs

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

On doit tenir compte des facteurs suivants,

- Le point le plus bas à alimenter
- La hauteur du plus haut bâtiment
- Les pertes de charge dans le bâtiment
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable.

1.6.1 Calcul de la cote du radier du réservoir RP1

La cote maximale du réseau desservi par RP1 est de 32 m.

Les bâtiments sont de quatre étages ce qui nécessite une pression de

$$NP = 30 + (\Delta H_{\text{int}} + P_s + h + 3)$$

avec $(\Delta H_{\text{int}} + P_s + h + 3) = 27\text{m}$ pour les bâtiments de 4 étages donc la cote du radier en première approximation est égale

$$C_R^I = 32 + 27 = 59\text{m.}$$

La cote définitive est définie par

$$C_R^{II} = \Delta H_{\text{ext}} + C_R^I = 1,22 + 59 = 60,22 \text{ m}$$

On choisit comme cote définitive du radier $C''_R = 61,00\text{m}$

1.6.2 Calcul de la cote du radier du reservoir RP3

Ils existent dans la zone d'extension desservie par RP3, des batiments de quatre étages, la cote maximale est de 146 m la pression nécessaire pour alimenter ces habitations est de 27m donc la cote du radier en première approximation est de

$$C'_R = 146 + 27 = 173$$

La cote définitive est la suivante

$$C''_R = \Delta H_{\text{ext}} + C'_R = 173 + 1,46 = 174,46 \text{ m}$$

On choisit la cote de radier $C''_R = 175\text{m}$

1.6.3 Calcul de la cote du radier du Réservoir RP2.

La cote maximale du réseau alimenté par le reservoir RP2 est de 103m, les habitations sont de quatre (4) étages ce qui exige une pression minimale de 27m. donc la cote du radier en première approximation de

$$C'_R = 103 + 27 = 130\text{m}$$

La cote définitive du radier est la suivante

$$C''_R = \Delta H_{\text{ext}} + C'_R =$$

$$\Delta H_{\text{ext}} = \Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3 = 3,029 + 2,818 + 3,452 = 9,299$$

ΔH_1 = étant la perte de charge provoquée entre RP2 et P'

ΔH_2 = étant la perte de charge provoquée entre P' et P''

ΔH_3 = étant la perte de charge provoquée entre P'' et s,

Donc $\Delta H_{\text{ext}} = \Delta H_{\text{ext}} (\text{RP2-T}) + \Delta H_{\text{ext}} (\text{T-S}) + \Delta H_{\text{ext}} (\text{S-A})$.

D'où $C''_R = \Delta H_{\text{ext}} + C'_R = 130 + 9,299 = 139,299\text{m}$

On choisit une cote de $C''_R = 140\text{m}$.

T A B L E A U R E C A P I T U L A T I F
D U
D I M E N S I O N N E M E N T D E S
R E S E R V O I R S

RESERVOIR	NOMBRE DE CUVE	CAPACITE D'UNE CUVE	DIAMETRE	HAUTEUR D'EAU	COTE DU NIVEAU DU RADIER	COTE DU TROP PLEIN
		m ³	m	m	m	m
R P 1	2	2000	25,23	4,000	61,00	65,00
R P 2	2	2200	26,46	4,000	140	144
R P 3	2	1100	18,71	4,00	175	179

1.7 Equipements des réservoirs:

1.7.1 Adduction:

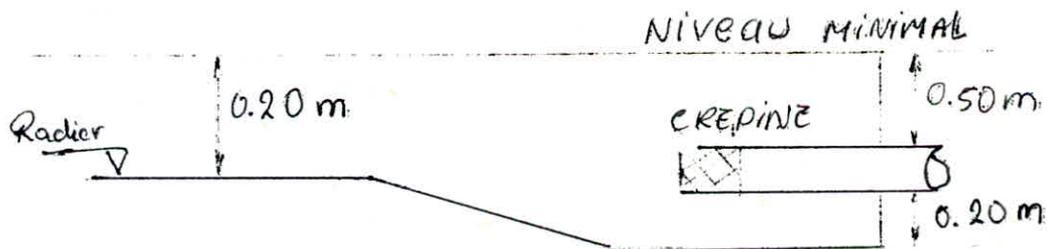
Nous préconisons une arrivée par surverse ce qui permettra d'avoir une altitude constante définie par le niveau supérieur de la crosse d'arrivée et évitera le retour des eaux.

Dans le cas d'une adduction gravitaire, l'arrivée des eaux est réglée par un robinet flotteur.

Dans le cas d'une adduction de refoulement, on a disposé un interrupteur à flotteur qui arrête les pompes quand l'eau atteint un certain niveau.

1.7.2 Distribution:

- Le départ de la conduite de distribution s'effectuera à 20cm au dessus du fond, afin d'éviter l'entrée des boues decantées, cependant il faut réserver un minimum de 50cm d'eau au dessus de la génératrice supérieure de la conduite, pour faciliter le brassage de l'eau et empêcher la pénétration des matières en suspension, l'orifice de départ sera prévu à l'opposé de son arrivée et sera muni d'une crepine.

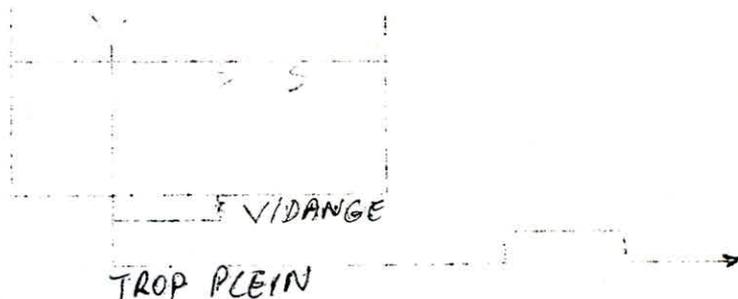


Trop plein:

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

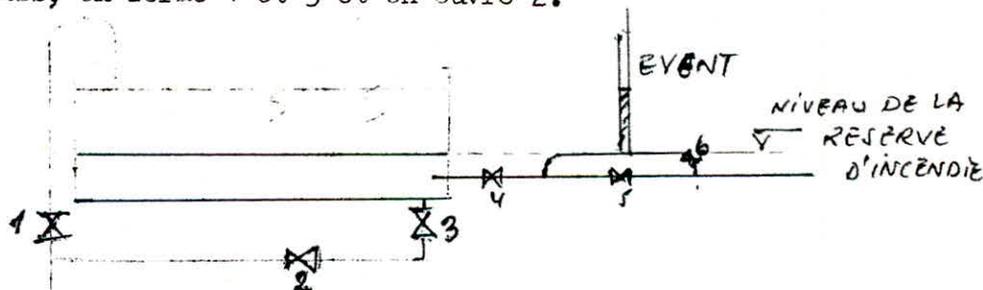
Vidange:

La conduite de vidange part du point le plus bas du réservoir et ceci afin de pouvoir évacuer les dépôts et se raccorde sur la canalisation du trop plein. Elle comporte un robinet vanne.



By - Pass:

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



Materialisation de la réserve d'incendie.

Le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un siphon qui se désamorçe grace a un event quand le niveau de la réserve d'incendie est atteint.

- En service normal : 6 ouvert, 5 est fermé
- En cas de sinistre : 5 sera ouvert

Placer un troisième robinet vanne normalement ouvert afin de reparer 1 ou 2 en cas de besoin.

2. BRISE CHARGE A SURFACE LIBRE.

2.1 - Description des brises charges et leur utilité.

Les brises charges à surface libre sont des types simples de réducteur de pression.

Ils permettent l'alimentation d'une partie basse pression à partir d'un étage à pression sensiblement plus élevé.

Ils sont constitués par une chambre étanche où se dissipe la charge hydraulique qu'il y a lieu d'éliminer.

Les brises charges comportent des obturateurs à disque sous capot ou à disque noyé. Ces disques sont actionnés par l'intermédiaire d'un palonnier qui est lui-même commandé par un flotteur.

2.2 - Fonctionnement.

Lorsque le niveau monte dans le bassin, le flotteur se soulève et tend à provoquer la fermeture de l'obturateur, par l'intermédiaire du palonnier, qui est relié au disque autocentreur.

L'appareil étant soumis à la pression de la conduite, il faut fournir un certain effort pour vaincre la poussée de l'eau sur le disque lors de la fermeture.

Cet effort est bien déterminé, puisqu'il n'y a pas à vaincre de flottements, mais seulement à équilibrer la poussée sur le disque, il est donc possible de dimensionner le flotteur de façon à éviter les surpressions susceptibles d'apparaître dans la conduite lors des manoeuvres de fermeture, l'obturateur est ainsi autolimiteur de pression.

2.3 - Dimensionnement du brise charge.

Le dimensionnement du brise charge nécessite la connaissance des données suivantes :

- la charge statique maximale susceptible d'être appliquée sur l'appareil soit H_{smax} .

.../...

- le débit maximal de l'adduction à équiper soit Q .
- la charge résiduelle minimale sous laquelle l'appareil doit laisser passer le débit Q soit H_r , qui est égale à la charge statique minimale diminuée de la perte de charge de la conduite.

Le diamètre de l'obturateur doit être suffisant pour permettre l'écoulement du débit Q sous la charge résiduelle H_r ; sa perte de charge propre J doit être inférieure ou au plus égale à H_r ($J \leq H_r$).

On a deux cas :

Obturateur à disque sous capot

$$\varnothing \geq 22 \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{H_r}}}$$

Obturateur à disque noyé

$$\varnothing \geq 19 \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{H_r}}}$$

avec Q en l/s, H_r en m, \varnothing en mm.

Par ailleurs, on peut faire le choix de \varnothing , on nous basant sur l'abaque ci-contre qui donne en fonction du débit Q , la perte de charge propre J d'un appareil de diamètre à son ouverture maximale.

La puissance maximale P à dissiper dans une chambre de rupture située à l'extrémité d'une conduite en commande par l'aval est donnée par les formules suivantes, selon les valeurs relatives de la charge statique maximale $H_{s_{max}}$ et de la perte de charge H_r de la conduite pour le débit Q .

$$1^{\text{er}} \text{ cas} : \Delta H_r \leq \frac{H_{s_{max}}}{3} \quad P = \frac{Q (H_s - \Delta H_t)}{75}$$

$$2^{\text{e}} \text{ cas} : \Delta H_r > \frac{H_{s_{max}}}{3} \quad P = \frac{Q H_s}{195 \sqrt{\frac{\Delta H_t}{H_s}}}$$

.../...

avec P en ch, Hs et Hr en m, Q en l/s

Le volume nécessaire à la dissipation d'énergie est :

$$V_{diss} = \frac{P}{10} \quad \text{obturateur à disque sous capot.}$$

$$V_{diss} = \frac{P}{3} \quad \text{obturateur à disque noyé.}$$

Avant de passer au dimensionnement du brise charge, on calculera la côte du radier du brise charge.

2.3.1 - Calcul de la côte du radier du brise charge :

La côte du radier du brise charge se calcule de la même façon que celle du réservoir de desserte c'est à dire conformément à l'expression suivante :

$$C'r = C'r + \Delta H_{ext}$$

$$C'r = 30 + (\Delta H_{int} + P_s + h + 3)$$

Pour notre cas on a :

$$30 = 83,00 \text{ m} \quad (\text{côte maximale de la zone desservie par le brise charge})$$

$$(\Delta H_{int} + P_s + h + 3) = 36 \text{ m} \quad (\text{car les batiments sont de 6 étages}).$$

donc en première approximation on a la côte

$$C'r = 83 + 36 = 119 \text{ m.}$$

Ou $\Delta H_t = 0,641 \text{ m}$ (voir chapitre c page)

.../...

donc la cote définitive : $C''_R = C'_R + \Delta H_{ext} = 119 + 0,641 = 119,641 \text{ m.}$

$$C''_R = 120 \text{ m.}$$

Cette cote se trouve à une distance $L = 250 \text{ m}$ de la cote 120 m dont la perte de charge excédentaire qui apparaît est de :

$$\Delta H_{ext} = J \cdot L = 0,0013272 \times 250 = 0,332 \text{ m.}$$

donc la pression résultante au point considéré

$$P.s = (120 - 83) - 0,641 - 0,332 = 36,027 \text{ m.}$$

Ce qui est satisfaisant pour les bâtiments de 6 étages

donc on prend comme cote définitive la cote $C''_R = 120 \text{ m.}$

La hauteur de l'eau dans le brise charge est définie par :

$H \geq 2 \cdot D$ or D étant le diamètre de la conduite qui se trouve à l'avant du B.C c'est dire $D = 0,45 \text{ m.}$

donc $H \geq 2 \cdot 0,45$ $H \geq 0,90 \text{ m}$ on choisit $H = 1,50 \text{ m}$

donc la cote maximale de l'eau dans le B.C. c'est :

$$C_R = 120 + 1,5 = 121,5 \text{ m.}$$

d'autre part on a

$a \geq D \Rightarrow a \geq 0,45$ on choisit $a = 0,50 \text{ m.}$

$h < 0,3 \text{ m}$ pour $D < 50 \text{ cm}$ donc $h = 0,6 \text{ m.}$

2.3.2 - Calcul des dimensions du brise-charge :

a) - Détermination du diamètre de l'obturateur :

On choisit dans notre cas un obturateur à disque sous capot.

$$\text{donc } \varnothing \geq 22 \sqrt{\frac{Q}{H_r}}$$

.../...

d'après le schéma ci-contre, on a les données suivantes :

La perte de charge totale provoquée dans les tronçons

RP2 - T et T - BC est de :

$$\Delta H_t = \Delta H_{t1} + \Delta H_{t2} = 3,029 + 0,703 = 3,732 \text{ m.}$$

La côte piézométrique au brise charge :

$$144 - 3,732 = 140,268 \text{ m.}$$

donc avec $Q = 213,16 \text{ l/s}$ il faut briser une charge hydraulique de :

$$140,268 - 121,50 = 18,768 \text{ m.}$$

La charge statique maximale susceptible d'être appliquée sur l'appareil :

$$H_{s\max} = 144,00 - 121,50 = 22,50 \text{ m.}$$

La charge minimale susceptible d'être appliquée sur le B.C

$$H_{s\min} = 140,2 - 121,50 = 18,70 \text{ m.}$$

Le débit maximal de l'adduction à équiper $Q = 213,16 \text{ L/s}$

La charge résiduelle minimale sous laquelle l'appareil doit laisser passer le débit Q .

$$H_r = H_{s\min} - \Delta H_t = 18,70 - 3,732 = 14,968 \text{ m.}$$

donc la valeur du diamètre de l'obturateur :

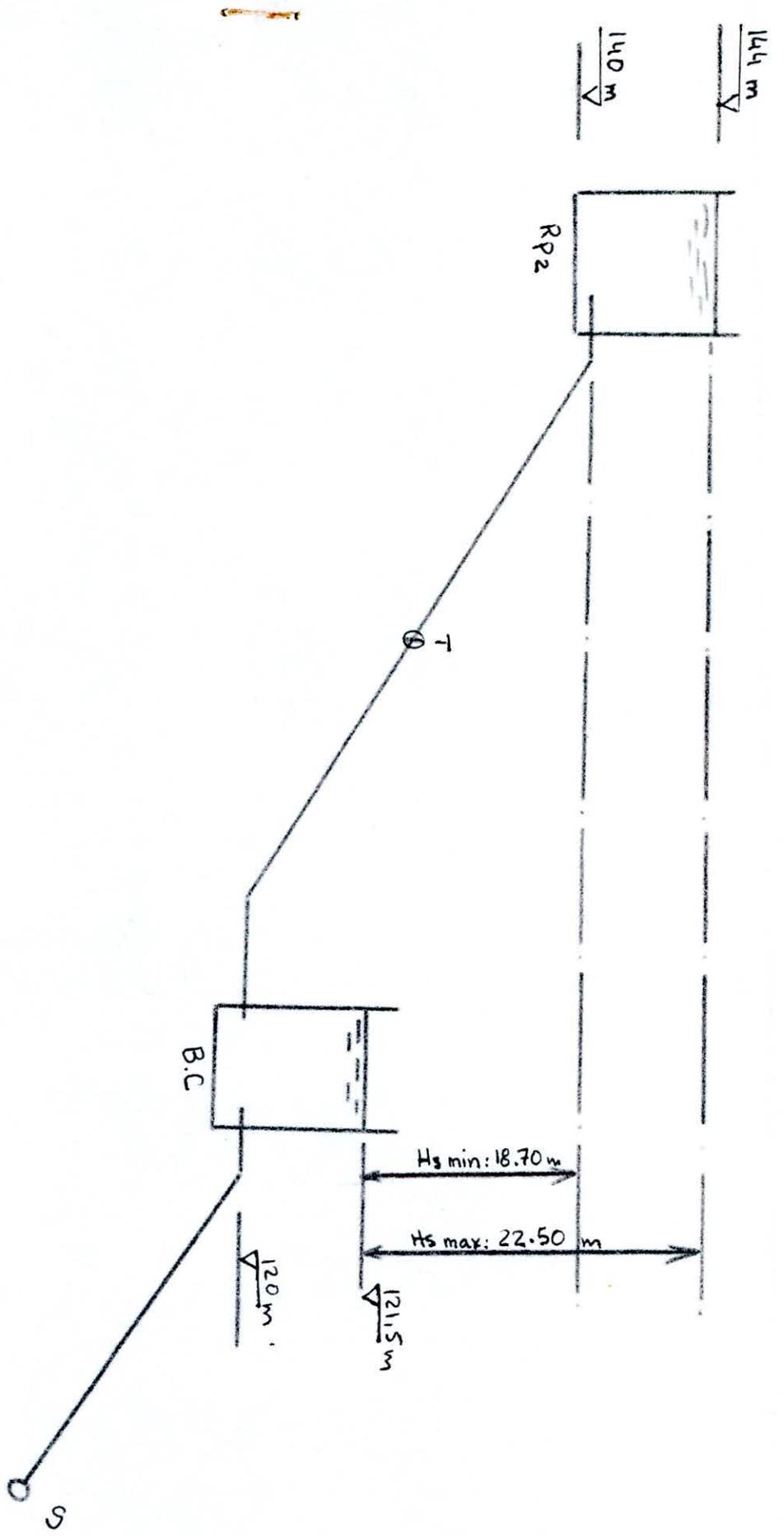
$$\varnothing \geq 22 \cdot \sqrt{\frac{Q}{H_r}} \Rightarrow \varnothing \geq 22 \cdot \sqrt{\frac{213,16}{14,968}} \Rightarrow \varnothing \geq 163,299 \text{ mm.}$$

d'après l'abaque de Neyrpic, on choisit le diamètre normalisé $\varnothing 200$ selon ce même abaque, la perte de charge minimale correspondant à

$$Q = 213,16 \text{ L/s} \text{ est } J = 6,3 \text{ m}$$

pour cette valeur de J la condition $J < H_r$ est vérifiée.

.../...



b) - Détermination du volume de dissipation.

Pour déterminer le volume de dissipation d'énergie, on doit déterminer tout d'abord la puissance à dissiper.

Or la puissance à dissiper est exprimée selon les cas par les formules exposées précédemment.

$$\Delta H_t < \frac{H_{smax}}{3}$$

$$P = \frac{\rho (H_{smax} - \Delta H_t)}{75}$$

$$\text{Or } \Delta H_t = 3,732 < \frac{22,50}{3} \quad \text{donc } P = \frac{213,16 (22,50 - 3,732)}{75} = 53,34 \text{ ch.}$$

donc le volume de dissipation d'énergie est de :

$$V_{diss} = \frac{P}{10}$$

$$V_{diss} = \frac{53,34}{10} = 5,334 \text{ m}^3$$

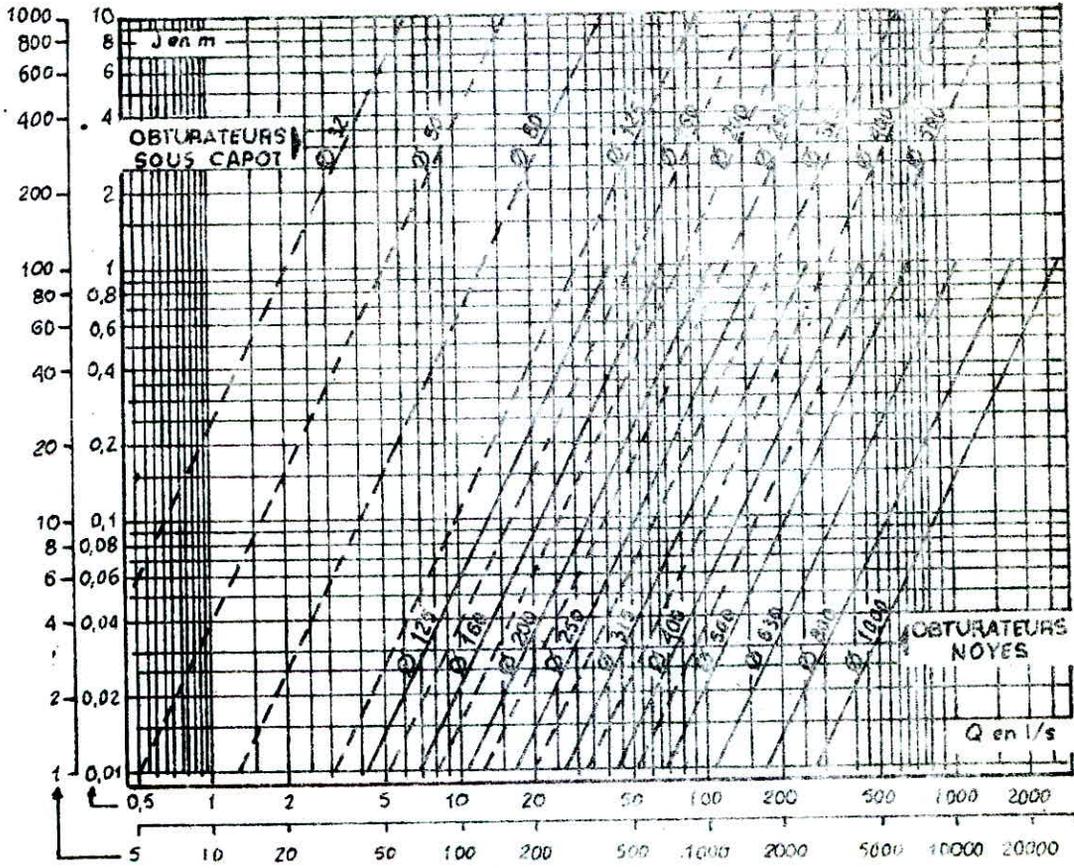
On choisit un volume de

$V_{diss} = 8,00 \text{ m}^3$

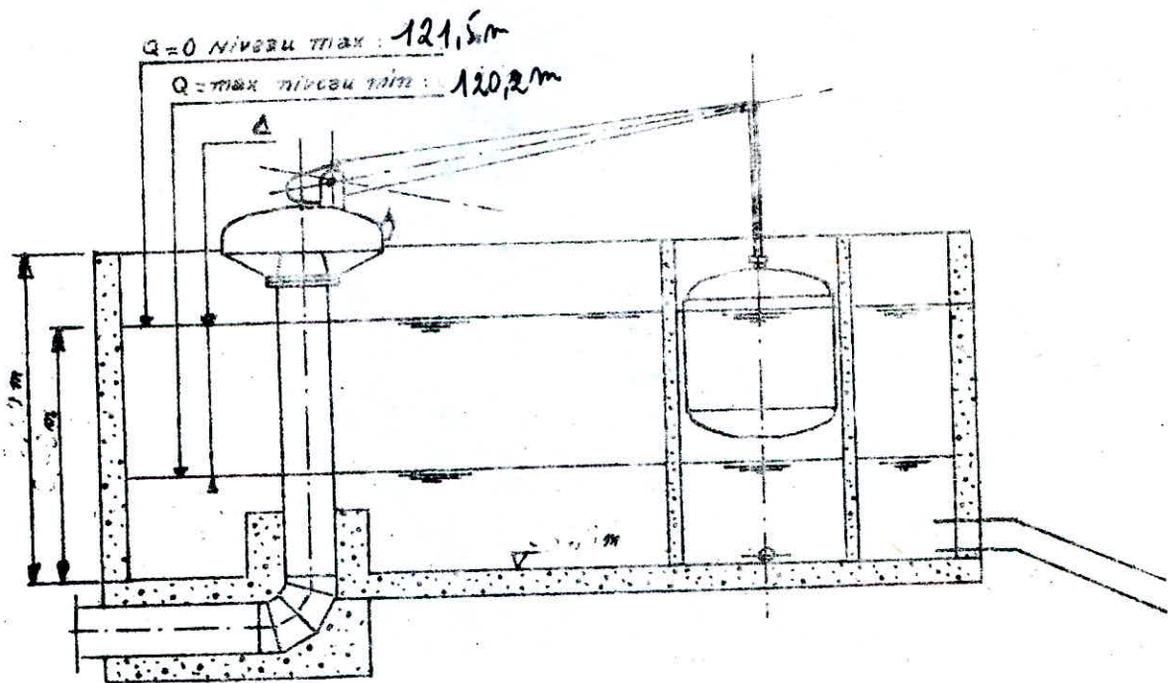
REMARQUE / :

On a placé le réducteur de pression entre deux robinets, qui, en principe, seront toujours ouverts et d'installer un by-pass avec vanne normalement fermée.

Ce dispositif permet de mettre l'appareil hors circuit, soit pour une réparation éventuelle, soit en cas d'incendie, pour maintenir une haute pression dans le réseau.



Abaque des pertes de charge minimales (a pleine ouverture) des obturateurs sous capot et noyés



obturateur

obturateur à disque sous capot

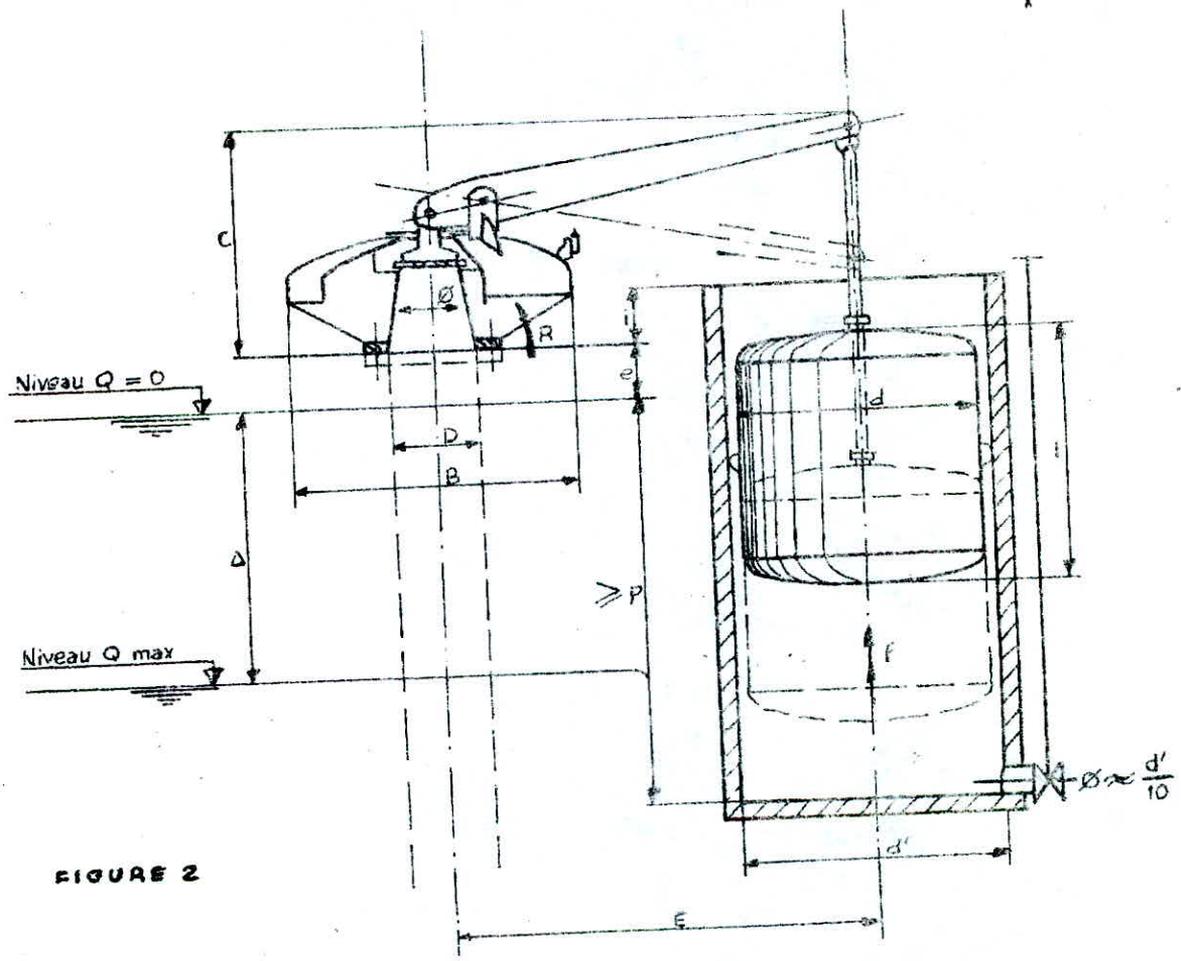


FIGURE 2

CHAPITRE F.

