

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

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
«O»

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE  
«O»

PROJET DE FIN D'ETUDES  
«O»

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

## THEME

Renovation du Réseau d'A.E.P. et  
d'Assainissement de La Ville de  
**Mouzaia**

11 PLANS

Proposé par :

C.N.E.R.U. - BLIDA

Etudié par :

R. MAZOUZI

A. HADDADI

Dirigé par :

Mr BOUDENE A.



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

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

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
«O»

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE  
«O»

PROJET DE FIN D'ETUDES  
«O»

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

## THEME

Renovation du Réseau d'A.E.P. et  
d'Assainissement de La Ville de  
**Mouzaia**

Proposé par :

C.N.E.R.U. - BLIDA

Etudié par :

R. MAZOUZI

A. HADDADI

Dirigé par :

Mr BOUDENE A.

DEDICACES :

A MA MERE POUR TOUT LE SACRIFICE  
QU'ELLE A CONSENTI A MON EGARD.

A MON PERE POUR SON AIDE MORALE  
ET MATERIELLE.

A TOUS MES FRERES ET SOEURS.

A MON BEAU FRERE

A TOUS MES AMIS (ES)..

Rabah MAZOUZI

- A la mémoire de mon père, je dédie ce modeste travail en signe de respect.
- A ma mère
- A toute ma famille, en particulier à Ghania
- A tous mes amis et camarades.

Abdelkader HADDADI

## **R**EMERCIEMENTS :

Au terme de cette étude, nous tenons à remercier vivement :

- Mr. le Docteur Ingénieur A. KETTAB, chef de Département Hydraulique.
- Notre promoteur : Mr. BOUDENE A. pour ses conseils et orientations qui nous ont été très instructifs.

D'une manière générale, tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions également Mr. LOUNES qui a pris soin de notre thèse.

Notre respect aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

O. M. M. A. I. R. E. :

	<u>PAGES :</u>
CHAPITRE I. : GENERALITE .....	1
I.1. Introduction .....	
I.2. Situation géographique .....	
I.3. Climatologie .....	
I.4. Habitat et équipements .....	
CHAPITRE II. : ;.....	4
II.1. Evaluation du nombre d'habitants .....	
II.2. Estimation des besoins en eau .....	
CHAPITRE III. : ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LES VARIATIONS DES DEBITS	10
III.1. Coefficients correspondants aux variations .....	
III.2. Calcul des consommations journalières maximales et les débits de pointe .....	
CHAPITRE IV. :.....	13
IV.1. Choix du schéma de distribution .....	
IV.2. Délimitation des zones de distribution .....	
IV.3. Evaluation des besoins en eau pour chaque zone .....	
CHAPITRE V. : ETUDE DES RESERVOIRS .....	16
V.1. Altitude et emplacement des réservoirs .....	
V.2. Choix du type de réservoirs .....	
V.3. Détermination de la capacité des réservoirs .....	
V.4. Dimensionnement des réservoirs .....	
V.5. Equipement des réservoirs .....	
CHAPITRE VI. : ETUDE DES ADDUCTIONS .....	28
VI.1. Choix du tracé .....	
VI.2. Choix du type de tuyau .....	
VI.3. Etude technico-économique .....	

CHAPITRE VII. :	ETUDE ET CHOIX DES POMPES .....	38
VII.1.	Choix des pompes .....	
VII.2.	Point de fonctionnement de la pompe .....	
VII.3.	Choix de pompe pour le forage $F_5$ .....	
VII.4.	Choix de pompe pour l'adduction $R_P R_2$ .....	
VII.5.	Choix de pompe pour le forage $F_6$ .....	
VII.6.	Choix de pompe pour l'adduction $R_P R_1$ .....	
CHAPITRE VIII.:	RESEAU DE DISTRIBUTION .....	54
VIII.1.	Dimensionnement de la conduite d'adduction .....	
	gravitaire source naturelle ... Réservoir $R_1$ .....	
VIII.2.	Dimensionnement de la conduite d'amenée de la zone 1 .....	
VIII.3.	Dimensionnement de la conduite d'amenée de la zone 2 .....	
VIII.4.	Détermination des débits aux noeuds (horizon 2015)..	
VIII.5.	Calcul du réseau de distribution .....	
	VIII.5.1. Méthode de HARDY-CROSS .....	
	VIII.5.2. Programme de calcul du réseau maillé .....	
	VIII.5.3. Calcul des pressions au sol .....	
	VIII.5.4. Equipements du réseau de distribution .....	
CHAPITRE IX.:	PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION .....	68
IX.1.	Protection externe .....	
	IX.1.1. Protection cathodique .....	
	IX.1.2. Protection cathodique par anode réactive ...	
	IX.1.3. Protection cathodique par soutirage de courant	
	IX.1.4. Protection interne .....	
CHAPITRE X.:	POSE DES CONDUITES .....	71
CHAPITRE XI.:	PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER ....	74
XI.1.	Phénomène du coup de bélier .....	
XI.2.	Equipements et moyens de protection .....	

XI.3. Arrêt brusque du groupe électropompe .....	
XI.3.1. Méthode de calcul .....	
XI.3.2. Calcul du coup de bélier de la conduite forcée d'adduction gravitaire de la zone 1.....	
CHAPITRE XII.: ASSAINISSEMENT .....	95
XII.1. Introduction .....	
XII.2. Types d'eaux usées .....	
XII.3. Principe de construction du réseau .....	
XII.4. Principe du tracé des collecteurs .....	
XII.5. Condition de fonctionnement du réseau .....	
XII.6. Type de canalisation .....	
XII.7. Note de calcul .....	
XII.8. Equipements du réseau d'assainissement .....	
XII.9. Etude des déversoirs d'orage .....	99
BIBLIOGRAPHIE .....	103



## CHAPITRE I.: GENERALITES :

### I.1. INTRODUCTION :

Le but de notre projet de fin d'études consiste à la rénovation du réseau d'AEP et celui de la collecte des eaux usées de la ville de Mouzaïa.

D'une part, le réseau d'AEP actuel ne satisfait pas complètement les besoins en eau de la population et n'assure pas les pressions suffisantes de la cité nouvelle "Ben-Aïchouba".

D'autre part, le réseau de collecte des eaux usées est dans un état défectueux.

### I.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE

La commune de Mouzaïa se situe sur la partie Ouest de la Mitidja et relève du cadre administratif de la wilaya de Blida.

La ville de Mouzaïa (Daïra d'El-Affroun) est traversée par la RN 42 et par la voie ferrée Alger - Oran.

Elle est limitée :

- à l'Est par Blida;
- au Nord - Ouest par Hadjout;
- au Sud par Médéa.

### I.3. CLIMATOLOGIE :

La ville de Mouzaïa, de part sa situation géographique est caractérisée par 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. La température moyenne est 18,5°C.

La valeur des précipitations relevées sur cette région varie de 601 à 1000 mm.

#### I.4.1. L'habitat :

La typologie de l'habitat est dans son ensemble traditionnelle et européenne. La ville de Mouzaïa présente une répartition uniforme de la population.

#### I.4.2. Equipements :

En matière d'équipements nous avons :

##### a.- Equipements sanitaires :

- 2 centres de santé.
- 1 Polyclinique.

##### b.- Equipements scolaires :

- 15 écoles primaires (6272 élèves + 1125 élèves fondamentaux).
- 2 C.E.M. (2117 élèves);
- 1 C.F.A.A. (98 élèves).

##### c.- Equipements socio-culturels :

- 1 cinéma;
- 1 maison de jeunes;
- 4 mosquées;
- 1 stade municipal;
- 1 bibliothèque.

##### d.- Equipements municipaux :

- 1 A.P.C.;
- 2 agences postales (P.T.T);

- 3 S.A.A.;
- 1 banque;
- 1 gendarmerie;
- 1. SONEGAZ;
- 1 sureté urbaine.

e.- Equipements commerciaux :

- 1 fabrique de carrellage;
- 1 fabrique de soieries (FA.SO.LUX);
- 1 limonaderie;
- 1 fabrique de parpaing;
- 1 unité de textile;
- 1 Souk El-Fellah;
- 1 marché à bestiaux;
- 1 bains - douches;
- 1 artisanat;
- 1 abattoir;
- E.M.A. (alimentée par son propre forage).

CHAPITRE II. :

I.1. EVALUATION DU NOMBRE D'HABITANTS :

D'après l'enquête menée au niveau de l'APC, la population a été estimée à 13105 habitants (recensement de 1977).

Sachant que les réseaux d'AEP sont en général amortis pour une durée d'exploitation de 30 ans, dans ce qui suit nous proposons de faire notre étude pour 2 horizons :

- court - terme ..... an 2000;
- long - terme ..... an 2015.

La population future est déterminée par la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_o (1 + t)^n$$

ou :  $P_n$  : population future

$P_o$  : population à l'année de référence

t : taux d'accroissement annuel de la population

t = 3,2% (taux d'accroissement moyen national).

Tableau de l'évolution de la population

ANNEES	1984	1985	2000	2015
Population	16338	16861	27044	43378

II.2. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU :

Les besoins en eau sont évalués en fonction de l'importance de l'agglomération, du niveau de vie et des extensions possibles ainsi que des normes d'hygiène.

II.2.1. Besoin en eau pour l'horizon 2000 :

a.- Besoins domestiques :

Nombre d'habitats	Dotation l/hab./j	Consommation journalière (m <sup>3</sup> /j)
27044	200	5408,8

b.- Besoins scolaires :

Nature de l'établissement	Nombre d'élèves	Dotation l/élève/j	Consommation journalière m <sup>3</sup> /j
15 écoles primaires	7397	80	591,76
2 C.E.M.	2117	80	169,36
1 C.F.P.A.	98	90	8,82

c.- Besoins socio-culturels :

$$\Sigma = 769,94$$

Nature de l'établissement	Surface (m <sup>2</sup> )	Dotation l/jour/m <sup>2</sup>	Consommation journalière m <sup>3</sup> /j
1. Cinéma	-	-	08
1. Maison de jeunes	-	-	60
4 Mosquées	4000	50	200
1 Stade	-	-	10
1 Bibliothèque	-	-	02

$$\Sigma = 280$$

## d.- Besoins municipaux :

Etablissements	Consommation journalière (m <sup>3</sup> /j)
1 A.P.C	15
2 agences postales (P.T.T)	05
3. S.A.A.	15
1 banque	02
1 gendarmerie	10
1 SONEZAZ	03
1 sureté urbaine	05

$$\Sigma = 55$$

## e.- Besoins commerciaux :

Nombre de l'établissement	Nombre ou surface m <sup>2</sup>	Dotation l/j/m <sup>2</sup> ou l/j/unité	consommation journalière m <sup>3</sup> /j
1 fabrique de carrelage	-	-	100
1 fabrique de soieries	-	-	15
1 limonaderie	-	-	10,0
1 unité de textile	-	-	10
1 fabrique de parpaing	-	-	20
1 souk El-Fellah	1500	5	7,5
1 marché à bestiaux	2000	5	10
1 bains - douches	10 postes	200	2,00
1 abattoir	-	-	32
Commerces + artisanat	-	-	240

$$\Sigma = 446,5$$

f.- Besoins sanitaires :

Nature de l'établissement	Consommation journalière (m <sup>3</sup> /j)
2 centres de santé	10
1 polyclinique	12

$$\Sigma = 22$$

Tableau récapitulatif des différents types de besoins

Type des besoins	Consommation journalière (m <sup>3</sup> /j)
Domestiques	5408,80
Scolaires	769,94
Socio - culturels	2801
Municipaux	55
Commerciaux + artisanats	446,5
Sanitaires	22

$$\Sigma = 6982,24$$

Notons que des pertes inévitables d'eau sont dues aux fuites des canalisations de distribution enterrées ou des canalisations intérieures des immeubles; des robinets non ou mal fermés.

Ces dernières dépendent de l'état d'entretien du réseau. Pour un réseau bien entretenu, ces pertes sont estimées à 20% pour l'horizon 2000 et 25% pour l'horizon 2015.

Tableau récapitulatif des différents types de besoins majorés de 20%.

Types de besoins	Consommation journalière (m <sup>3</sup> /j)	Majoration de 20% (m <sup>3</sup> /j)	Consommation journalière majorée (m <sup>3</sup> /j)
Domestiques	5408,80	1081,76	6490,56
Scolaires	769,94	153,99	923,93
Socio-culturels	280,00	56,00	336,00
Municipaux	55,00	11,00	66,00
Commerciaux + art- -sanat	446,50	89,30	535,80
Sanitaires	22,00	4,40	26,40

$$\Sigma = 8378,69$$

II.222. Besoins en eau pour l'horizon 2015 :

Pour éviter une insuffisance de la distribution, due aux projets d'extensions prévues ou possibles de l'agglomération et du développement progressif de la consommation individuelle. Nous prévoyons une marge de 25% sur les quantités consommées.

a.- Besoins domestiques :

Nombre d'habitants	Dotation l/j/hab.	Consommation journalière (m <sup>3</sup> /j)
43378	250	10844,5



b.- Tableau récapitulatif des besoins en eau pour l'horizon 2015.

Types de besoins	Consommation journalière (m <sup>3</sup> /j)	Majoration de 25% (m <sup>3</sup> /j)	Consommation journalière majorée (m <sup>3</sup> /j)
Domestiques	10844,5	2711,12	13555,62
Scolaires	76969,94	192,48	962,42
Socio-culturels	280,00	70,00	350,00
Municipaux	55,00	13,75	68,75
Commerces + artisanat	446,50	111,62	558,12
Sanitaires	22,00	5,5	27,50

$\Sigma = 15522,41$

---

### CHAPITRE III :

#### ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LES VARIATIONS DE DEBIT.

##### III.1. Coefficients correspondants aux variations :

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

Cependant, pour avoir le débit de pointe du jour le plus chargé de l'année, on applique au débit moyen des coefficients correspondants à ces variations.

a.- Coefficient de variation horaire  $K_o$  :

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

Pour les communes rurales, le coefficient  $K_o$  peut atteindre la valeur de 2. ( $K_o = 2$ ).

b.- Coefficient de variation journalière  $K_j$  :

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

Pour les villes de moyennes importances, la valeur de  $K_j = 1,2$ .

c.- Coefficient de pointe  $K_p$  :

$$K_p = K_o \cdot K_j = 2,0 \times 1,2 = 2,4$$

##### III.2. Calcul des consommations journalières maximales et les débits de pointe :

- La consommation moyenne journalière est égale au nombre d'habitants par la dotation, plus les besoins publics ( $Q_j^{\text{moy}}$ ).

- La consommation maximale journalière est égale à la consommation moyenne journalière multipliée par le coefficient  $K_j$  ( $Q_j$  max.).

- La consommation de pointe horaire est égale à la consommation maximale journalière multipliée par  $K_p$  sur 24.

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

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

ou :  $Q_j$  max. : débit maximal journalier

$Q_j$  moy. : débit journalier moyen

$Q_p$  : débit de pointe journalier.

Tableau des débits.

Horizon	Consommation moy. journalière ( $m^3/j$ )	$K_j$	Consommation max. journalière ( $m^3/j$ )	$K_o$	Débit de pointe horaire ( $m^3/h$ )
2000	8378,69	1,2	10054,43	2,0	837,87
2015	15522,41	1,2	18626,89	2,0	1552,24

### III.3. Etude comparative des ressources :

Les besoins en eau potable de la ville de Mouzaïa s'élèvent à  $18626,89m^3/j$  soit 215,59 l/s pour l'eau 2015.

Actuellement, notre ville est alimentée par 3 forages et 1 puits dont les débits sont les suivants :

Le forage :  $F_1 \dots\dots\dots Q_1 = 26 \text{ l/s}$   
 $F_3 \dots\dots\dots Q_3 = 28 \text{ l/s}$   
 $F_4 \dots\dots\dots Q_4 = 30,5 \text{ l/s}$

Le puits :  $P_1 \dots\dots\dots Q_p = 21 \text{ l/s.}$

Le débit des ressources existantes s'élève à 105,5 l/s.  
En outre, nous disposons de deux nouveaux forages, F<sub>5</sub>, F<sub>6</sub> dont les débits sont respectivement 58 l/s; 35 l/s et d'une source naturelle Q<sub>SN</sub> = 25 l/s.

Caractéristiques des forages :

Forage F<sub>5</sub> ..... Q<sub>5</sub> = 35 l/s.

Niveau dynamique = 18,5 m.

Niveau statique = 13,2 m.

Coordonnées Lambert :

X = 500680

Y = 512910

Forage F<sub>6</sub> ..... Q<sub>6</sub> = 58 l/s.

Niveau dynamique = 30,5 m.

Niveau statique = 9,5 m.

Coordonnées Lambert :

X = 500560

Y = 510725.

## CHAPITRE IV.:

### IV.1. Choix du schéma de distribution :

Le relief de notre agglomération ne présente pas de différences de niveau importante (supérieur à 40 m) de plus nous avons deux réservoirs qui sont en bon état. En raison de l'existence de ces derniers, nous sommes amenés à faire un choix économique entre deux solutions qui se présentent ainsi :

- La première solution est d'abolir les deux réservoirs et construire un seul qui desservira toute la ville.

- La deuxième solution consiste à garder les deux réservoirs tout en partageant la ville en deux zones pour qu'ils puissent assurer les pressions nécessaires pour les immeubles.

Parmi, ces deux solutions, nous avons opté pour la deuxième puisqu'elle nous permet l'utilisation des anciens réservoirs et des adductions y arrivant. Notons que les réservoirs ne peuvent alimenter toute la ville, ce qui nous conduit à concevoir un réseau complémentaire qui va assurer l'alimentation de tous les niveaux.