I - Calcul du coup de belier de la conduite forcée d'adduction gravitaire:

Tout comme les conduites de refoulement, les conduites gravitaires n'échappent pas au phénomène du coup de belier. Elles sont sujettes à ce phénomène justement au moment de l'ouverture ou de la fermeture (rapide ou lente) de la vanne de régulation située à l'aval de l'adduction.

Pour éviter que la canalisation soit sollicitée par des dépressions et des surpressions importantes, nous soumettrons la vanne de régulation à une allure de fermeture, si les surpressions et les dépressions sont admissibles, on optera pour cette allure de fermeture.

Par contre, si les surpressions et les dépressions sont importantes on augmente le temps de fermeture ce qui donne une fermeture beaucoup plus progressive. Ensuite, on refait le tracé des épures de Bergeron. On reverify la condition ci-dessus. Et ainsi de suite jusqu'à obtention de l'allure qui convient à notre adduction.

1 - Calcul du coup de belier sans prise en compte des pertes de charges:

Données de base:

Diamètre de la conduite	:	D = 300 mm = 0,300m
Épaisseur " "	:	e = 5 mm = 0,005m
Nature de la conduite	:	Acier
Longueur de la conduite	:	L = 750 m
Pression statique	:	H ₀ = 81-61 = 20m

* Pour cette pression en regime permanent le debit que laisse passer la vanne est $Q_0 = 157,441 \text{ l/s} = 0,157,44 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour la suite des calculs on suppose que l'ouverture et la fermeture de la vanne sont lineaires en fonction du temps; la methode numerique admet que la fermeture continue peut être considerée comme une serie de fermeture partielle brusque.

1.1 - Valeur de la celerité:

Elle est exprimée par la formule suivante:

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}}}$$

K - module délasticité volumetrique de l'eau	$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa}$
E - " " de l'acier	$E = 2,00 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$
ρ - Masse volumique	$\rho = 10^3 \text{ Kg/m}^3$
e - l'épaisseur de la paroi de la conduite	$e = 5 \text{ mm}$

Remarque : Pour éviter un aplatissement de la conduite en acier en cas d'une forte depression on prend $e \geq D/8$ avec D (mm) et e (mm)

.../...

donc :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{2,15 \times 10^9}{10^3}}}{\sqrt{1 + \frac{(2,15 \times 10^9 \times 0,30)}{2 \cdot 10^{11} \times 0,005}}} = 1143 \text{ m/s}$$

$C = 1143 \text{ m/s}$

1.2 Calcul du coup de belier dans le cas d'une fermeture brusque

On prend comme unite de temps : $t = \frac{L}{C} \Rightarrow t = \frac{720}{1143} = 0,63 \text{ sec}$

Le temps de retour de l'onde de propagation sera donc: $t_r = 2t = 2 \times 0,63 = 1,26 \text{ sec}$
 puisque la fermeture est supposee brusque donc on a $t_f \leq 1,26 \text{ sec}$
 on choisit $t_f = 1 \text{ sec}$.

1.2.1. valeur maximale du coup de belier :

$$h_{\text{max}} = \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{m})$$

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0,300)^2}{4} = 0,07069 \text{ m}^2$$

$$Q_0 = V_0 \cdot S \Rightarrow V_0 = \frac{Q_0}{S} \Rightarrow V_0 = \frac{0,15744}{0,07069} \cong 2,23 \text{ m/s}$$

d'ou la valeur du coup de belier maximal

$$h_{\text{max}} = \frac{1143 \times 2,23}{9,8} = 260,09 \text{ m}$$

Surpression ou depression dans la conduite:

- | | |
|--------------------|--|
| Cas de surpression | $H_s = H_c + h_{\text{max}} = 20 + 260,09 = 280,09 \text{ m}$ |
| Cas de depression | $H_d = H_c - h_{\text{max}} = 20 - 260,09 = -240,09 \text{ m}$ |

.../...

1.3 Calcul du coup de belier dans le cas d'une fermeture lente:

Dans l'hypothèse où la fermeture s'effectue brusquement, nous remarquons que cela donne lieu à une surpression et à une dépression trop grandes par conséquent inacceptable surtout pour le cas de la dépression qui donne une pression restante qui est en valeur absolue supérieure à 10m, ce qui peut entraîner une disjonction de la veine liquide par voie de conséquence à un aplatissement de la conduite. C'est pourquoi en vue de pallier à cet inconvénient nous nous imposerons une valeur de la surpression à ne pas dépasser et nous déterminerons le temps de fermeture correspondant qui répond dans le cas de la fermeture lente à la relation de MICHAUD.

$$h_{\max} = \frac{CV_0}{g t} \quad \text{d'où} \quad t = \frac{CV_0}{g h_{\max}}$$

Or h_{\max} découle de la pression maximale admise pour un réseau de distribution qui est en générale estimée à 110m de hauteur soit 11 bars.

donc en a $H_{\max} = H_0 + h_{\max}$ d'où $h_{\max} = H_{\max} - H_0$

$$h_{\max} = 110 - 20 = 90 \text{ m}$$

$$\text{d'où} \quad t_f > 1143 \times 2,23 = 2,89 \text{ sec} \quad t_f > 2,89 \text{ sec}$$

Remarque : Dans la pratique, l'impossibilité de réaliser une fermeture linéaire en fonction du temps conduit à adopter un temps total de fermeture sensiblement supérieur à celui que donne la fermeture de MICHAUD.

.../...

On suppose en première approximation:

$t_f = n \cdot t$ ce qui revient à dire qu'on suppose n
dans notre cas on le choisit égale à $n = 9$

$$t_f = 9 t = 9 \times 0,63 = 5,67 \text{ sec} \Rightarrow 5,67 > 2,89 > 1,26 \text{ sec}$$

avec $t_f = 5,67 \text{ sec}$ la vitesse de fermeture sera de $u = \frac{D}{t_f} = \frac{0,300}{5,67} = 0,05291 \text{ m/s}$

$$u = 0,05291 \text{ m/s}$$

1.3.1. Détermination des caractéristiques de fermeture:

Pour un degré d'ouverture quelconque on a

$$Q = m \omega \sqrt{2g (h_{\max} + H_0)}$$

m : coefficient de contraction

ω : section réduite (m^2)

h_{\max} : surpression (m)

H_0 : pression statique (m)

$$Q^2 = m^2 \omega^2 [2g (h_{\max} + H_0)] \Rightarrow h_{\max} = \frac{Q^2}{m^2 \omega^2 2g} - H_0$$

Pour $Q = 0 \Rightarrow h_{\max} = -H_0 = -20\text{m}$

$$\text{Pour } b = 0 \Rightarrow m^2 = \frac{Q_0^2}{\omega^2 2g H_0}$$

d'où

$$h_{\max} = \frac{H_0}{Q_0^2} Q^2 - H_0$$

D'après cette expression ci-dessus et d'après ce qui précède on dresse le tableau ci-joint

.../...

a partir du tableau de valeur donnant les surpressions crées en fonction des debits correspondant on trace les caracteristiques de fermeture pour chaque pas de fermeture.

Ces caracteristiques succesives sont des paraboles a axe vertical confondu avec $OB = \frac{CV_0}{g}$ et tangent au point $(-H_0)$ telque $OH_0 = -20m$:

au temps $t = 0$ la parabole passe par le point $Q_0 = 0,15744 \text{ m}^3/\text{s}$ il n'ya aucun coup de belier, car la fermeture n'a pas commencée. avec ces deux points $(-H_0 \text{ et } Q_0)$ on peut tracer la courbe.

Les autres paraboles passeront par $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6, Q_7, Q_8$

$$Q_0 Q_1 = \dots = Q_4 Q_5 = Q_5 Q_6 = Q_6 Q_7 = Q_7 Q_8 = \frac{Q_0}{9} = \frac{0,15744}{9} = 0,017493 \text{ m}^3/\text{sec}$$

et seront tangentes en $(-H_0)$ (m est supposée constant quelque soit Ω)

$Q_8 = 0,01750 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_3 = 0,10496 \text{ m}^3/\text{s}$
$Q_7 = 0,03499 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_2 = 0,12245 \text{ m}^3/\text{s}$
$Q_6 = 0,05242 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_1 = 0,13995 \text{ m}^3/\text{s}$
$Q_5 = 0,06997 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_0 = 0,15744 \text{ m}^3/\text{s}$
$Q_4 = 0,08747 \text{ m}^3/\text{s}$	

1.3.2. tracé graphique du coup de belier, selon la méthode de Bergeron:

On considere un observateur mobile

Au temps Zero:

Il part de R. sa position a ce temps sur le graphique est OR sur l'axe OQ au point $Q_0 = 0,15744 \text{ m}^3/\text{s}$. Il descend le courant en se dirigeant vers A, la caracteristique de regime est donc la droite de pente $(-\frac{C}{g^s})$

.../...

$$b_i^{j_i} = \frac{H_0}{Q_j^2 - 1} Q_1^2 - H_0$$

GRAPHE I	GRAPHE II		GRAPHE III		GRAPHE IV	
$b_i^I = \frac{H_0}{Q_0^2} Q_i^2 - H_0$	Q_i	$b_i^{II} = \frac{H_0}{Q_1^2} Q_i^2 - H_0$	Q_i	$b_i^{III} = \frac{H_0}{Q_2^2} Q_i^2 - H_0$	Q_i	$b_i^{IV} = \frac{H_0}{Q_3^2} Q_i^2 - H_0$
m	m ³ /s	m	m ³ /s	m	m ³ /s	m
19	2,285	0,15744	5,311			
14	0,000	0,14870	2,579	0,13995	6,125	
5	-4,197	0,13895	0,000	0,13120	2,960	0,12245
45	-7,902	0,12245	-4,689	0,12245	0,000	0,11371
96	-11,111	0,10496	-9,687	0,10496	-5,305	0,10496
47	-13,827	0,08747	-12,187	0,08747	-9,795	0,08747
97	-16,050	0,06997	-15,001	0,06997	-13,470	0,06997
48	-17,578	0,05248	-17,188	0,05248	-16,326	0,05248
99	-19,012	0,03499	-18,750	0,03499	-18,367	0,03499
50	-19,755	0,01750	-19,687	0,01750	-19,592	0,01750
75	-19,932	0,00875	-19,922	0,00875	-19,999	0,00875

GRAPHE VI		GRAPHE VII		GRAPHE VIII		GRAPHE XI	
Q_i	$b_i^{VI} = \frac{H_0}{Q_i^2} Q_i^2 - H_0$	Q_i	$b_i^{VII} = \frac{H_0}{Q_i^6} Q_i^2 - H_0$	Q_i	$b_i^{VIII} = \frac{H_0}{Q_i^7} Q_i^2 - H_0$	Q_i	$b_i^{XI} = \frac{H_0}{Q_i^8} Q_i^2 - H_0$
0,08747	11,255						
0,17872	5,315	0,06997	15,552				
0,06997	0,000	0,06123	7,225	0,05248	24,991		
0,05242	8,749	0,05248	9000	0,14374	14254	0,03499	59,954
0,03499	14,999	0,03499	11,109	0,03499	0,000	0,02625	25,00
0,01750	18,749	0,01750	17,776	0,01750	14,997	0,01250	0,000
0,00875	19,597	0,00975	19,444	0,00875	18,749	0,00975	15,000

- $H_0 = 20 \text{ m}$
- $Q_0 = 0,15744 \text{ m}^3/\text{J}$
- $Q_1 = 0,13995 \text{ m}^3/\text{J}$
- $Q_2 = 0,12245 \text{ m}^3/\text{S}$
- $Q_3 = 0,10496 \text{ m}^3/\text{S}$
- $Q_4 = 0,08747 \text{ m}^3/\text{S}$
- $Q_5 = 0,16997 \text{ m}^3/\text{S}$
- $Q_6 = 0,05242 \text{ m}^3/\text{S}$
- $Q_7 = 0,03499 \text{ m}^3/\text{S}$
- $Q_8 = 0,01750 \text{ m}^3/\text{J}$

Au temp 1.

Il arrive en A et trouve la vanne en position 1 de fermeture ainsi on a le point 1A sur le graphique.

Il remonte le courant en se dirigeant vers R, la caractéristique duregime est la droite de pente $(+ \frac{C}{gs})$

Au temps 2.

Il arrive en R ou la surpression est nulle, en a donc le point 2 R sur l'axe OQ. Ça va et vient continue jusqu'à ce que les surpressions ou dépressions soient pratiquement nulles.

On considère un deuxième observateur portant de R au temps 1 car au reservoir le regime initial dure jusqu'au temps 1. les mêmes constructions sont refaites (voir droites en pointillé sur le graphique).

1.3.3. lecture sur le graphique:

Si la fermeture avait été brusque, le coup de belier aurait été égale à : 26,009 bars, mais puisque la fermeture et l'ouverture sont lentes on a:

- Une surpression maximale de : 5,80 bars survenant au bout de $9 \times 0,63 = 5,67$ sec correspondant à la fermeture totale de la vanne).

La pression totale dans la conduite en ce point:

$$20 + 58 = 78 \text{ m de hauteur d'eau} = 7,8 \text{ bars.}$$

- Une depression maximale de : 5,70 bars survenant au bout de $11 \times 0,63 = 6,93$ sec.

La pression restante dans le conduite est de:

$$20 - 57,5 = - 37,5 \text{ m de hauteur d'eau} = - 3,7 \text{ bars}$$

donc ce qui est inacceptable car $/ H_d / = 37 \text{ m} > 10\text{m}$

.../...

Détermination de la pente de la droite:

$$D = 300 \text{ mm} = 0,300\text{m} \Rightarrow S = \frac{t^2 \times D^2}{4} = \frac{t^2 \times 0,3^2}{4} = 0,07069 \text{ m}^2$$

$$C = 1143 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\text{donc } \frac{C}{gS} = \frac{1143}{9,8 \times 0,07069} = 1649,92 \quad \left[\text{dimension } TL^2 \right]$$

Puisque $\frac{h_{\max}}{g}$ à aussi pour dimension $T^2 L^{-2}$, on aura donc

$$\frac{h_{\max}}{g} = \frac{1649,92 \text{ m}}{1 \text{ m}^3/\text{s}} = 1649,92 \text{ m}^2\text{s}$$

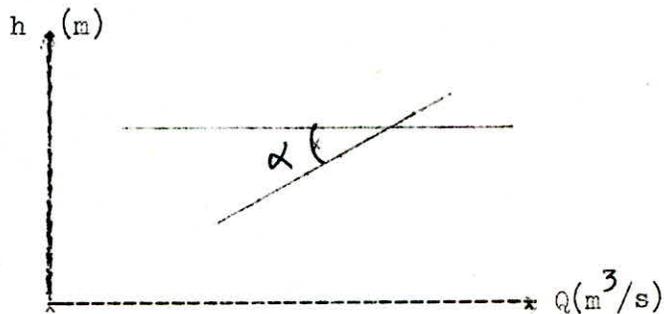
Echelle des ordonnées h_{\max} :

$$1\text{cm} = 10\text{m} \Rightarrow 1\text{m} = 0,1\text{cm} \text{ donc } 1649,92\text{m} = 164,992 \text{ cm}$$

Echelle des abscisses g :

$$0,05 \text{ m}^3/\text{sec} = 5 \text{ cm} \Rightarrow 1\text{m}^3/\text{sec} = 5/0,05 = 100 \text{ cm}$$

$$\text{d'ou } \tan \alpha = \frac{h_{\max}}{g} = \frac{164,994}{100} = 1,65 \quad \boxed{\tan \alpha = 1,65}$$

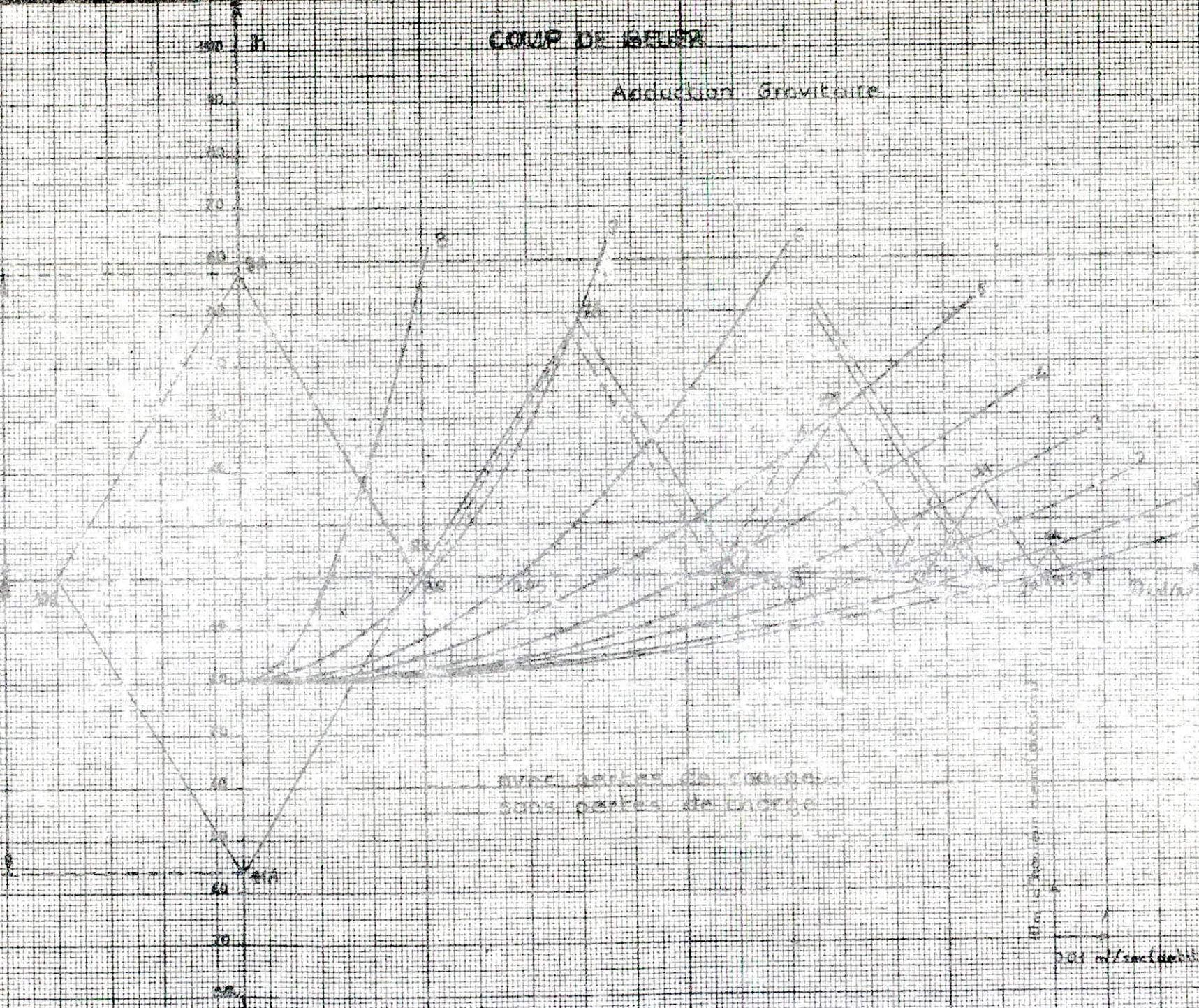


COUP DE BELIER

Adduction Gravitaire

depression 58 m d'eau

depression 57m



pour pallier ce problème, on a qu'a augmenté le temps de fermeture comme on l'avait indiqué au début de ce chapitre.

1.4. Calcul du coup de belier en tenant compte des pertes.

Quand les pertes de charge sont importantes, (ce qui n'est pas le cas dans notre conduite), ils diminuent le coup de belier en raison de la dissipation d'énergie engendrée par les frottements de l'eau le long des parois.

Dans le but de voir l'effet de ces pertes de charge sur les surpressions et les dépressions, nous avons considéré la représentation graphique de Bergeron en prenant en compte les pertes de charge. Pour la simplification du problème, les pertes de charge sont supposées concentrées en un seul point, comme si un diaphragme existait en ce point (extrémité A de la conduite).

Les variations de la perte de charge sont représentées par une courbe sur le graphique.

Résultats donnés par le graphique.

On obtient pratiquement aucune différence des valeurs de la surpression et de la dépression précédemment calculés et ceci en raison de la faible importance des frottements occasionnés dans la conduite. Mais en remarque malgré ça une ~~large~~ diminution de la surpression dans les premiers tours de la phase de fermeture comme par exemple les points 3A, 5A, 7A.

ooCoo CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE D'ADDUCTION ooCoo

Q	V	L	D	$R = \frac{V \cdot D}{U}$	f_t	J	AH_t
m^3/s	m/s	m	m				m
0,1408	1,46	720	0,350	504143,65	0,0165223	0,005134	3,70
0,1280	1,33	"	"	459254,14	0,0166440	0,004292	3,09
0,1024	1,06	"	"	366022,10	0,0169782	0,0027809	2,00
0,0768	0,80	"	"	276243,09	0,0174758	0,0016304	1,17
0,0512	0,53	"	"	183011,05	0,0183958	0,0007533	0,54
0,0256	0,27	"	"	93232,04	0,0204950	0,0002178	0,16
0,0128	0,13	"	"	44889,50	0,0238061	0,0000586	0,04
0,0000	0,00	"	"	-	-	-	-

$$\phi = 350 \text{ mm} = 0,35\text{m} \Rightarrow S = 0,0962 \text{ m}^2$$

Pour réduire la depression et la surpression , on va augmenter le temps de fermeture.

Pour ce faire, on donne une valeur de $\eta = 17$. donc le temps de fermeture sera de

$$T_f = 17 \cdot t = 17 \times 0,63 = 10,71 \text{ s}$$

avec $T_f = 10,71 \text{ s}$ la vitesse de fermeture est de

$$U = \frac{D}{T_f} = \frac{0,3}{10,71} = 0,28 \text{ m/s}$$

Dans ces conditions au temps $T = 0 \text{ s}$, la parabole passera par le point $Q_0 = 0,15744 \text{ m}^3/\text{s}$ et les autres paraboles passeront par Q_1 , Q_2 , Q_3 , , Q_{15} , Q_{16}

avec $Q_1 = \dots = Q_{13}$ $Q_{14} = Q_{14}$ $Q_{15} = Q_{15}$ $Q_{16} = \frac{0,15744}{17} = 0,9261 \text{ m}^3/\text{s}$ et seront tangentes en ($-H_0 = -2 \text{ m}$)

$$Q_{16} = 0,009261 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{11} = 0,055566 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_6 = 0,10187 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{15} = 0,018522 \text{ "}$$

$$Q_{10} = 0,064827 \text{ "}$$

$$Q_5 = 0,11113 \text{ "}$$

$$Q_{14} = 0,027783 \text{ "}$$

$$Q_9 = 0,07488 \text{ "}$$

$$Q_4 = 0,1239 \text{ "}$$

$$Q_{13} = 0,03744 \text{ "}$$

$$Q_8 = 0,08349 \text{ "}$$

$$Q_3 = 0,12965 \text{ "}$$

$$Q_{12} = 0,046305 \text{ "}$$

$$Q_7 = 0,092611 \text{ "}$$

$$Q_2 = 0,13891 \text{ "}$$

$$Q_1 = 0,14817 \text{ "}$$

$$Q_0 = 0,15744 \text{ "}$$

.../...

E I		GRAPHE II		GRAPHE III		GRAPHE IV		GRAPHE V	
		Qi		Q i		Q i		Q i	
0.1620705	1,19	0,15744	2,58						
0.15744	0,00	0,1528005	1,27	0,14817	2,75				
0.14817	2,29	0,14817	0,00	0,1437305	1,41	0,13891	2,96		
0.13891	4,43	0,13891	2,42	0,13891	0,00	0,1342805	1,45	0,12965	3,19
0.12965	6,44	0,12965	4,69	0,12965	2,58	0,12965	0,00	0,1250205	1,57
0.12039	8,31	0,12039	6,80	0,12039	4,98	0,12039	2,75	0,12039	0,00
0.11113	10,31	0,11113	8,75	0,11113	7,20	0,11113	5,31	0,1113	2,96
0.10187	11,63	0,10187	10,55	0,10187	9,24	0,10187	7,65	0,10187	5,68
0.092611	13,08	0,092611	12,19	0,092611	11,11	0,092611	9,79	0,092611	8,16
0.08335	14,39	0,08335	13,67	0,08335	12,80	0,08335	11,73	0,08335	10,41
0.074089	15,94	0,074089	15,00	0,074089	14,31	0,074089	13,47	0,074089	12,42
0.064828	16,61	0,064828	16,17	0,064828	15,64	0,064828	15,00	0,064828	14,20
0.055567	17,51	0,055567	17,19	0,055567	16,80	0,055567	16,33	0,055567	15,74
0.046305	18,27	0,046305	18,05	0,046305	17,45	0,046305	17,45	0,046305	17,04
0.037044	18,89	0,037044	18,75	0,037044	18,58	0,037044	18,58	0,037044	18,11
0.027783	18,89	0,037044	18,75	0,037044	19,20	0,027783	19,08	0,027783	18,23
0.018522	19,72	0,018522	19,69	0,018522	19,64	0,018522	19,59	0,018522	19,53
0.0092611	19,93	0,0092611	19,92	0,0092611	19,91	0,0092611	19,90	0,0092611	19,88

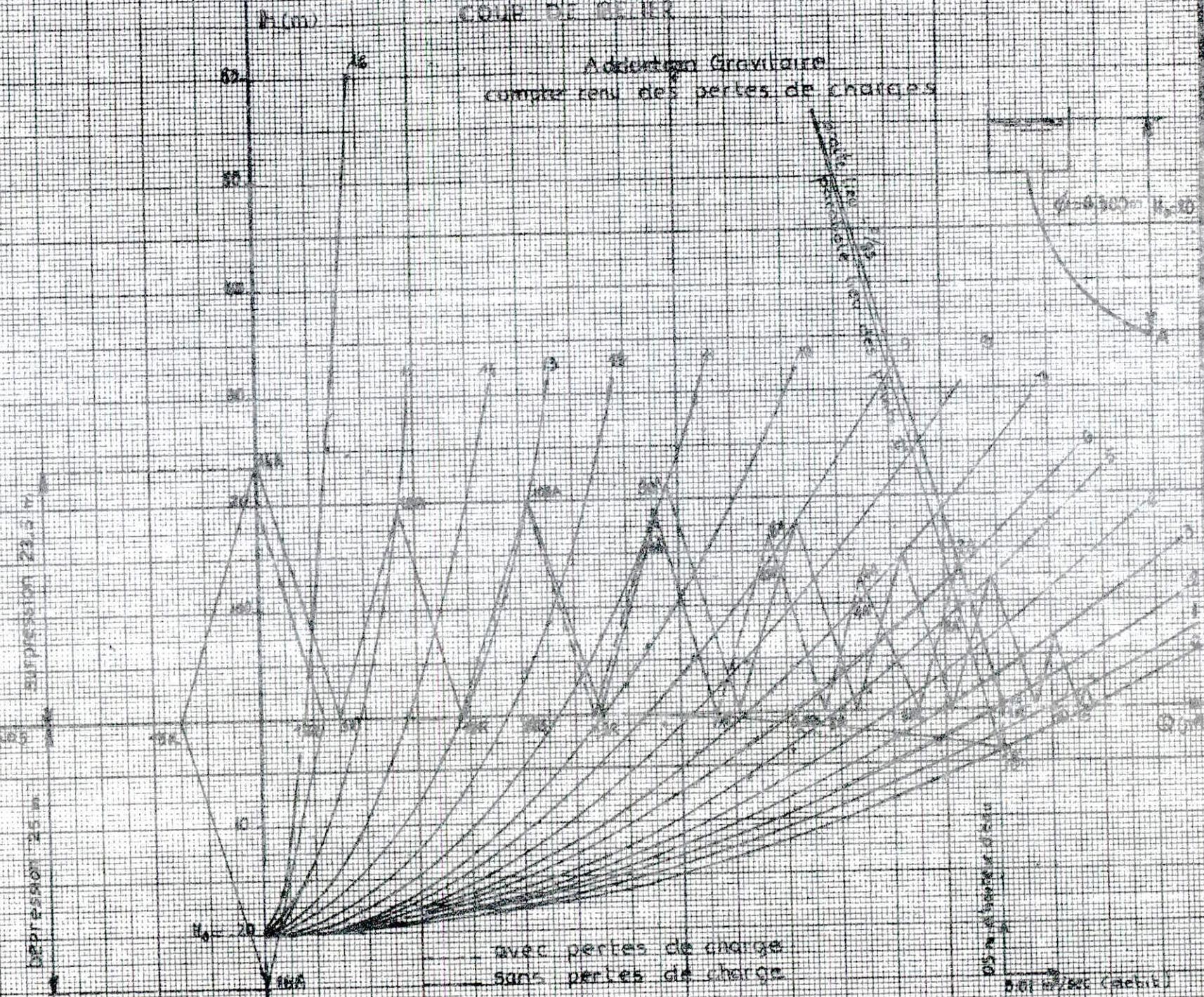
GRAPHE I		GRAPHE VI		GRAPHE VII		GRAPHE VIII		GRAPHE VI	
	b 6 h0 i 9								
0.12039	9,47								
0.1157605	1,70	0,1113	3,80						
0.11113	0,00	0,1065005	1,86	0,10187	4,20				
0.10187	3,19	0,10187	0,00	0,0972415	2,05	0,092611	4,69		
0.092611	6,11	0,092611	3,47	0,092611	0,00	0,0679805	2,28	0,08335	5,31
0.08335	8,75	0,08335	6,61	0,08335	3,80	0,08335	0,00	0,0787195	2,58
0.074089	11,11	0,074089	9,42	0,074089	7,20	0,074089	4,20	0,074089	0,00
0.064828	13,19	0,064828	11,90	0,064828	10,20	0,064828	7,90	0,064828	4,69
0.055567	15,00	0,055567	14,05	0,055567	12,80	0,055567	11,11	0,055567	8,75
0.046305	16,53	0,046305	15,87	0,046305	15,00	0,046305	13,83	0,046305	12,19
0.037044	17,78	0,037044	17,35	0,037044	16,80	0,037044	16,05	0,037044	15,00
0.027783	18,75	0,027783	18,51	0,027783	18,20	0,027783	17,78	0,027783	17,19
0.018522	19,44	0,018522	19,34	0,018522	19,20	0,018522	19,01	0,018522	18,75
0,0092611	19,86	0,0092611	19,83	0,0092611	19,80	0,0092611	19,75	0,0092611	19,69

GRAPHE 11		GRAPHE 12		GRAPHE 13		GRAPHE 14		GRAPHE 15	
Q_i	$b_i^8 = \frac{H_0}{Q_{10}^8} Q_i^8 - H_0$	Q_i	$b_i^9 = \frac{H_0}{Q_{11}^9} Q_i^9 - H_0$	Q_i	$b_i^{13} = \frac{H_0}{Q_{13}^{13}} Q_i^{13} - H_0$	Q_i	$b_i^{14} = \frac{H_0}{Q_{14}^{14}} Q_i^{14} - H_0$	Q_i	$b_i^{15} = \frac{H_0}{Q_{15}^{15}} Q_i^{15} - H_0$
0,074009	6,12								
0,0691515	2,95	0,064020	7,12						
0,064020	1,00	0,061075	1,7	0,055507	0,00				
0,055507	-5,31	0,055077	0,00	0,05091	4,10	0,040005	11,25		
0,040005	-0,00	0,041305	-5,11	0,036305	0,00	0,0318765	5,31	0,027034	15,51
0,037034	-10,27	0,037034	-11,17	0,027034	-7,20	0,027034	0,00	0,0220135	7,22
0,027034	-10,25	0,027034	-15,00	0,027034	-12,00	0,027034	-0,75	0,027034	0,00
0,010520	-10,37	0,010520	-17,78	0,010520	-16,00	0,010520	-15,00	0,010520	-11,11
0,0092611	-10,58	0,0092611	-19,14	0,0092611	-19,19	0,0092611	-10,75	0,0092611	-17,78

GRAPHE 16		GRAPHE 17	
Q_i	$b_i^{16} = \frac{H_0}{Q_{16}^{16}} Q_i^{16} - H_0$	Q_i	$b_i^{17} = \frac{H_0}{Q_{17}^{17}} Q_i^{17} - H_0$
0,027703	25,00		
0,0231525	11,25	0,010522	50,00
0,050122	0,00	0,0130916	25,00
0,0092611	-15,00	0,0092611	0,00
		0,006305	-15,00

COUP DE SÉRIE

Admission Gravitaire
compte tenu des pertes de charges



avec pertes de charge
sans pertes de charge

0.5 m de hauteur d'eau

0.01 m/s² (Crest)

Surpression 23.5 m

Dépression 25 m

H₀ = 20

H₁ = 20

H₂ = 20

pente longitudinale des axes = 1/100

Q = 0.300 m³/s

0.5 m de hauteur d'eau

0.01 m/s² (Crest)

H (m)

60

50

40

30

20

10

0

16

15

14

13

12

11

10

9

8

7

6

5

4

3

2

1

0

Détermination de la pente de la droite:

$$D = 300 \text{ mm} = 0,300 \text{ m}$$

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi 0,30^2}{4} = 0,07069 \text{ m}^2$$

$$C = 1143 \text{ m/s}$$

$$\text{donc } \frac{C}{gS} = \frac{1143}{98 \times 0,07069} = 1649,92 \quad \sqrt{\text{dimension } T L^{-2}}$$

Puisque $\frac{h_{\max}}{q}$ a aussi pour dimension $T L^{-2}$, on aura donc

$$\frac{h_{\max}}{q} = \frac{1649,92 \text{ m}}{1 \text{ m}^3/\text{s}} = 1649,92 \text{ m}^2/\text{s}$$

Echelle des ordonnées h_{\max} :

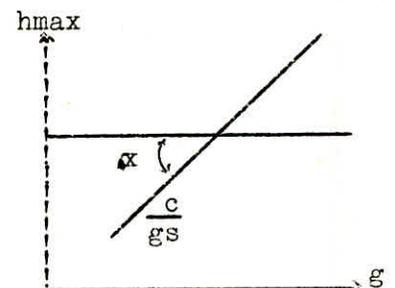
$$1 \text{ cm} = 5 \text{ m} \implies 1 \text{ m} = 0,2 \text{ cm} \text{ donc } 1649,92 \text{ m} = 329,984 \text{ cm}$$

Echelle des abscisses q :

$$0,05 \text{ m}^3/\text{s} = 5 \text{ cm} \implies 1 \text{ m}^3/\text{s} = \frac{5}{0,05} = 100 \text{ cm}$$

$$\text{d'ou } \text{tg} \alpha = \frac{h_{\max}}{q} = \frac{329,984}{100} = 3,3 \implies \text{tg} \alpha \approx 3,30$$

$$\boxed{\text{tg} \alpha \approx 3,30} \implies$$



Resultats donnés par le graphique.

Après le tracé des épures de Bergeron on obtient les resultats suivants:

- Une surpression maximale de : 23,5m d'eau = 2,35 bars
survenant au bout de $14 \times 0,63 = 8,82$ s

La pression totale dans la conduite en ce point :

$$H_s = 20 + 23,5 = 43,5 \text{ m d'eau} = 4,35 \text{ bars}$$

- Une depression maximale de : 25 m = 2,5 bars
survenant au bout de $16 \times 0,63 = 10,08$ s

La pression restante dans la conduite :

$$H_d = 20 - 25 = -5,0 \text{ m d'eau} = 0,5 \text{ bars}$$

Ce qui est acceptable car $|H_d| < 10$ m

donc on peut adopter cette allure de fermeture .

ETUDE DU COUP DE BELIER AU REFOULEMENT (ARRÊT BRUSQUE)

1. - Définition: l'Arrêt brutal, par disjonction inopinée, le démarrage d'un ou de plusieurs groupes électro-pompes, la fermeture instantanée d'une vanne, provoquent l'apparition d'un phénomène oscillatoire: le coup de belier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner la rupture des canalisations. Ceci nous amène à étudier des moyens propres à limiter ses effets.

2. - Etude mathématique:

Les deux équations différentielles définissant le coup de belier ont été établies par ALLIEVI. Elles sont obtenues en appliquant à une tranche de canalisation:

- le théorème des quantités de mouvement
- l'équation de continuité en faisant intervenir la compressibilité du liquide et l'élasticité des parois de la conduite.

$$\frac{\partial H}{\partial X} = \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t}$$

la solution du système d'équation est de la forme:

$$\frac{\partial H}{\partial X} = \frac{C}{g} \frac{\partial V}{\partial X}$$

$$H - H_0 = F \left(t - \frac{X}{C} \right) + f \left(t + \frac{X}{C} \right)$$

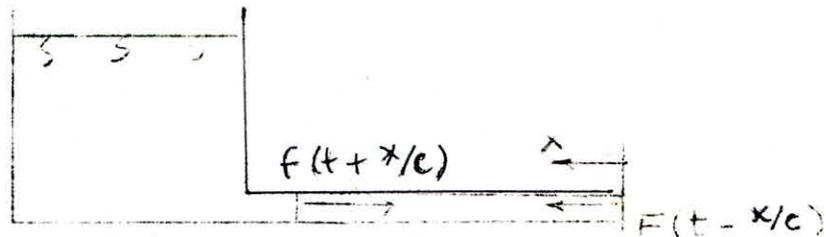
$$V - V_0 = -\frac{g}{C} \left[F \left(t - \frac{X}{C} \right) - f \left(t + \frac{X}{C} \right) \right]$$

AVEC: H_0 = pression statique
 H = " en régime transitoire
 C = célérité des ondes
 V_0 = vitesse en fonctionnement normal
 V = " " transitoire.

.../...

F et f représentent des fonctions d'onde:

3. - Interpretation physique:



supposons un observateur mobile, se déplaçant à la célérité des ondes C selon la loi $X = \pm Ct + C^{te}$.

X : positif dans le sens contraire de l'écoulement

la perturbation $F(t - \frac{X}{C})$ se déplace à la vitesse C dans le sens $X > 0$
" " $f(t + \frac{X}{C})$ " " " " " " $X < 0$

en un point d'abscisse X temps t, l'accroissement de pression est la somme de l'amplitude des ondes F et f arrivant à ce point à l'instant considéré.

Deux ondes se croisant n'ont pas d'effet l'une sur l'autre.

4. - Moyens à diminuer les effets du coup de belier:

L'importance des ondes de pression qui se produisent naturellement lors des manoeuvres, volontaires ou accidentelles, obligent souvent, pour éviter la dépense supplémentaire qu'occasionneraient les tuyauteries capables de leur résister, à les atténuer au moyen de dispositions appropriées.

- + Réservoir d'air (anti-belier)
- + Volants d'inertie: ils permettent d'augmenter l'inertie des pompes et de prolonger la durée de la période en cas de coupure d'alimentation des moteurs.
- + Charnières d'équilibre.

.../...

- + Soupape de décharge
- + Fermetures et ouvertures progressives des vannes.

5. - Dispositifs choisis pour la protection des conduites au refoulement:

5.1. Protection à l'arrêt brusque:

Pour pallier le problème des surpressions et des dépressions occasionnées par un arrêt brusque de la pompe, dans une conduite de refoulement nous utiliserons des réservoirs d'air ceci en raison de leur souplesse dans l'exécution et dans leur fonctionnement.

L'amortissement de l'onde de pression est amélioré par un dispositif d'étranglement que l'on interpose entre le réservoir d'air-belier et la conduite de refoulement. Ce dernier permettra d'amortir rapidement les oscillations et de réduire aussi le volume du réservoir d'air.

Dans notre cas, cet étranglement sera une tuyère.

5.2. Protection au démarrage:

Pour protéger la conduite de refoulement au démarrage, contre le coup de belier, on procédera à un démarrage à vannes fermées (l'ouverture de la vanne se fait progressivement) procédé très courant dans le pratique.

6. METHODE DE RESOLUTION DU COUP DE BELIER:

La méthode graphique de bergeron est actuellement le meilleur moyen. Elle nécessite quelques totannement très limités mais la précision est bonne.

.../...

6.1. Principe du calcul du reservoir d'air:

Le calcul permet de determiner les valeurs de la surpression et de la depression maximales dans la conduite de refoulement après s'être fixé, au préalable, le volume U_0 d'air en regime normal et les caracteristiques du dispositif d'etranglement.

Si le premier essai n'est pas concluant (valeurs inadmissibles de la depression ou de la surpression, ou les deux a la fois) les calculs seront alors recommencés à partir de nouvelles caracteristiques du reservoir ou de l'etranglement, ou les deux.

6.2. Calcul préliminaire du coup de belier:

a) Expression de la célérité de l'onde:

$$\frac{1}{c^2} = \rho \left(\frac{1}{K} + \frac{\alpha D}{E e} \right)$$

qu'on peut écrire sous la forme suivante:

$$c = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \alpha \frac{D}{e} \cdot \frac{K}{E}}}$$

.../...

$\sqrt{\frac{K}{\rho}}$ donne la celerité des ondes de pression dans l'eau en milieu infini.

$\sqrt{1 + \alpha \frac{K \cdot D}{e \cdot E}}$: facteur traduit la contribution de l'élasticité de la conduite.

C: celerité de l'onde en m/s

K: module de compressibilité de l'eau en Pa

E: module d'élasticité de l'acier en Pa

D: diamètre de la conduite en m

e: épaisseur de la conduite en m

α : coefficient dépendant de la fixation

dans notre cas $\alpha = \frac{5}{4} - \mu = 0,95$ ($\mu = 0,3$ pour l'acier)

N.B: pour éviter un aplatissement de la conduite en acier en cas d'une forte dépression, on prend $e = 8xD$ (mm)

des calculs sont faits pour l'horizon 2010, avec la méthode graphique de Bergeron.

on a les caractéristiques suivantes de refoulement

$D = 0,450\text{m}$, $L = 1400\text{m}$, $Q = 88,83 \text{ l/s}$

La section droite de la conduite

$$A_0 = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \cdot (0,45)^2}{4} = 0,15904 \text{ m}^2$$

La vitesse initiale de l'eau dans la conduite:

$$V_0 = \frac{Q_0}{A_0} = \frac{0,08883}{0,15904} = 0,558 \text{ m/sec}$$

.../...

$$K = 2,15 \times 10^9 \text{ Pa}$$

$$= 2,15 \times 10^{11} \text{ Pa}$$

$$E = 2,10^{11} \text{ Pa}$$

$$e = 5 \text{ mm} = 0,005 \text{ m}$$

$$\rho = 103 \text{ Kg/m}^3$$

$$\alpha = 0,95$$

$$D = 0,450 \text{ m}$$

$$c = \frac{\sqrt{\frac{2,15 \times 10^9}{103}}}{103} \approx 1058 \text{ m/s}$$

$$\sqrt{\frac{1+0,95 \frac{2,15 \times 10^9 \times 0,450}{2,10^{11} \times 0,005}}{103}}$$

$$c = 1058 \text{ m/s}$$

b) calcul de la valeur maximale de coup de bélier sans système anti-bélier

$$h_{\text{max}} = \frac{c V_0}{g} = \frac{1058 \times 0,558}{9,80} = 60,24 \text{ m d'eau ou } 6,024 \text{ bars}$$

+ surpression maximale:

$$H_s = H_0 + \frac{c V_0}{g} = 39,30 + 60,54 = 99,54 \text{ m d'eau}$$

+ dépression maximale:

$$H_d = H_0 - \frac{c V_0}{g} = 39,30 - 60,24 = -20,94 \text{ m d'eau}$$

H_g = hauteur géométrique (pression avant l'apparition du coup de bélier)

$$H_g = 180,50 - 141,20 = 39,30 \text{ m}$$

.../...

Les regimes seront considérés a rythmes entiers ou $\theta = \frac{2L}{C} = 2 t$ avec

$$t = \frac{L}{C} \text{ sera pris comme unité de temps}$$

$$t = \frac{1400}{1058} = 1,32 \text{ d'ou } \theta = 2 \cdot 1,32 = 2,64 \text{ sec}$$

θ = étant le temps d'un aller et retour de l'onde

C) Perte de charge dans la conduite de refoulement:

Il sera tenu compte des pertes de charge dans la conduite qui seront supposées concentrées en un point, au départ de la pompe, comme s'il existait a cet emplacement un diaphragme fictif donnant la même perte de charge .Ces pertes de charge sont exprimer par la relation de Darcy-Weisbach ou la vitesse qui y figure correspondra a la vitesse finale de l'eau dans la conduite dans un intervalle de temps considéré.

$$\Delta h = \frac{f}{D} \cdot L \frac{v^2}{2g}$$

CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT

V	D	L	$iR_e = \frac{V \cdot D}{v}$	f_t	J	H_t
m/s	m	m				m
0,10	0,450	1400	44396,62	0,02380,76	0,00002,70	0,043
0,20	"	"	88792,42	0,01901,88	0,00009,29	0,150
0,30	"	"	1.33188,63	0,01901,88	0,00019,41	0,312
0,40	"	"	1.77584,85	0,01814,86	0,00032,92	0,530
0,50	"	"	2.21981,06	0,01756,45	0,00049,79	0,802
0,60	"	"	2.66377,27	0,01714,17	0,00069,97	1,126
0,70	"	"	3.10773,48	0,01656,56	0,00093,44	1,504
0,80	"	"	3.55169,69	0,01620,20	0,00120,20	1,935

$$D = 0,450m \Rightarrow S = 0,15904 \text{ m}^2$$

d) Perte de charge dans l'organe d'étranglement:

L'étude du phénomène du coup de belier montre que les pertes de charge amortissent les depressions, A cet égard pour amortir les oscillations et reduite le volume du reservoir il serait preferable de disposer au droit de ce dernier sur la conduite de refoulement un organe d'étranglement, celui-ci peut être soit:

- un diaphragme
- un clapet à battant percé
- une tuyère

Dans notre cas, on utilise une tuyère de diametre (d) par ailleurs le choix de ce parametre se fait de façon a éviter les surpressions et les depressions (voir shema ci-joint)

- a la montée de l'eau aux reservoirs:

Dans ce cas la tuyère aura un coefficient de debit de l'ordre de 0,92 le rapport des vitesses sera égal.

$$\frac{V_1}{V_2} = \frac{D^2}{d^2} \frac{D^2}{(0,92d)^2} = K$$

V_1 = vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la montée de l'eau vers les reservoirs

V_2 = vitesse finale de l'eau dans le conduite de refoulement à la fin de l'interval de temps θ , choisie arbitrairement.

- ϕ = diametre de la conduite de refoulement.
- d = diametre intérieur de la tuyère.
- d' = diametre de la veine contractée.

d' sera choisi de telle manière que K reste compris entre 15 et 20 on prend un diamètre $d=0,12\text{m}$ ce qui donne

$$K = \frac{(0,450)^2}{(0,92 \times 0,12)^2} = 16,61 \Rightarrow 15 < 16,61 < 20$$

ce qui vérifie les 2 inégalités donc on choisit $d=0,12\text{ m}$

- La perte de charge correspondant à la montée de l'eau sera exprimée par:

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

Δh_1 s'évalue en fonction du rapport m des sections de la veine contractée (diamètre d') et de la tubulure (diamètre D_t)

$$m = \frac{d'^2}{D_t^2} = \frac{(0,92 d)^2}{D_t^2} = \frac{(0,92 \times 0,12)^2}{(0,250)^2} = 0,19 \Rightarrow m = 0,19$$

Caractéristique de la tujene:

$$D_t = 0,250 \text{ m}, \quad d = 0,120 \text{ m}, \quad m = 0,19$$

d'après l'abaque $C = f(m)$ donnant le coefficient de pertes de charge C dans la tujene.

$$m = 0,19 \text{ ----- } C = 0,65$$

$$\text{d'ou } \Delta h_1 = 0,65 \frac{V_a^2}{2g}$$

$$\text{or } V_1 = K V_f \text{ donc } h_1 = 0,65 K^2 \frac{V_f^2}{2g} = \frac{0,65 \times (12,61)^2}{(2 \times 98)} V_f^2$$

$$\Delta h = 9,15 \frac{V_f^2}{g}$$

- a la descente de l'eau des reservoirs:

A la descente de l'eau, la tuyère agit comme unajutage rentront de Borda avec un coefficient de contraction de 0,5

$$\frac{\pi (d')^2}{4} V_2 = \frac{\pi D^2}{4} V_f \quad V_2 = \text{vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la descente de l'eau.}$$

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{D^2}{(d')^2} = \frac{D^2}{0,5d^2} = K^1 \Rightarrow K^1 = \frac{2 (0,450)}{(0,12)^2} = 28,125$$

$$\text{d'ou } \frac{K^1}{K} = \frac{28,125}{16,61} = 1,693 \Rightarrow K^1 \approx 1,7K \quad (\text{ce qui est verifié})$$

- Les pertes de charge occasionnées par le passage de l'eau lors de la descente des reservoirs, à travers la tuyère s'évalue cette fois çï en fonction du nouveau rapport m' des sections de la veine contractée $(0,5 \frac{d^2}{2g})$ et de la tubulure de diametre D_t

$$\boxed{DK_2 = C' \frac{V_2^2}{2g}}$$

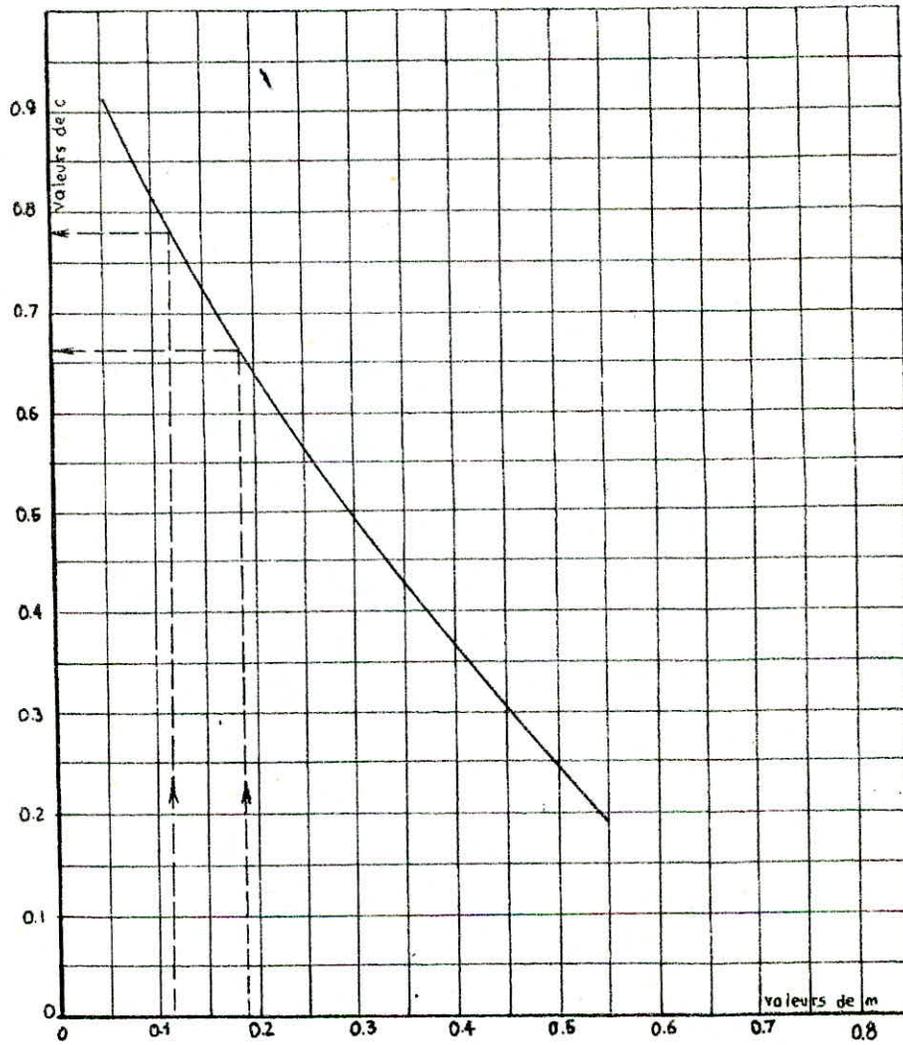
$$m' = \frac{d'^2}{D_t^2} = \frac{0,5 d^2}{D_t^2} = \frac{0,5 \times (0,12)^2}{(0,250)^2} = 0,115$$

d'après l'abaque $C = f(m)$ - pour $m = 0,115 \Rightarrow C' = 0,78$

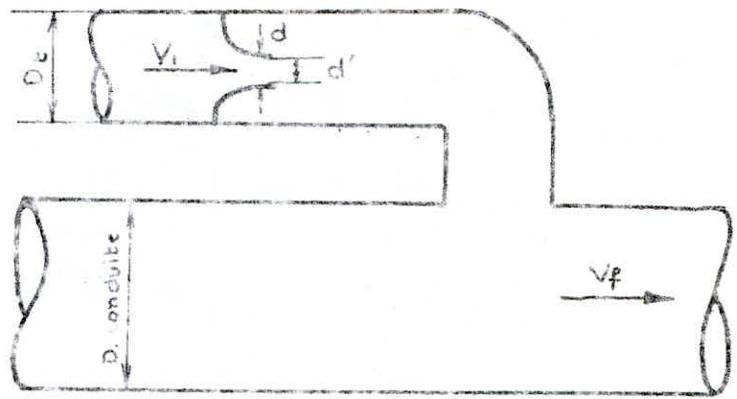
$$\text{d'ou } \Delta h_2 = 0,78 \frac{V_2^2}{2g}$$

$$\text{Or } V_2 = K^1 V_f \quad \text{donc } \Delta h_2 = 0,78 K^1 \frac{V_f^2}{2g} = \frac{0,78 \times (28,125)^2 V_f^2}{2 \times 9,8}$$

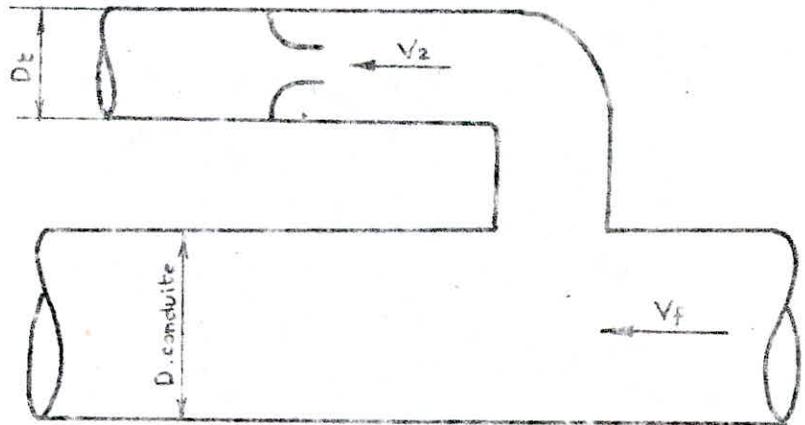
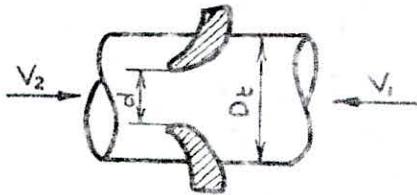
$$\boxed{\Delta h_2 = 31,48 V_f^2}$$



Coefficient de perte de charge C dans une tuyere



L'eau du reservoir se dirige vers la conduite



L'eau de la conduite revient dans le reservoir

6.3. calcul de la variation du volume d'air:

$$\Delta u = S \cdot \theta \cdot V_m \quad \text{avec} \quad V_m = \frac{V_{fn} + V_{fn-1}}{2}$$

$$V_{fn} < V_{fn-1}$$

$$S = 0,15904 \text{ m}^2$$

$$\theta = 2,64 \text{ sec}$$

$$\Delta u = 0,15904 \times 2,64 \times V_m = 0,4199 V_m \quad \boxed{\Delta u = 0,4199 V_m}$$

Par la suite du calcul de Δu , on en déduit la nouvelle valeur de u qui est égale pour le premier intervalle θ , $U = U_0 + \Delta u$, pour les autres intervalles les volumes s'ajoutent quand l'eau monte, puis se retranchent quand l'eau redescend.

6.4. Calcul de la pression dans le réservoir d'air:

Elle est exprimée en admettant que la détente de l'eau s'effectue selon la loi de Poisson.

$$(Z_0 + \Delta h) u_0^{1,4} = Z u^{1,4} = \boxed{\frac{Z_0 + \Delta h}{U^{1,4}} U_0^{1,4}}$$

Z_0 = pression absolue en marche normale

Δh = perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normale

U_0 = volume d'air choisit arbitrairement

U = le nouveau volume d'air.

On choisit un volume d'air $U_0 = 3\text{m}^3$ en fonctionnement normale

donc:

$$Z_0 = H_0 + 10 = 39,3 + 10 = 49,30 \text{ m}$$

$$\Delta h_t = 0,98 \text{ m}$$

$$U_0 = 3,00 \text{ m}^3$$

$$Z = \frac{(49,30 + 0,98)}{U^{1,4}} (3,0)^{1,4} = \frac{234,08}{U^{1,4}}$$

$Z = \frac{234,08}{U^{1,4}}$

6.5. Calcul de la pression absolue dans la conduite:

compte tenu des pertes de charge occasionnées dans la tuyère on aura pour:

la montée : $P = Z - \Delta h_1$

la descente: $P = Z + \Delta h_2$

la pression finale absolue dans la conduite, en aval du diaphragme fictif des pertes de charge Δh s'obtient:

- en faisant $Z - \Delta h_1 - \Delta h$ quand l'eau monte
- en faisant $Z + \Delta h_1 + \Delta h$ " " descend

c'est par cette valeur de la pression finale absolue que sera menée l'horizontale qui recoupera la droite + $\frac{a}{g}$ en un point tel que 2P, 4P, 6P etc.....

et qui devra correspondre à la vitesse finale V_f fixée au départ.