### IV.2. Délimitation des zones de distribution :

Celles-ci sont déterminées en tenant compte des côtes de radier des réservoirs existants. On se propose de diviser notre ville en 2 parties (zone (1) et zone (2) qui seront alimentées indépendamment l'une de l'autre.

Caractéristiques des réservoirs existants :

Réservoir  $R_1$  (surélevé) :

Côte du trop - plein :  $CTP_1 = 164$  m

Côte du radier :  $CR_1 = 161$  m

Capacité :  $200 \text{ m}^3$

Réservoir  $R_2$  (surélevé) :

Côte du trop - plein :  $CTP_2 = 153$  m.

Côte du radier :  $CR_2 = 148$  m.  
Capacité :  $1000 \text{ m}^3$ .

$$CR_2 = C_t + H + h_{wi} + P_s + h_{we}$$

ou :  $CR_2$  : côte du radier du réservoir  $R_2$   
 $C_t$  : côte du terrain au point le plus élevé  
 $H$  : hauteur donnée en fonction du nombre d'étages  
 $h_{wi}$  : pertes de charge intérieures (singulières)  
 $P_s$  : colonne d'eau supplémentaire tenant compte des chauffe-eau et autres appareils utilisant l'eau  
 $h_{we}$  : pertes de charge linéaire sur le tronçon reliant le réservoir au point le plus élevée.

$$H = RC + 3 = 15 \text{ (rez de chaussée + 3 étages)}$$

$$h_{wi} = 2,5 \text{ m}$$

$$P_s = 3 \text{ m.}$$

$$C_t = CR_2 - (H + h_{wi} + P_s) = 127,5 \text{ m.}$$

La ligne de partage des 2 zones est donnée par la courbe de niveau :  
127,5 m.

#### IV.3. Evaluation des besoins en eau pour chaque zone :

La ville de Mouzaïa présente une répartition uniforme de la population. Sur une superficie de 191,09 ha., le nombre d'habitants est estimé à 43378 hab. pour l'an 2015.

Densité :  $d = \frac{N}{S}$

ou :  $N$  : nombre d'habitants  
 $S$  : superficie en ha.

Consommation spécifique par habitant :

$$q = \frac{Q_m}{N} \quad (l/j/hab.)$$

ou :  $Q_m$  : débit moyen journalier.

Ayant la densité, le nombre d'habitants et la consommation spécifique, nous déduisons les consommations maximales journalières et les débits de pointe pour chaque zone et pour chaque horizon.

Tableau des différents débits pour chaque zone :

Z o n e s	1	2
Densité hab/ha	227	227
Superficie ha.	94,66	96,43
Nombre d'hab.	21488	21890
Débit spécifique l/j/hab.	357,84	357,84
Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)	7689,26	7833,11
K <sub>j</sub>	1,2	1,2
Consommation maximale (m <sup>3</sup> /j)	9227,11	9399,73
K <sub>o</sub>	2,0	2,0
Débit de pointe (m <sup>3</sup> /h)	768,93	783,31

En résumé :

Z o n e s	consommation maximale journalière (m <sup>3</sup> /j)	consommation maximale (l/s)
1	9227,11	106,79
2	9399,73	108,79

Avec les débits maximaux journaliers seront dimensionnés les différents réservoirs y compris les adductions qui y arrivent. Tandis que les adductions partant des réservoirs ainsi les réseaux de distribution seront dimensionnés avec les débits de pointe.

## CHAPITRE V.:

### ETUDE DES RESERVOIRS :

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant et du débit sortant du réservoir pendant les différentes heures de la journée, ces réservoirs nous permettront de stocker l'eau pendant les heures de faibles consommations et de la restituer pendant les heures de pointe.

Il devra comporter une réserve d'incendie disponible à tout moment, correspondant à une durée d'extinction d'un sinistre évaluée à 2 heures dont la réserve minimale à prévoir est de  $120 \text{ m}^3$ .  
L'alimentation du réservoir et la consommation sont continues, donc, nous envisageons d'entreprendre un pompage de 24h/24.

#### V.1. Altitude et emplacement des réservoirs :

L'emplacement des réservoirs projetés doit être choisi de telle façon à satisfaire une pression suffisante au moment de la pointe aux abonnés. En conséquence, l'altitude du radier doit être située à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau de distribution. Etant donné que nous gardons les réservoirs existants, nous prendrons donc les mêmes côtes de radier.

Zone 1 :           CTP = 164 m  
                      CR = 161 m

Zone 2 :           CTP = 153 m  
                      CR = 148 m.

#### V.2. Choix du type de réservoirs :

La topographie du terrain nous conduit à choisir les réservoirs projetés du type surelevés.  
Les réservoirs surélevés demandent une architecture appropriée au site, ils ne doivent pas détruire l'environnement et doivent s'incérer normalement dans le paysage.



### V.3. Détermination de la capacité des réservoirs :

Les débits sortants varient selon l'heure de la journée, le jour de la semaine, la saison etc...

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

Selon A. DUPONT, on peut admettre la répartition de la consommation suivante qui varie suivant les différentes heures de desserte et l'importance de la population.

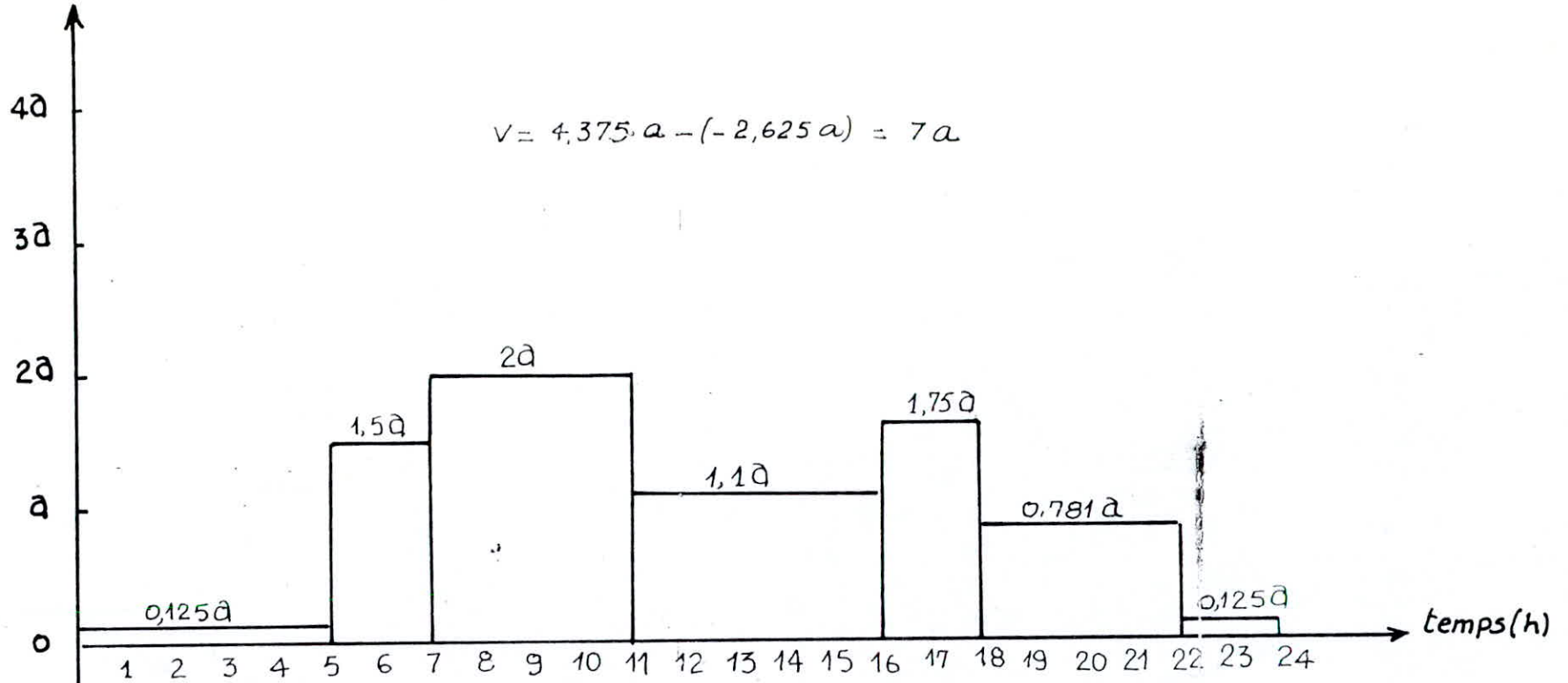
0h à 5h .....	0,125 a
5h à 7h .....	1,5 a
7h à 11h .....	2 a
11h à 16h .....	1,1 a
16h à 18h .....	1,75 a
18h à 22h .....	0,781 a
22h à 24h .....	0,125 a

où a est la valeur du débit moyen horaire de distribution

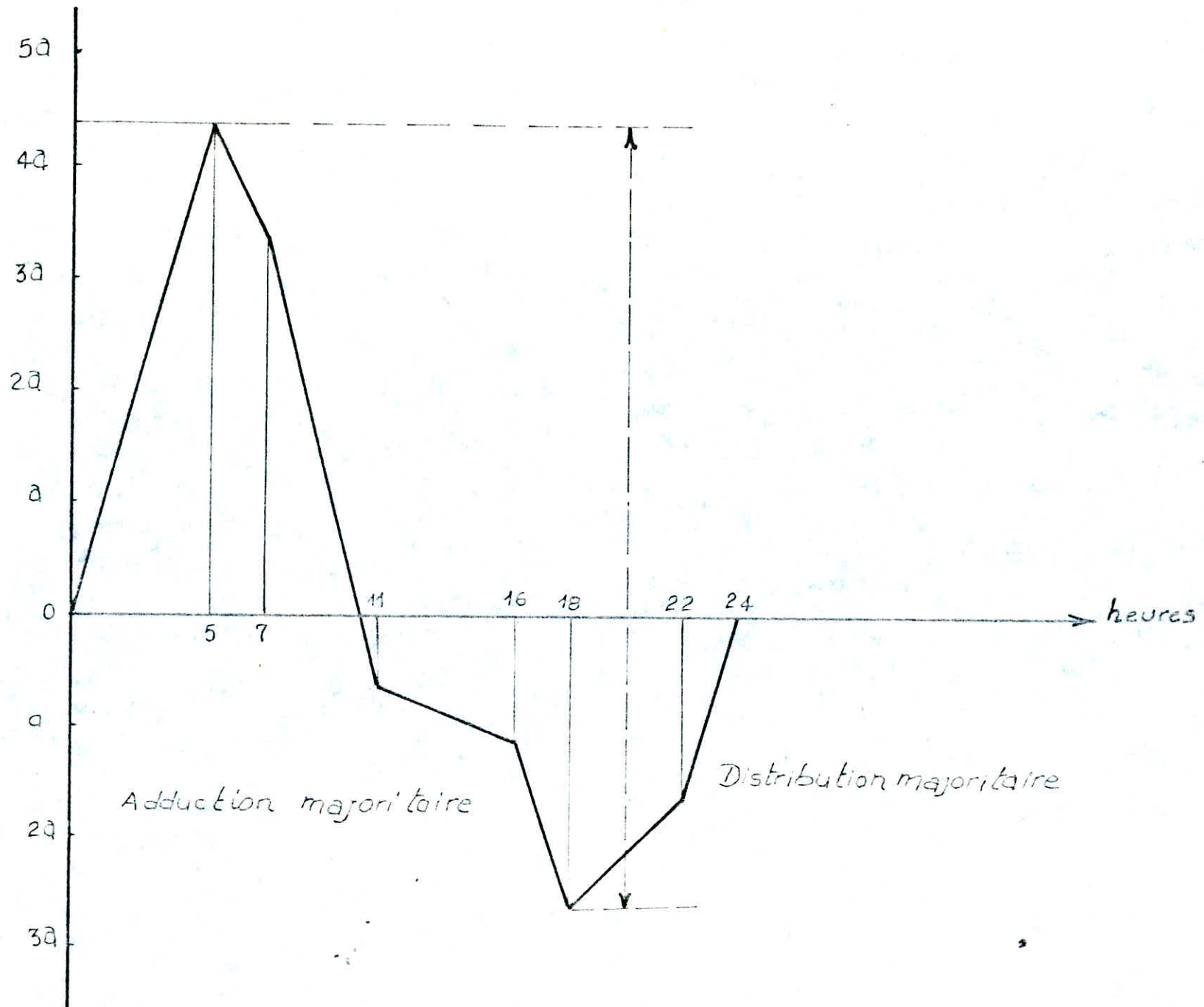
$$a = \frac{c}{24}$$

c = consommation moyenne journalière.

A l'aide de ces données, nous traçons les graphes suivants :



										5a	7a	11a	16a	18a	22a	24a	Adduction continue m <sup>3</sup> /h		
0,125 × 5 =										0,625a	0,625a + 1,5a × 2	3,625a + 4.2a	11,625a	17,125a	17,125a + 1,75a × 2	20,625a + 0,781a × 4	23,75a + 20,125a	24	- Distribution selon le diagramme
										+ 4,375a	+ 3,375a	- 0,625a	- 1,125a	- 2,625a	- 1,75a	0	Differences		



D'après le graphe de cette répartition, nous avons le volume du réservoir égal à :

$$V_R = \text{Max} \left| \Delta V + \right| + \text{Max} \left| \Delta V - \right| = 7 a$$
$$V_T = V_R + V_{ri}$$

où :  $V_{ri}$  : volume de la réserve d'incendie pris égal à  $120 \text{ m}^3$  c'est à dire un volume nécessaire pour une durée d'extinction de 2 heures.

Capacité du réservoir de la zone (1) :

$$a = \frac{c}{24} = 320,39 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_T = 7a + V_{ri} = 2362,73 \text{ m}^3.$$

On prend un volume standard de  $2400 \text{ m}^3$ .

Capacité du réservoir de la zone (2) :

$$a = \frac{c}{24} = 326,38 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_T = 7a + V_{ri} = 2404,66 \text{ m}^3.$$

On prend un volume standard de  $2500 \text{ m}^3$ .

D'après le type de réservoir qu'on avait choisi (surélevé) et en comparaison aux capacités de ces derniers qui sont importantes, nous pensons que du point de vue technique, leur construction est réalisable, mais sur le plan économique, leur réalisation est excessivement coûteuse, relativement à d'autres types.

Nous opterons donc, pour des réservoirs semi-enterrés en raison des avantages qu'ils présentent :

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Conservation à une température constante de l'eau emmagasinée.

Rôle des réservoirs semi-enterrés :

Ces réservoirs vont servir uniquement pour le stockage d'eau.

Emplacement :

Les réservoirs projetés seront construits à proximité des réservoirs surélevés déjà existants dans chacune des 2 zones.

Ces derniers qui sont alimentés par les réservoirs semi-enterrés par refoulement serviront à créer les côtes piézométriques, donc les pressions suffisantes exigées en tout point du réseau.

Zone (1) :

Les besoins de consommation pour la zone (1) s'élèvent à  $9227,11 \text{ m}^3/\text{j}$  soit  $106,79 \text{ l/s}$ . Elle sera alimentée par une source d'un débit de  $25 \text{ l/s}$  et d'un forage de  $28 \text{ l/s}$ , soit au total un débit de  $53 \text{ l/s}$ ; ce qui nous donne un déficit de  $106,8 - 53 = 53,8 \text{ l/s}$ .

Nous proposons d'exploiter un forage dans le même champ de captage qui débitera  $58 \text{ l/s}$  vers le réservoir de stockage pendant une durée de  $\frac{20}{24} \text{ h}$ .

De ce dernier, une pompe refoulera un déficit de  $53,8 \text{ l/s}$  vers le réservoir de capacité  $200 \text{ m}^3$  pendant une durée de  $\frac{16}{24} \text{ h}$ .

Consommation moyenne journalière :  $7689,26 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Volume d'apport journalier :  $4648,3 + (53,8 \cdot 10^{-3} \cdot 3600 \cdot 16) = 7747,2 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Volume du réservoir pendant la journée :

$$V = (58 \cdot 10^{-3} \cdot 3600 \cdot 20) - (53,8 \cdot 10^{-3} \cdot 3600 \cdot 16) = 1077,1 \text{ m}^3$$

On prend un volume standard de  $1100 \text{ m}^3$ .

Ce volume est calculé en tenant compte des consommations moyennes journalières et des apports des anciennes adductions y compris l'adduction du forage.

Avec cette capacité, nous proposons de construire deux réservoirs jumelés l'un de  $600 \text{ m}^3$ , l'autre de  $500 \text{ m}^3$ , ce qui nous permettra une facilité de nettoyage.

Zone (2) :

Les besoins de consommation pour la zone (2) s'élèvent à  $9399,73 \text{ m}^3/\text{j}$  soit  $108,8 \text{ l/s}$ . Or, nous disposons de 2 forages et 1 puits qui alimentent actuellement cette zone par le biais du réservoir surélevé de capacité  $1000 \text{ m}^3$ . Leurs débits respectifs sont  $26 \text{ l/s}$ ;  $30,5 \text{ l/s}$  et  $21 \text{ l/s}$  soit au total un débit de  $77,5 \text{ l/s}$ . Le déficit est donc de  $31,3 \text{ l/s}$ .

Nous proposons d'exploiter le forage existant dans un champ de captage à proximité de la ville. Son débit d'essai est de  $35 \text{ l/s}$ .

Nous envisageons un pompage de  $\frac{20h}{24}$  pour la pompe qui refoule au réservoir de stockage. Par contre, la pompe qui refoule sur le réservoir surélevé fonctionnera  $\frac{10h}{24}$  pour garantir une réserve permanente dans le réservoir semi-enterré. Ce temps de fonctionnement est déterminé sur la base de la consommation moyenne journalière et en tenant compte des apports des anciennes adductions.

Consommation moyenne journalière :  $7833,11 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Volume d'apport journalier :  $6696 + (31,3 \cdot 10^{-3} \cdot 3600 \cdot 10) = 7822,8 \text{ m}^3$

Volume du réservoir pendant la journée :

$$V = (31,3 \cdot 10^{-3} \cdot 3600 \cdot 20) - (31,3 \cdot 10^{-3} \cdot 3600 \cdot 10) = 1126,8 \text{ m}^3.$$

On prend un volume standard de  $1200 \text{ m}^3$ .

On construira 2 réservoirs jumelés de même capacité  $600 \text{ m}^3$ .

#### V.4. Dimensionnement des réservoirs projetés :

Zone (1) :

Volume :  $600 \text{ m}^3$ .

On se fixe une hauteur de la cuve  $h = 4 \text{ m}$

$$V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h \quad D = \left(\frac{4 V}{\pi h}\right)^{1/2} = 14 \text{ m}$$

Volume :  $500 \text{ m}^3$

$$h = 4 \text{ m} \quad D = \left(\frac{4 V}{\pi h}\right)^{1/2} = 13 \text{ m}$$

Zone (2) :

$$V = 600 \text{ m}^3; \quad h = 4 \text{ m}; \quad D = 14 \text{ m}.$$

V.5. Equipements des réservoirs :

a.- Conduite d'alimentation (adduction).

L'arrivée de la conduite d'adduction s'effectue par surverse, arrivée noyée pour préserver l'équilibre carbonique de l'eau et empêcher la précipitation du calcium, d'où entartrage. Elle présente toutefois un inconvénient en cas d'accident sur la conduite de refoulement, le réservoir se vide par siphonnage, on prévoit à cet effet, un clapet anti-retour sur l'arrivée au réservoir.

b.- Robinet - flotteur :

Le réservoir sera équipé d'un robinet - flotteur pour éviter le déversement d'eau. Il s'ouvre lorsque le niveau d'eau descend en dessous du niveau d'eau maximal et se referme progressivement à mesure de la remontée du plan d'eau jusqu'au niveau maximal.

c.- Conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution sera prévu à l'opposé de la conduite d'adduction pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir. Afin d'éviter l'introduction des boues, ou de sables qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve on prévoit à 0,2 m du radier, le départ de la conduite de distribution. Un robinet - vanne sera également prévu sur le départ de la conduite de distribution pour isoler le réservoir en cas d'accident.

d.- Trop plein :

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

$$Q = 27,828 u.R.h^{3/2}$$

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

e.- Vidange :

La conduite de vidange part du fond du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop plein. Elle est munie d'un robinet - vanne.  
(Voir fig. 2 ).

f.- Matérialisation de la réserve d'incendie :

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

1° - est ouvert;

2° - est fermé.

En cas de sinistre (2) sera ouvert, on prévoit un troisième robinet-vanne normalement ouvert qui permet de séparer (1) ou (2) en cas de besoin.  
(voir fig. 3)



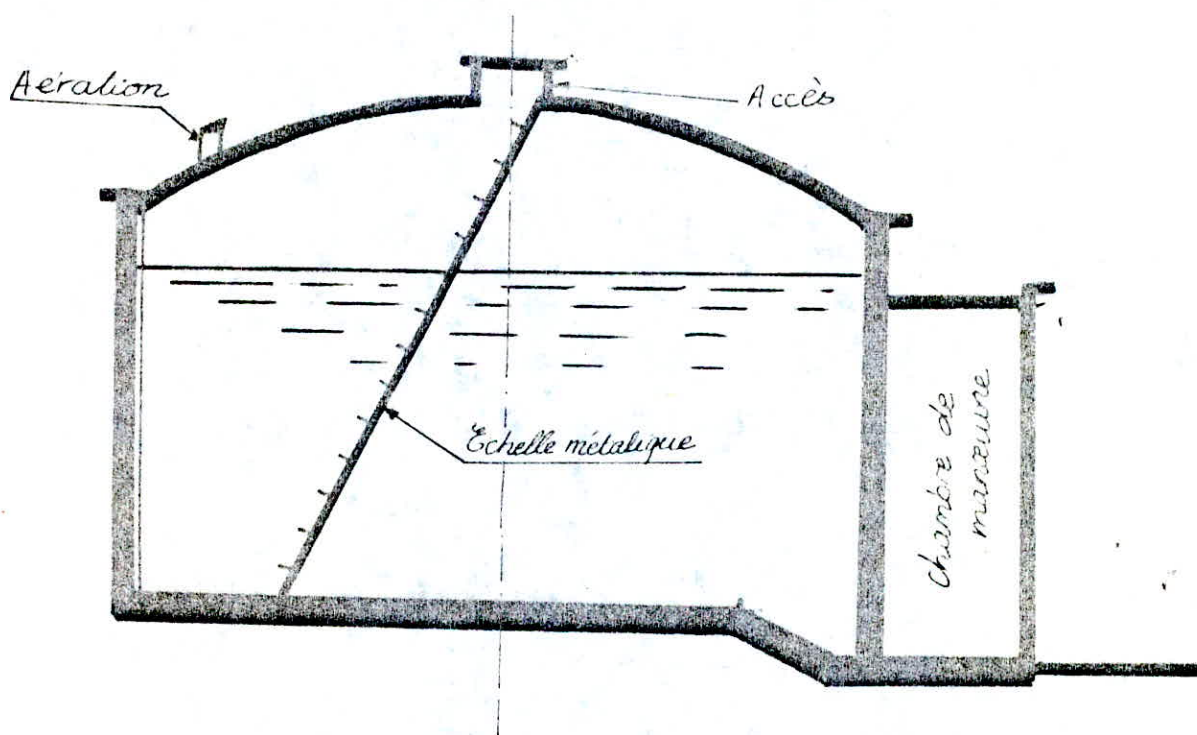
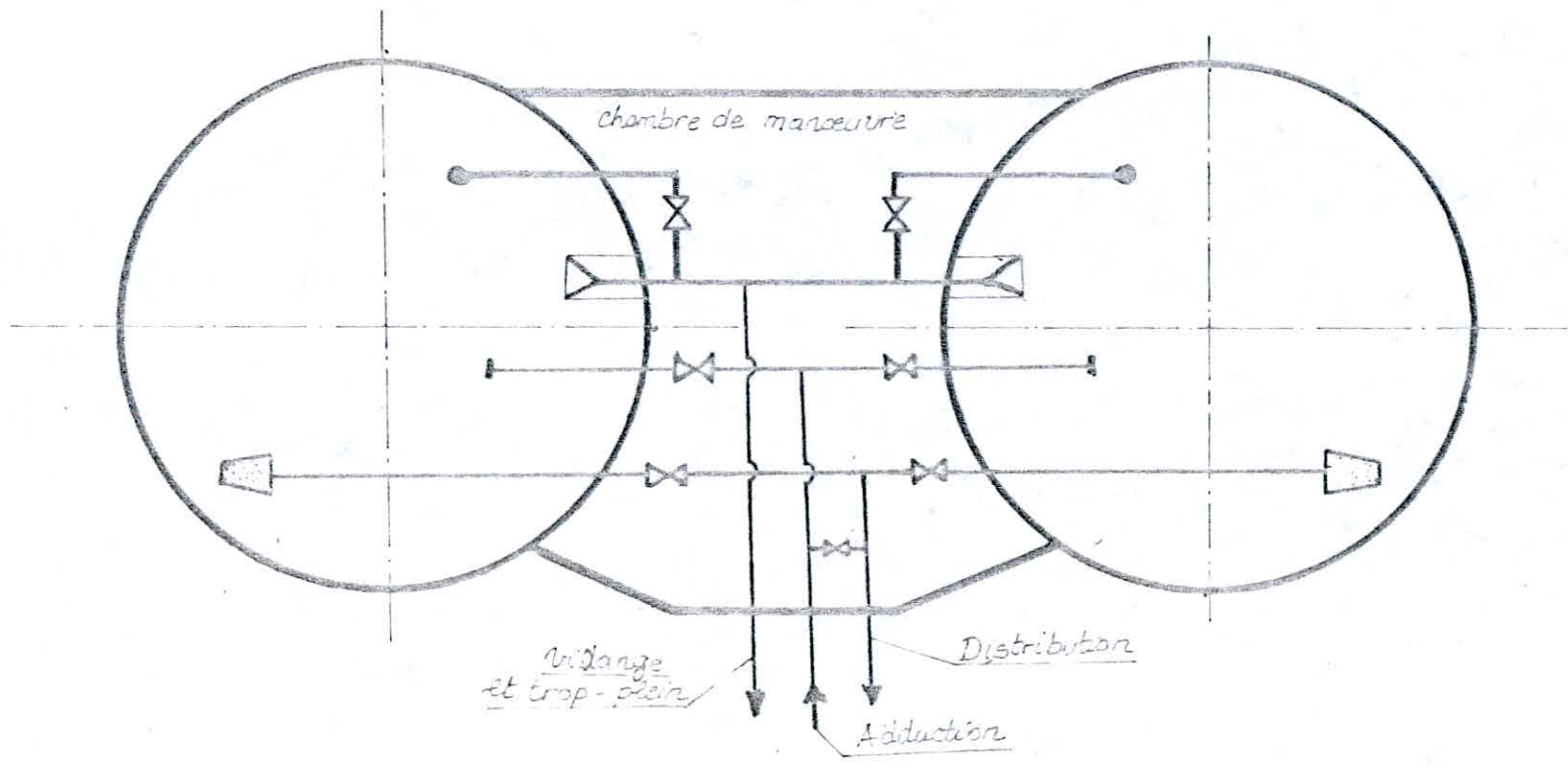
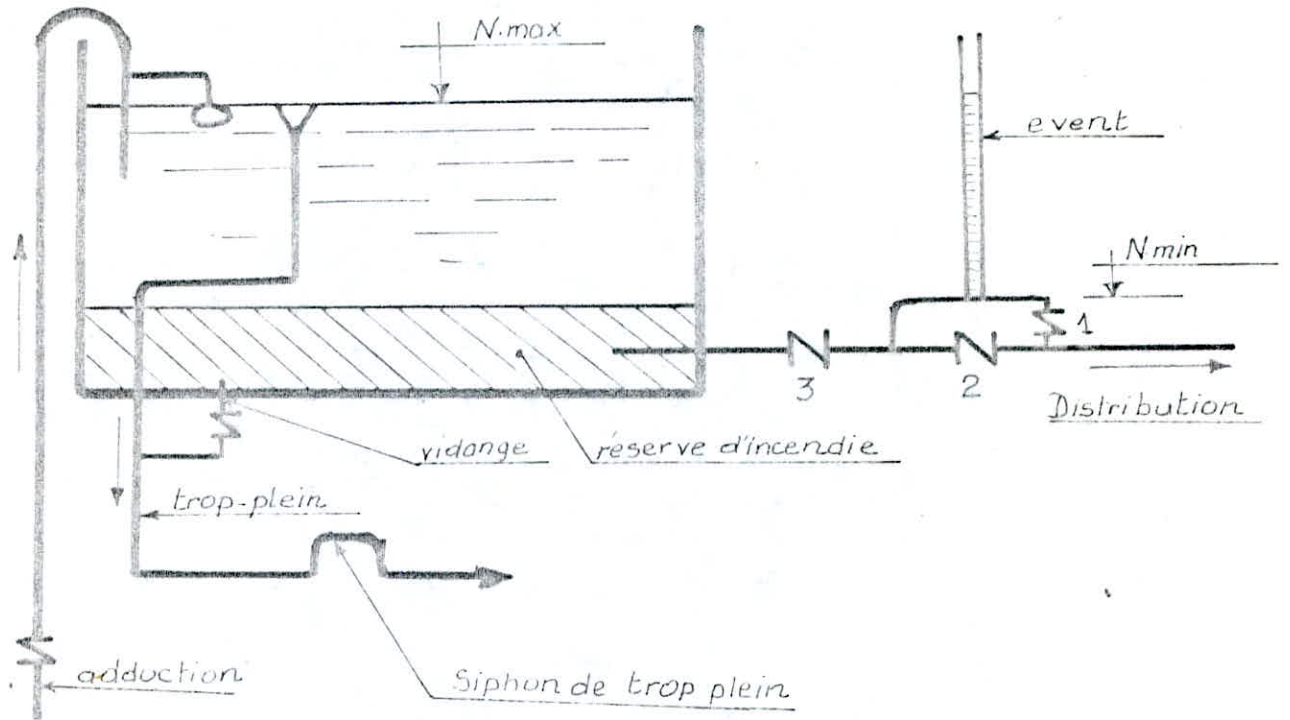


Schéma du réservoir semi-enterré



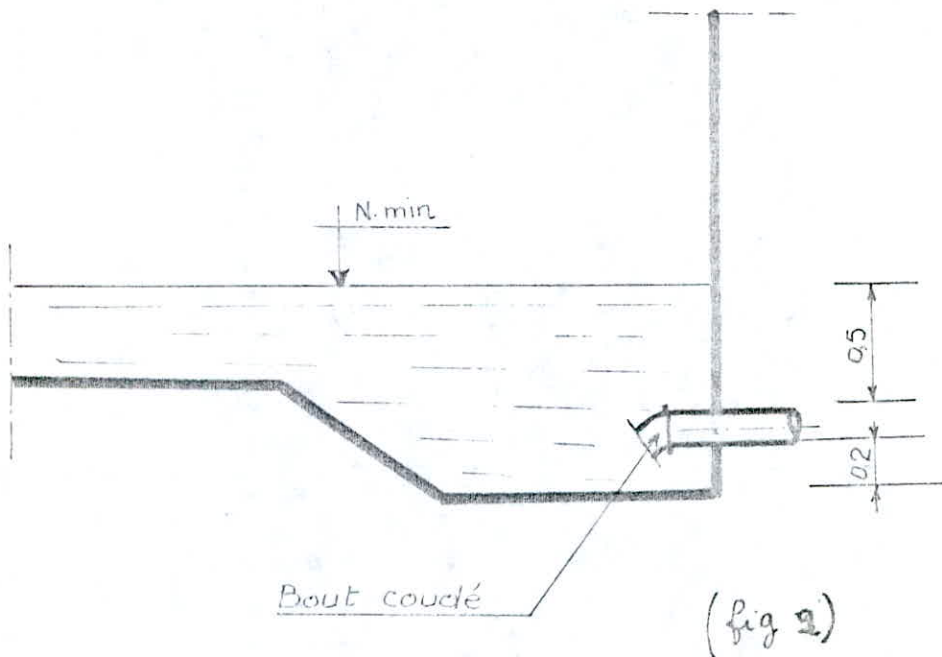
Vue en plan des réservoirs jumelés

l'ontainerie d'équipement



(fig 3)

Départ de la distribution



(fig 2)

## CHAPITRE VI. :

### ETUDE DES ADDUCTIONS

#### VI. Choix du tracé :

Dans ce qui suit, l'étude du tracé des différentes adductions est faite sur une carte topographique à l'échelle 1/5000<sup>ème</sup>.

Le choix du tracé a été effectué en respectant certains impératifs, dans la mesure du possible.

- Recherche d'un profil en long aussi régulier que possible, avec une rampe toujours dans le même sens, vers le réservoir de stockage.

- Eviter les contre-pentes qui peuvent donner lieu aux points hauts à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.

- Le tracé le plus court possible entre le lieu de captage et le réservoir pour des raisons économiques.

- Eviter les profils horizontaux.

- Choisir un profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts de façon à éviter des butées importantes.

#### VI.2. Choix du type de tuyaux :

Le choix entre les différents types de tuyaux se fait suivant les diamètres, les pressions supportées et les conditions d'installation.

Dans notre projet, nous avons opté pour des tuyaux en acier en raison des avantages qu'ils présentent :

- les conduites en acier résistent à des pressions importantes (supérieur à 20 bars);

- très économiques et disponibles sur le marché national;

- les tuyaux en acier permettent une pose beaucoup plus souple, ils sont découpables, soudables et cintrables à la demande ce qui permet d'approvisionner très peu de pièces spéciales pour les chantiers de pose.

### VI.3. Etude technico-économique des diamètres :

Le choix du diamètre de la conduite de refoulement résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En effet, en augmentant le diamètre, on augmente les premières, mais au contraire, on diminue très vite les pertes de charge, et par suite les dépenses en énergie.

Il est donc nécessaire de choisir un diamètre qui permet de donner les frais minimales.

#### VI.3.1. Méthode de calcul :

En première approximation, le diamètre économique est donné par les relations de BRESSE et de BONIN :

$$\text{formule de BRESSE : } D = 1,5 (Q)^{1/2}$$

$$\text{formule de BONIN : } D = Q^{1/2}$$

avec :  $Q = \text{débit en (m}^3/\text{s)}$ .

#### a.- Pertes de charge :

Les pertes de charge linéaires seront déterminées par la formule de DARCY - WEISBACH :

$$\Delta H_1 = \frac{f}{D_h} \cdot L \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Les pertes de charge singulières sont exprimées par une longueur équivalente :

$$\Delta H_s = \frac{f}{D_h} \cdot L_{eq} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

où :  $V$  : vitesse moyenne d'écoulement

$D_h$  : diamètre hydraulique

$L_{eq}$  : longueur équivalente aux pertes de charge singulières

$L$  : longueur géométrique.