7. Determination de la pente de la droite

Les abscisses sont graduées selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu des débits comme il est pratiqué ordinairement, comme la conduite présente un diamètre uniforme, ce n'est là qu'un changement d'appellation

La pente de la droite est définie par le rapport $\frac{C}{gs}$

avec $C = 10586 \text{ m/s}$

$$S = 0,15904 \text{ m}^2$$

$$g = 9,80 \text{ m/s} \quad \frac{C}{gs} \equiv \frac{10586}{9,8 \times 0,15904} = 678,82 \text{ m}^{-2}\text{s}$$

Or $\frac{b}{g}$ à même unité $\text{L}^{-2} \frac{b}{g} \equiv \frac{678,82}{1 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}} = 678,82 \text{ m}^{-2}\text{s}$

Echelle des ordonnées b

$$2 \text{ cm} = 10 \text{ m} \Rightarrow 1 \text{ m} = 0,20 \text{ cm} \text{ d'où } 678,82 \text{ m} = 678,82 \times 0,2 \\ = 135,764 \text{ cm}$$

Echelle des abscisses a

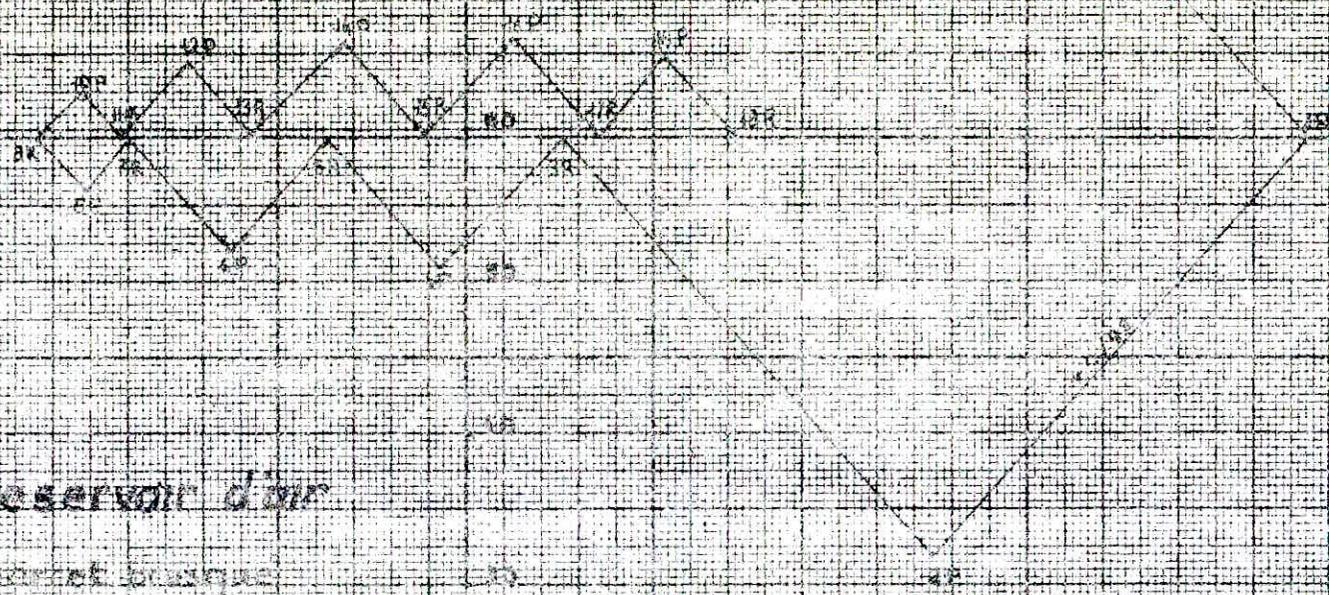
$$0,1 \text{ m/s} = 2,0 \text{ cm} \quad \text{c'est à-dire } 0,1 \times 0,15904 = 0,015904 \text{ m}^3/\text{s} \\ = 2,0 \text{ cm}$$

$$\text{donc } 1 \text{ m}^3/\text{s} = \frac{2,0}{0,015904} \equiv 125,754 \text{ cm}$$

D'où la valeur de la pente

$$\frac{C}{gs} = \frac{b}{g} = \frac{135,766}{125,754} = 1,079$$

Intervalles de tps θ	Variation de /volume. $\Delta u = S_{vm} \theta = 0,4199V$	Volume d'air u	Pression dans le reservoir d'air. $Z=234,08/\omega 1,4$	Vitesse dans la tubulure de bran- chement. $V_{h,entree} = 46,61V/V_{h,sortie} = 29,25V$	Perte de charge dans la tujère Montée: $\Delta h_1 = 9,15V^2$ Descente: $\Delta h_2 = 31,48V^2$	Pression dans la conduite avec perte de charge. Montée: $z - \Delta h_1$ Descente: $z + \Delta h_2$	Perte de charge dans la conduite Δh	Pression dans la conduite. Montée: $z - \Delta h_1 - \Delta h$ Descente: $z + \Delta h_2 + \Delta h$	Vitesse lue sur le graphique. V_f	Désignation du point.	V_m = vitesse moyenne.	Vitesse finale choisie V_f
0	0	$u_0 = 3m^3$ 2,6671	$Z_0 + h$			59,28	0,98	49,3	0,558	1R		
10	0,2190	2,8861	53,0797	8,0558	2,1523	50,9274	0,7574	50,17	0,485	2P	0,52150	0,485
20	0,0981	2,9842	50,6530	0,4922	0,0096	50,6626	0,0022	50,6648	-0,0175	4P	0,23370	-0,0175
30	-0,0567	2,9475	51,5382	4,4297	0,7809	52,3191	0,0974	52,4165	-0,1575	6P	-0,08750	-0,1575
40	-0,0866	2,8609	53,7354	7,1719	2,0470	55,7824	0,2323	56,0147	-0,2550	8P	-0,20625	-0,2550
50	-0,1134	2,7475	56,8658	8,0227	2,5570	59,4228	0,2845	59,7073	-0,2850	10P	-0,27000	-0,2850
60	-0,1134	2,6341	60,3225	7,1719	2,0470	62,3695	0,2323	62,6018	-0,2550	12P	-0,27000	-0,2550
70	-0,0929	2,5412	63,4322	5,2734	1,1067	64,5389	0,1332	64,6721	-0,1875	14P	-0,22125	-0,1875
80	-0,0567	2,4845	65,4681	0,1914	0,2143	65,6824	0,03098	65,7134	-0,0825	16P	-0,13500	-0,0825
90	-0,0110	2,4735	65,8761	0,4983	0,0083	65,8678	0,0054	65,8624	+0,030	18P	-0,02625	+0,030
100	-0,0336	2,5071	64,6434	2,1593	0,1546	64,488	0,0692	64,4188	0,1300	20P	+0,08000	0,1300



Calcul du réservoir d'air

*Compte tenu de l'arrêt brusque
conduite de retour de R_2 et P_2*

*Echelle horizontale 1cm → 0.5 m
verticale 1cm → 5 m*

0.6 0.5 0.4 0.3 0.2 0.1 0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6

8° Détermination d'après le graphique de Bergeron de la depression
maximale et de la surpression maximale

En tenant compte des pertes de charge dans la conduite la depression maximale est de 50,6648 m d'eau et la surpression maximale engendrée par le coup de belier est de 65,8624 m d'eau environ.

9° Caracteristiques finales du reservoir d'air:

L'examen de la troisième colonne du tableau montre que l'air peut occuper un volume maximale de 2,9842 m³ environ, comme il faut qu'a ce moment il reste encore de l'eau dans le reservoir d'air pour empêcher le passage de l'air dans le conduite de refoulement, nous prevoyons un reservoir d'une capacité totale de 3,5m³, dans lequel l'air en marche normale, n'occupera que 2,667 m³ tous le reste du volume sera occupée par de l'eau.

12°) DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR D'AIR

D'après les calculs effectués précédemment nous somme dans la capacité de dimensionner la cuve anti-belier entre autre nous avons prévus un réservoir d'air d'une capacité de 3,5 m³

Nous prendrons une cuve cylindrique équipée de deux fonds bombés, ayant une forme élliptique, le diametre intérieur de la cuve est de 1,25 m (Ø extérieur 1,265 m), les fonds ellipitiques ont une hauteur de 0,4 m chacun.

DETAILS DE CALCUL

Le Volume de l'air contenu sous les deux calottes :

$$V_{cat} = 2 \times \frac{1}{2} \times \frac{4}{3} \pi \times h_c = 2 \times \frac{1}{2} \times \frac{4}{3} \pi (0,625)^2 \times 0,40 = 0,6545 \text{ m}^3$$

Le Volume de la partie cylindrique :

$$V_{cyl} = V_T - V_{cat} = 3,50 - 0,6545 = 2,8455 \text{ m}^3$$

Or la section de la cuve est égale :

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1,25^2}{4} = 1,2265 \text{ m}^2$$

d'ou la hauteur de la partie cylindrique :

$$h_{cyl} = \frac{V_{cyl}}{S_{cyl}} = \frac{2,8455}{1,2265} = 2,32 \text{ m}$$

donc la hauteur total de l'appareil :

$$H = 2,32 + 2 \times 0,4 = 3,12 \text{ m}$$

HAUTEUR OCCUPEE PAR L'AIR EN REGINE NORMALE D'ESPLOITATION

Volume de l'air.....	2,667 m ³
Fond ellipitique du sommet.....	0,327 m ³
Reste pour la partie cylindrique	<u>2,340 m³</u>

Ce qui correspond a une hauteur de :

$$h_{cyl} = \frac{2,34}{1,2265} = 1,908 \text{ m}$$

donc le niveau normal dans l'anti-belier se situera a une distance de :

$$h_{max} = 0,4000 + 1,908 = 2,308 \text{ m du sommet de l'appareil}$$

variations maximales du niveau ci-dessus trouvé

Pendant la phase de dépression, le volume d'air augmenté au maximum de :

$$2,984 - 2,667 = 0,317 \text{ m}^3 ; \text{ par rapport au niveau normal, le}$$

niveau de l'eau va s'abaisser de :

$$\Delta h_1 = 1,2265 = 0,258 \text{ m} \Rightarrow \Delta h_1 = 0,258 \text{ m.}$$

.....

pendent la phase de la surpression , le volume d'air diminue de:

$$2,667 - 2,473 = 0,1935 \text{ m}^3$$

l'eau va s'élever de:

$$\Delta h_2 = 0,1935 / 1,2265 = 0,158 \text{ m}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS OBTENUS

Tronçon	Celrité	Vitesse initiale m/s	section equivalente	Longueur	Debit de Calcul
	m/s	m/s	m ²	m	ℓ/s
RP2 - RP3	1058	0,558	0,159	1400	88,83

h _{max}	H _o	H _o + h _{max}	H _o - h _{max}	D _t	d	U _o
m	m	m	m	mm	mm	m ³
60,24	39,30	99,54	-20,94	250,00	120,00	3,00

Graphiquement

Pression maximale = 65,862 m = 6,586 bars < P admissible

Pression maximale = 50,665 m = 5,067 bars < P admissible

FONCTIONNEMENT DU RESERVOIR D'AIR

On préconise un compresseur pour pallier l'inconvénient qu'engendre la dissolution de l'air dans l'eau.

COMMANDE DES COMPRESSEURS D'AIR

Des réservoirs d'air doivent être régulièrement alimentés en air à partir de compresseur qui renouvelle l'air dissous dans l'eau, leur commande sera réservée à deux conditions :

- Niveau d'eau
- Pression dans l'un des quelconques réservoir

Le principal étant que pour un niveau donné, la pression dans le réservoir doit être supérieure ou égale à une pression déterminée si ces deux conditions sont obtenues simultanément le compresseur s'arrête. Si la condition pression ne l'est pas, le compresseur est mis en service pendant une durée minimale (pour éviter les battements). Cette opération est répétée jusqu'à l'obtention de la pression voulue.

EMPLACEMENT DU RESERVOIR D'AIR ANTI-BELIER

En cas de l'arrêt brusque des pompes, la pression qui règne dans le réservoir d'air provoque une inversion de courant d'eau dans le court tronçon de conduite comprise entre l'anti-belier et le clapet de non retour.

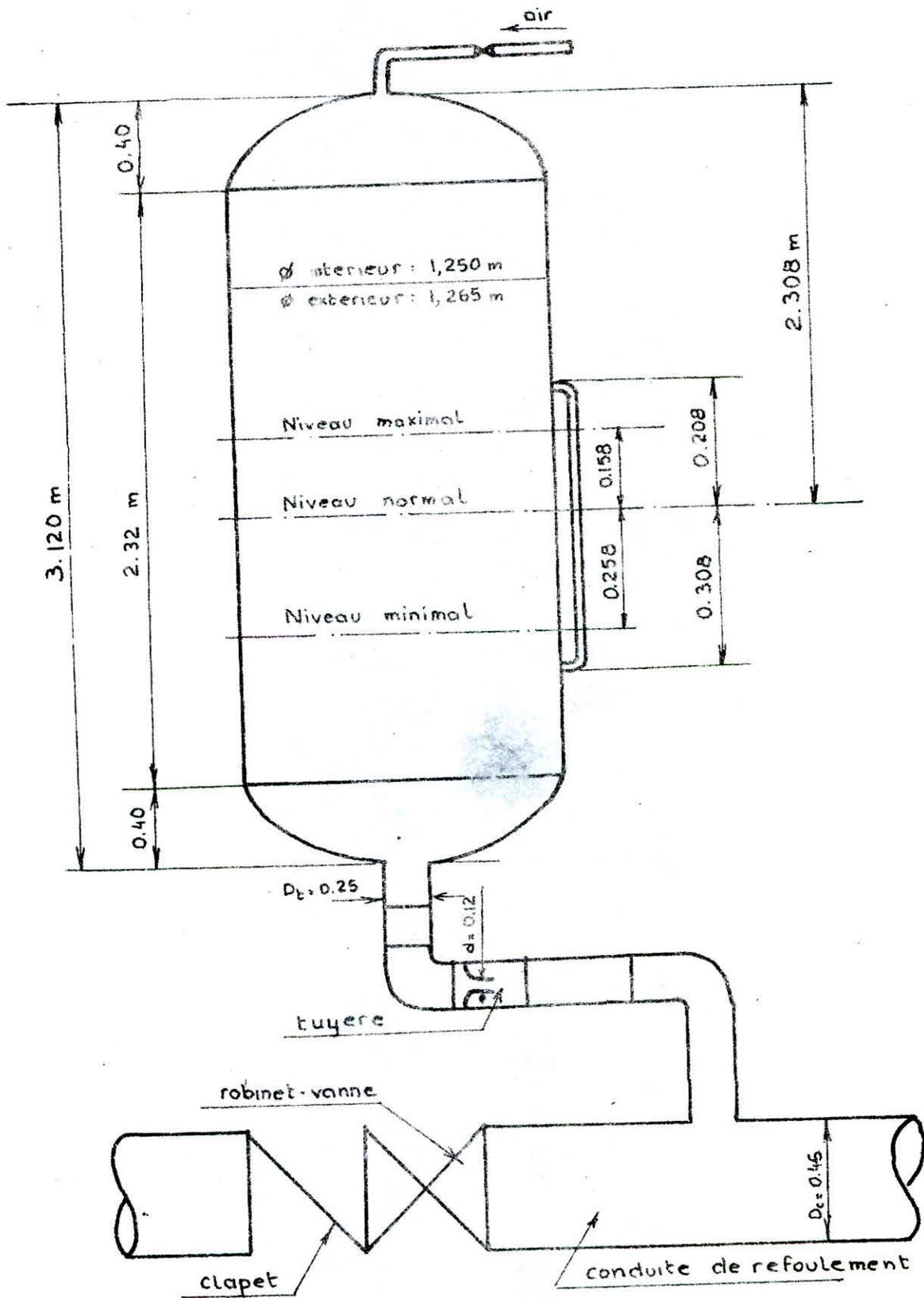
Si le clapet ne s'est pas fermé entre temps, il se produit un choc bruyant qui risque d'être dommageable pour le matériel. Pour éviter cet inconvénient, il faut disposer le réservoir d'air anti-belier de façon que le temps de parcours aller et retour de l'onde entre l'anti-belier et le clapet de non retour soit supérieur au temps de fermeture de ce dernier.

Les clapets à battant se ferment par leur propre poids en $\frac{1}{10}$ sec environ

Il faudra donc disposer le réservoir d'air anti-belier à une distance supérieur $\frac{C}{2 \times 10} = \frac{1058}{2 \times 10} = 52,90 \text{ M}$

On choisit une distance de 60 M

RESERVOIR d'AIR



CHAPITRE : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION.

La corrosion des conduites en acier est caractérisée :

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

Si le phénomène de la corrosion est important, il peut se produire une destruction des canalisations par perforation ou attaque sous forme des couches de rouille, crouteuses annonçant une diminution de l'épaisseur de la conduite.

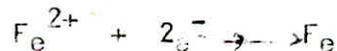
I. - PHENOMENE DE LA CORROSION.

1. - Corrosion par formation de pile :

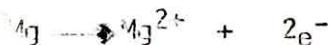
L'attaque de la canalisation en acier enterrée peut se comparer à ce qui se passe dans un bac d'électrolyte où plongent deux métaux de nature différentes.

Comme par exemple le fer et le magnésium.

- le fer se protège et joue le rôle de cathode, caractérisé par une réduction du métal

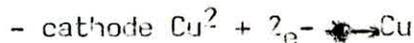


- l'autre métal se trouve attaqué et joue le rôle d'anode caractérisé par une oxydation du métal.



L'atome du Mg ionisé se trouvant en solution va se combiner avec d'autres éléments (voir fig. 1a).

- Fer et cuivre



.../...

On remarque que le fer est attaqué, tandis que le cuivre est protégé (fig 2a).

Nous pourrions conclure que pour deux métaux donnés, celui qui présente le plus haut potentiel par rapport à l'autre représente la cathode et se trouve protégé tandis que l'autre métal joue le rôle d'anode et se trouve attaqué.

A ce propos, on a le classement des métaux suivant leur potentiel normal par rapport à une électrode de référence (électrode d'hydrogène).

- Cuivre 0,329 volts ;
- Hydrogène 0 ;
- Etain - 0,192 ;
- Fer - 0,340 ;
- Zinc - 0,77 ;
- Aluminium - 1,23
- Magnésium - 1,49.

2. - Corrosion sous l'influence d'une installation électrique extérieure.

Dans ce cas, la corrosion se produit sous l'action des courants vagabonds émis par des sources électriques de courant continu. Ces sources sont généralement situées au voisinage des canalisations.

II. - PROTECTION CATHODIQUE.

2.1 - Etude préalable à la protection cathodique :

Une bonne protection de la conduite contre la corrosion consistera à :

1. éviter de relier des conduites neuves à de vieilles conduites ;
2. refuser les conduites qui ont des déformations ;
3. éviter de relier des métaux différents ;
4. ne mettre que des conduites convenablement revêtues d'une enveloppe isolante qui doit :

.../...

- avoir une résistivité élevée ;
 - être étanche, continue et homogène ;
 - avoir une bonne résistance aux contraintes mécaniques et thermiques ;
 - avoir une bonne adhérence avec le métal.
5. éviter de détériorer l'enveloppe lors de la pose des conduites ;
 6. - éviter la formation de pile géologique (argile humide + sable sec au-dessus).

2.2 - Protection cathodique :

a) Principe : La protection cathodique d'une surface en acier est assurée lorsque le potentiel de celle-ci a franchi un certain seuil négatif par rapport au milieu électrolytique en contact.

Le moyen de provoquer la chute de potentiel de l'acier est de diriger sur le métal un courant électrique. C'est pour cela que la conduite à protéger est reliée soit au pôle négatif d'une source de courant continu (protection par soutirage de courant) soit à un métal plus électronégatif que l'acier (protection par anode réactive) voir fig. 3a et 4a.

Dans le cas d'une protection par soutirage du courant, la conduite est protégée si son potentiel atteint la valeur (- 0,77 volts) en dessous de laquelle la corrosion n'a pas lieu. L'abaissement de potentiel des canalisations à la valeur voulue (- 0,9 volts en pratique) est obtenu en connectant un ou plusieurs points du réseau au pôle négatif d'une source électrique continue située de préférence au voisinage de la canalisation.

.../...

Généralement, on ne dispose que d'un courant alternatif d'où la nécessité d'un redresseur pour le transformer en courant continu (fig.4a).

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

Quant à la protection par anode réactive, elle consiste à relier de place en place, la conduite à une plaque de métal très électro-négative de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de cathode.

III. - METHODE DE Calcul :

- 3.1 - La densité de courant nécessaire pour porter la canalisation à un potentiel plus négatif, se calcule d'après la formule suivante :

$$E_0 = (E_x + L I_x R_k + Th) \cdot L \cdot \cosh$$

$$I_0 = (I_x \frac{E_x + Th \cdot L}{R_k}) \cdot L \cdot \cosh$$

$$R_k = \alpha R_{is} \quad \text{ou} \quad \alpha = \sqrt{\frac{r}{R_{is}}}$$

E_0 : chute de potentiel de la conduite à la distance du point de soutirage.

E_x : chute de potentiel de la conduite à la distance x de soutirage

I_0 : intensité de courant à la distance du point de soutirage.

I_x : intensité de courant à la distance x du point de soutirage.

r : résistance longitude de la conduite.

R_{is} : résistance de l'isolement.

L : longueur de la conduite.

.../...

L'emplacement des postes.

La distance entre chaque poste doit avoir la même portée de part et d'autre.

3.2 - Durée de vie des anodes :

Difficile à apprécier car les caractéristiques du sol varient en fonction du temps (teneur en eau, aération, activité biochimique ...).

Remarque :

Il est conseillé de ne pas prévoir une anode de magnésium pour une durée de vie supérieure à deux ans.

d'après Dupont II page 324 : une anode de 20 kg durera une dizaine d'années environ.

Espacement des anodes :

Il est fonction :

- de la surface S (m^2) de la canalisation à protéger ;
- de la densité i du courant de protection ($i = m A/m^2$) ;
- de l'intensité I probable de l'anode ($I = mA$).

Nombre d'anode à prévoir :

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

$$S = (m^2)$$

$$i = \frac{(mA)}{m^2}$$

$$I = mA$$

pour des réseaux neufs

$$i = 1 + 5 mA/m^2$$

$$I \sim 250 mA.$$

Masse de l'anode :

Elle dépend de la nature de sa constitution (Mg, Al, Zn) et elle est exprimée par la formule suivante :

$$m = \frac{I_0 \cdot I}{E_c / 2} \quad (kg).$$

.../...

I_0 : intensité de courant de circulation en Ampère.

J_a : période de protection (environ 20 cm³)

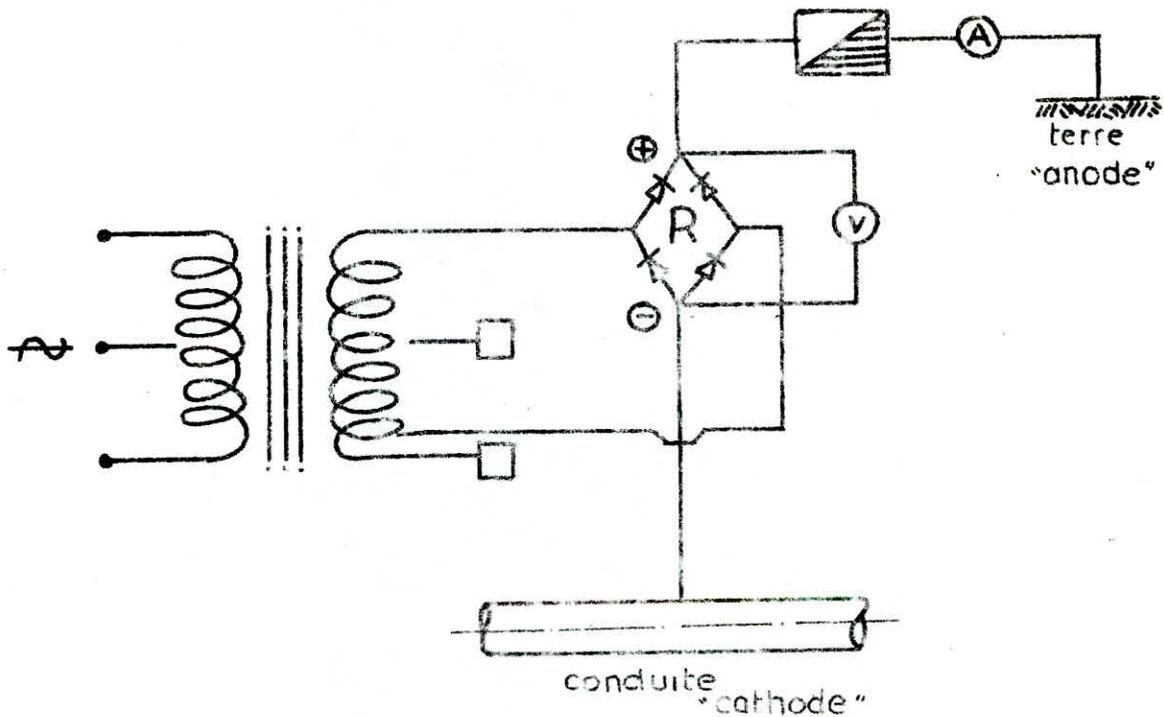
E_c : équivalent électrochimique de l'anode

par exemple : E_c (Hg) = 2200 Ah/kg

le chiffre 2 traduit que le rendement n'excède jamais 50 %.

Les anodes disponibles sont de forme cylindrique de 1,0 m de longueur et dont la section varie en fonction de la masse qui peut être de 10, 20 ou 30 kg.

Protection cathodique par soutirage de courant



R: redresseur de courant

V: volt.mètre (tension)

A: ampere.mètre (intensité)

Protection contre la Corrosion

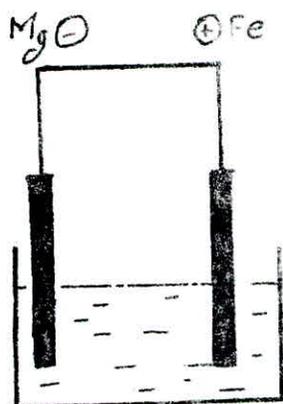


FIG 1a
Le Fer est protégé

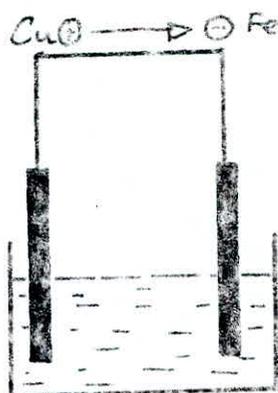


FIG 2a
Le Fer est corrodé

Corrosion par formation de pile

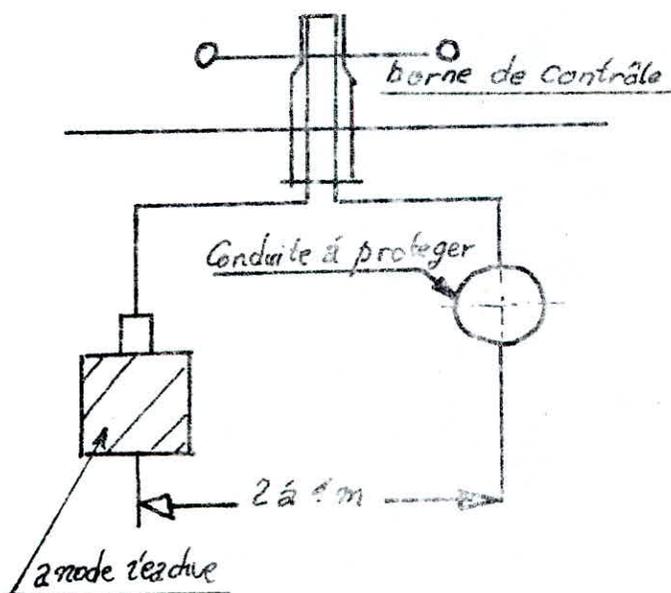


Fig 3a

Protection cathodique par anodes réactives

CHAPITRE H

DISTRIBUTION

Les principaux facteurs qui ont influencé sur la conception de ce réseau de distribution sont entre autres.

= Le plan d'Urbanisme

- Une topographie des lieux imposante une distribution étagée à plusieurs zones.

Le calcul du réseau a été fait pour un seule horizons, soit l'an 2010, compte tenu des données de base. (travail effectué a partir d'un plan d'urbanisme provisoire limité à l'horizon 1990)

Nous présenterons une étude de distribution étagée a quatre zones distinctes.

a) Zone 1.3 : C'est la zone basse comprise entre 5 et 30m d'altitude . Elle se compose d'un réseau ramifiée (zone 3) alimentant la bande côtière de BAINEM falaise et grand Rocher rattaché au un réseau maillé avec réservoir d'équilibre recouvrant la totalité du chef-lieu, c.a,d. AIN-BENIAN centre.

b) Zone 2 : C'est la zone moyenne comprise entre 25 et 50 m alimenté par un réseau ramifié recouvrant toute la partie supérieur du chef lieu et une partie de la Cité Belle-Vue .

.../...

c) Zone 4 : C'est la zone haute comprise entre 50 et 100 m, elle est composé d'un reseau ramifié avec brise-charge alimentant la zone comprise entre 50 et 80 m allant de grand rocher jusqu'a la cité Belle-Vue et un reseau maillé alimentant au passage DJENAN-EL-LOUZ et recouvrant le reste de la cité Belle-Vue .

d) Zone 5 : C'est la zone d'extantion à hauteur de grand Rocher elle est comprise entre 100 et 150 m.