La perte de charge totale est donnée par la somme de ces 2 pertes de charge :

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

Les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

On aura :

$$\Delta H_t = \Delta H_1 + 0,15 \Delta H_1 = 1,15 \Delta H_1$$

$$\Delta H_t = 1,15 \cdot \frac{f}{D_h} L \cdot \frac{V^2}{2g}$$

avec :  $f$  : coefficient de frottement qui dépend de la nature du régime d'écoulement.

En régime turbulent rugueux; le coefficient de frottement "f" est donné par la formule de NIKURADZE :

$$f_N = \left[ 1,14 - 0,86 \ln \left( \frac{\epsilon}{D_h} \right) \right]^{-2}$$

où :  $\epsilon$  : rugosité absolue  
 $D_h$  : diamètre hydraulique.

En régime de transition,  $f$  est donné par la formule de COLBROCK :

$$f_C = \left[ 0,86 \ln \left( \frac{\epsilon}{3,7 D_h} + \frac{2,51}{\text{Re} \cdot \sqrt{f}} \right) \right]^{-2}$$

En première approximation,  $f$  est donné par la formule de NIKURADZE :

$$\text{Re} = \frac{V \cdot D_h}{\nu} \quad \text{nombre de Reynolds}$$

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

$$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \quad \text{viscosité cinématique de l'eau à } 20^\circ\text{C.}$$

b.- Calcul de la rugosité absolue  $\epsilon$

Celle-ci est donnée par la formule suivante :

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

où :  $\epsilon_0$  : rugosité absolue à l'état neuf : ( $\epsilon_0 = 10^{-4}$  m pour l'acier)

$\lambda$  : coefficient de vieillissement

$\lambda = 0,03$  mm/an correspondant à la zone de faible agressivité de l'eau tirée de l'abaque de PETER-LAMONT

t : temps de service en années : t = 30 ans

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

c.- Calcul de la hauteur manométrique  $H_{MT}$  :

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

$$H_g = (CTP + 0,5) - ND$$

où :  $H_g$  : hauteur géométrique

ND : niveau dynamique

d.- Calcul de la puissance de la pompe :

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

où : P : puissance de la pompe en (kw)

$\eta$  : rendement de la pompe pris égal à 0,75.

e.- Energie consommée par le pompage :

$$E = P \cdot t \cdot 365$$

où : E : énergie en kw.h

t : nombre d'heures de pompage par jour.

f.- Prix de l'énergie :

$$P_E = e.E$$

où : e : tarif de l'énergie (e = 0,19 DA/kw.h)

g.- Calcul de l'annuité :

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

où : n : nombre d'années d'amortissement (n = 30 ans)

i : taux d'annuité (i = 8%)

On aura donc :

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

Calcul de l'adduction  $F_5 R_2$  de la zone 2.

Q = débit d'exploitation du forage  $F_5$  :

$$Q = q_1 - q_2$$

où :  $q_1$  : débit nécessaire pour l'alimentation de la zone 2 = 108,8 l/s

$q_2$  : débit existant = 77,5 l/s

donc :  $Q = 31,3$  l/s

$$H_g = 18 \text{ m}$$

$$L = 835 \text{ m}$$

$$D_5 = (31,3 \cdot 10^{-3})^{1/2} = 0,177 \text{ m}$$

$$D_5 = (31,3 \cdot 10^{-3})^{1/2} \cdot 1,5 = 0,265 \text{ m.}$$



Tableau de calcul des  $H_{MT}$  :

D (mm)	V (m/s)	$(\lambda/D_h)$	$\mathbb{R} \cdot 10^5$	f	$\Delta H_t$ (m)	$H_{MT}$ (m)
150	1,77	0,0066	2,657	0,03357	34,35	52,35
200	1,00	0,0050	1,993	0,03081	7,55	25,55
250	0,64	0,0040	1,594	0,02884	2,31	20,31
300	0,44	0,0033	1,328	0,02728	0,86	18,86

Tableau des frais d'exploitation :

D (mm)	$H_{MT}$ (m)	P (kw)	E = P x 20 x 365	Prix de l'énergie en DA
150	52,35	21,41	156296,3	29696,297
200	25,55	10,45	76285,0	14494,150
250	20,31	8,31	60663,0	11525,9
300	18,86	7,71	56283,0	10693,770

Tableau des frais d'amortissement :

D (mm)	Prix de la conduite par ml	Longueur totale de la conduite (m)	Prix de revient de la longueur totale de la conduite en DA	Amortissement
150	184,93	835	154416,55	13716,36
200	229,56	835	191682,60	17026,59
250	267,22	835	223128,70	19819,85
300	333,07	835	278113,45	24703,98

Bilan :

D (mm)	Frais d'exploitation	Frais d'amortissement	Totaux
150	29696,29	13716,36	43412,66
200	14494,15	17026,59	31520,74
250	11525,90	19819,85	31345,75
300	10693,77	24703,98	35397,75

D'après les résultats donnés par le bilan, il ressort que le  $\varnothing$  250 mm est plus économique.

Choix du diamètre économique de la conduite de refoulement (réservoir projeté ..... réservoir existant).

Tableau de calcul des  $H_{MT}$  :

$$H_g = 24 \text{ m}$$

$$Q = 31,3 \text{ l/s}$$

$$L = 25 \text{ m}$$

$$D = (176 + 265) \text{ mm}$$

D (mm)	V (m/s)	$(-/D_h$	$R \cdot 10^5$	f	$\Delta H_t$ (m)	$H_{MT}$
150	1,77	0,0066	2,657	0,03357	1,027	25,027
200	1,00	0,0050	1,993	0,03081	0,226	24,226
250	0,64	0,0040	1,594	0,02884	0,069	24,069
300	0,44	0,0033	1,328	0,02728	0,025	24,025

Tableau des frais d'exploitation :

D (mm)	$H_{MT}$ (m)	P (kw)	$E = P \times 10 \times 365$	Prix de l'énergie (DA)
150	25,027	10,23	37339,5	7094,50
200	24,226	9,91	36171,5	6872,58
250	24,069	9,84	35916,0	6824,04
300	24,025	9,82	35843,0	6810,17

Tableau des frais d'amortissement :

D (mm)	Prix de la conduite par ml (DA)	Longueur totale de la conduite(m)	Prix de revient total	Amortissement
150	184,93	25	4623,25	410,89
200	229,56	25	5739,00	510,05
250	267,22	25	6680,50	593,72
300	333,07	25	8326,75	740,03

Bilan :

D (mm)	Frais d'exploitation	Frais d'amortissement	T o t a u x
150	7094,50	410,89	7505,39
200	6872,58	510,05	7382,63
250	6824,04	593,72	7417,76
300	6810,17	740,03	7550,20

D'après les résultats donnés par le bilan, il ressort que le  $\varnothing$  200 mm est plus économique.

Etude des adductions de la zone (1).

Q : débit d'exploitation du forage  $F_6 = 58$  l/s

Hg = 47 m

L = 1185 m

$D_{ec} = (0,241 + 0,361)$  m.

Tableau de calcul des  $H_{MT}$  :

D (mm)	V (m/s)	$(-/D_h)$	$IR \cdot 10^5$	f	$\Delta H_t$ (m)	$H_{MT}$ (m)
200	1,85	0,0050	3,69	0,03081	36,60	83,6
250	1,18	0,0040	2,95	0,02884	11,16	58,16
300	0,82	0,0033	2,46	0,02728	4,23	51,23
350	0,6	0,0029	2,11	0,02631	1,88	48,88
400	0,46	0,0025	1,85	0,02525	0,92	47,92

Tableau des frais d'exploitation :

D (mm)	$H_{MT}$ (m)	P (kw)	E = P x 20 x 365	Prix de l'énergie (DA)
200	83,6	63,42	462066	87963,54
250	58,16	44,12	322076	61194,44
300	51,23	38,86	283678	53898,82
350	48,88	37,08	270684	51429,96
400	47,92	36,35	265355	50417,45

Tableau des frais d'amortissement :

D (mm)	Prix de la conduite par ml (DA)	Longueur totale de la conduite (m)	Prix de revient total en (DA)	Amortissement
200	229,56	1185	272028,6	24163,59
250	267,22	1185	316655,7	28127,70
300	333,07	1185	394687,95	35059,10
350	437,60	1185	518556,0	46061,98
400	500,44	1185	593021,4	52676,55

Bilan :

D (mm)	Frais d'exploitation	Frais d'amortissement	T o t a u x
200	87963,54	24163,59	112127,13
250	61194,44	28127,70	89322,14
300	53898,82	35059,10	88957,92
350	51429,96	46061,98	97491,94
400	50417,45	52676,55	103094,00

Le diamètre le plus économique est le  $\emptyset$  300.

Le calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement :

réservoir projeté ..... réservoir existant  $R_1$

Débit refoulé : 53,8 l/s

Hauteur géométrique :  $H_g = 20,5$  m

Longueur géométrique de la conduite  $L = 23$  m

Diamètre économique (0,232 + 0,348 m)

Tableau de calcul des  $H_{MT}$  :

D (mm)	V (m/s)	$(- / D_h)$	$IR \cdot 10^5$	f	$\Delta H_t$ (m)	$H_{MT}$
200	1,71	0,0050	3,42	0,03081	0,605	21,10
250	1,09	0,0040	2,74	0,02884	0,180	20,68
300	0,76	0,0033	2,28	0,02728	0,0170	20,57
350	0,56	0,0029	1,96	0,02631	0,031	20,53

Tableau des frais d'exploitation :

D (mm)	$H_{MT}$ (m)	P . (kw)	$E = P \times 16 \times 365$	Prix de l'énergie en (DA)
200	21,10	14,84	86665,6	16466,46
250	20,68	14,55	84972,0	16144,68
300	20,57	14,47	84504,8	16055,91
350	20,53	14,45	84388,0	16033,72

Tableau des frais d'amortissement :

D (mm)	Prix de la conduite par ml (DA)	Longueur totale de la conduite (m)	Prix de revient total en (DA)	Amortissement.
200	229,56	23	5279,88	468,99
250	267,22	23	6146,06	545,94
300	333,07	23	7660,61	680,47
350	437,60	23	10064,80	894,03

Bilan :

D (mm)	Frais d'exploitation	Frais d'amortissement	T o t a u x
200	16466,46	468,99	16935,45
250	16144,68	545,94	16690,62
300	16055,91	680,47	16736,38=
350	16033,72	894,03	16927,75

Le diamètre le plus économique est le  $\emptyset$  250.

## CHAPITRE VII. :

### ETUDE ET CHOIX DES POMPES

#### VII.1. choix des pompes :

Le choix d'une pompe s'effectue en choisissant le type normalisé de pompe dont les caractéristiques se rapprochent les plus possibles des données à respecter : débit à refouler, la hauteur manométrique et le rendement.

#### VII.2. Point de fonctionnement de la pompe :

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

Par ce point d'intersection devra donc passer la caractéristique  $Q, H$  de la pompe, il est rare que le  $Q, H$  passe exactement par  $P$ . En vue d'obtenir ce débit, plusieurs solutions sont possibles.

- Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est, le débit relevé sera plus grand que celui désiré et la durée de pompage sera diminué.

- Accepter la courbe  $Q, H$  et vanner sur le refoulement. On accroît de ce fait la consommation d'énergie.

- Rogner la roue afin de faire passer  $Q, H$  par le point de fonctionnement désiré. Le rendement de la pompe sera d'autant diminué que le rognage sera important.

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

Choix de pompe pour le forage  $F_5$  :

Caractéristiques :  $Q = 31,3 \text{ l/s} = 112,68 \text{ m}^3/\text{h}$   
 $H_{MT} = 20,31 \text{ m.}$

Les catalogues JEUMONT-SCHNEIDER, pour les pompes à axe vertical, on choisi :

Série ME 125 - 400

$$N_1 = 1450 \text{ tr/mn}$$

$$D_1 = 317 \text{ mm}$$

$$\eta = 78 \%$$

Le point de fonctionnement P' donné par l'intersection des caractéristiques de la pompe et de la conduite est décalé du point de fonctionnement désiré P. (Voir fig. 4).

Nous étudierons donc les différents moyens de rapprocher P et P'.

1<sup>ère</sup> Solution :

Si on accepte le point de fonctionnement P', le débit à relever sera plus grand à celui désiré et la durée de pompage sera réduite.

Pour le point P', on a :

$$Q = 147 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H = 21,52 \text{ m.}$$

Pour le point P désiré, on a :

$$q = 112,68 \text{ m}^3/\text{h}$$
$$h = 20,31 \text{ m.}$$

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant 20 h est de :

$$V = 112,68 \times 20 = 2253,6 \text{ m}^3$$

Le temps de pompage se réduit à :

$$T = \frac{V}{147} = 15,33 \text{ heures}$$

$$T = 15\text{h } 30\text{mn.}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

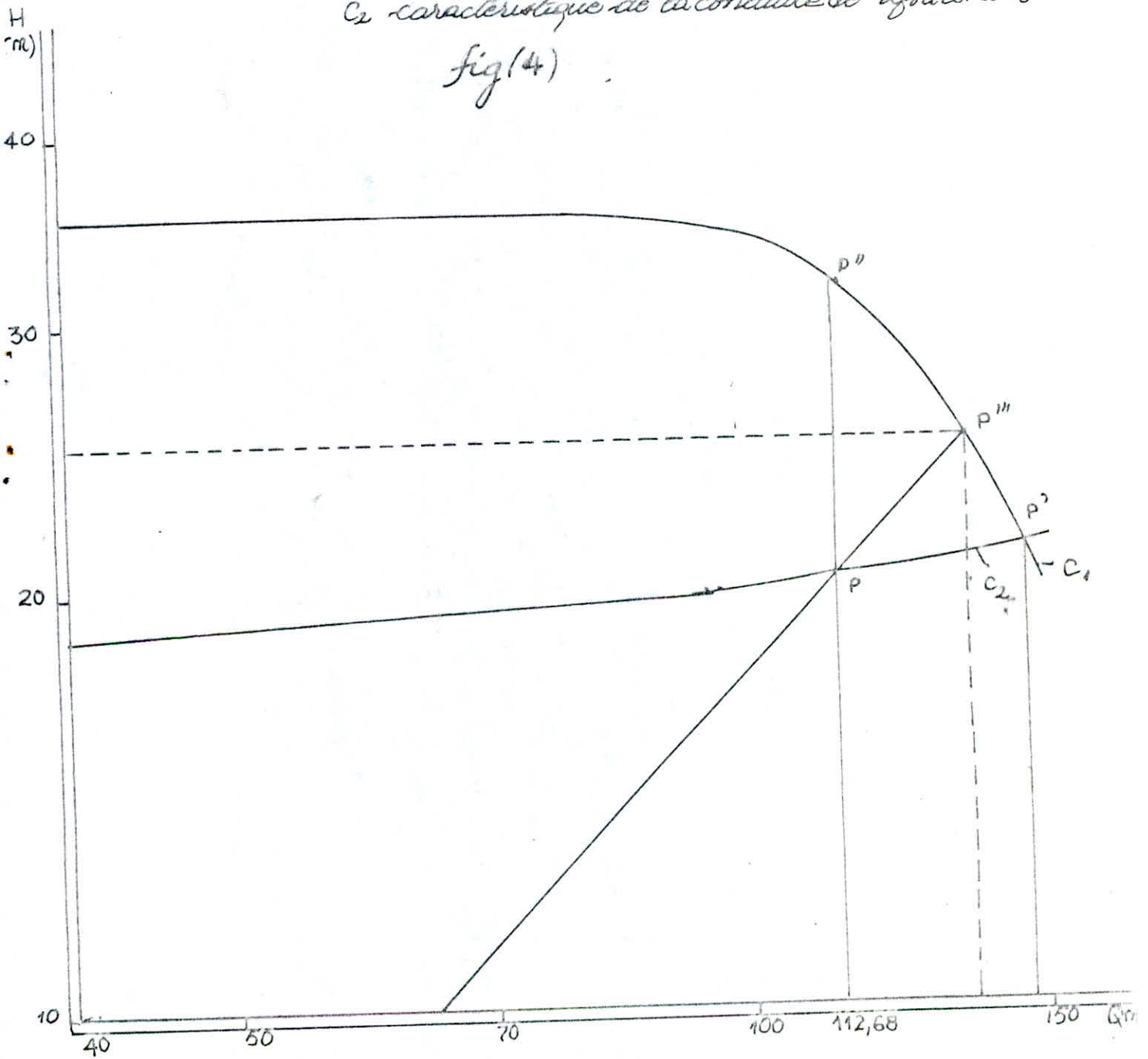
$$P = \frac{9,81 \times 147 \times 21,52}{3600 \times 0,67} = 12,87 \text{ kw}$$

### Pompes du Forage F<sub>5</sub>

$C_1$  = caractéristique initiale de la pompe

$C_2$  caractéristique de la conduite de refoulement

fig(4)





2<sup>ème</sup> Solution :

Elle consiste à vanner sur le refoulement pour créer une perte de charge égale à :

$$(P'' - P) = 31,87 - 20,31 = 11,56 \text{ m}$$

La puissance de pompage sera donc dans ce cas :

$$P = \frac{9,81 \times 112,68 \times 31,87}{3600 \times 0,72} = 13,59 \text{ kw}$$

3<sup>ème</sup> Solution :

Elle consiste au rognage de l'impulseur de la pompe. En conservant la même vitesse de rotation N, on aura :

$$\frac{Q'''}{Q} = \frac{H'''}{H} = \frac{D^2}{d^2}$$

Q''' et H''' étant les coordonnées du point P'''

$$Q''' = 137,5 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H''' = 25,55 \text{ m}$$

où : D : diamètre de la roue avant le rognage (= 317 mm)  
d : diamètre de la roue rognée.

En posant :  $d = m D$

$$\frac{Q'''}{Q} = \frac{H'''}{H} = \frac{1}{m^2}$$

$$d'ou : m = \left(\frac{Q}{Q'''}\right)^{1/2} = \left(\frac{112,68}{137,5}\right)^{1/2} = 0,905$$

Le pourcentage de rognage sera donc :

$$1 - m = 9,5 \%$$

La puissance absorbée sera de :

$$P = \frac{9,81 \times 25,55 \times 137,5}{3600 \times 0,68} = 14,08 \text{ kw}$$

Conclusion :

L'analyse des différentes variantes nous conduit à prendre en considération l'une d'entr'elles.

On optera donc pour la première solution qui consiste à la réduction du temps de pompage, car cette dernière donne des pertes d'énergie minimales relativement aux deux autres.

VII.4. Choix de pompe pour le réservoir projeté au réservoir R<sub>2</sub> :

$$Q = 31,3 \text{ l/s} = 112,68 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{MT} = 24,23 \text{ m}$$

Pompe type JEUMONT - SCHEINDER à axe horizontal :

Type 80 FPL

$$N_1 = 1450 \text{ tr/mn}$$

$$D_1 = 290 \text{ mm}$$

$$n_{\text{max.}} = 74\%$$

Le point de fonctionnement désiré P est décalé du point de fonctionnement obtenu P' (voir fig. 5 ).

Nous étudierons les différentes possibilités de le rapprocher.

1<sup>ère</sup> Solution :

Réduire le temps de pompage :

$$\begin{aligned} \text{Au point P' on a : } & \dots\dots\dots Q' = 154,63 \text{ m}^3/\text{h} \\ & H' = 24,72 \text{ m} \\ & n = 78,2 \% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Au point P on a : } & \dots\dots\dots Q = 112,68 \text{ m}^3/\text{h} \\ & H = 24,23 \text{ m} \\ & n = 74 \% \end{aligned}$$

Pompe :  $R_1 \rightarrow R_2$

(Fig 5.)

$C_1$ : Caractéristique de la pompe initiale

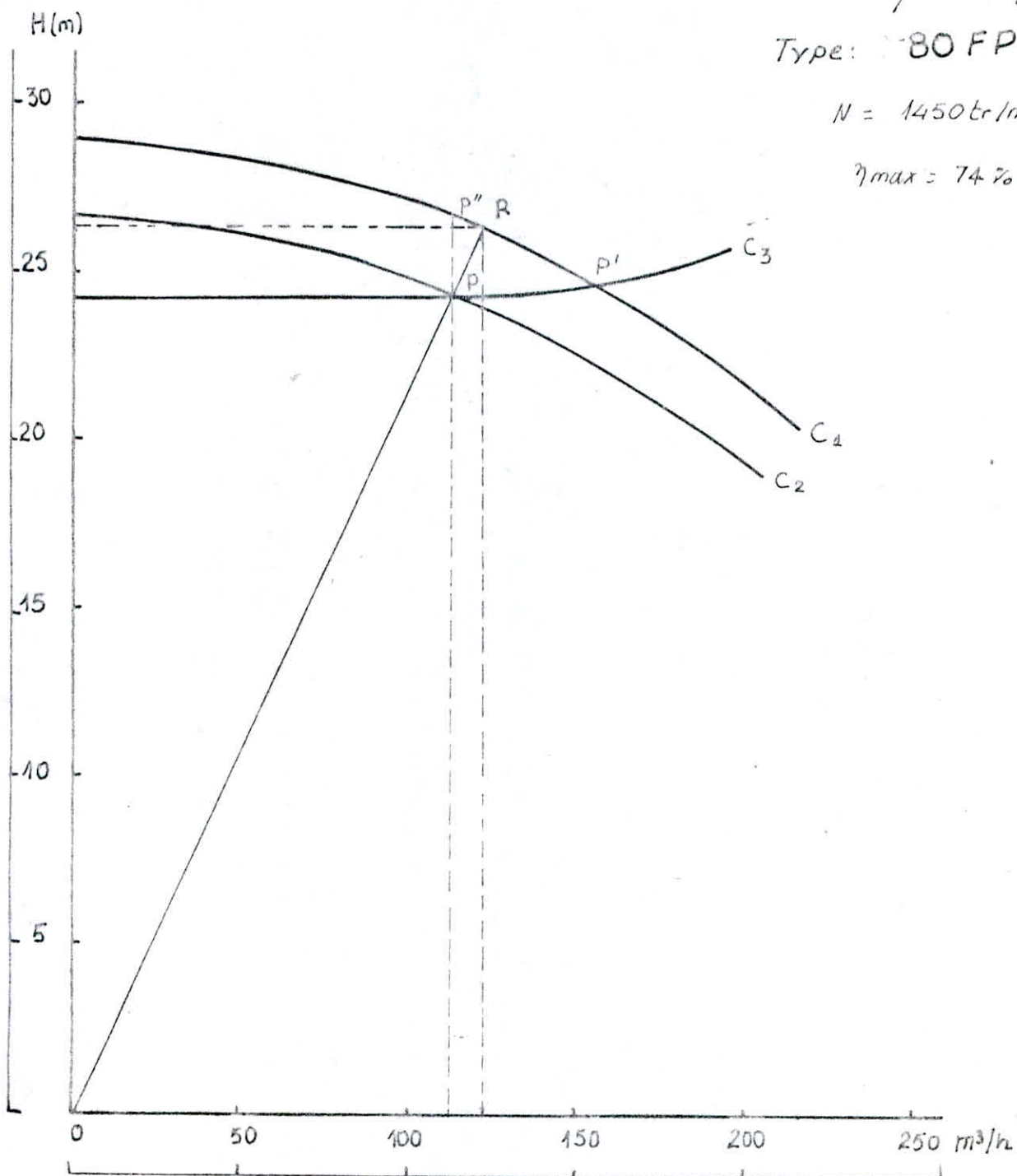
$C_2$ : Caractéristique de la pompe homologuée

$C_3$ : Caractéristique de refoulement.

Type: 80 FPL

$N = 1450 \text{ tr/mn}$

$\eta_{\max} = 74\%$



Le nouveau temps de pompage est de :

$$T = \frac{112,68 \times 10}{154,63} = 7\text{h } 17\text{min.}$$

La puissance absorbée sera de :

$$P = \frac{154,63 \times 9,81 \times 24,72}{3600 \times 0,782} = 13,32 \text{ kw}$$

2<sup>ème</sup> Solution :

Vanner sur le refoulement.

La perte de charge à créer par le vannage est :

$$P'' - P = 26,67 - 24,23 = 2,44 \text{ m}$$

Avec un rendement de pompage de 74%, on aura une puissance de :

$$P = \frac{9,81 \times 112,68 \times 26,67}{3600 \times 0,74} = 11,22 \text{ kw}$$

3<sup>ème</sup> Solution :

Rognage de la roue de la pompe :

$$m = \left(\frac{112,68}{122,22}\right)^{1/2} = 0,960$$

Le pourcentage de rognage sera de :

$$1 - m = 1 - 0,96 = 4\%$$

sabtant que :  $d = mD$ .

Le diamètre de la roue rognée sera donc :

$$d = 278,0 \text{ mm}$$

$$P = \frac{9,81 \times 122,22 \times 26,3}{3600 \times 0,786} = 11,14 \text{ kw}$$

4<sup>ème</sup> solution :

Etude de la pompe homologue avec variation de la vitesse de rotation. Elle consiste à rechercher une pompe homologue à celle déjà considérée mais dont le point de fonctionnement sera celui désiré.

Les dimensions de la pompe resteront inchangées tandis que, la vitesse de rotation subira une modification.

En application des lois de similitude, le problème d'homologie est facilement déterminé :

Données : .....  $Q = 112,68 \text{ m}^3/\text{h}$   
 $H_{MT} = 24,23 \text{ m}$   
 $D = 290 \text{ mm}$   
 $\eta = 74\%$

avec :  $C_1 = \frac{Q}{ND^3}$  et  $C_2 = \frac{H}{N^2 D^2}$

Exprimons la vitesse de rotation (N) en fonction des caractéristiques adimensionnelle ( $C_1$  et  $C_2$ ).

$$C_1 = \frac{Q}{ND^3} \dots\dots\dots N = \frac{Q}{C_1 D^3} \dots\dots N = f(C_1) = \frac{1,283}{C_1}$$

$$C_2 = \frac{H}{N^2 D^2} \dots\dots\dots N = \frac{1}{D} \left(\frac{H}{C_2}\right)^{1/2} \dots\dots N = f(C_2) = \frac{16,97}{(C_2)^{1/2}}$$

On substitue dans les expressions de N les valeurs de  $C_1$  et  $C_2$  et on dresse un tableau : (voir tableau de calcul de la nouvelle vitesse de rotation).

Tableau de calcul de la nouvelle vitesse de rotation :

Q (m <sup>3</sup> /h)	H (m)	C <sub>1</sub> (10 <sup>-4</sup> )	C <sub>2</sub> (10 <sup>-4</sup> )	N = f(C <sub>1</sub> )	N = f(C <sub>2</sub> )
0	28,89	0	1,63	-	1329,2
50	28,33	3,93	1,60	3264,6	1341,2
70	27,96	5,50	1,58	2332,7	1350,1
80	27,77	6,28	1,57	2043,0	1354,4
90	27,40	7,07	1,55	1814,7	1363,1
100	27,22	7,85	1,54	1634,4	1367,5
150	25,00	11,78	1,41	1089,1	1429,1
180	23,31	14,14	1,38	907,4	1444,6
200	22,13	15,71	1,25	816,7	1517,8

Avec les valeurs de  $N = f(C_1)$  et  $N = f(C_2)$ , on trace les courbes de ces deux fonctions (voir fig. c).

L'intersection de ces deux fonctions nous donne la valeur recherchée de la nouvelle vitesse de rotation :

$$N = 1380 \text{ tr/mn.}$$

En application des lois de similitude, on a :

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

on peut tracer la caractéristique de la pompe homologue.

Dans ce cas la puissance absorbée sera de :

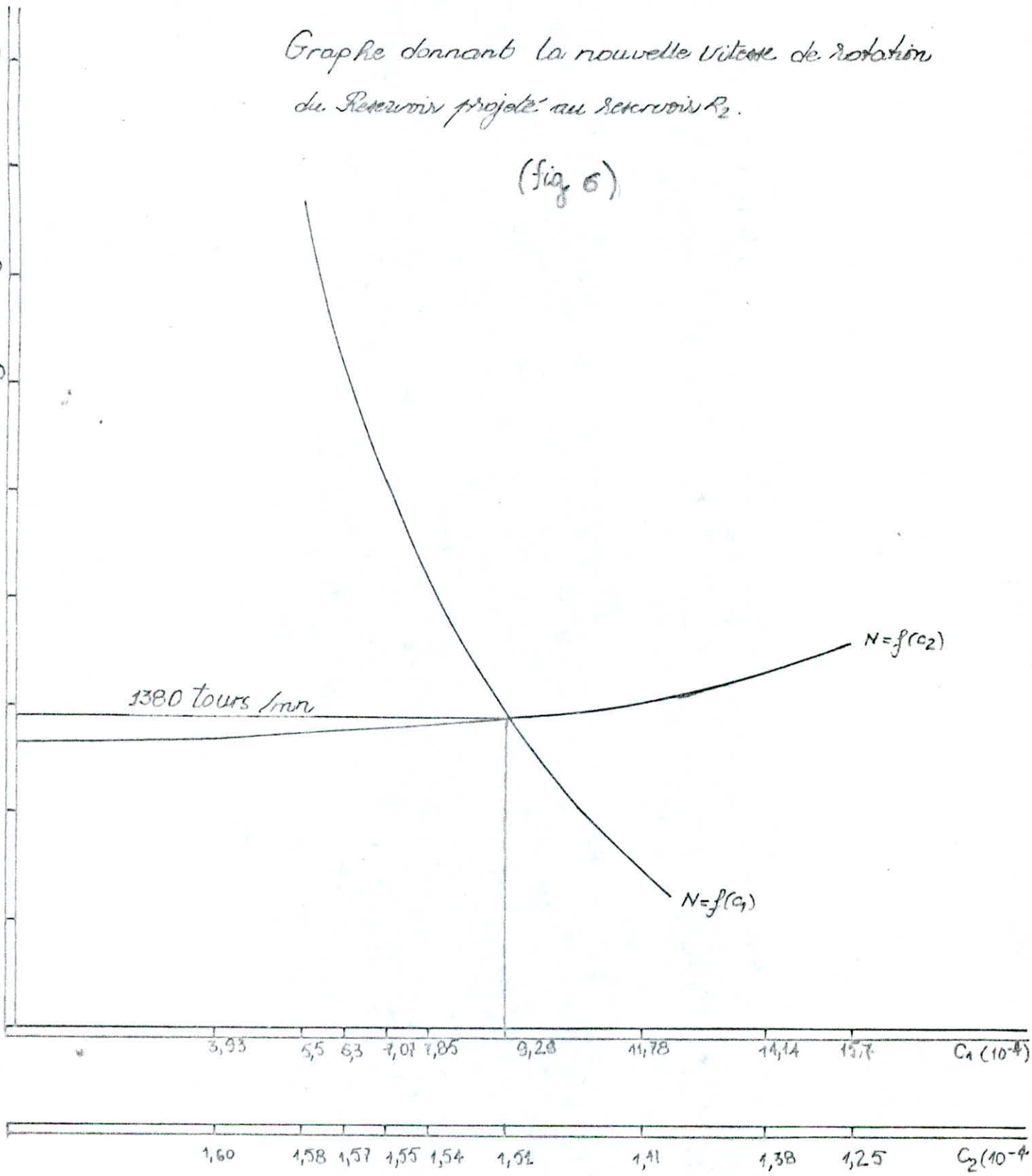
$$P = \frac{9,81 \times 112,68 \times 24,23}{3600 \times 0,783} = 9,5 \text{ kw.}$$

Conclusion :

Après comparaison des différentes variantes, la conception d'une pompe homologue tournant à une vitesse de 1380 tr/mn s'impose, l'énergie consommée étant très faible.

Graphique donnant la nouvelle vitesse de rotation  
du Reservoir projeté au Reservoir R<sub>2</sub>.

(fig 6)



VII.5. CHOIX DE POMPE POUR LE FORAGE F<sub>6</sub> :

$$q = 58 \text{ l/s} = 208,8 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{MT} = 51,23 \text{ m.}$$

Pompe type JEUMONT SCHNEIDER à axe vertical.  
Série 80F9/5977167.

$$N_1 = 2950 \text{ tr/mn}$$

$$D_1 = 250 \text{ mm}$$

$$\eta_{\max} = 74\%.$$

Le point de fonctionnement désiré P est décalé du point de fonctionnement obtenu P'. (Voir fig. 7).

On étudiera les différentes solutions pour rapprocher ces deux points.