I - ZONE 1 . 3 1 - 1 / Reseau maillé

1.1.1 : Debit de soutirage: c'est une zone a forte densité assez uniforme. Pour determiner le debit de soutirage, nous avons utilisé la methode des mediatrices qui consiste a partager chacun de tronçons en deux parties egales avec soutirage concentrés aux noeuds (Voir Tableau n° 1.1.1.)

Le debit soutiré au noeud 20 est relatif au reseau ramifié de la zone 3

1.1.2 : Calcul du reseau : son calcul a été fait a partir d'un programme réalisé par M^{rs} UTRYSKO . Le passage du programme est fait sur ordinateur UNIVAC 1106 du Ministère de l'Hydraulique.

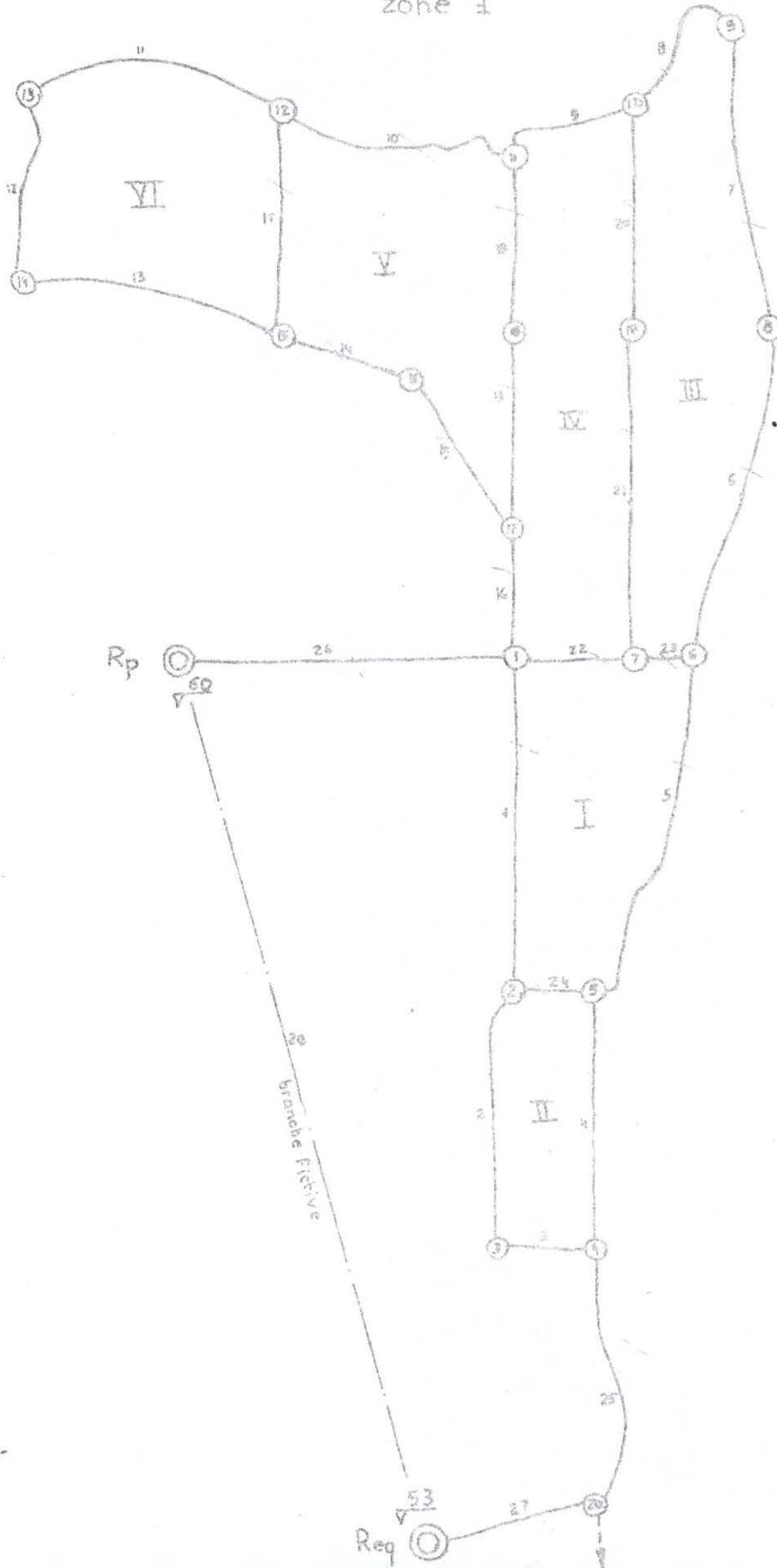
1.1.3 : Presentation du programme:

La methode de calcul est celle de Hardy-Cros, c'est-à-dire utilisant les deux lois de base.

.../...

Schema du reseau maillé
zone 1

(1)



1^{ere} Loi : En chaque noeud du reseau, la somme des debits qui entrent est egale à la somme des debits qui sortent

2^{en} Loi : Le long d'un parcours orienté et fermé la somme algebrique des pertes de charges est nulle.

- Ce programme sert pour des calculs de reseaux maillés avec un ou plusieurs reservoirs.

- Le coefficient des pertes des charges est calculé par la formule de Colebrook.

1.1.4 : Travaux préliminaires :

- Eliminer les parties ramifiés
- Introduire des branches fictives, faisant liaisons des reservoirs supplémentaires avec le reservoir placé le plus haut (uniquement pour reseau a 2 reservoirs ou plus)
- Choisir un sens de circulation positive, arbitraire, mais commun a tout le reseau.
- Repartir arbitrairement, mais en accord avec la loi de continuité, les debits dans toutes les branches (1^{er} Approximation)

.../...

1.1.1. Tableau des debits soutirés

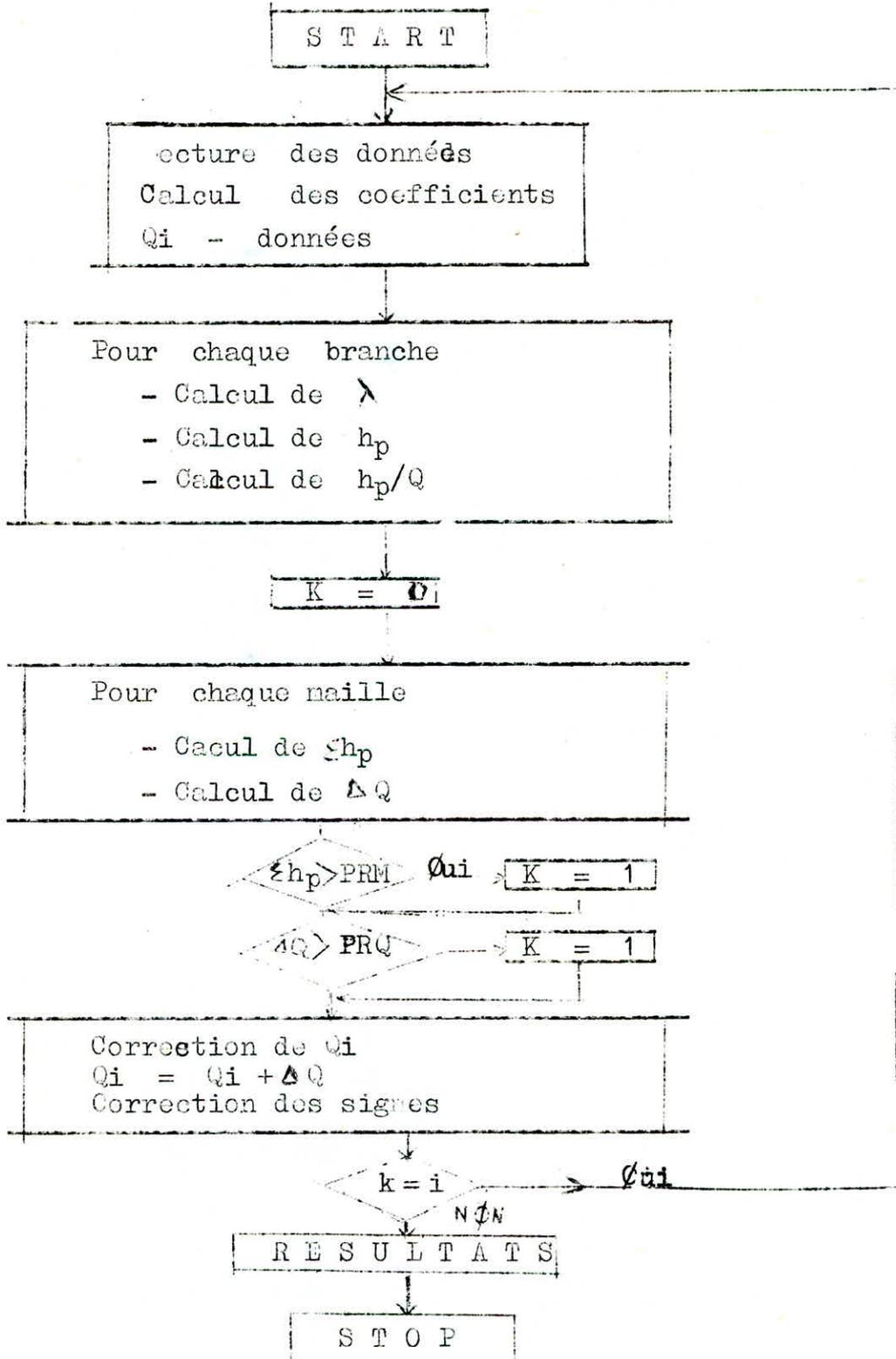
Noeud	Maille	Population	Equipement	Consommation	Débit soutirés
1	I/IV	847	S N N G A	821,016	9,50 → 10
2	I/II	1154	2 E.F.E.	894,816	10,36 → 10
3	II	2282	-	2110,368	24,43 → 25
4	II	1034	3.E.F.E.	907,296	10,50 11
5	II/I	1971	E.F.E. Creche. 2 Cinema Bibliotheque	1429,581	16,55 17
6	I/III	1598	E.F.E.	1084,512	12,55 13
7	I/III/IV	2870	E.F.E. E.F.S.	2127,840	24,63 14
8	III	847	Stade E F E	677,328	7,84 8
9	III	1000	-	624,000	7,22 7
10	III/IV	1536	Hotel	1894,464	21,93 22
11	IV/V	1904	Hotel	2124,096	24,58 25
12	V/VI	2414	-	1506,336	17,43 18
13	VI	830	-	517,920	5,99 6
14	VI/	1000	-	624,000	7,22 7
15	VI/V	1866	-	1160,64	13,43 14
16	V	551	-	343,824	3,98 4
17	V/IV	1980	-	1235,52	14,34 14
18	III/IV	1646	Creche. Maternite E. F. E	1239,246	14,34 14
19	IV/V	859	C F P A	735,696	8,52 9
20	-	4337	(Zone 3)	5146,12	59,56 60

Notons que tous les debits reportés ci-dessus sont majorés de 30 %
perte et multipliés par les coefficients de pointe. 1,2 et 2

1.1.5: Limitations

- Une branche doit avoir un diametre unique
- La rugosite est constante pour toute le reseau

1.1.6: Organigramme



1.1.7 Programme :

```
C PROGRAMME RES-CROSS
DIMENSION H(8,7), DB (3,28), Q(28), C(6,28)
READ (5,31) PRX, PRH, PRQ, RUG, VIS
READ (5,31) NHL, NBR, M
READ (5,33) DB
31 FORMAT ( 4 F 5.2, B 9.3)
32 FORMAT ( 15 I.4)
33 FORMAT ( 3F 8.1)
DO 3 I = 1, NBR
Q (I) = DB (3,I)
IF (DB ( 1,I)) 2,2,1
1 C ( 1,I) = 1,971 * VIS * DB(2,I)
C ( 2,I) = .2688 * RUG / DB (2,I)
C ( 3,I) = .8266 E 8 * DB (1,I)/ DB (2,I) **5
C ( 4,I) = 6.325
G O T O 3
2 C ( 5,I) = DB (2,I)
3 CONTINUE
4 DO 11 I= 1, NBR
IF ( DB ( 1,I)) 11,11,5
5 IF ( Q (I)/C (1,I) - 924,3) 6,7,7
6 X = . 198 * S Q R T (Q(I)/C(I,1))
GO TO 10
7 XO = C (4,I)
8 X = -.8686 * ALOG (C(1,I) * XO /Q(I) + C (2,I))
IF ( ABS (X -XO) - PRX) 10,10,9
```

.../...

```

9      XO = X
      GO TO g
10     C (4,I)=X
      C (5,I)= C (3,I) * (Q(I)/X ) * * 2
11     C ( 6,I) = C ( 5,I)/Q (I)
      K =0
      DO 20      J = 1,  NMA
      SH = 0
      SA = 0
      N = M (1,J) +1
      DO 12      I=2,N
      L = IABS (M (I,J)/L) * C (5,L)
      SH = SH + FLOAT (M (I,J)/L) * C (5,L)
12     SA = SA + C (6,L)
      IF ( ABS ( 5h) - PRH ) 14, 14, 13
13     K = 1
14     DQ = -.5 * SH / S1
      IF ( ABS -DQ) -PRQ) 16, 16,15
15     K = 1
16     DO 19      I= 2,N
      L = I ABS (M (I,J))
      Q ( L) = Q (L) + FLOAT (M(I,J)/L ) * DQ
19     CONTINUE
20     CONTINUE
      DO 24      J =1 , NMA

```

.../...

```

N = M( 1,J) +1
DO 23 I = 2,N
L = LABS -M (I,J)
IF - Q (L)) 17, 23, 23,
17 IF (DB( 1,L)) 23, 23, 18
18 M ( I,J) = -M( I,J)
23 CONTINUE
24 CONTINUE
DO 26 I = 1, NBR
IF (Q(I)) 25, 26, 26
25 Q (I) = - Q ( I)
26 CONTINUE
IF (K) 21, 21, 4
21 WRITE (6,34)NMA, NBR
WRITE (6,32) M
WRITE (6,35)
DO 22 I=1,NBR
V = 1273 . * Q(I)/DB(2,I) * * 2
22 WRITE (6,36)I, DB (1,I), DB (2,I),Q(I), V,C (5,I)
34 FORMAT ( //27 H structure de reseau de 13, 14 H mailles et de
13,9 X H Branches)
35 FORMAT (/25 H Resultats de calcul/45H BR L (II) D(II) Q
STOP
END.

```

1.1.8.1 Explication du programme

1. Lecture des cartes

2. Calculs des coefficients et des valeurs première approximation

- Remplir le tableau Q [1]
- Pour les branches réelles calculer coefficients de formule de COLMBROOK.

$$C_1 = (2,51 / Re) \cdot Q = \frac{2,51 \pi D J}{4}$$

$$C_2 = (\xi / 3,21) = 0,2688 K / D$$

Coefficients de pertes de charge-formule de DUPON

$$C_3 = h_p / (\lambda Q^2) = \frac{8 L}{\pi^2 D^5}$$

Première approximation de λ

$$C_4 = X = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \frac{1}{\sqrt{0,025}} = 6,325$$

- Pour les branches fictives

$$C_5 = h_p = \Delta Z \quad \text{constante} = h_p \text{ fictive}$$

Boucle principale : de 4 à la carte précédente

Approximations - méthode de Hardy Cross

3) Calculs de h_p pour des branches réels-boucle [Do 11]

- Vérifier le régime

Si $Q / C_1 < 924,3$ - transitaire

.../...

- Formule de Colebrook de
calcul par approximation
retenir X actualise en C4
calcul de h_p , retenir en C5
calcul de h_p / Q , retenir en C6

4) Calcul des corrections ΔQ de cross

K est "temoin de precision" si K=0 elle est bon
si K = 1 elle est insuffisante

- Pour chaque maille on calcul : -- branche [DO 20]

$$SH = \xi h_p$$

$$SA = \xi h_p / Q$$

J est le n° de la maille

I est le n° de la branche dans la maille, differente du
n° propre de la branche retenue en M (I, J)

- Additions se font dans la boucle [DO 12]

L est le H° reel de la branche I

FLOAT C M (I, I) / L est le signe de h_p

- Verification d'erreur en ξh_p
- calcul de ΔQ CROSS
- Verification de precision de ΔQ
- Rectification des sens d'ecoulement

.../...

boucle D0 25 - on verifie selon le tableau M le signe de Q
si $Q < 0$ on corrige le signe dans le tableau M, sauf, s'il
s'agit de la branche fictive dont le signe ne peut changer
boucle D0 27
boucle D0 27 - conversion des signes de Q en positives.

5) Edition des resultats (si K reste egal à 0)

- On reimprime les données MMA, NBR et le tableau M avec les signes actualisés
- On calcul les vitesse V
- On imprime le tableau des branches (format 35 et 36) contenant
 - . n° de la branche
 - . Longueur en m
 - . Diametre en mm
 - . Debits reel en m/s
 - . Perte de charge en m

1.1.9 Données

1) Carte de programme " DIMENSION "

DIMENSION M (a,b), DB (3,C), Q (c) , C(6,c)

M - tableau de structure des mailles

a = nombre max. des branches dans maille + 1 dans notre cas on a $7+1 = 8$

b = nombre des mailles = MMA = 7

c = nombre des branches = NBR. 27

.../...

- DB = Tableau de données des branches
- Q - Tableau des debits
- C - Tableau des coefficients

2) Cartes de données

- Carte: [PRX, PRM, PRQ, RUG, VIS] Format 31.

- PRX- precision exige sur $X = 1/\lambda = 0.30$
- PRH- " " " $\Delta hp = 0.01$ (m)
- PRQ- " " " $\Delta Q = 0.10$ (B/S)
- RUG- Rugosite absolu = 0.40 (mm)
- VIS- Viscosite cineratique = $100 E - 05$ (m²/S)

..... =

- Cartes [NMA, NBR, M] format 32

NMA= nombre de mailles = 7

NBR= nombre de branches = 27

M= Tableau de structures des mailles

dans chaque ligne : d, ns, ns,; \emptyset , \emptyset

d= nombre des branches dans la maille

ns= le r numeros avec leurs signe respectifs

(+ si le debit à le même sens que la circulation, - dans le cas contraire)

les places vites (cas ou on a moins de branches que le nombre max de branche relatif à la maille la plus grande) a remplir par des zeros (\emptyset)

.../...

D B =	680	300	40
	540	125	12
	190	125	12
	530	200	33
	720	200	34
	700	200	31
	720	200	23
	330	150	16
	260	125	10
	530	100	07
	540	125	10
	310	150	16
	570	200	23
	270	250	50
	390	300	54
	270	350	85
	430	150	14
	380	100	08
	400	150	17
	480	150	16
	660	200	30
	230	300	65
	120	125	10
	150	150	18
	650	300	56
	700	500	2000
	250	400	116
	∅	007	116

1.1.10 Resultat de calcul

après passage sur ordinateur nous obtenons les résultats suivants:

.../...

- STRUCTURE DE RESEAU DE 7 MAILLES ET DE 27 BRANCHES

5	-1	-24	-5	23	22	∅	∅
4	-2	3	-4	24	∅	∅	∅
6	21	20	-8	-7	-6	-23	∅
7	16	19	18	-9	-20	-21	-22
6	-19	-18	10	17	14	15	∅
4	-17	11	12	13	∅	∅	∅
7	1	2	-3	-25	-27	-28	26

RESULTATS DE CALCULS

BR	L (M)	D (MM)	Q (L/S)	V (M/S)	HP (M)
1	680.00	300.00	34.94	0.49	0.64
2	540.00	125.00	8.43	0.69	2.91
3	190.00	125.00	15.57	1.27	3.42
4	530.00	200.00	22.38	0.71	1.69
5	720.00	200.00	21.89	0.70	2.20
6	700.00	200.00	27.30	0.87	3.29
7	720.00	200.00	19.30	0.61	1.72
8	330.00	150.00	12.30	0.70	1.45
9	260.00	125.00	9.33	0.76	1.71
10	530.00	100.00	6.50	0.83	5.50
11	540.00	125.00	5.72	0.47	1.37
12	310.00	150.00	11.72	0.66	1.24
13	570.00	200.00	18.72	0.60	1.28
14	270.00	250.00	49.50	1.01	1.28
15	390.00	300.00	53.50	0.76	0.84
16	270.00	350.000	85.67	0.89	0.66
17	430.00	150.00	17.79	1.01	3.89
18	380.00	100.00	9.17	1.17	7.74
19	480.00	150.00	18.41	1.03	3.77
20	480.00	150.00	19.09	1.03	4.95
21	660.00	200.00	33.03	1.05	4.51
22	230.00	300.00	76.44	1.08	1.00
23	120.00	125.00	18.41	1.50	4.51
24	150.00	150.00	16.51	0.93	1.17
25	650.00	300.00	48.95	0.69	1.18
26	700.00	500.00	207.05	1.05	1.55
27	250.00	400.00	108.95	0.87	0.49

.../...

I-I-11. Determination des pressions au Sol

N° de La Maille	N° de La Bran.	Tran- -çon	ALTITUDES		P.D.C	Cotes Piezometrique		Pression au Sol
			Amont	Aval		Amont	Aval	
I	1	1-2	24	25	0.64	58.47	57.83	32.82
	24	2-5	25	20	1.17	57.83	56.66	36.66
	5	5-6	20	15	2.20	56.66	54.46	39.46
	23	6-7	15	18	-3.01	54.46	57.47	39.47
	22	7-1	18	24	-1.00	57.47	58.47	34.47
II	2	2-3	25	30	2.91	57.83	54.92	24.92
	3	3-4	30	20	-3.42	54.92	58.34	38.34
	4	4-5	20	20	1.69	58.34	56.65	36.65
	24	5-2	20	25	-1.17	56.65	57.82	32.82
III	21	7-18	18	13	4.51	57.46	52.92	39.95
	20	18-10	13	11	4.95	52.95	48.00	37.00
	8	10-9	11	10	-1.45	48.00	49.45	39.45
	7	9-8	10	12	-1.72	49.45	51.17	39.17
	6	8-6	12	15	-3.29	51.17	54.46	39.46
	23	6-7	15	18	-3.01	54.46	57.47	39.47
IV	16	1-17	24	20	0.66	58.47	57.81	37.81
	19	17-19	20	15	3.77	57.81	54.04	39.04
	18	19-11	15	10	7.74	54.04	56.30	36.30
	9	11-10	10	11	-1.71	56.30	48.01	37.01
	20	10-18	11	13	-4.95	48.01	52.96	39.96
	21	18-7	13	18	-4.51	52.96	57.47	39.47
	22	7-1	18	24	-1.00	57.47	58.47	34.47
V	19	17-19	20	15	3.77	57.81	54.04	39.04
	18	19-11	15	10	7.74	54.04	46.30	36.30
	10	11-12	10	12	-5.50	46.30	51.80	39.80
	17	12-15	12	17	-3.89	51.80	55.69	38.69
	14	15-16	17	18	-1.28	55.69	56.97	38.97
	15	16-17	18	20	-0.84	56.97	57.81	37.81
VI	17	15-12	17	12	3.89	55.69	51.80	39.80
	11	12-13	12	11	-1.37	51.80	53.17	42.17
	12	13-14	11	15	-1.24	53.17	54.41	39.41
	13	14-15	15	17	-1.28	54.41	55.69	38.69
VII	25	4-20	20	24	-1.18	58.34	59.52	35.52
	26	R-1	60	24	1.53	60.00	58.47	34.47

Remarque : Le reservoir d'équilibre étant un reservoir deja existant que que nous avons inséré dans le nouveau reseau.

Les calculs presentes ci-dessus correspondent à une consommation **max** , c. a. d que le coefficient de pointe est egal à 2.

1.2 Zone 3 : Reseau rarifié

1.2.1 Presentation et mode de calcul

La zone 3 est une bande côtière (Grand rocher et Baïnen Falaise) assez longue et pas très large avec une densité uniforme et quelques équipements de petite importance (E.F.E, ...)

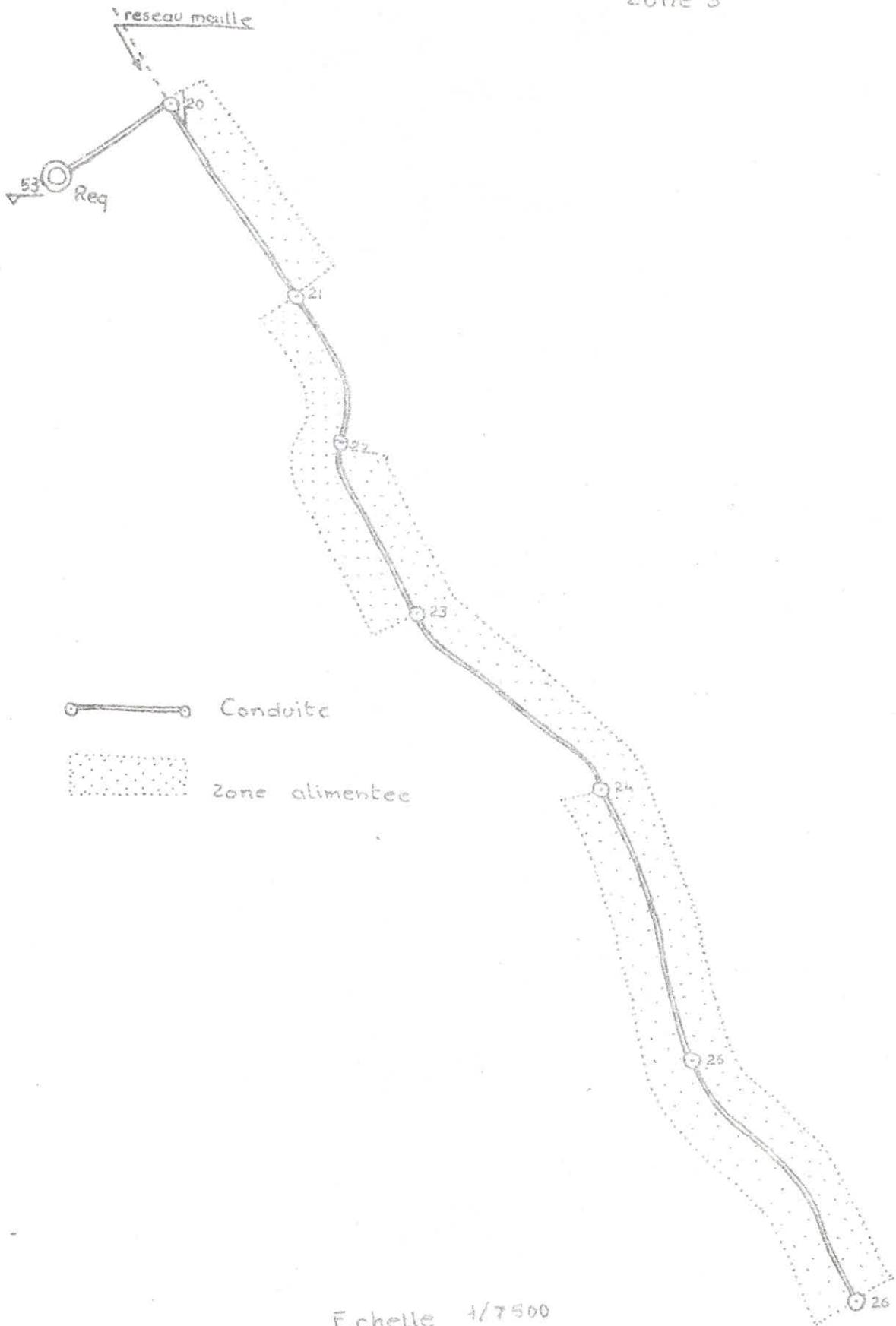
Vu cette particularité, nous suggerons pour l'alimentation de cette zone, a opter pour un reseau rarifié avec une seule conduite principale avec service en route et sans rarification secondaire elle sera rattachée au reseau maillé de la zone 1 et seras alimentée a partir du noeud 20

Pour son étude nous utiliserons la methodes des longueurs relatives.

- L' = longueur relative
- L = longueur geometrique
- $L' = 0$ - dans le cas ou il n' y a pas de service en route
- $L' = L$ - dans le cas ou il y a distribution d'un seul côté
- $L' = 2L$ - dans le cas ou il y a distribution des 2 côtés de la conduite.

.../...

- Schema du reseau ramifie
Zone 3



Echelle 1/7500

Trançon	L	L'	q _{sp}	Q	P	q	Ø	V	J	ΔH _T	Σ ΔH _T	Σ ΔH _{sur NGA}	cote Terrain	Pression resultante	Pression demandée min
	m	m	l/s.m	l/s	l/s	l/s	mm	m/s		m	m	m	m	m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
20-21	520	520	0.011539	6.00	54.00	57.30	300	0.81	0.0020186	1.21	1.21	34.31	20	14.31	10
21-22	380	380		4.39	49.61	52.02	250	1.06	0.0041984	1.63	3.04	32.48	18	14.48	10
22-23	430	860		9.92	39.69	45.15	250	0.92	0.0032084	1.59	4.63	30.89	15	15.89	10
23-24	580	580		6.69	32.00	36.68	250	0.75	0.0021818	1.46	6.09	29.43	13	16.43	10
24-25	730	1460		16.85	16.15	25.42	200	0.81	0.0033159	2.76	8.87	26.65	12	14.65	10
25-26	700	1400		16.15	-	8.88	125	0.72	0.0047506	3.82	12.69	22.83	10	12.83	10

= 5200 = 60.00

Le debit maximum demandé est de 59.56 l/s , mais dans les calculs, il est pris a 60 l/s , debit arrondis dans le calcul du reseau maille.

Ce reseau comprend 6 Trançons

Trançons	L	Rapport en l et l'	L'
20 - 21	520	L' = L	520
21 -- 22	380	L' = L	380
23 - 24	580	L' = 2L	360
24 --25	730	L' = 2L	1460
25 - 26	700	L' = 2L	1400

1.2.3. Nomenclature du tableau de calcul de la zone 3

- Colonne
- 1 : Designation des tronçon
 - 2 : Longueur geometrique des tronçon (m)
 - 3 : Longueur relative (m)
 - 4 : debit specifique ou unitaire = Q_{max} / L' (l/S. m)
 - 5 : debit amant Q. (l/s)
 - 6 ; debit aval P (l/s)
 - 7 : debit fictif $g = P + 0,95Q$
 - 8 : diametre (m m)
 - 9 : Vitesse (m/s)
 - 10 : gradient de perte de charge J
 - 11 : Perte de charge totale = H lineaire + H singulière(m)
 - 12 : somme des pertes de charge (m)
 - 13 : Coté piezometrique (m)
 - 14 : côte du terrain
 - 15 : pression resultante
 - 16 : pression minimum demandée = 10 m (2 etages)
 - 17 : Observation

I.I.II: Calcul du reservoir d'équilibre.

En variant le coefficient de pointe, on va essayer de verifier le bon fonctionnement du reservoir d'équilibre. Pour cela on établira des données de calculs correspondant à plusieurs variantes de coefficient de variations horaires c.a.d pour $K=0,35$, $K=1$, $K=1,5$ et $K=2$ après passage sur ordinateur des différentes données, et examens des resultats correspondants (voir ci-après) nous remarquons le reservoir d'équilibre represente un très grand deficit d'eau et ne peut assurer une bonne distribution, c.a.d que la côte de son radier est mal situé par rapport à la côte du reservoir de mise en charge.

Puisque c'est un reservoir deja existant, que nous avons inserer dans le nouveau reseau. et que l'elevation du reservoir de mise en charge provoque des surpressions dans le reseau de distribution, nous proposons:

- Que le reservoir existant soit utilisé comme 2eme reservoir de mise en charge et non comme reservoir d'équilibre.
- Que son alimentation soit faite pour adduction piquée au 1er reservoir ou sur l'adduction alimentant ce dernier (voir branche fictive sur schema de la zone 1)

Cette adduction aura pour caracteristiques.

Debit : 108.95 l/s

Diametre : 400 mm

Vitesse : 0.87 m/s

Longueur : 2200 m

Données Pour $K = 0,35$

M =	5	-1	24	5	23	22	∅	∅	
	4	-2	-3	4	-24	∅	∅	∅	2
	6	-21	-20	8	7	6	-23	∅	3
	7	16	19	18	9	20	17	-22	4
	6	-19	-18	10	17	14	15	∅	5
	4	-17	11	12	13	∅	∅	∅	6
	7	1	2	3	25	2∅	28	26	7

1	680	300	30	1
2	540	125	32	2
3	190	125	28	
4	530	200	28	4
5	720	200	35	5
6	700	200	6	6
7	720	200	7	7
8	530	150	8	8
9	260	125	22	9
10	530	100	4	10
11	540	125	3	11
12	310	150	4	12
13	570	200	5	13
14	270	250	11	14
15	390	300	12	15
16	270	350	40	16

.../...

17	430	150	4	17
18	380	100	22	18
19	400	150	25	19
20	480	150	10	20
21	660	200	7	21
22	230	500	28	22
23	120	125	31	23
24	150	125	4	24
25	650	300	54	25
26	700	500	100	26
27	250	400	44	27
28	∅	700	44	28

Structure pour $K = 0,35$

STRUCTURE DE RESEAU DE 7 MAILLES ET DE 27 BRANCHES

5	-1	-24	5	-23	22	0	0	4	-2	3	-4	24	0	0
0	6	-21	20	8	7	-6	23	0	7	-6	19	18	9	20
-17	-22	6	-19	-18	10	-17	14	15	0	4	17	-11	-12	13
0	0	0	7	1	2	-3	-25	-27	28	26				

RESULTATS DE CALCULS

BR	L (M)	D(MM)	Q(L/S)	V(M/S)	HP (M)
1	680.00	300.00	4.56	.06	.01
2	540.00	125.00	1.18	.10	.07
3	190.00	125.00	2.82	.23	.12
4	530.00	200.00	.00	.00	.07
5	720.00	200.00	1.62	.05	.02
6	700.00	200.00	13.65	.43	.85
7	720.00	200.00	5.43	.17	.15
8	330.00	150.00	6.43	.36	.41
9	260.00	125.00	3.92	.32	.32
10	530.00	100.00	4.24	.54	2.38
11	540.00	125.00	3.65	.30	.58
12	310.00	150.00	2.65	.15	.07
13	570.00	200.00	1.65	.05	.07
14	270.00	250.00	11.24	.23	.07
15	390.00	300.00	12.24	.17	.05
16	270.00	350.00	40.00	.42	.15
17	430.00	150.00	7.19	.41	.66
18	380.00	100.00	3.68	.47	1.30
19	400.00	150.00	6.68	.38	.54
20	480.00	150.00	6.50	.37	.61
21	660.00	200.00	8.57	.27	.33
22	230.00	300.00	12.69	.18	.03
23	120.00	125.00	.81	.07	.01
24	150.00	125.00	1.38	.11	.03
25	650.00	300.00	4.83	.07	.01
26	700.00	500.00	41.17	.21	.07
27	250.00	400.00	14.83	.12	.01

Données Pour K = 1

5	-1	24	5	23	22	∅	∅
4	-2	-3	4	-24	∅	0∅	∅
6	21	20	8	7	6	-23	∅
7	16	19	18	9	-20	-21	-22
6	-19	-18	10	17	14	15	∅
4	-17	-11	12	13	∅	∅	∅
7	1	2	3	25	27	28	26

1	680	300	40
2	540	125	40
3	190	125	28
4	530	200	30
5	720	2000	43
6	700	200	19
7	720	200	23
8	330	150	27
9	260	125	27
10	530	100	16
11	540	125	20
12	310	150	23
13	570	200	27
14	270	250	38

.../...

15	390	300	40
16	270	350	75
17	430	150	5
18	380	100	23
19	400	150	28
20	480	150	11
21	660	200	15
22	230	300	60
23	120	125	330
24	150	150	5
25	650	300	52
26	700	500	180
27	250	400	22
28	∅	007	422

Structure Pour K = 1,0

STRUCTURE DE RESEAU DE 7 MAILLES ET DE 27 BRANCHES

5	-1	-24	-5	23	22	0	0	4	-2	5	-4	24	0	0
0	6	21	20	-8	-7	-6	-23	0	7	16	19	18	-9	20
-21	-22	6	-19	-18	10	17	14	15	0	4	-17	11	12	13
0	0	0	7	1	2	-3	-25	27	28	26				

.../...

RESULTATS DE CALCUISS

BR	L (M)	D (MM)	Q (L/S)	V(M/S)	HP (M)
1	680.00	300.00	23.52	.33	.30
2	540.00	125.00	3.39	.28	.50
3	190.00	125.00	8.61	.70	1.07
4	530.00	200.00	.07	.00	1.56
5	720.00	200.00	7.19	.23	.25
6	700.00	200.00	12.98	.41	.77
7	720.00	200.00	8.98	.29	.39
8	330.00	150.00	4.98	.28	.25
9	260.00	125.00	4.06	.33	.34
10	530.00	100.00	3.30	.42	.47
11	540.00	125.00	2.96	.24	.39
12	310.00	150.00	5.96	.34	.33
13	570.00	200.00	9.96	.32	.38
14	270.00	250.00	28.30	.52	.35
15	390.00	300.00	27.30	.39	.23
16	270.00	350.00	43.94	.46	.18
17	430.00	150.00	9.33	.53	1.10
18	380.00	100.00	4.64	.59	2.04
19	400.00	150.00	9.64	.55	1/09
20	480.00	150.00	10.08	.57	1.43
21	660.00	200.00	17.08	.54	1.24
22	230.00	300.00	40.87	.58	.29
23	120.00	125.00	11.79	.96	1.25
24	150.00	150.00	15.13	.86	.98
25	650.00	300.00	14.67	.21	.12
26	700.00	500.00	113.33	.58	.47
27	250.00	400.00	44.67	.36	.09

Données pour $K = 1,5$

5	-1	-24	5	23	22	∅	∅
4	-2	-3	4	24	∅	∅	∅
6	21	20	8	7	6	-23	∅
7	16	19	18	9	-20	-21	-22
6	-19	-18	10	17	14	15	∅
4	-17	11	12	13	∅	∅	∅
7	1	2	3	25	-27	-28	26

1	680	300	40
2	540	125	27
3	190	125	9
4	530	200	7
5	720	200	25
6	700	200	7
7	720	200	13
8	330	150	18
9	260	125	14
10	530	100	15
11	540	125	13
12	310	150	17
13	570	200	22
14	270	250	47
15	390	300	50
16	270	350	85

.../...

17	430	150	15
18	380	100	18
19	400	150	25
20	480	150	20
21	660	200	30
22	230	300	67
23	120	125	18
24	150	150	5
25	650	300	8
26	700	500	200
27	250	400	37
28	∅	007	37

Structure pour $K = 1,5$

STRUCTURE DE RESEAU DE 7 MAILLES ET DE 27 BRANCHES

5	-1	-24	-5	23	22	0	0	4	-2	-3	-4	24	0	0
0	6	21	20	-8	-7	-6	-23	0	7	16	19	18	-9	20
-22	-22	6	-19	-18	10	17	14	15	0	4	-17	11	12	13
0	0	0	7	1	2	-3	-25	-27	-28	26				

.../...

RESULTATS DE CALCULS

BR	L (M)	(D-M M)	(Q(L/S)	(V(M/S)	HP (H)
1	680.00	300.00	26,72	.33	.38
2.	540.00	125.00	6.29	.51	1.65
3	190.00	125.00	11.71	.95	1.95
4	530.00	200.00	16.80	.53	1.96
5	720.00	200.00	16.23	.52	.96
6	700.00	200.00	20.09	.64	1.23
7	720.00	200.00	14.09	.45	.93
8	330.00	150.00	9.09	.51	.80
9	260.00	125.00	7.32	.60	1.07
10	530.00	100.00	4.86	.62	3.12
11	540.00	125.00	4.51	.37	.87
12	310.00	150.00	8.51	.48	.66
13	570.00	200.00	13.51	.43	.68
14	270.00	250.00	36.86	.75	.72
15.	390.00	300.00	39.86	.56	.47
16	270.00	350.00	63.68	.66	.37
17	430.00	150.00	13.35	.76	2.21
18	380.00	100.00	6.81	.87	4.32
19.0	400.00	150.00	13.81	.78	2.20
20	480.00	150.00	14.24	.81	2.80
21	660.00	200.00	24.24	.77	2.46
22	230.00	300.00	57.09	.81	.56
23	120.00	25.00	13.86	1.13	1.72
24	150.00	150.00	12.43	.70	.67
25	650.00	300.00	36.51	.52	.66
26	700.00	500.00	155.49	.79	.87
27	250.00	400.00	81.51	.65	.28

II) Zone 2 resseau ramifie

C'est la zone complémentaire de la zone 1 alimentant principalement la partie supérieure de Ain-Benian centre

Nous signalons qu'elle est alimentée par un réservoir déjà existant d'une capacité de 3000 m³ qui sert aussi à alimenter le réservoir de mise en charge de la zone 1

2.1.1 Formule de calculs

Le débit de calcul est le débit de pointe

Nous choisissons un diamètre et on vérifie la vitesse d'après l'équation de continuité.

$$Q = V.A \quad V = 4Q/\pi D^2 \quad A = \pi D^2/4 \quad LR = V.D/\psi$$

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

avec le débit exigé, il faut que la vitesse soit acceptable et que la perte de charge donnera finalement une pression au sol suffisante.

Le coefficient de frottement est approximé moyennant la formule de NIKURADSE, puis déterminé par les formules de COLEBROOK.

Le gradient de perte de charge est calculé selon la formule du Darcy-Weisbach.

$$J = f \cdot \frac{1}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad \text{en remplaçant } V \text{ par sa valeur}$$

$$J = 0.0828 f \frac{Q^2}{D^5}$$

.../...

Finalment les pertes de charges lineaires sont egales à

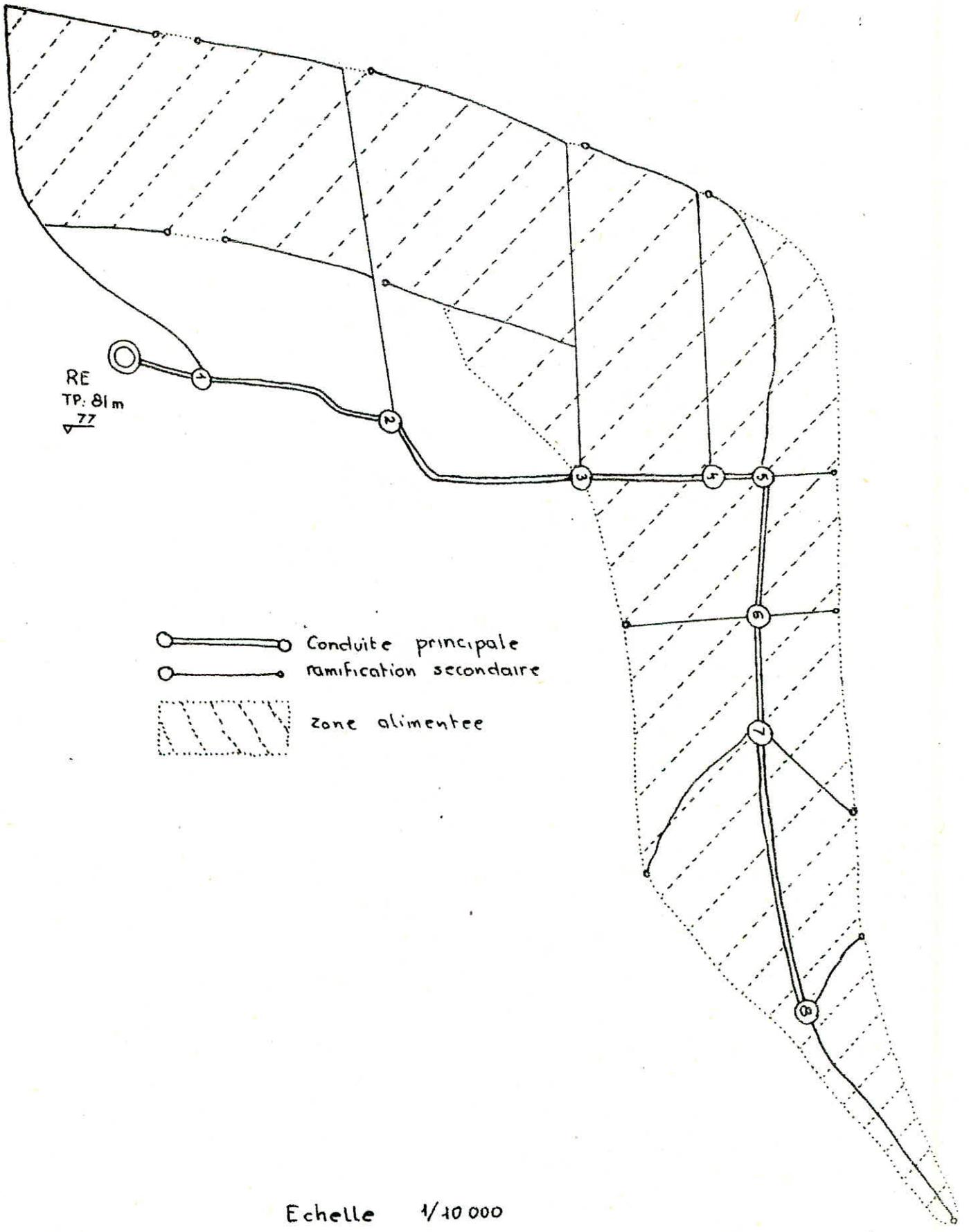
$$\Delta H = J.L = 0.0828 f. \frac{Q^2}{D^5} . L$$

Les pertes de charges singulières sont estimées à 0,20 ΔH

Les pertes de charges Totales sont égales à la somme des pertes de charges singulières et lineaires.

$$\Delta H_T = J.L + 0.20 J.L = 1,2 J.L$$

$$\Delta H_T = 0.09936 f. \frac{Q^2}{D^5} . L$$



2.1.2 Debits soutirés

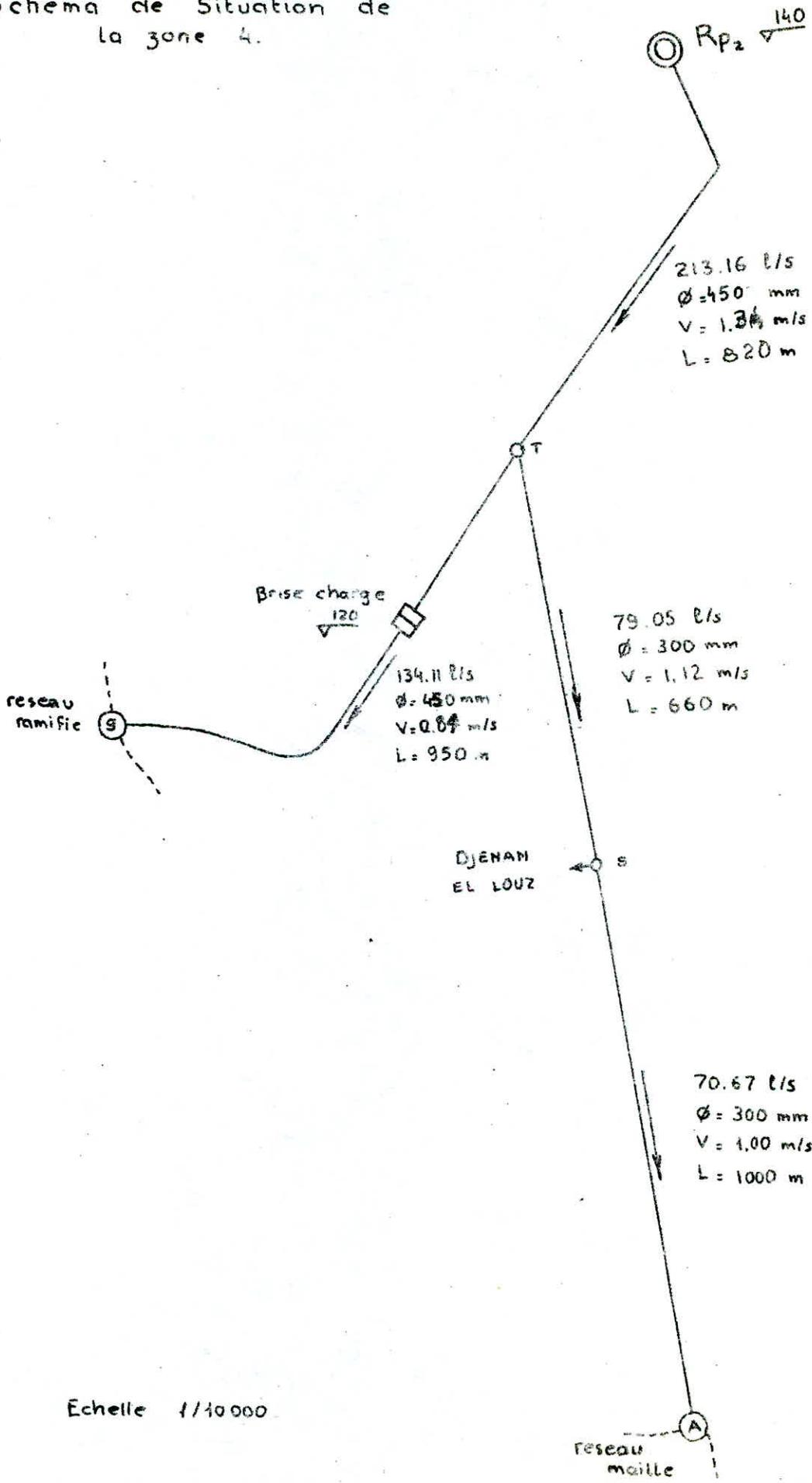
Françon	Habitant	Equipement	Debits Soutirés l/s
R - 1	9711	Hotel E F E Mosquée Centre de santé Creche	108,98
1 - 2	13096	-	94,58
2 - 3	5464	E F E	41,19
3 - 4	7886	E F E	58,68
4 - 5	4824	Hotel Souk-El-Fellah E F E Mosquée Maison de jeunes	76,96
5 - 6	5436	Stade 2 E F E Technicum	45,85
6 - 7	3896	Centre de santé Polyclinique Mosquée	28,85
7 - 8	3743	Centre de santé Mosquée	27,45

Les debits soutirés mentionnés ci-dessus sont auparavant majorés des 30 % de perte et multipliés par les coefficients de pointe

Tronçon	L (m)	Σ L (m)	D (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	f _r	f _c	IR	J
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
R - 1'	400	400	800	482.68	0.96	0.012713	0.01449	741 312.74	0.000 8517
1 - 2	470	870	700	373.70	0.97	0.013049	0.0148656	655 405.40	0.0010195
2 - 3	240	1110	600	279.12	0.99	0.0134532	0.0153045	573 359.07	0.0012755
3 - 4	100	1210	550	237.93	1.00	0.0136898	0.0155633	530 888.03	0.0014437
4 - 5	270	1480	500	179.25	0.91	0.0139562	0.0160221	439 189.19	0.0013538
5 - 6	230	1710	400	102.29	0.81	0.0146112	0.01700098	312 741.31	0.0014228
6 - 7	530	2240	300	56.44	0.80	0.0155259	0.0181161	213 660.23	0.0019718
7 - 8	500	2740	200	27.45	0.87	0.0169684	0.0196522	167 953.67	0.0037946

Tronçon	ΔH Lin.	ΔH Sing.	ΔHT	H Piezo Avant	H Piezo Aval	Cote Sol	Pression
	11	12	13	14	15	16	17
R - 1'	0.34	0.05	0.39	77.06	76.61	65	11.61
1 - 2	0.48	0.08	0.55	76.61	76.06	49	27.06
2 - 3	0.30	0.05	0.35	76.06	75.71	36	39.71
3 - 4	0.14	0.02	0.16	75.71	75.55	30	45.55
4 - 5	0.37	0.05	0.42	75.55	75.13	31	44.13
5 - 6	0.33	0.05	0.38	75.13	74.75	32	42.75
6 - 7	1.04	0.16	1.20	74.75	73.55	40	34.75
7 - 8	1.90	0.28	2.18	73.55	71.37	30	43.55

- Schema de Situation de la zone 4.



Echelle 1/10000

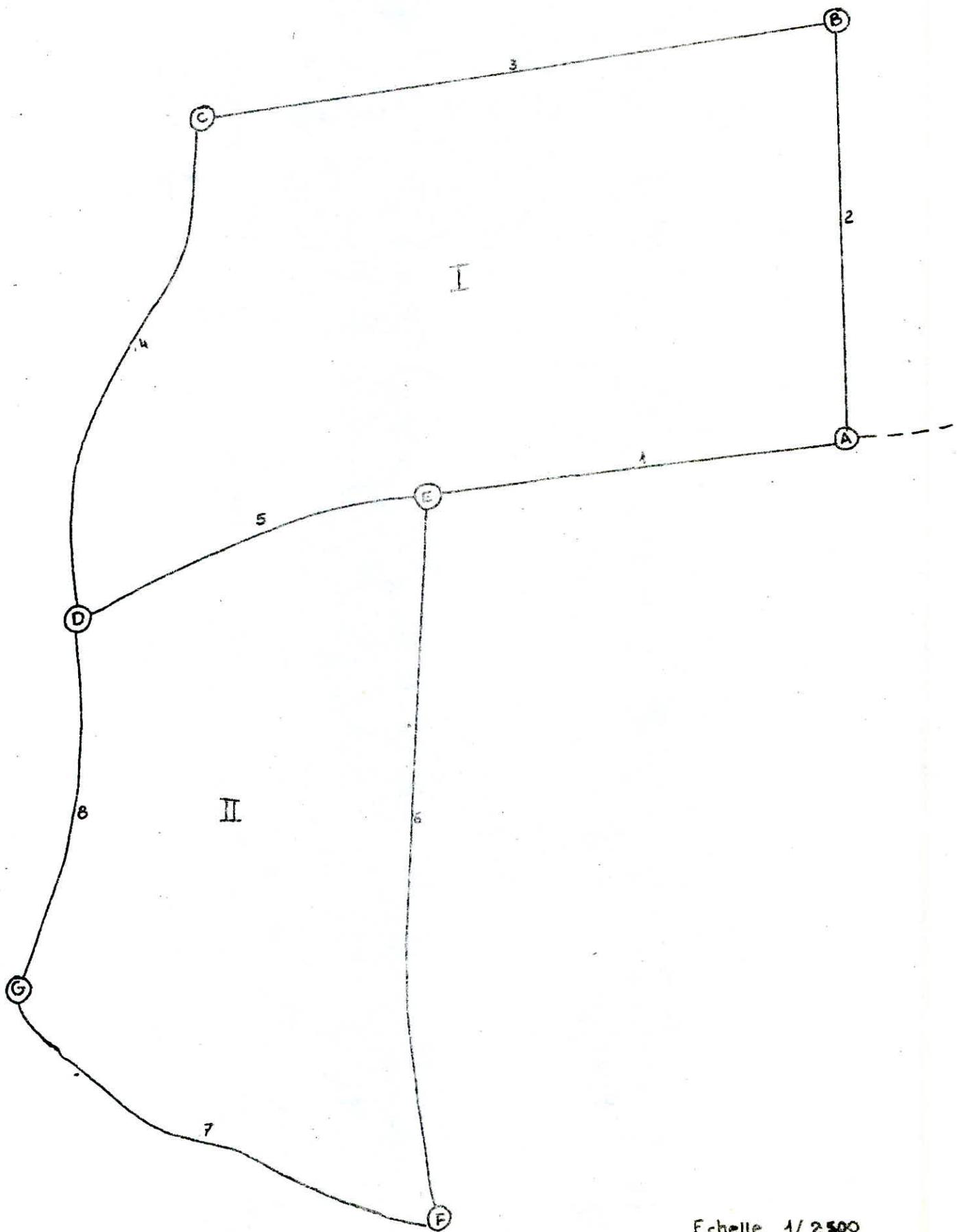
III) Zone 4

Cette zone est composé d'un réseau ramifié avec brise-charge et un réseau maillé alimentant au passage un domaine. Il est à noter que ces deux réseaux sont alimentés à partir d'un seul réservoir.

3.1 Réseau maillé

3.1.1 : Débit soutiré: ils seront déterminé par la méthode des médiatrices.

Nœud	Maille	Population	Équipements	Consommation	Débites soutirés
1	I	3560	-	712.0 m ³ /3	25,71 l/s
2	I/II	1424	-	284,8 "	10,28 "
3	II	-	Stade cinéma E F E	69,7 "	2,52
4	II	1495	Centre de santé Maison de jeune	306,5 "	11,07
5	II/I	799	Mosquée	165,8	5,99
6	I	-	2 E F E E F S	176.0 "	6,50
7	I	1210	-	242.0	8.74



N.B : Les debits soutirés sont majores de 50, % de perte et multiplié par les coefficientssde pointe.

3.1.2.Mode de calcul: Ce reseau à 2 maillos seras calcul d'après un programme pour calculatrice programmable Tit- 59, réalisé par M^r G LAPRAY.

3.1.3.Presentation du programme: Ce programme permet de trouver la repartition des debits dans un reseau comportant 1 ou 2 mailles et au plus 10 branches au total, compte tenu des capacités de la calculatrice.

Le calcul est effectué en considerant que l'ecoulement le est du type " Turbulent Rugueux"

Notons aussi que ce programme utilise la methode de Hardy-Cross.

3.1.4.Definitions et Principe

Les elements utilisés dans ce programme sont

I = nombre de branches dans la première maille= 5

J = nombre de branches dans la deuxième maille= 4

K = nombre de branches communes aux deux maille=1

Qi= valeur algebrique du debit passant dans la branche i

Li= longueur de la branche i.

Di= Diametre de la brancheii.

ξ_i = r rugosité equivalente de NIKURADSE de la conduite i.

$r_i = 0,082711 (1.14 - 0,86 \ln \xi_i/D_i)^{-2} L_i D_i^{-5}$ = resistance de la conduite i .

.../...