1<sup>ère</sup> Solution :

Réduire le temps de pompage :

$$\begin{aligned} \text{Au point P' on a : } & \dots\dots\dots Q' = 238,5 \text{ m}^3/\text{h} \\ & H' = 53 \text{ m} \\ & = 70\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Au point P on a : } & \dots\dots\dots Q = 208,8 \text{ m}^3/\text{h} \\ & H = 51,23 \text{ m} \\ & \eta = 72\%. \end{aligned}$$

Le mouvement temps de pompage est de :

$$T = \frac{208,8 \times 20}{238,50} = 17\text{h } 31\text{mn.}$$

La puissance absorbée sera de :

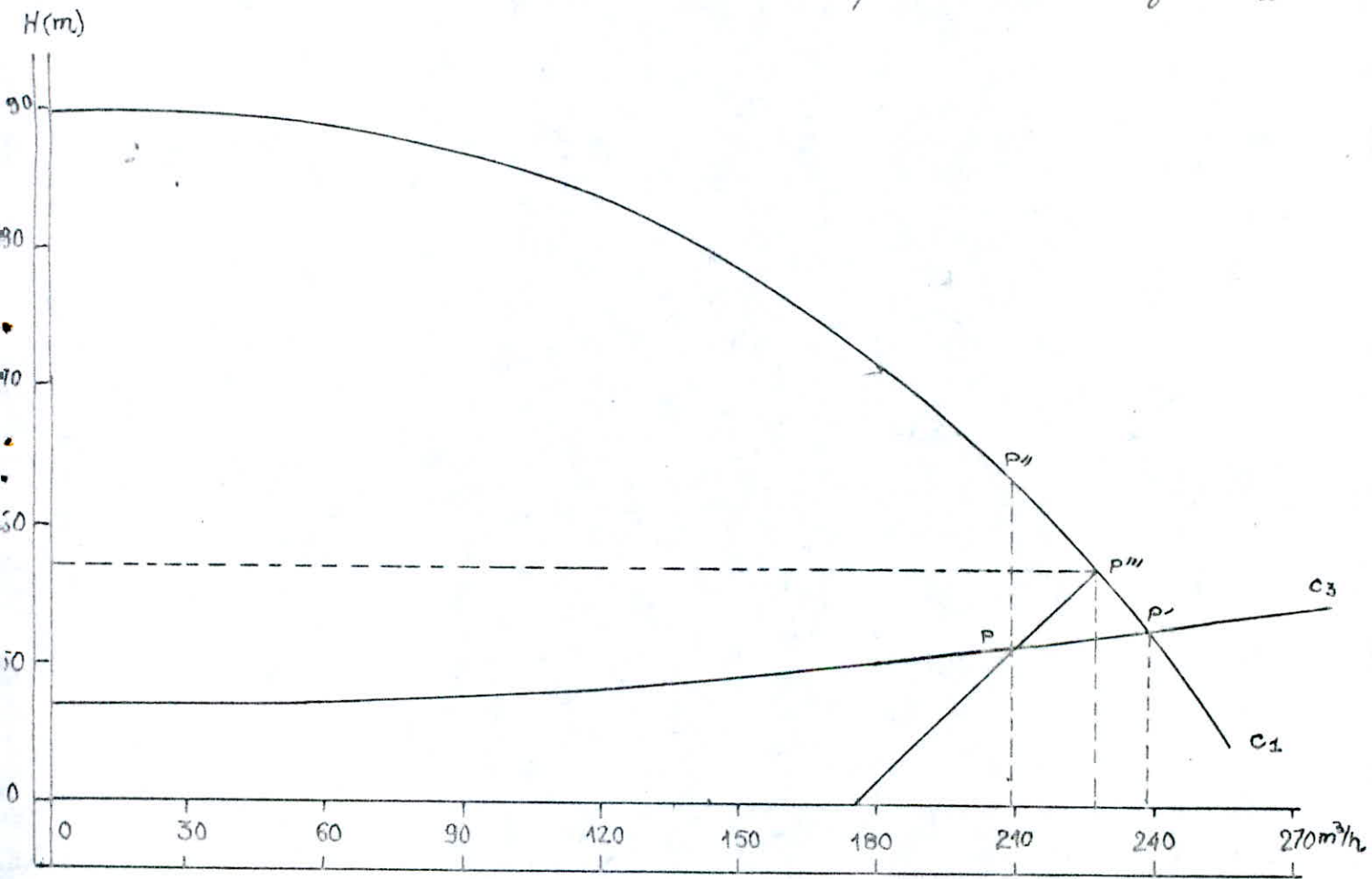
$$P = \frac{9,81 \times 238,5 \times 53}{0,7 \times 3600} = 49,21 \text{ kw}$$



Pompe du Forage : F<sub>6</sub>

c<sub>1</sub> Caractéristique initiale de la pompe

c<sub>3</sub> : Caractéristique de la conduite de refoulement



(fig 7)

2<sup>ème</sup> Solution :

Vanner sur le refoulement.

La perte de charge à créer par le vannage est :

$$P'' - P = 64 - 51,23 = 12,77 \text{ m}$$

Avec un rendement de pompage de 72%, on aura une puissance de :

$$P = \frac{9,81 \times 208,8 \times 64}{3600 \times 0,72} = 50,58 \text{ kw}$$

3<sup>ème</sup> Solution :

Rognage de la roue de la pompe :

$$m = \left(\frac{208,8}{229,5}\right)^{1/2} = 0,909$$

Le pourcentage de rognage sera de :

$$1 - m = 1 - 0,909 = 9,1\%$$

avec :  $d = mD$ .

Le diamètre de la roue rognée sera de :

$$d = 227 \text{ mm}$$

$$P = \frac{9,81 \times 227,25 \times 57}{3600 \times 0,725} = 48,68 \text{ kw}$$

en conclusion, nous opterons pour cette dernière solution l'énergie consommée est moindre.

VII.6. Choix de pompe pour le réservoir projeté au réservoir R<sub>1</sub> :

$$Q = 53,8 \text{ l/s} = 193,68 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{MT} = 20,5 \text{ m.}$$

Pompe type JEUMONT SCHEINDER à axe horizontal.  
Type 6FPL.

$$\begin{aligned}N_1 &= 1450 \text{ tr/mn} \\D_1 &= 290 \text{ mm} \\n_{\text{max}} &= 74\%.\end{aligned}$$

Le point de fonctionnement désiré P est décalé du point de fonctionnement obtenu P' (voir fig. e).

1<sup>ère</sup> Solution :

Réduire le temps de pompage :

$$\begin{aligned}\text{Au point P' on a : } &\dots\dots\dots Q' = 211,11 \text{ m}^3/\text{h} \\ &H' = 20,74 \text{ m} \\ &n = 72\%.\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Au point P on a : } &\dots\dots\dots Q = 193,68 \text{ m}^3/\text{h} \\ &H = 20,5 \text{ m} \\ &n = 71\%.\end{aligned}$$

Le nouveau temps de pompage est de :

$$T = \frac{193,68 \times 16}{211,11} = 14\text{h } 41\text{mn}$$

La puissance absorbée sera de :

$$P = \frac{9,81 \times 211,11 \times 20,74}{0,72 \times 3600} = 16,57 \text{ kw}$$

2<sup>ème</sup> Solution :

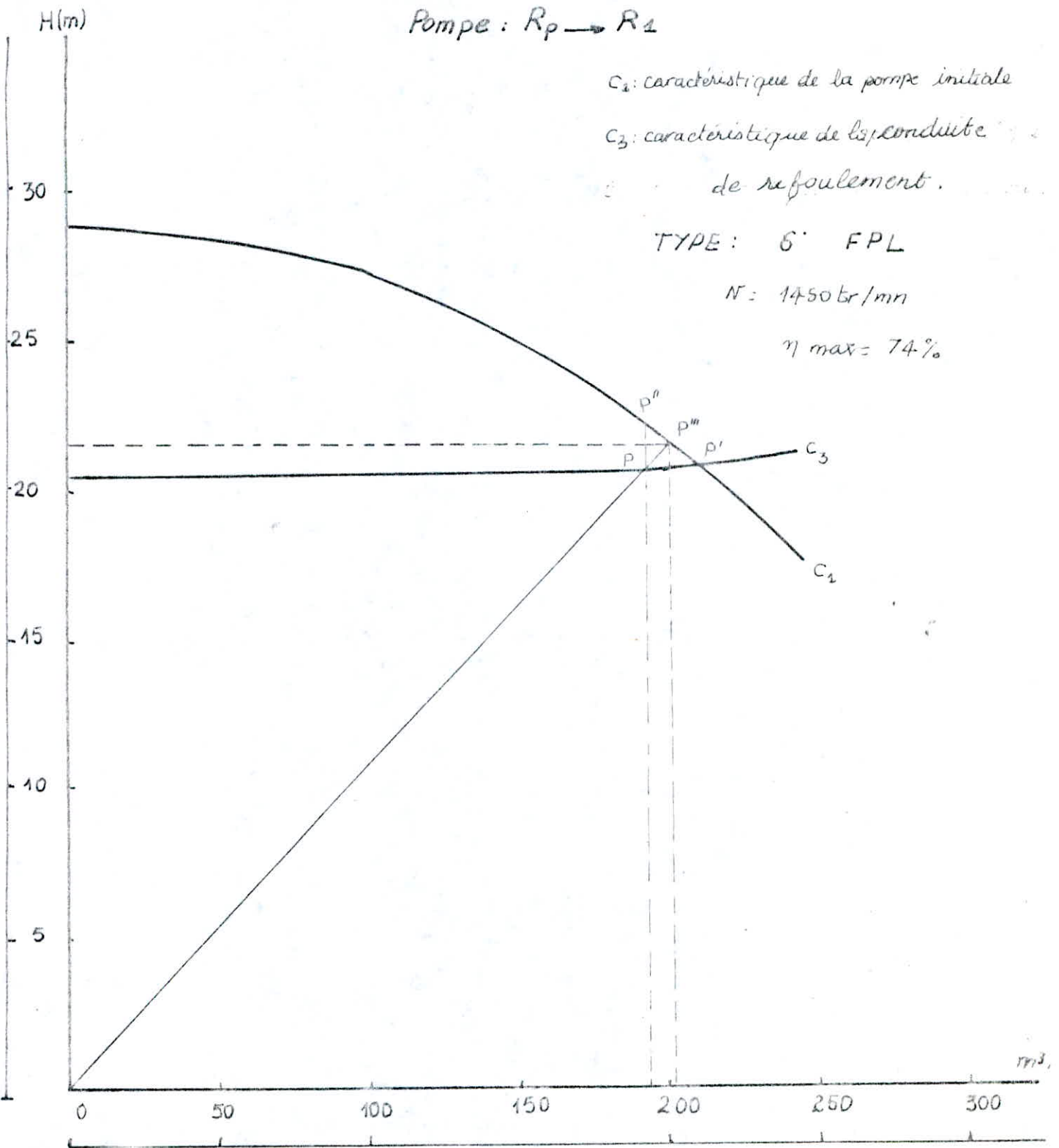
Vanner sur le refoulement.

La perte de charge à créer par le vannage sera de ::

$$P'' - P = 22,22 - 20,5 = 1,72 \text{ m}$$

avec :  $n = 71\%$  la puissance sera de :

$$P = \frac{9,81 \times 193,68 \times 22,22}{3600 \times 0,71} = 16,52 \text{ kw}$$



(Fig. 0)

3<sup>ème</sup> Solution :

Rognage de la roue de la pompe :

$$m = \left( \frac{193,68}{194,44} \right)^{1/2} = 0,998$$

Le pourcentage de la roue rognée sera de :

$$1 - m = 1 - 0,998 = 0,2\%$$

Le diamètre de la roue rognée sera de :

$$d = 289 \text{ mm}$$

La puissance absorbée est de :

$$P = \frac{9,81 \times 201,85 \times 21,48}{3600 \times 0,72} = 16,41 \text{ kw}$$

En conclusion, nous opterons pour le rognage de la roue de la pompe étant donné que l'énergie consommée est faible par rapport aux autres solutions.

CHAPITRE VIII.:

RESEAU DE DISTRIBUTION :

VIII.1. Dimensionnement de la conduite d'adduction gravitaire :

Source naturelle ..... Réservoir R<sub>1</sub>.

Données de base :

$$Q_{SN} = 25 \text{ l/s} = 25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 965 \text{ m}$$

$$\epsilon = 1 \text{ mm.}$$

Dans notre cas, la côte d'arrivée et de départ sont imposées.

La différence de niveau entre la côte de départ et celle d'arrivée donne la perte de charge totale  $\Delta H_t$  :

$$\Delta H_t = 163 - 161 = 2,0 \text{ m.}$$

Le gradient de perte de charge sera :

$$J = \frac{\Delta H_t}{L} = \frac{2}{965} = 2,072 \cdot 10^{-3}.$$

En application de la théorie de la longueur fluidodynamique, on aura :

$$Q/J^{1/2} = 0,549$$

$$\epsilon = 0,001 \text{ m} \xrightarrow{\text{abaque 8a}} \Lambda = 0,1525.$$

D'après l'abaque n° 9 pour un profil circulaire plein (théorie longueur fluidodynamique) :

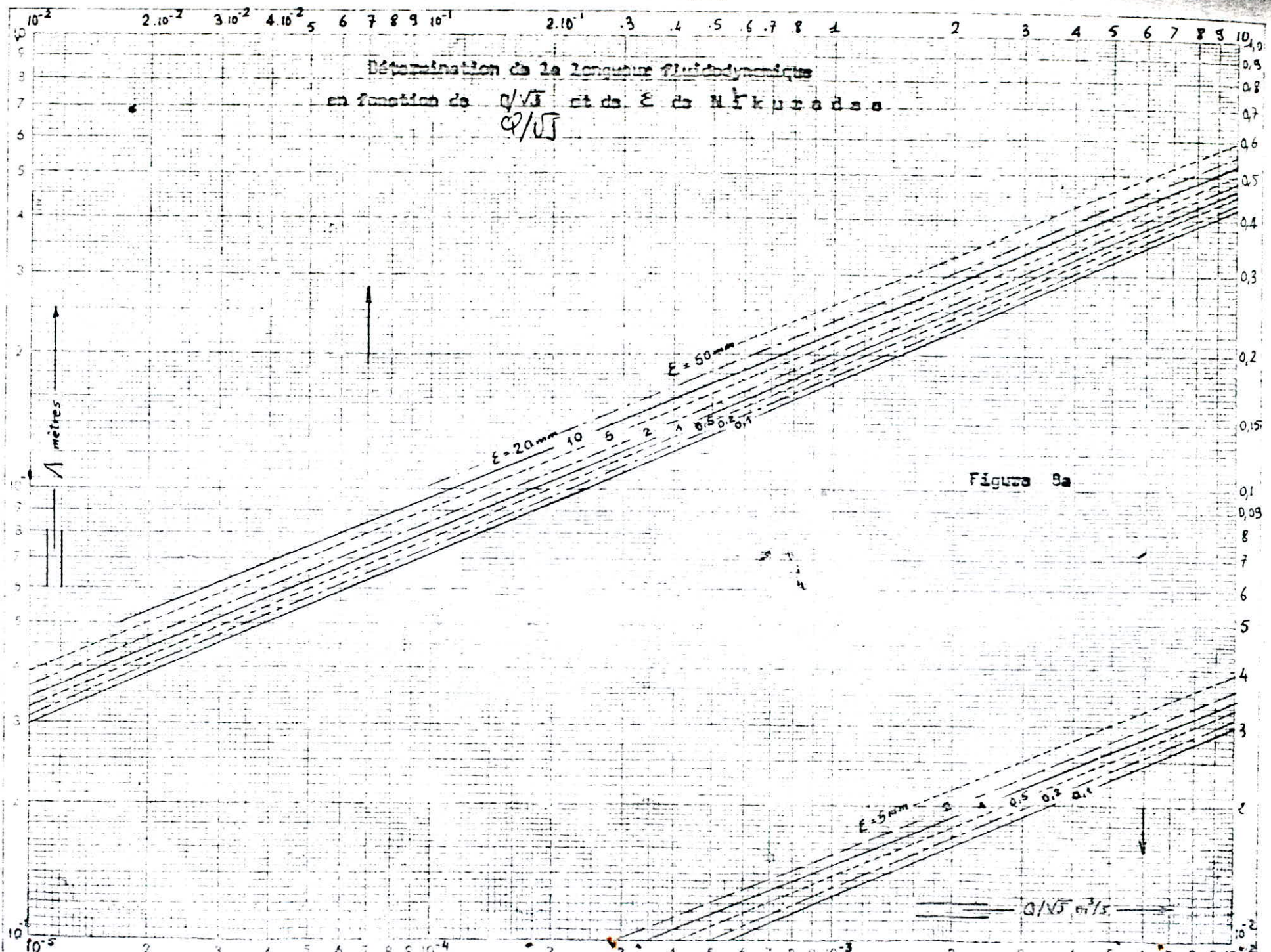
$$\Lambda = \frac{D}{D_0} \dots\dots\dots D = \Lambda D_0$$

avec :  $D_0 = 1,539$

$$D = 0,235 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 250 \text{ mm}$$



Calcul de la nouvelle perte de charge selon DARCY WEISBACH :

$$\Delta H_t = J \cdot L$$

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

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

et :  $L = 1,15 \cdot L$

$$\Delta H_t = \frac{f}{D^2} \cdot Q^2 \cdot 1,15 L$$

Le coefficient de frottement  $f$  est donné par la formule de NIKURADZE :

$$f = \left[ 1,14 - 0,86 \ln \left( \frac{\epsilon}{D} \right) \right]^{-2} = 0,02884$$

$$\Delta H_t = 1,696 \text{ m.}$$

La différence entre la perte de charge exigée et celle calculée est pratiquement insignifiante puisqu'elle est de 0,3 m.

Calcul de la vitesse réelle :

$$v = \frac{4 Q}{\pi D^2} = 0,509 \text{ m/s.}$$

On remarque que la vitesse d'écoulement est admissible.

VIII.2. Dimensionnement de la conduite d'amenée de la zone 1 :

(Forage ..... Réservoir  $R_1$ ).