$\Delta H_i = r_i |Q_i|$ = valeur algebrique de la perte de charge dans la
conduite i :

✓ dans le cas d'une seule maille de I branches. Le programme
calcule:

La somme des $(r_i |Q_i|)$ et stockée en memoire 65

La somme des ΔH_i et stockée en memoire 66

La valeur rectificatrice du debit ; $\Delta Q = (\sum \Delta H_i) / 2 \sum (r_i |Q_i|)$

Si $|\Delta Q|$ est superieur à ΔQ_{lin} : rectification des Q_i par $Q_i = Q_i - \Delta Q$

Si non : arret du programme.

b/ dans le cas de 2 mailles, le programme calcule:

Pour la première maille (branche de 1 à I) ΔQ_1

Pour la deuxième maille (branche de I+1 à J) ΔQ_2

rectification des Q_i si $|\Delta Q_1| \geq \Delta Q_{lin}$ et $|\Delta Q_2| \geq \Delta Q_{lin}$

l'arrêt du programme à lieu quand $|\Delta Q_1|$ et $|\Delta Q_2|$ sont succes-
sivement inferieure à ΔQ_{lin}

3.1.5. Programme Hardy-Cross.

partition : 7 2nd OP 17 / 1,2

Nombre de pas utilises : 292

Nombre de Memoires utilisees: 70

.../...

```

000 : 2nd LBL A RCL 67 + RCL 68 - RCL 69 = STO 00 11
015 : STO 62 21 STO 63 31 STO 61 11 STO 64 2nd LBL
030 : RCL RCL 2nd Ind 61 ÷ RCL 2nd Ind 63 = Lnx X .86
042 : - 1.14 = 1/X x2 X .082711 X RCL 2nd Ind 62 ÷
062 : RCL 2nd Ind 63 YX 5 = STO 2nd Ind 64 1. SUM 61
072 : SUM 62 SUM 63 SUM 64 2nd Dsz 0 RCL R/S
082 : 2nd LBL B 0 x > t Sto 00 RCL 68 2nd x =t E E INV
093 : 2nd St flag I INV 2nd Stflag 0 RCL 00 x > t 2nd LBL
102 : RST 0 STO 65 STO 66 1 STO 61 51 STO 62 41 STO
118 : 64 RCL 67 STO 00 SBR 2nd 1 + STO 63 STO 65 2nd 1X1
130 : End x > t + 2nd If flag 0 R/S 2nd Stflag 0 2nd LBL STO
139 : 2nd Ifflag 1 RST RCL 67 + 1 -RCL 69 = STO 61 +
153 : 40 = STO 64 + 10 = STO 62 0 -STO 65 STO 66 RCL
170 : 68 STO 00 SBR 2nd 1 + STO 65 2nd 1X1 2nd x > t
180 : 2nd IFFLAG 0 R/S 2nd St Flag 0 GTO RST
187 : 2nd LBL 2nd 1 + RCL 2nd Ind 64 X RCL 2nd Ind 61 2nd 1X1
195 : SUM 65 X RCL 2nd Ind 61 = SUM 66 STO 2nd Ind 62
206 ; 1 SUM 61 SUM 62 SUM 64 2nd Dsz 0 2nd 1 + RCL 66 ÷
219 : RCL 65 ÷ 2 = INV SBR
225 : 2nd LBL + INV 2nd Stflag 0 1 STO 61 RCL 67 STO 00
237 : SBR 2nd OP GTO STO
241 : 2nd LBL 2nd OP RCL 65 INV SUM 2nd Ind 61 1SUM 61

```

.../...

251 : 2nd DSZ 0 2nd OP INV SBR
 255 : 2nd LBL INV 2nd St flag 0 RCL 67 +1 - RCL 69 =
 268 : STO 61 RCL 68 STO 00 SBR 2nd OP GTO Rst
 278 : 2nd LBL EE 2nd St Flag 1 2nd St Flag 0 RCL 00 x t GTO RST
 289 : 2nd LBL R/S R/S

3+1-6 Notice d'utilisation. a) adresses de stockage.

La precision sur Q (Q_{lin}) dans le registre T

Le nombre dans la première maille en 67

le nombre dans la deuxième maille en 68

Le nombre de branches communes aux deux mailles en 69

(s'il n'y a qu'une seule maille, J = K = 0)

STOCKER LES CARACTERISTIQUES DE CHAQUE BRANCHE:

doit être le suivant:

D'abord les branches de la première maille non communes à la deuxième.

Ensuite les branches communes aux deux mailles.

Enfin les branches de la deuxième maille non communes à la première

Les debits Q_i dans les memoires 1 à 10

Choisir un sens positif de circulation dans la première maille

.../...

le sens positif dans la deuxième est alors de sens inverse

Les longueurs L_i dans les mémoires 11 à 20

Les diamètres D_i dans les mémoires 21 à 30

Les rugosités équivalentes ξ_i dans les mémoires 31 à 40

bB) Résultat: appuyer sur A:

les résistances hydrauliques r_i sont calculées et stockées dans les mémoires 41 à 50.

Appuyer sur B:

Les valeurs ajustées des débits sont stockées en mémoires 1 à 10

Les valeurs des pertes de charge ΔH_i sont en mémoires 51 à 60

3.1.7 Données du Problème.

I = Nombre de branches dans la maille I = 5 ----- STO 67

J = Nombre de branches dans la maille II = 4 ----- STO 68

K = Nombre de branches communes aux 2 = 1 ----- STO 69

Precision $Q_{lin} = 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$ ----- x t

La rugosité équivalente est la même pour toutes les branches du réseau.

$\xi(m) = 0,0004$ à Stocker en mémoires 31 à 38

.../...

Les debits, longueurs et diametre de 1^{er} Approximation sont :

Br	Q (m ³ /s)		L (m)	D (m)
1	- 0,02245	STO 01	210 STO 11	0,150 STO 21
2	0,02251	STO 02	220 STO 12	0,150 STO 22
3	0,01377	STO 03	330 STO	0,125 STO 23
4	0,00741	STO 04	270 STO 14	0,100 STO 24
5	- 0,00525	STO 05	200 STO 15	0,080 STO 25
6	0,00690	STO 06	350 STO 16	0,100 STO 26
7	0,00440	STO 07	240 STO 17	0,080 STO 27
8	- 0,00667	STO 08/	200 STO 18	0,100 STO 28

3.1.8. Resultats de calcul.

- Appuer sur A: affichage de 1

RCL 41 : r₁ = 5879,670719

RCL 42 : r₂ = 6159,655039

RCL 43 : r₃ = 24191,82221

RCL 44 : r₄ = 64405,67109

RCL 45 : r₅ = 155567,5662

RCL 46 : r₆ = 83488,8329

RCL 47 : r₇ = 186681,0795

.../...

3.1.9 : Verification des vitesses et pressions au sol

d'après l'équation de continuité : $Q = V \cdot A \rightarrow V = 4Q / \pi D^2$

Br	D (mm)	Q (l/s)	V (m/s)
1	150	23.55	1.33
2	150	21.41	1.21
3	125	12.67	1.03
4	100	6.31	0.80
5	80	6.20	1.23
6	100	7.06	0.90
7	80	4.54	0.90
8	100	6.53	0.83

- Pertes de charge dans la conduite reliant le réservoir aux mailles

Tronçon	L(m)	D(mm)	Q (l/s)	V (m/s)	ΔH(m)	H. piezo A mont	H. piezo A val	Cote du sol	Pression au sol
Rp ₂ -T	820	450	213.16	1.34	1.77	140	138.23	120	18.23
T-S	660	300	79.05	1.12	2.83	138.23	135.40	110	25.40
S-A	1000	300	70.67	1.00	3.46	135.40	131.94	100	31.94

- Les pressions au sol

Mailles	Branches	Tronçon	ALTITUDES		P.D.C	Cotes Piezométriques		Pression au sol
			A mont	A val		A mont	A val	
I	1	E-A	92	100	-3.26	128.68	131.94	31.94
	2	A-B	100	80	2.84	131.94	129.10	49.10
	3	B-C	80	68	3.86	129.10	125.24	57.24
	4	C-D	68	75	2.57	125.24	122.67	47.67
	5	D-E	75	92	-5.99	122.67	128.66	36.66
II	5	D-E	75	92	-5.99	122.67	128.66	36.66
	6	E-F	92	100	4.17	128.66	124.49	24.49
	7	F-G	100	78	3.85	124.49	120.64	42.64
	8	G-D	78	75	-2.03	120.64	122.67	47.67

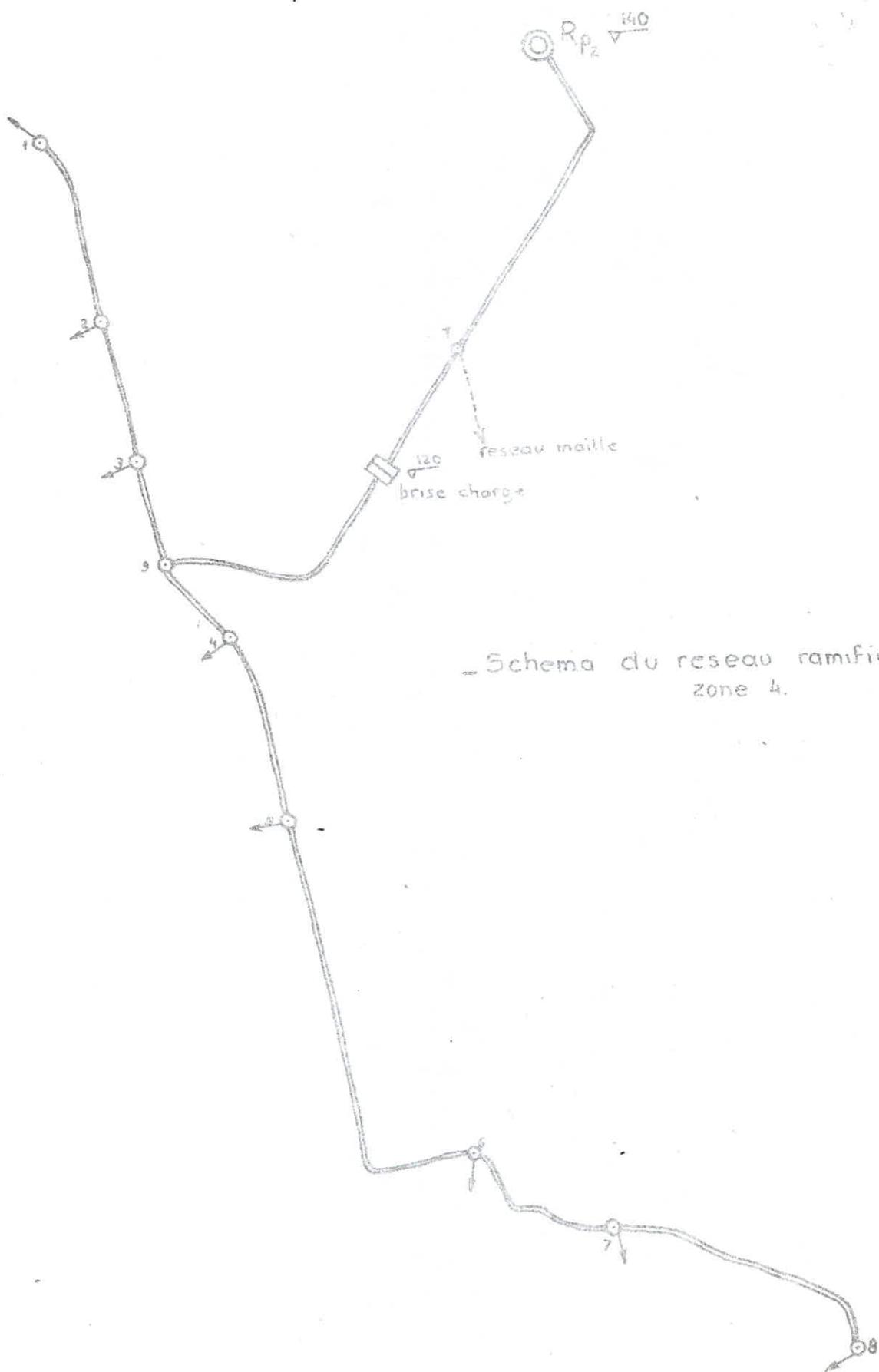
3-2 Réseau ramifié

c'est la 2^{em} partie de cette zone 4 . c'est un réseau ramifié avec brise-charge a la cote 120

3-2-1 Débits Soutires

		m ³ /J	l/s	Totale l/s
nœud 1	1455 hab	720.72	8.34	11.89
	Centre de Sante	4.68	0.05	
	2 E.F.E	299.52	3.50	
nœud 2	2600 hab	1622.40	18.78	20.89
	Mosquee	31.20	0.36	
	E.F.E	149.76	1.75	
nœud 3	2644 hab	1649.86	19.10	19.10
nœud 4	2916 hab	1819.58	21.06	28.02
	2 E.F.E	299.52	3.50	
	Creche	49.92	0.58	
	E.F.S	249.60	2.88	
nœud 5	2516 hab	1569.98	18.17	19.92
	E.F.E	149.76	1.75	
nœud 6	860 hab	536.64	6.21	10.84
	E.F.E	149.76	1.75	
	E.F.S	249.60	2.88	
nœud 7	1477 hab	921.65	10.67	13.86
	Centre de Sante	4.68	0.05	
	C.F.P.A	119.81	1.39	
	E.F.E	149.76	1.75	
nœud 8	1086 hab	677.66	7.84	9.57
	E.F.E	149.76	1.75	

Les débits indiqués ci-dessus sont majorés de 30% de Perte et multipliés par le coefficient de pointe, c.a.d, ils correspondent à une consommation maximum



- Schema du reseau ramifie
zone 4.

Trançon	L (m)	ΣL (m)	D (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	f _r	f _c	IR	J
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Bc - 9	420	420	450	134.11	0.84	0.0146112	0.0165221	413127.413	0.002413
9 - 4	210	630	300	82.23	1.16	0.0146112	0.0163998	447876.448	0.0028197
4 - 5	500	1130	250	54.21	1.10	0.0161509	0.0182444	265444.015	0.0045052
5 - 6	1130	2260	200	34.29	1.09	0.0169684	0.0191993	210424.710	0.0058191
6 - 7	560	2820	200	23.45	0.75	0.0169684	0.0199925	144787.645	0.0028688
7 - 8	480	3300	125	9.59	0.78	0.0189071	0.0222297	91111.969	0.0055202
9 - 3	220	640	250	51.88	1.06	0.0161509	0.0183093	255791.506	0.0041984
3 - 2	360	1000	200	32.78	1.04	0.0169684	0.0192877	200772.201	0.0053218
2 - 1	500	1500	125	11.89	0.97	0.0189071	0.0216858	117036.679	0.0083282

Trançon	ΔH Lin.	ΔH Sing.	ΔH T	H. Pese Aval	H. Pese Aval	cote Sol	Pression
	11	12	13	14	15	16	17
Bc - 9	1.01	0.15	1.16	120.00	118.84	85	33.84
9 - 4	0.59	0.09	0.68	118.84	118.16	76	42.16
4 - 5	2.25	0.38	2.59	118.16	115.57	55	60.57
5 - 6	6.58	0.98	7.56	115.57	108.01	68	40.01
6 - 7	1.61	0.24	1.85	108.01	106.16	75	31.16
7 - 8	2.65	0.40	3.05	106.16	103.11	50	53.11
9 - 3	0.92	0.14	1.06	118.84	117.78	85	32.78
3 - 2	1.92	0.29	2.20	117.78	115.58	80	35.58
2 - 1	4.16	0.62	4.79	115.58	110.79	90	20.78

RCL 48 : r₃ = 47707,90451

- Appuyer sur B: affichage de 0,000 000 003

RCL 01	: Q ₁ = -0,0235468	RCL 51:	H ₁ = -3.25999
RCL 02	: Q ₂ = 0.0214132	RCL 52:	H ₂ = 2.84243
RCL 03	: Q ₃ = 0.0126732	RCL 53:	H ₃ = 3.88545
RCL 04	: Q ₄ = 0.0063132	RCL 54:	H ₄ = 2.56698
RCL 05	: Q ₅ = 0.0062034	RCL 55:	H ₅ = -5.93664
RCL 06	: Q ₆ = 0.0070634	RCL 56:	H ₆ = 4.16536
RCL 07	: Q ₇ = 0.0045434	RCL 57:	H ₇ = 3.85351
RCL 08	: Q ₈ = 0.0065266	RCL 58:	H ₈ = -2.03221

IV - ZONE 5 Zone d'Extension

C'est une zone très importante point de vue démographique située à l'Ouest de la commune, à hauteur du lieu dit "Grand Rocher" actuellement une partie de cette zone est en cours de réalisation l'autre partie est cultivée. Elle entre dans le programme d'urbanisation de la commune, comme zone d'Extension.

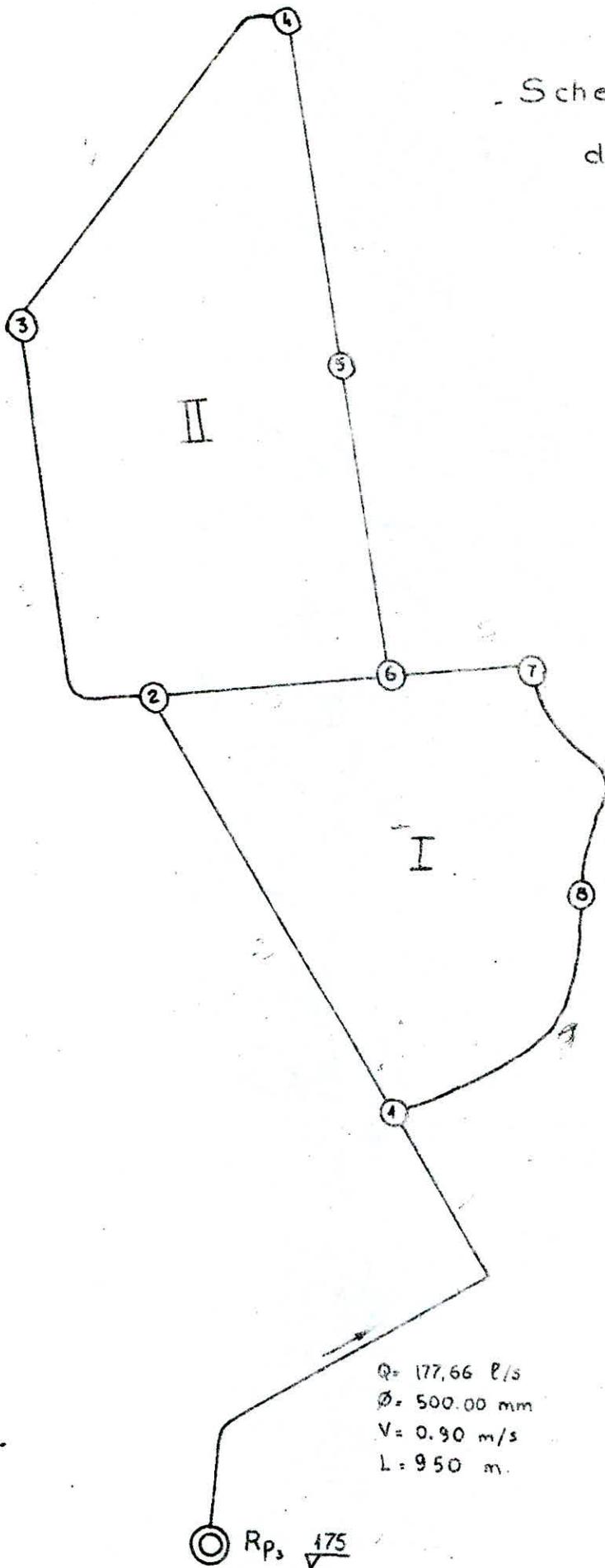
En l'an 2010, sa population est estimée à 23 813 hab, pour cette même année, les besoins maximaux en eau potable sont estimés à 15 350,40 m³/J

Cette zone sera dotée d'un réseau du type maillé, se composant de deux mailles et alimentées par 1 réservoir dont le développement des calculs a été fait par les deux procédés déjà exposés antérieurement.

Il s'agit des programmes de M^r. UTRYSKO sur ordinateur et de M^r LAPRY sur T1.59. Une comparaison sera faite pour la conformité des deux procédés.

.../...

Schema du reseau maille
de la zone d'Expansion



Echelle 1/40 000

4.1 Debits de Soutirage:

Debits determinés par la méthode des mediatrices, majorés de 30 % de perte et multiplié par le coefficient de pointe.

Locuds	Mailles	Population	Equipements	Consommation	Debits soutirés L/S
	I	4927	Cinema	31,25	31
	I/II	3669	P.E.P.S	26,69	27
	II	3208	-	23,17	23
	II	2143	-	15,48	16
	II	3740	-	27,01	27
	II/I	3162	Asile de Viellards	23,70	24
	I	775	Mosquée E.F.E.	9,06	09
	I	2819	Creche	20,94	21

Les debits Soutirés ont été arrondis pour faciliter les calculs.

4.2 : Programme de M^r UTRYSKO

4.2.1. Données de la première approximation (Voir Zone 1)

$$- a = 5 + 1 = 6$$

$$b = 2 = NMA$$

$$c = 10 = NBR$$

.../...

[DIMENSION M(6,2), DB(3,10), Q(10), C(6,10)]

[Q.3Ø, 1.1Ø; Ø . 4Ø, .1ØØ E - Ø5] format 31.

[PRX, PRM, PRQ, RUG, Vis]

- [2, 1Ø, M] M = $\begin{matrix} 5 & 2 & -10 & -7 & -8 & -9 \\ 5 & 10 & 3 & 4 & 5 & -6 \end{matrix}$

- Groupe de carte [DB] DB (3,27) format 33

L (m)	D(mm)	Q (1/S)
950	500	178
780	300	67
750	250	50
680	200	27
550	125	11
520	150	16
270	250	50
430	300	59
480	300	80
380	125	10

4.2.2 Resultat de calculs

Après passage sur ordinateur "UNIVAC 1106", nous obtenons les resultats suivants

- Structure de reseau de 2 mailles et 10 branches.

Maille 1 \Rightarrow 2 10 -7 -8 -9
 Maille 2 \Rightarrow -10 3 4 5 -6

.../...

Resultats de calculs.

Br	L (m)	D(m)	Q (L/S)	V (m/s)	HP (m)
1	950	500	178.00	0.91	1.54
2	780	300	75.96	1.07	3.34
3	750	250	45.07	0.92	2.96
4	680	200	22.07	0.70	2.11
5	550	125	6.07	0.49	1.57
6	520	150	20.93	1.18	6.43
7	270	250	41.04	0.84	0.89
8	430	300	50.04	0.71	0.81
9	480	300	71.04	1.00	1.80
10	380	125	2.23	0.18	0.

4.3 Programme de M^r LAPRAY

4.3.1. donnees de premiere approximation (Voir Zone 4)

I = 5 → STO 67

J = 5 → STO 68

K = 1 → STO 69

$\Delta Q_{lin} = 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow \times \geq t$

Br	Q (m ³ /s)	L (m)	D(m)	(n)
2	0.067 → 01	780 → 11	0.3 → 21	0.0004 → 31
9	-0.080 → 02	480 → 12	0.3 → 22	" → 32
8	-0.059 → 03	430 → 13	0.3 → 23	" → 33
7	-0.050 → 04	270 → 14	0.25 → 24	" → 34
10	-0.010 → 05	380 → 15	0.125 → 25	" → 35
3	-0.050 → 06	750 → 16	0.25 → 26	" → 36
4	-0.027 → 07	680 → 17	0.2 → 27	" → 37
5	-0.011 → 08	550 → 18	0.125 → 28	" → 38
6	0.016 → 09	520 → 19	0.15 → 29	" → 39

4.3.2: Resultats de Calculs

- Appuyer sur " : affichage de 1

RCL 41 : r2 = 568,585

RCL 42 : r9 = 349,898

RCL 43 : r8 = 313,451

RCL 44 : r7 = 513,019

RCL 45 : r10 = 2857,250

RCL 46 : r3 = 1425,053

RCL 47 : r4 = 4179,853

RCL 48 : r5 = 40319,704

RCL 49 : r6 = 14559,185

.../...

- appuyer sur B : affichage de 0,000 000 504 2

RCL 01 : $Q_2 = 0.07533$	-----	RCL 51 : $H_2 = 3.23$
RCL 02 : $Q_9 = -0.07167$		RCL 52 : $H_9 = -1.80$
RCL 03 : $Q_8 = -0.05067$		RCL 53 : $H_8 = -0.80$
RCL 04 : $Q_7 = -0.04167$		RCL 54 : $H_7 = -0.89$
RCL 05 : $Q_{10} = 0.00309$		RCL 55 : $H_{10} = 0.27$
RCL 06 : $Q_3 = -0.04524$		RCL 56 : $H_3 = -2.92$
RCL 07 : $Q_4 = -0.02224$		RCL 57 : $H_4 = -2.07$
RCL 08 : $Q_5 = 0.00624$		RCL 58 : $H_5 = -1.57$
RCL 09 : $Q_6 = 0.02076$		RCL 59 : $H_6 = 6.27$

4.4 : CONCLUSION:

Dans les deux méthodes de calculs les résultats obtenus conforme à 0,5 l/S près pour les débits et à 0,05 m pour les pertes de charge. Ces différences sont comprises dans les limites admissible, donc, on peut affirmer que l'une ou l'autre des deux méthodes nous donne des résultats exactes.

4.5 Verification des Pressions au Sol

Meille	Br	Trançon	ALTITUDES		PDC	Cotes Piezometrique		Pression au Sol
			Anont	Aval		Anont	Aval	
1	R - 1		1 7 5	1 4 2	1.54	1 7 5	173.46	31.46
9	1 - 8		142	115	1.80	173.46	171.66	56.66
8	8 - 7		115	100	0.81	171.66	170.05	70.05
7	7 - 6		100	116	0.89	170.05	169.96	53.96
10	6 - 2		116	135	-0.16	169.96	170.12	35.12
2	2 - 1		135	142	-3.34	170.12	173.46	31.42
10	6 - 2		116	135	-0.16	169.96	170.12	35.12
3	2 - 3		135	122	2.96	170.12	167.16	45.16
4	3 - 4		122	100	2.11	167.16	165.05	65.05
5	4 - 5		100	108	1.57	165.05	163.45	55.45
6	5 - 6		108	116	-6.48	163.45	169.96	53.96

CHAPITRE I : DEVIS ESTIMATIF.

1. - Mètres :

Les tableaux 1, 2, 3, 4 ci-après récapitule les longueurs et diamètres de chaque tronçon, avec la largeur et la profondeur de la tranchée nécessaire.

Les tranchées seront creusées conformément à ce qui a été indiqué dans le chapitre de la pose des conduites, lors de la pose, une couche de 0,20 m de sable est placée au fond.

Le tableau a récapitulé par diamètres de tuyauteries, les cubes de terrassement et de sable, longueur de canalisation, surfaces de revêtement de chaussées à refaire.

2. - Estimation des dépenses :

Compte tenu des éléments qui figurent dans le tableau 5 et du prix des réservoirs donné par l'abaque n° ... donnant le prix des réservoirs en fonction de leurs capacités, on dresse le tableau n° 6 qui donne l'estimation des dépenses pour l'alimentation en eau de la ville de Aïn Benian.

Remarque :

On avait estimé les accessoires (robinets, clapet, ventouses, etc...) à 8 % du prix total des tuyauteries et les frais divers à 10 % du prix total du projet.

Tableau 1 : Metre des tuyauteries d'alimentation (Zone I, III)

Maille	Branche	Diametre mm	Longueur m	Largeur m	Hauteur m
IV	18	100	380	0.80	1.00
V	10	100	530	0.80	1.00
Total partiel			910		
I	23	125	120	0.80	1.00
II	2	125	540	0.80	1.00
III	3	125	190	0.80	1.00
IV	9	125	260	0.80	1.00
VI	11	125	540	0.80	1.00
	25-26	125	700	0.80	1.00
Total partiel			2350		
I	24	150	150	0.80	1.00
III	8	150	330	0.80	1.00
III	20	150	480	0.80	1.00
IV	19	150	400	0.80	1.00
V	17	150	430	0.80	1.00
VI	12	150	310	0.80	1.00
Total partiel			2100		
I	5	200	720	0.80	1.00
III	4	200	530	0.80	1.00
III	6	200	700	0.80	1.00
III	7	200	720	0.80	1.00
VI	13	200	570	0.80	1.00
	24-25	200	730	0.80	1.00
III	21	200	660	0.80	1.00
Total Partiel			4630		
V	15	250	270	0.90	1.10
	21-22	250	380	0.90	1.10
	22-23	250	430	0.90	1.10
	23-24	250	580	0.90	1.10
Total Partiel			1460		
I	1	300	680	0.90	1.10
I	22	300	250	0.90	1.10
	25	300	650	0.90	1.10
	20-21	300	520	0.90	1.10
	Re- Rp.	300	720	0.90	1.10
Total Partiel			2800		
IV	16	350	270	1.00	1.20
	27	400	250	1.00	1.20
	26	500	700	1.30	1.30

Tableau 2 : Metre des tuyauteries d'alimentation (Zone II)

	Trancon	Diametre mm	Longueur m	Largeur m	Hauteur m
	RE - 8	200	500	0.80	1.00
	6 - 7	300	530	0.90	1.10
	6 - 5	400	230	1.20	1.40
	4 - 5	500	270	1.20	1.40
	3 - 4	550	100	1.20	1.40
	2 - 3	600	240	1.20	1.40
	1 - 2	700	470	1.30	1.50
	1 - RE	800	400	1.40	1.60

Tableau 3 : (Zone IV)

Maille	Branche	Diametre mm	Longueur m	Largeur m	Hauteur m
I	5	80	200	0.70	1.00
II	7	80	240	0.70	1.00
Total Partiel			440		
I	4	100	270	0.70	1.00
II	6	100	350	0.70	1.00
III	8	100	200	0.70	1.00
Total Partiel			820		
I	3	125	330	0.80	1.00
I	1	150	210	0.80	1.00
I	2	150	220	0.80	1.00
Total Partiel			430		
	A-S	300	1000	0.90	1.00
	S-T	300	660	0.90	1.00
Total Partiel			1660		
	T-RR ₂	450	820	1.20	1.30
	7-8	125	480	0.80	1.00
	2-1	125	500	0.80	1.00
Total Partiel			980		
	5-6	200	1130	0.80	1.00
	6-7	200	560	0.80	1.00
	3-2	200	360	0.80	1.00
Total Partiel			2050		
	4-5	250	500	0.90	1.00
	9-3	250	220	0.90	1.00
Total Partiel			720		
	9-4	300	210	0.90	1.00
	T-9	450	950	1.10	1.20

Tableau 4 : Réseaux des tuyauteries d'alimentation (zone V)

Maille	Branche	Diamètre mm	Longueur m	Largeur m	Hauteur m
I	10	125	380	0.80	1.00
II	5	125	550	0.80	1.00
Total Partiel			930		
II	5	150	920	0.80	1.00
II	4	200	680	0.80	1.00
I	7	250	270	0.80	1.00
	3	250	750	0.90	1.00
Total Partiel			1020		
I	2	300	780	0.90	1.00
I	8	300	430	0.90	1.00
I	3	300	480	0.90	1.00
Total Partiel			1690		
	RP ₃ - 1	500	780	1.10	1.30
	RP ₁ - RP ₂	450	1400	1.10	1.20
	BMC - BC	1000	16117	1.60	1.80
	BC - RC	700	5165	1.40	1.50
	BC - RP ₂	600	8565	1.20	1.40

Tableau 5 : Metre travaux canalisation

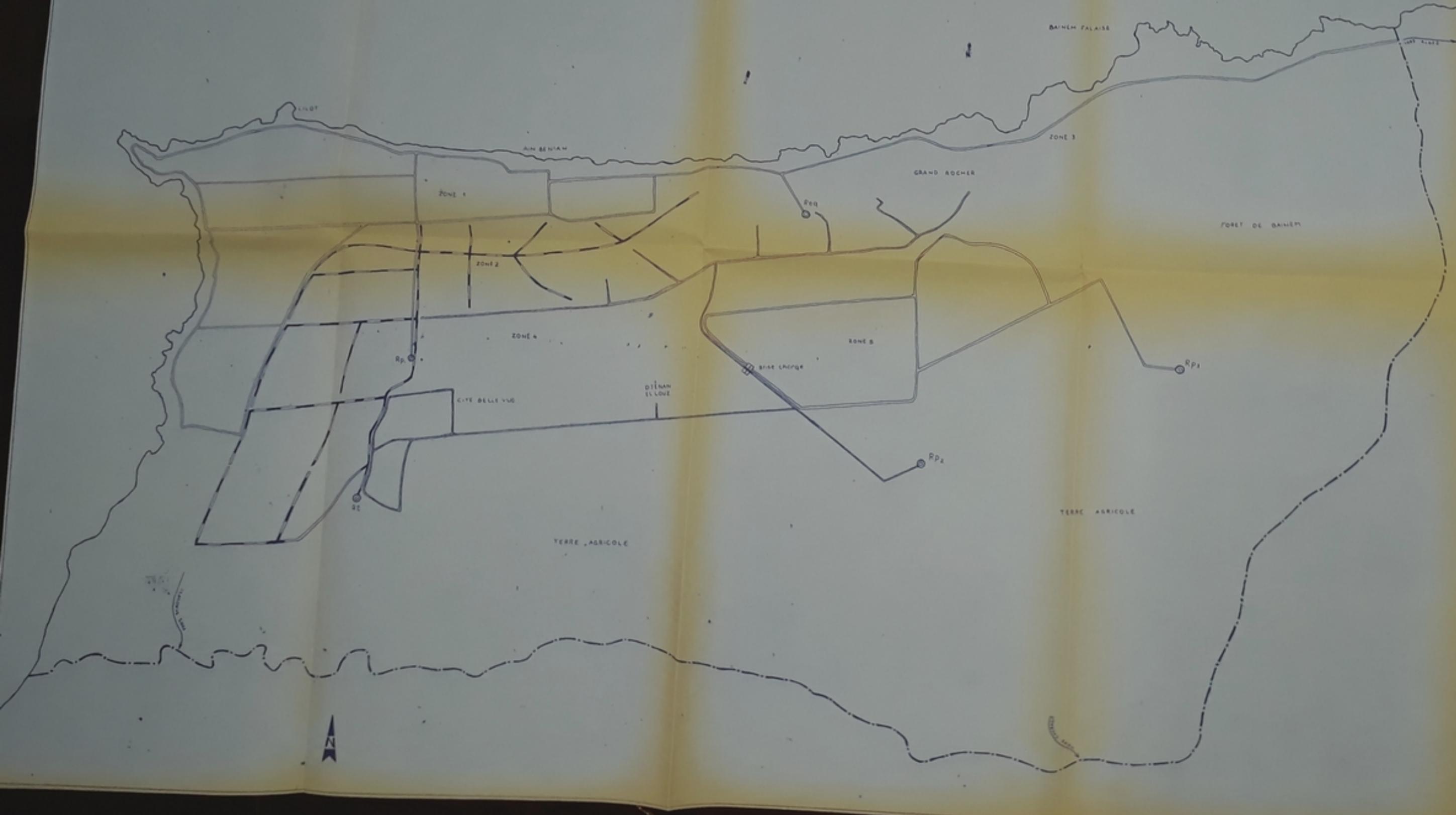
Ø mm	Longueur m tuyauterie	Cube m ³ terrassément	Cube m ³ sable	Refection m ² chaussee
80	440	308	61,6	308
100	1730	1384	276,8	1384
125	4590	3672	686,4	3424
150	3050	2440	468	2440
200	7860	6288	1237,6	6288
250	3400	3060	612	2142
300	6890	6521,1	1240,2	6201
350	270	324	54	270
400	480	576	96	480
450	3170	4945,2	760,8	3804
500	1780	2776,8	427,2	2136
550	100	168	24	120
600	8805	14792,4	2113,2	10566
700	5635	11833,5	1465,4	
800	400	896	112	
1000	16117	46589,76	5157,44	
Σ	54417,00	106874,76	14832,34	39563,06

Tableau 6 : Estimation des dépenses

Ø mm	Quantités	Prix unitaire	Prix total	Totaux partiels
80	440 m	51,34	22589,6	
100	1730	91,49	158277,7	
125	4590	130,64	599637,6	
150	3050	168,79	514809,5	
200	7860	205,94	1618688,4	
250	3400	242,09	823106,0	
300	6890	267,05	1839974,5	
350	270	301,11	81299,7	
400	480	345,17	165681,6	
450	3170	389,24	1233890,8	
500	1780	532,05	9470490,0	
550	100	585,07	58507,0	
600	8805	610,90	5371050,0	
700	5635	875,00	4930625,0	
800	400	1050,00	420000,0	
1000	16117	1375,00	22160875,0	4982223 DA
Travaux:				
Terrassement	106626.76 m ³	221,00	23564514,00	
Sable	14832.34	773,50	11472814,98	
Chaussée	39563,00	331,50	22092071,63	10115134,5 DA
Accessoires				398517,9 DA
S. pompage	50.09 Kw	6371 DA/kw	319123,39 DA	319123,4 DA
Reservoirs				
Rp ₁	2 x 2000 m ³	2470 000	4 940 000	
Rp ₂	2 x 2200	2 626 000	5 252 000	
Rp ₃	2 x 1100	1 560 000	3 120 000	13 312 000 DA
Imprévis & divers				3 212 705,9 DA
TOTAL				35 339 764,6 DA

-oooo *B* I B L I O G R A P H I E Ooooo -
--o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o

1. HYDRAULIQUE URBAIN (TOME II ET III) A. DUPONT
2. DISTRIBUTION D'EAU DANS LES AGGLOMERATIONS C. GOMELLA et
URBAINES ET RURALES H. GUERREE
3. MANUEL D'HYDRAULIQUE GENERALE A. LANCASTRE
4. POLYCOPIES : HYDRODYNAMIQUE G. LAPRAY
GRAPHIQUE
5. MANUEL DE PROTECTION CATHODIQUE J. CHANGARNIER
6. CATALOGUE DES POMPES JEUMONT-SCHNEIDER
7. POLYCOPIES : HYDRAULIQUE GENERALE G. LAPRAY



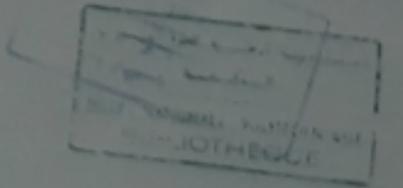
- PERIMETRE DE LA COMMUNE
- ==== CANALISATION
- RESERVOIR

PH 020 84
- 1 -

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE - EL HARRACH

PROJET DE FIN D'ETUDE
ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DE LA VILLE DE AIN-BENIAN



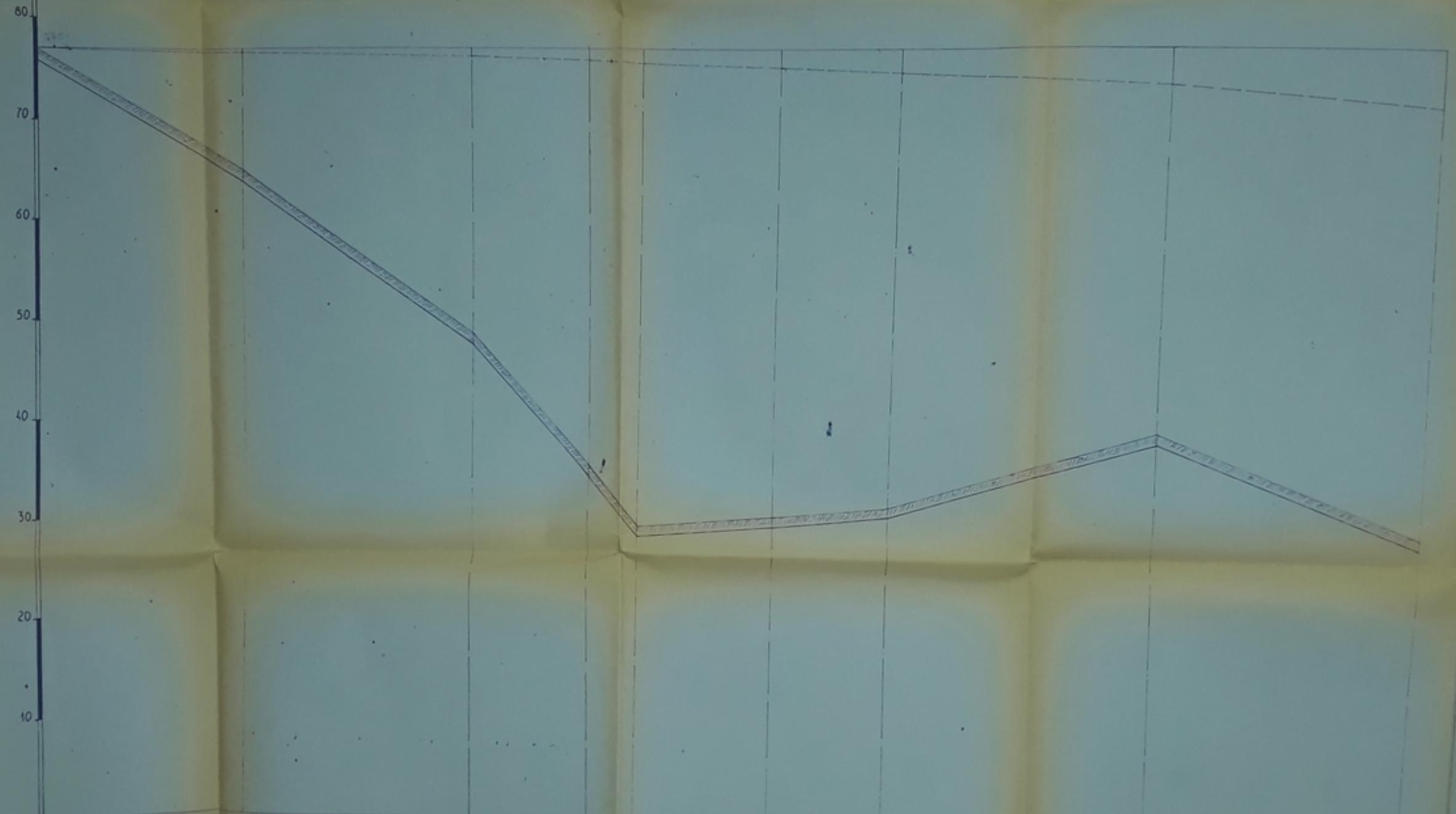
Etude par les étudiants	M. GUÉMRAOUI A. OULARBI	Promotion	JANVIER 64
Dirigé par	M ^{re} UTRYSKO		

SCHEMA D'ENSEMBLE DU RESEAU D'AEP

PLANCHE N:1

Propose par la
D.H.W.A.

Altitude (m)



CONDUITE
TERRAIN
LIGNE PIEZOMETRIQUE DES DEBITS MASS
LIGNE PIEZOMETRIQUE

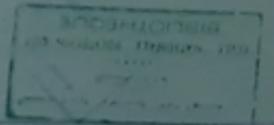
PH 02084
- ad -

TRONCONS	R	1	2	3	4	5	6	7	8
DIAMETRES (mm)	800	700	600	550	500	400	300	200	
LONGUEURS APPARTELLÉES (m)	400	470	240	100	270	230	530	500	
LONGUEURS COMPLETES (m)	400	870	1110	1210	1480	1710	2240	2740	
COTES TERRAIN (m)	770	650	490	360	300	310	320	400	300
COTES CONDUITES (m)	760	640	480	350	290	300	310	390	290
COTES PIEZOMETRIQUES (m)	770	650	490	360	300	310	320	400	300
VITESSES (m/s)	0.96	0.97	0.99	1.00	0.91	0.81	0.80	0.87	
PENTES CONDUITES (%)	30	3.04	5.17	60	3.70	4.35	15.03	20	

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

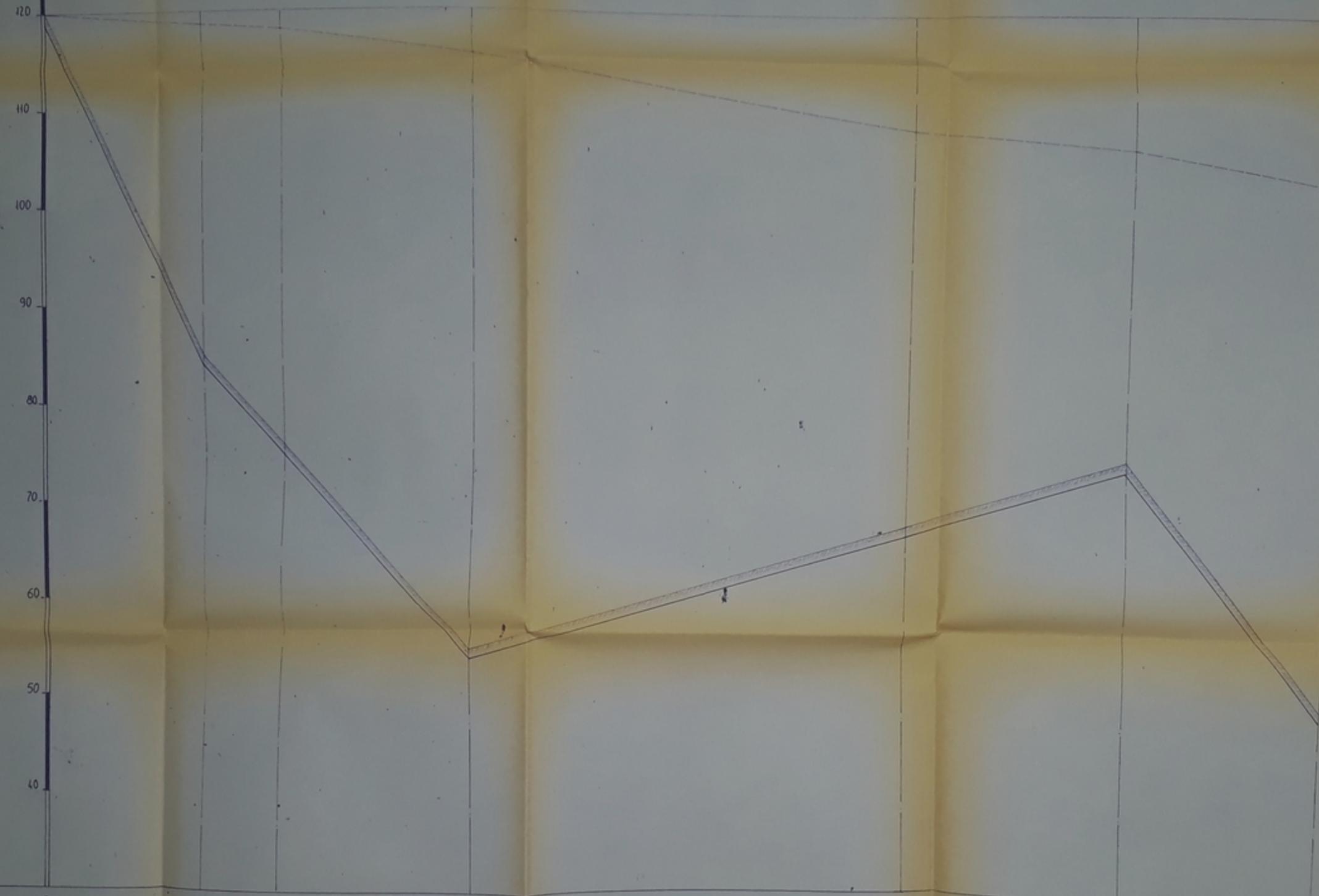
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE EL HARRACH

PROJET DE FIN D'ETUDE
ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DE LA VILLE DE AIN BENIAN



Elaboré par	M. GUÉMRAOUI	Approuvé par	Janvier 84
Approuvé par	A. OULABI		
Approuvé par	M. UTRYSKO		
PROFIL LONGITUDINAL DU RESEAU ZONE 2			
PLANCHE N° 2			

ALTITUDE (m)

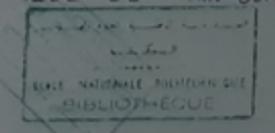


CONDUITE
TERRAIN
LIGNE PIEZOMETRIQUE DES DEBITS NULS
LIGNE PIEZOMETRIQUE

Plan 84
- 3 -

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE - EL HARRACH

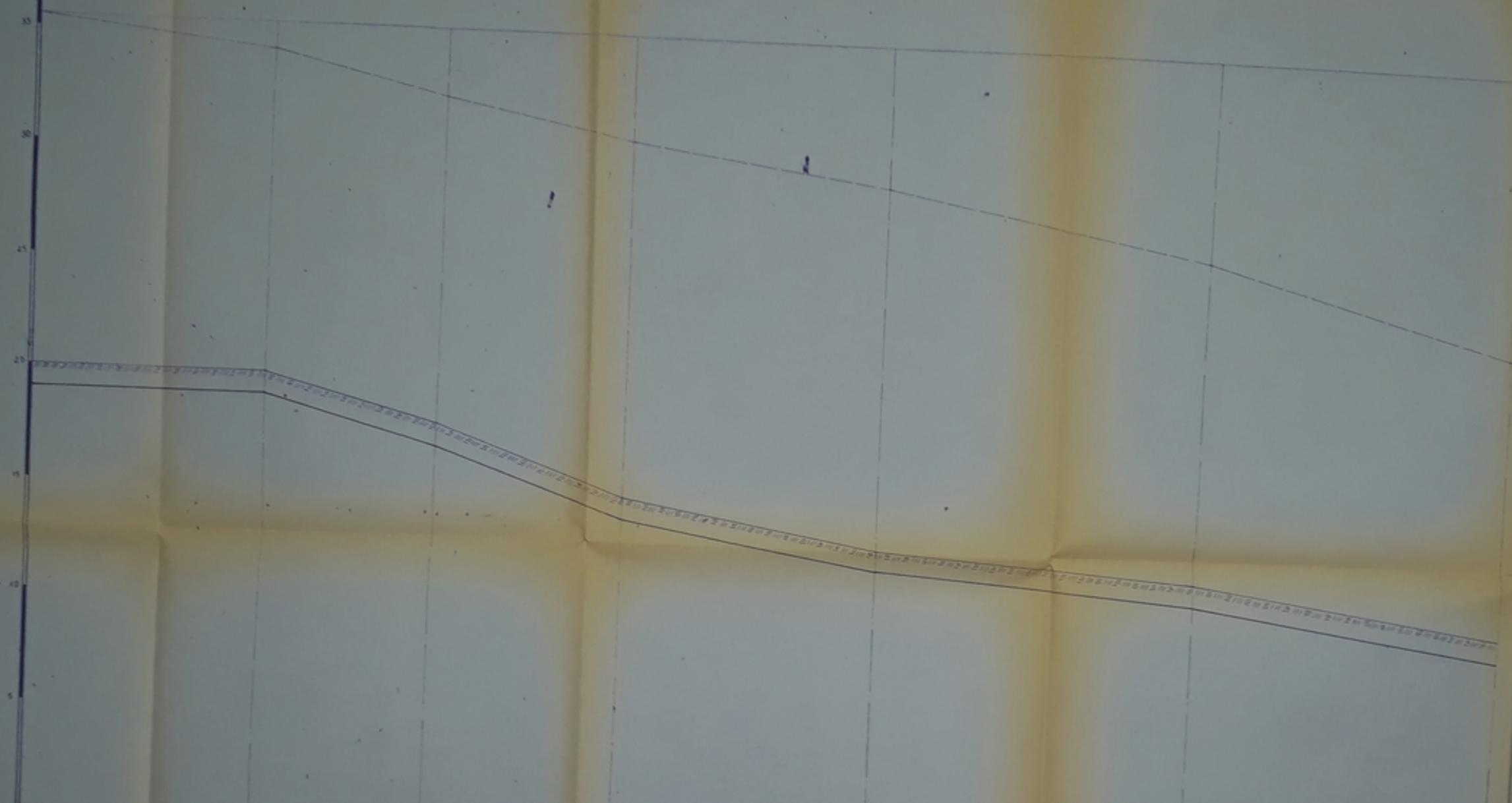
PROJET DE FIN D'ETUDE
ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DE LA VILLE DE AIN-BENIAN



TRONCONS	BC	1	2	3	4	5	6	7	8
DIAMETRES (mm)	450	300	250	200	200	200	200	125	
LONGUEURS PARTIELLES (m)	420	210	500	4130	560	425			
LONGUEURS CUMULEES (m)	420	630	1130	2260	2820	3300			
COTES TERRAIN (m)	120.0	85.0	76.0	55.0	68.0	75.0	50.0		
COTES CONDUITES (m)	119.0	84.0	75.0	54.0	67.0	74.0	49.0		
COTES PIEZOMETRIQUES (m)	120.0	118.6	118.16	115.57	106.01	106.16	105.11		
VITESSES (m/s)	0.84	1.16	1.10	1.09	0.75	0.78			
PENTES CONDUITES (‰)	83.33	42.85	42.00	11.50	12.50	52.08			

Étude par les étudiants: M. GUEMRAOUI A. OULARBI
Dirigée par: M. UTRYSKO
Promotion: Janvier 84
PROFIL LONGITUDINAL DU RESEAU ZONE 4
Échelle: 1:5000
1:200
PLANCHE N:3
Proposé par: D. W. S.

ALTITUDE (m)



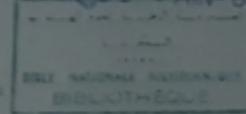
— CONDUITE
 — TERRAIN
 — LIGNE PIEZOMETRIQUE DES DEBITS NULS
 - - - LIGNE PIEZOMETRIQUE

PH 02084
04 -

TRONCONS	20	21	22	23	24	25	26
DIAMETRES DES CONDUITES (mm)	300	250	250	250	200	125	
LONGUEURS PARTIELLES (m)	520	380	430	580	730	700	
LONGUEURS CUMULEES (m)	520	900	1330	1910	2640	3340	
COTES TERRAIN (m)	20	20	18	15	13	12	10
COTES CONDUITES (m)	19	19	17	14	12	11	9
COTES PIEZOMETRIQUES (m)	3552	3431	3246	3083	2943	2665	2287
VITESSES (m/s)	0.81	1.06	0.92	0.75	0.81	0.72	
PENTES CONDUITES (‰)	0.00	5.26	6.98	3.45	1.37	2.86	

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE - EL HARRACH

PROJET DE FIN D'ETUDE
 ALIMENTATION EN EAU POTABLE
 DE LA VILLE DE AIN-BENIAN



M. GUEMRAOUI
 A. OULARBI
 M. UTRYSKO

PROFIL LONGITUDINAL DU RESEAU
 ZONE 3

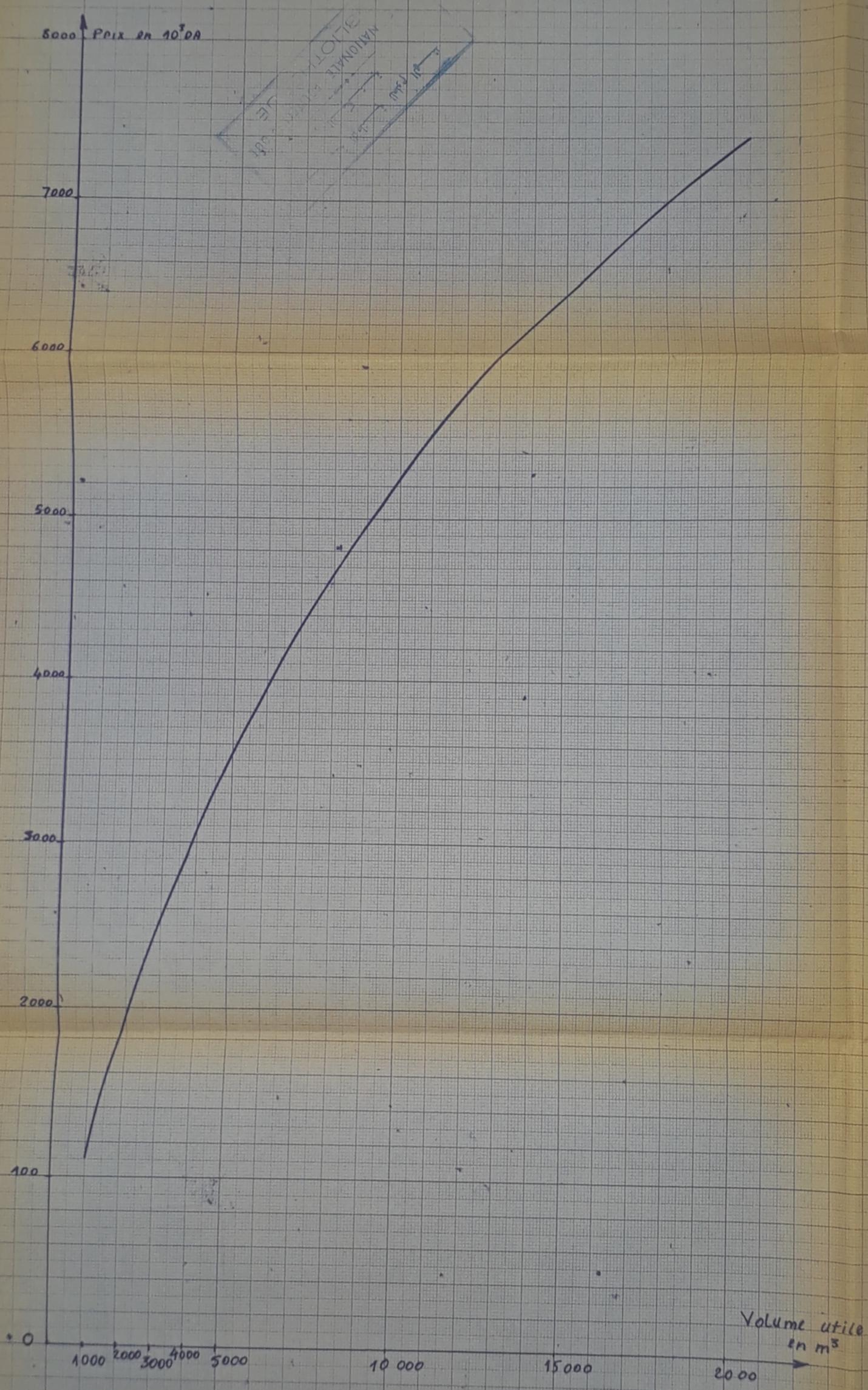
PLANCHE N° 4

PRIX MOYEN DE RESERVOIRS

DE GRANDE CAPACITE

(VERS 1980)

Pour 1983, multiplie ce prix par 1,3



PH 02084
-05-