Données de base :

$$L = 36 \text{ m}$$

$$\epsilon = 1 \text{ mm}$$

$$Q = 213,6 \text{ l/s.}$$

On propose une vitesse de 1,5 m/s :

$$D = \left( \frac{4 Q}{\pi v} \right)^{1/2} = \left( \frac{4 \cdot 0,2136}{\pi \cdot 1,5} \right)^{1/2} = 0,426 \text{ m}$$



donc, on prendra un diamètre normalisé de 450 mm avec une vitesse réelle de :

$$V = \frac{4 Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,2136}{\pi \cdot (0,45)^2} = 1,343 \text{ m/s}$$

Vérification du régime d'écoulement :

$$\frac{e}{D_h} = \frac{1}{450} = 0,0022$$

$$R = \frac{V \cdot D}{\nu} = 6,05 \cdot 10^5 \quad \xrightarrow{\text{Moody}} \quad \text{régime turbulent rugueux}$$

D'après la théorie de la longueur fluïdo-dynamique pour un profil circulaire plein :

$$D_o = 1,539 \quad \wedge = \frac{D}{D_o} = 0,292 \text{ m}$$

En application de la formule :

$$\frac{Q}{J^{1/2}} = \wedge^{2,5} (15,96 - 8,681 \ln \frac{e}{\wedge}) = 3,006$$

$$Q = 0,2136 \text{ m}^3/\text{s} \quad J = 5,049 \cdot 10^{-3}$$

Par la méthode classique, on utilise la formule de DARCY-WEISBACH :

$$f = (1,14 - 0,86 \ln \frac{e}{D_h})^{-2} = 0,02446$$

$$J = \frac{f \cdot V^2}{2g D_h} = \frac{0,02446 \cdot (1,343)^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,45} = 5 \cdot 10^{-3}$$

La perte de charge totale :

$$\Delta H_t = J \cdot L \cdot v = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 1,15 \cdot 36 = 0,21 \text{ m}$$

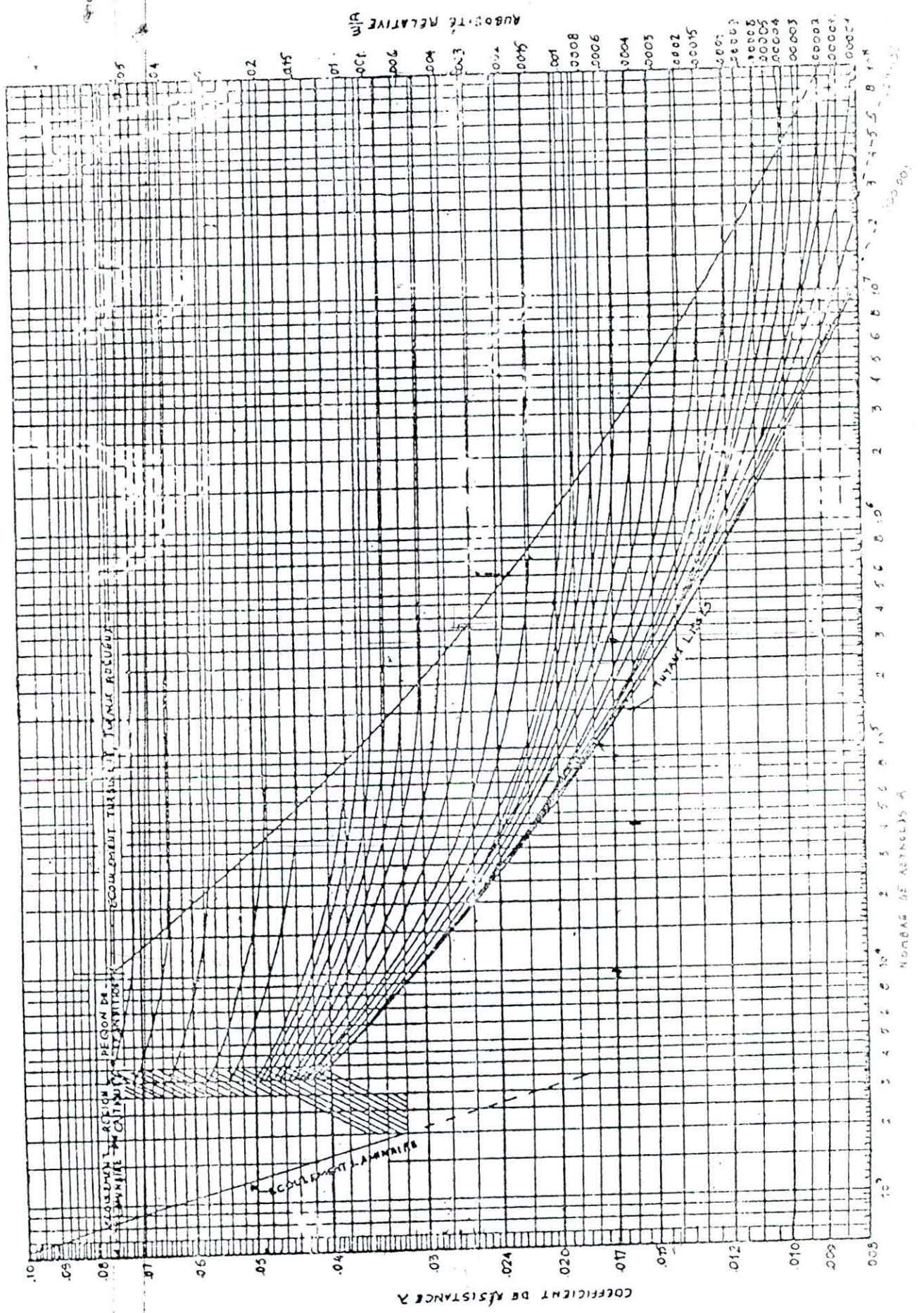
### VIII.3. Dimensionnement de la conduite d'amenée de la zone 2 :

Données de base :

$$L = 296 \text{ m}$$

$$e = 1 \text{ mm}$$

$$Q = 783,31 \text{ m}^3/\text{h} = 0,218 \text{ m}^3/\text{s}$$



RÉGION DE STABILITÉ

RÉGION DE DÉTACHEMENT

RÉGION DE TURBULENCE

RÉGION DE STABILITÉ

LIMITE L<sub>0.5</sub>

SUBSTITUT RELATIF  $\mu/\rho$

COEFFICIENT DE RESISTANCE  $\lambda$

NOMBRES DE AILES

0.05  
0.04

0.02  
0.015  
0.01

0.001  
0.0005  
0.0002  
0.0001

0.0001  
0.0002  
0.0003  
0.0004  
0.0005  
0.0006  
0.0007  
0.0008  
0.0009  
0.001

10<sup>3</sup>  
10<sup>4</sup>  
10<sup>5</sup>  
10<sup>6</sup>  
10<sup>7</sup>  
10<sup>8</sup>

0.08  
0.09  
0.10

On propose une vitesse de 1,5 m/s :

$$D = 0,430 \text{ m}$$

donc, on prend un diamètre normalisé de 450 mm avec une vitesse réelle de :

$$V = \frac{4 Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,218}{\pi \times (0,45)^2} = 1,371 \text{ m/s}$$

Vérification du régime :

$$\frac{e}{D_h} = \frac{1}{450} = 0,0022$$

Moody Moody régime turbulent R

$$R = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{1,371 \cdot 0,45}{10^{-6}} = 6,17 \cdot 10^5$$

D'après la théorie de la longueur fluïdo-dynamique pour un profil circulaire plein.

$$D_o = 1,539 \quad \wedge = \frac{D}{D_o} = \frac{0,45}{1,539} = 0,292$$

En application de la formule :

$$\frac{Q}{J^{1/2}} = \wedge^{2,5} (15,96 - 8,481 \ln \frac{e}{\wedge}) = 3,006$$

$$Q = 0,218 \text{ m}^3/\text{s} \quad \dots \quad J = 0,0052 = 5,2 \cdot 10^{-3}$$

Par la méthode classique, on utilise la formule de DARCY WEISBACH avec ::

$$f = (1,14 - 0,86 \ln \frac{e}{D_h})^{-2} = 0,02446$$

$$J = \frac{f V^2}{2g D_h} = 5,2 \cdot 10^{-3}$$

La perte de charge totale :

$$\Delta H_t = J \text{ Lev} = 5,2 \cdot 10^{-3} \cdot 1,15 \cdot 296 = 1,77 \text{ m.}$$

VIII.4. Détermination des débits au noeuds (horizon 2015) :

La ville de Mouzaïa présente d'une façon générale, une densité homogène. Le réseau de distribution est du type maillé suivant le cheminement des rues.

La superficie desservie par chaque noeud sera déterminée par la méthode des médiatrices. Ayant la densité, le nombre d'habitants et la consommation spécifique, nous déduisons le débit de pointe de chaque noeud.

Consommation spécifique :

$$q = \frac{Q_{\text{moy. journal.}}}{N} = 357,84 \text{ l/j/ha.}$$

Densité :  $d = \frac{N}{S} = 227 \text{ hab./ha.}$

La population desservie par le noeud :  $N_i = S_i \times d$

où :  $S_i$  = surface de la zone du noeud.

La consommation par noeud sera :

$$Q_i = N_i \cdot q \cdot K_p$$

VIII.5. Calcul du réseau de distribution :

Le calcul du réseau maillé a été effectué par approximations successives suivant la méthode HARDY-CROSS qui repose sur deux lois :

1<sup>ère</sup> Loi : loi de KIRSHOFF :

En chaque noeud, la somme des débits qui entrent est égale à la somme des débits qui en sortent.

2<sup>ème</sup> Loi :

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charges est nulle.

# CALCUL DES DEBITS SOUTIRES DE LA ZONE ①

Nœuds	N° des mailles	Surfaces des zones (ha)	Consommation spécifique $\ell/\ell/\text{hab}$	Densité hab/ha	Population de la zone	consommation par nœud ( $\ell/\text{s}$ )	coefficient de pointe	Débits soutirés ( $\ell/\text{s}$ )	Débits soutirés arrondis ( $\ell/\text{s}$ )
B	I	4,03	357,84	227	915	3,79	2,4	9,09	9,10
C	I	6,46	"	"	1466	6,07	"	14,57	14,60
D	I	4,33	"	"	983	4,07	"	9,77	9,80
E	II	21,60	"	"	4903	20,30	"	48,72	48,72
F	IV	4,80	"	"	1090	4,51	"	10,82	10,82
G	III	18,16	"	"	4122	17,07	"	40,97	41,00
H	IV	5,47	"	"	1242	5,14	"	12,33	12,33
I	IV	6,75	"	"	1532	6,34	"	15,22	15,22
J	IV	6,00	"	"	1362	5,64	"	13,54	13,54
K	V	7,74	"	"	1757	7,27	"	17,45	17,45
L	V	4,25	"	"	965	3,99	"	9,60	9,60
M	V	5,07	"	"	1152	4,76	"	11,42	11,42

 $\Sigma = 94,66$ 
 $\Sigma = 21448$ 
 $\Sigma = 213,6$   
 $\ell/\text{s}$

Calcul des débits Soutirés de la Zone (2)

Noeuds	N° des mailles	Surface des zones (ha)	Consommation spécifique $\ell/\ell/\text{hab}$	Densité hab/ha	Population de la zone	Consommation par noeud $\ell/\ell/\text{s}$	Coefficient de pointe	Débits soutirés ( $\ell/\text{s}$ )	Débits soutirés arrondis ( $\ell/\text{s}$ )
B	I	10,34	357,84	227	2347	9,72	2,4	23,33	23,33
C	I	8,72	"	"	1980	8,20	"	19,68	19,70
D	II	3,45	"	"	<del>783</del>	3,24	"	7,78	7,80
E	II	8,68	"	"	1970	8,16	"	19,58	19,60
G	II	5,70	"	"	1294	5,40	"	12,96	13,00
F	II, IV	9,92	"	"	2252	9,33	"	22,39	22,40
H	III	5,60	"	"	1271	5,26	"	12,62	12,62
I	III	5,80	"	"	1317	5,45	"	13,08	13,10
M	V	2,47	"	"	561	2,32	"	5,57	5,60
J	V	4,91	"	"	1115	4,62	"	11,09	11,10
N	V	6,09	"	"	1382	5,72	"	13,75	13,75
O	IV	6,23	"	"	1414	5,86	"	14,16	14,16
P	IV	9,82	"	"	2229	9,23	"	22,15	22,15
K	IV	8,70	"	"	1975	8,20	"	19,68	19,70

$\Sigma = 96,43$

$\Sigma = 21890$

$\Sigma = 218$

VIII.5.1. Méthode HARDY CROSS :

VIII.1.1. Principe :

Dans chaque maille, on effectue une répartition des débits et on choisit un sens d'écoulement de manière à satisfaire la première loi et à calculer la petite de charge dans chaque tronçon de la maille.

La deuxième loi qui se traduit par l'égalité suivante :

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

où :  $r$  : résistance de la conduite

n'est pas vérifiée du premier coup, donc, il faut corriger la répartition des débits jusqu'à satisfaire cette loi.

VIII.5.1.2. Détermination du débit correctif :

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

où :  $Q_i$  : débit correctif

$$r = J_Q \cdot L_e$$

$J_Q$  : gradient de la perte de charge débitaire

$L_e$  : longueur équivalente

$$L_e = 1,15 LG$$

avec :  $LG$  = longueur géométrique.

En profil circulaire :

$$J_Q = \frac{8 f}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g} = \frac{0,0828}{D^5} \cdot f$$

$f$  : coefficient de frottement évalué par la formule de COOLEBROOK;

avec :  $\epsilon = 10^{-3} \text{ m.}$

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

- correction propre à la maille considérée, avec le signe de  $\Delta Q$ ;
- corrections propres aux mailles adjacentes avec le signe contraire de  $\Delta Q$ .

Il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et l'ajouter au débit  $Q_i$  pour avoir le débit  $Q_{i+1}$ .  
Les approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de  $\Delta Q$  soient voisines de zéro et jusqu'à ce que la somme algébrique des pertes de charge sur un contour fermé quelconque soient inférieures à 0,5 m.

Les calculs du réseau de distribution sont repris sur les planches I (zone 1); II (zone 2).  
Le plan du réseau de distribution est lui représenté sur la planche IV.

#### VIII.5.2. Programme de calcul du réseau maillé :

```
LRN 2nd LbL A 2nd Stflg 08 RCL 03 : RCL 00 = 2nd log x 02 +/- + 1,14
= x2 1/x STO 05 2nd LbL = 2,51 x RCL 00 x 2nd π x RCL 04 : 4 : RCL 01
2nd x : RCL 05 √x + RCL 03 : 3,7 : RCL 00 = 2nd log x 2 +/- = x2 1/x
STO 06 - RCL 05 = 2nd x INV 2nd x t x2 RCL 06 STO 05 GTO = 2nd
LbL x2 RCL 06 x 8 x RCL 01 x2 : 2nd π x2 : 9,8 : RCL 00 yx 5 = STO 07
R/S x RCL 02 = STO 08 SUM 09 R/S : RCL 01 = STO 10 SUM 11 R/S 2nd LBL
B RCL 09 R/S : RCL 11 R/S : 2 = +/- STO 12 RCL 09 +/- SUM 09 RCL 11
+/- SUM 11 RCL 12 R/S LRN.
```

#### 7° - Introductions :

```
Di ..... STO 00
Qi ..... STO 01
Li ..... STO 02
← ..... STO 03
∨ ..... STO 04
```



Précision x  $\Rightarrow$  t 0,000001.

2° - Résultats :

Appuyer sur :

$$\begin{aligned}
 A & \dots\dots\dots J_i \\
 R/S & \dots\dots\dots \Delta H_i \\
 R/S & \dots\dots\dots \frac{\Delta H_i}{Q_i} = rQ_i
 \end{aligned}$$

Répéter la même chose pour tous les "n" tronçon puis appuyer sur :

$$\begin{aligned}
 B & \dots\dots\dots \sum_{i=1}^n \Delta H_i \\
 R/S & \dots\dots\dots \sum_{i=1}^n \Delta H_i / Q_i = \sum_{i=1}^n rQ_i \\
 R/S & \dots\dots\dots \Delta Q_i = - \frac{\sum \Delta H_i}{2 \sum \Delta H_i / Q_i}
 \end{aligned}$$

Remarques :

Si  $Q_i < 0$  l'introduction avec le signe (-) STO 01 et introduire  $L_i$  avec le signe (-) ..... STO C2, on aura  $\Delta H_i < 0$  et  $\Delta H_i / Q_i > 0$ .

Les diamètres des canalisations sont choisies de façon à avoir des vitesses d'écoulement dans l'intervalle 0,4 à 1,5 m/s.

VIII.5.3. Calcul des pressions au sol :

La pression demandée pour un immeuble  $P_{sol} = n \cdot 3 + 3$   
où n : nombre d'étages.

Le chiffre 3 représente la hauteur d'un étage.  
Le chiffre (+ 3) représente la valeur de la pression prévue sur les orifices de puisages les plus élevés.  
Pour les immeubles très élevés ( $H > 40$  m), l'organiste logeur se trouve dans l'obligation d'installer des surpresseurs dans le sous-sol.

La détermination de la pression de service en un noeud quelconque est obtenue à partir de la cote piézométrique du noeud précédent diminuée des pertes de charge en valeur absolue, occasionnées le long d'un tronçon et la cote du noeud considéré tout en respectant le sens d'écoulement.  
Pression au sol = cote piézométrique - cote du terrain.  
La pression au sol dans tous les points du réseau ne doit pas dépasser la valeur de 5 bars.

#### VIII.5.4. Equipements du réseau de distribution :

##### VIII.5.4.1. Types de canalisations :

Le réseau de distribution est constitué d'un assemblage de tuyaux en amiante-ciment. Les fibres d'amiante remplissent le rôle d'armatures d'une manière analogue aux armatures des tuyaux en béton armé.  
Leur assemblage va être effectué à l'aide de manchons à gorges permettant de recevoir des anneaux d'étanchéité en caoutchouc.  
Les tuyaux en amiante ciment présentent une excellente résistance à la corrosion. Ils présentent l'avantage d'être légers et d'une pose commode. Ils peuvent supporter des pressions allant jusqu'à 15 bars et sont disponibles sur le marché national.

##### VIII.5.4.2. Organes et accessoires des réseaux :

Pour permettre l'isolement des divers tronçons lors d'éventuelles réparations, on équipera le réseau de robinets-vannes disposés en des endroits accessibles.

Poteaux d'incendie : ils sont installés en bordure des trottoirs espacés de 200 m.

Ces appareils sont branchés sur des canalisations pouvant fournir une pression au sol d'au moins 1 bar.

Robinet de décharges : ces robinets sont placés aux points bas du réseau afin de faciliter la vidange des canalisations et l'évacuation des dépôts.

Ventouses :

La présence d'air dans les conduites lors de son remplissage et également l'air abondamment par l'eau où il se trouvait dissous quand la conduite est en

fonctionnement peut provoquer parfois des ruptures de l'écoulement.

Des ventouses sont donc prévues au droit des points hauts pour empêcher les cantonnements d'air.

Ces appareils doivent en outre permettre l'admission d'air dans la conduite lorsqu'on procède à sa vidange.

Clapets :

Pour empêcher l'écoulement en sens inverse à l'écoulement normal, nous avons prévu des clapets anti-retour.

## CHAPITRE IX.:

### PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

La corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs, en liaison soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

#### IX.1. Protection externe :

On lutte efficacement contre la corrosion externe en conduisant la conduite d'un revêtement protecteur isolant, c'est à dire par des bandes de tissu imprégnées d'un produit butimieux. On assurera la continuité de cet enrobage au droit des joints.

##### IX.1.1. Protection cathodique :

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

- soit à constituer, avec un métal plus électro-négatif que le fer, une pile ou le fer jouera le rôle de cathode;

- soit à relier la conduite, d'une part, à une source d'énergie électrique extérieure et, d'autre part, à une anode enfouie dans le sol et destinée à se corroder.

##### IX.1.2. Protection cathodique par anode réactive :

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

Ces anodes réactives seront enfouies dans le sol à 3,00 m environ de la conduite, entourés d'une bouillie à base d'argile colloïdale qui permet d'entretenir autour de l'anode une humidité favorable. Ces anodes seront disposées dans les zones des terrains agressifs. (fig. 9).

Ce procédé convient pour la protection des tronçons de petits diamètres et de faible longueur et ne convient pas en présence des courants vagabonds.

#### IX.1.3. Protection cathodique par soutirage de courant

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

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

Ce dispositif permettra de protéger efficacement notre réseau.

#### IX.1.4. Protection interne :

Les eaux naturelles ne sont en fait pas pures et contiennent différents éléments chimiques qui peuvent parfois provoquer la corrosion interne des conduites.

Pour y remédier à ces dangers, on recommande un revêtement intérieur soigné des canalisations par un enduit bitumineux.

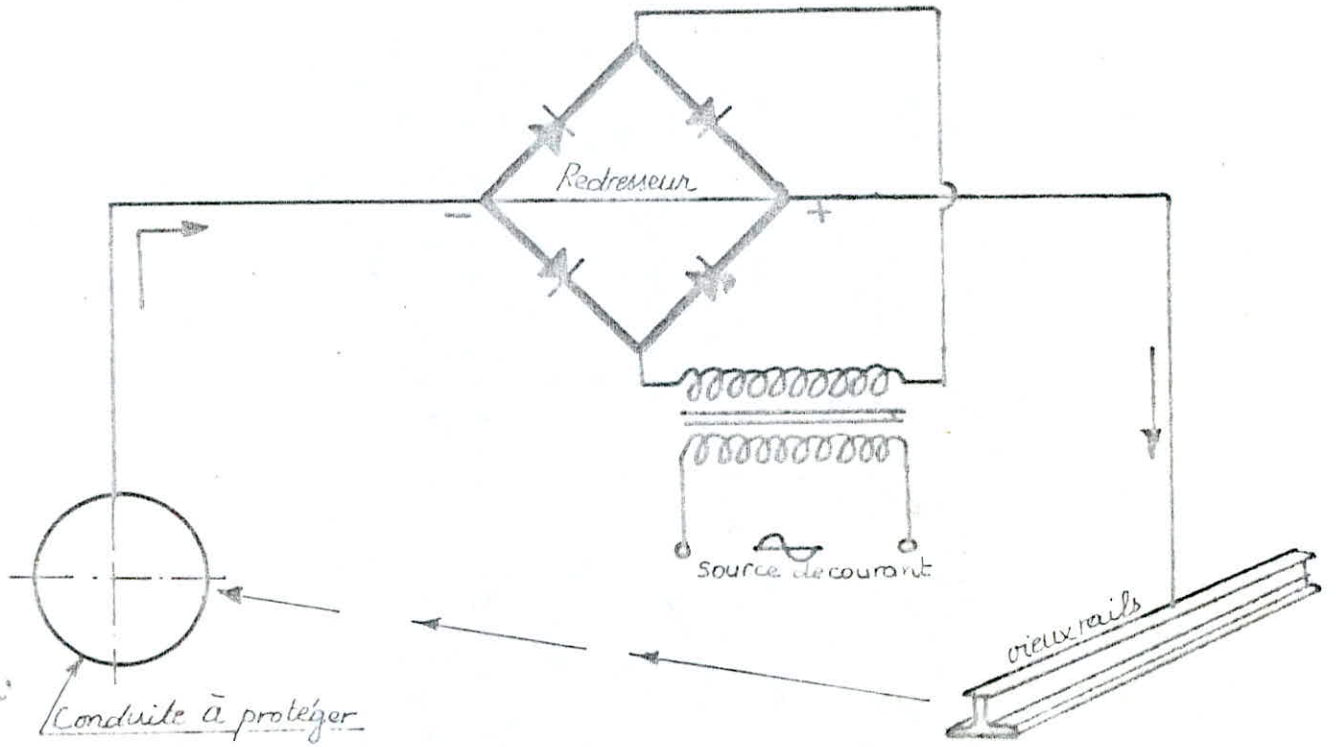
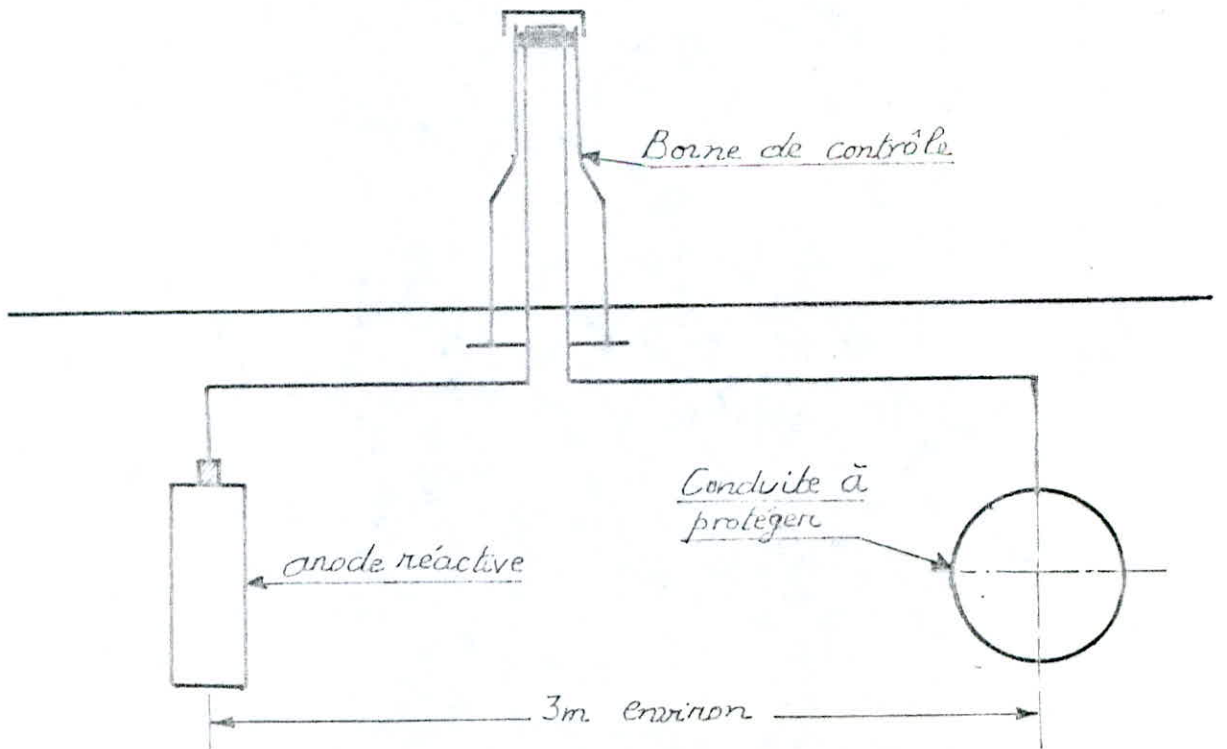


Schéma de protection par soutirage de courant

fig(9)

Schéma de protection par anode réactive.



## CHAPITRE X.:

### POSE DES CONDUITES :

La pose en terre s'effectuera dans une tranchée de longueur suffisante (0,80 m minimum. Au droit des joints, on établit des niches, c'est à dire des élargissements de tranchée pour faciliter le travail  
La largeur de la tranchée est calculée par :

$$B = D + 2 \times 0,30$$

où : B : largeur de la tranchée

D : diamètre de la conduite

(30 cm d'espace de chaque côté de la conduite).

Le fond de la tranchée sera purgé de grosses pierres et sera convenablement dressé, ensuite, il sera recouvert d'un lit de pose de 0,20 m d'épaisseur bien pillonné et bien nivelé, ou par un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

La profondeur de la tranchée sera de 1 m à partir de la génératrice supérieure de la conduite. (Voir fig. 10).

Les tuyaux seront examinés, avant la descente en fouille en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs et seront débarrassés de tout corps étrangers.

Pour les adductions en acier, les joints soudés seront exécutés au dessus de la fouille où les tuyaux seront maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

Quant aux réseaux de distribution prévus en amiante-ciment, des joints seront exécutés après avoir calé les tuyaux sur bois. Le travail de pose débutera par les joints les plus hauts de façon à faciliter l'écoulement naturel et l'évacuation des eaux d'infiltration, s'il y a lieu. Il est procédé ensuite à l'essai des joints.

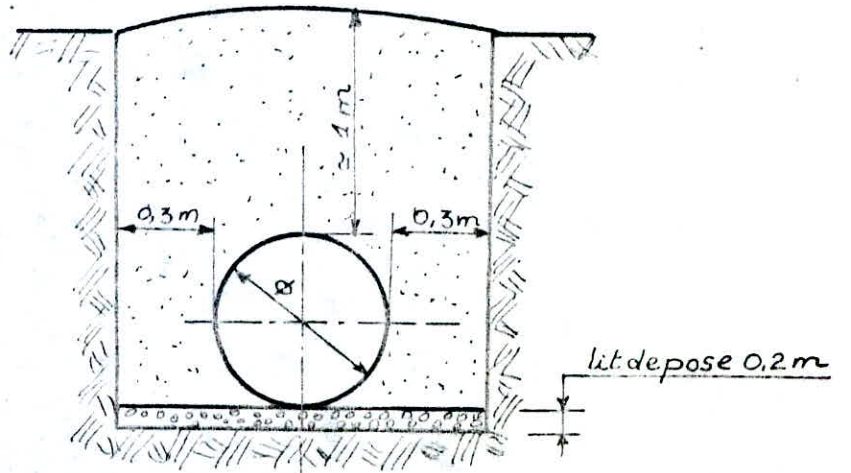
La conduite est alors remplie d'eau en vue de l'éprouver à la pression.

La pression d'essai est, en principe égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite + 50%.

Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve.

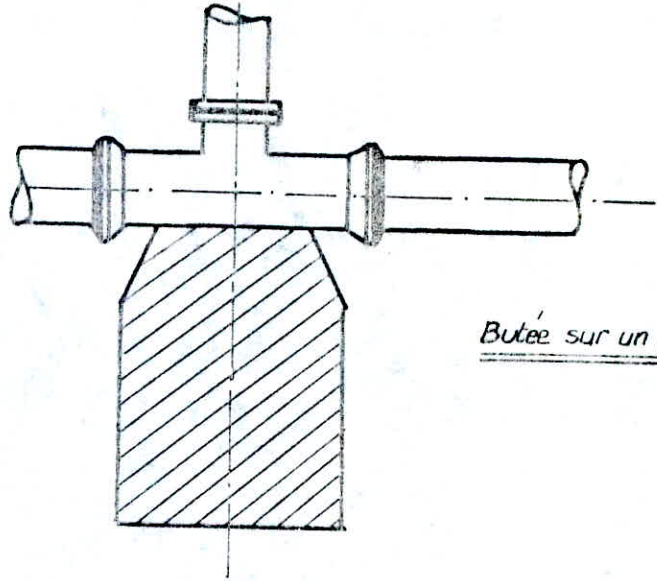
La durée d'essai est d'au moins 30 mn. La variation de pression doit rester inférieure à 0,2 bar.

(fig. 10)

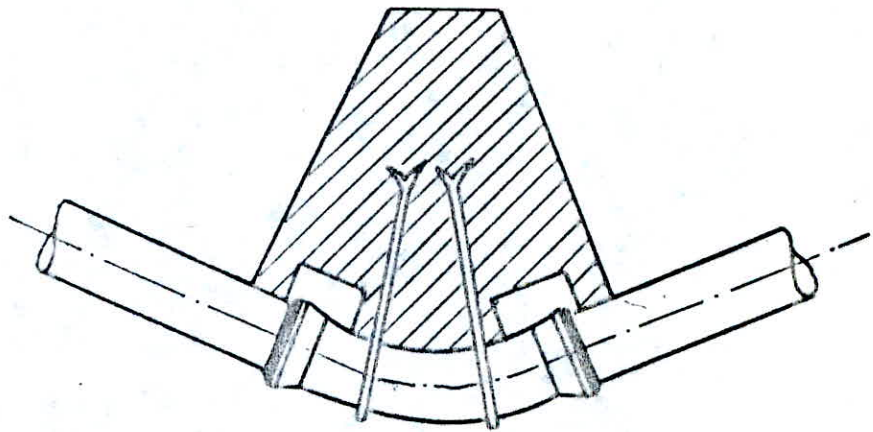


Pose en tranchée

(fig. 11)



Butee sur un branchement



Butee sur un coude vertical



Une fois les joints essayés, revus s'il le faut, la tranchée est remblayée de terre tamisée qui sera damée et arrosée par couches successives de 30 cm au-dessus de la conduite. Le reste du remblai sera en terre tout venant. Nous recommandons que la distance séparant notre conduite des autres conduites soit au minimum de 0,5 m.

#### Traversée des routes :

La pose de la conduite sera prévue dans des gaines dont le diamètre est supérieur à celui de la conduite dans laquelle la canalisation est introduite et cela dans le but de protéger la canalisation des chocs des vibrations et d'évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée.

#### Butées :

Dans les changements de direction et dans les branchements, il y a tendance sous la poussée exercée par l'eau, un déboitement du joint dans les parties coudées (réseau de distribution) ou à la rupture des soudures (adduction). On construit alors des butées qui s'opposeront à ces efforts. (Voir fig. 11).

#### Désinfection de la canalisation :

Avant de livrer l'eau à la consommation publique, une fois les travaux d'adduction et de distribution achevés, il est recommandé de procéder à la désinfection. Cette dernière peut s'effectuer soit au chlore, soit au permanganate de potasse suivant les instructions du laboratoire agréé.

## CHAPITRE XI :

### PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LES COUPS

#### DE BELIER :

##### XI 1. Phénomène du coup de bélier :

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

- arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou plusieurs groupes électro-pompes, alimentant une conduite de roufflement débitant sur un réservoir, démarrage d'une pompe.

- Fermeture instantanée au trop rapide d'une vanne de sectionnement.

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

1<sup>ère</sup> Phase du coup de bélier : la colonne d'eau en mouvement ascendant s'arrête, provoquant à l'origine de la tuyauterie, près de la pompe, une onde élastique de dépression qui se propage vers le réservoir. Dès que cette onde de dépression atteint le réservoir, une onde élastique de pression statique normale commence à se déplacer du réservoir vers la pompe.

2<sup>ème</sup> Phase du coup de bélier : une onde élastique de surpression se propage depuis la pompe, jusqu'au réservoir, elle se produit au moment où l'onde de pression normale de la 1<sup>ère</sup> phase atteint la section de la pompe. Comme précédemment dès que l'onde de surpression atteint le réservoir, une onde de pression statique normale commence à se propager depuis le réservoir jusqu'à la pompe. Lorsque cette onde arrive à la section de la pompe, elle provoque une nouvelle onde de coup de bélier et tout le phénomène décrit précédemment recommence jusqu'à ce qu'il soit amorti par les pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite.

Chacune des phases à une durée :

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

où : L : longueur géométrique de la conduite de refoulement (m)  
 C : célérité de l'onde (m/s).

La célérité caractéristique par les ondes de dépression et de surpression, elle est donnée par la formule suivante :

$$C = \frac{(K/\rho)^{1/2}}{\left(1 + \frac{K D_c}{E t'}\right)^{1/2}}$$

où :  $D_c$  : diamètre intérieur de la conduite (m)  
 K : coefficient de compressibilité de l'eau =  $2,15 \cdot 10^9$  Pa à 20°C  
 E : module d'élasticité de la conduite (E =  $2 \cdot 10^{11}$  Pa pour l'acier)  
 $\rho$  : masse volumique de l'eau =  $1000 \text{ kg/m}^3$   
 t' : épaisseur de la conduite (m)  
 $(K/\rho)^{1/2}$  : célérité de l'onde de pression des tuyaux très rigides  
 (vitesse du son dans l'eau)  
 $\left(1 + \frac{K D_c}{E t'}\right)^{-1/2}$  : contribution de l'élasticité de la conduite.

Le maximum de dépression ou de la surpression est de :

$$b = \pm \frac{C V_o}{g} \text{ (m)}$$

où :  $V_o$  : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s)  
 g : accélération de la pesanteur ( $9,8 \text{ m/s}^2$ ).

## X.2. Equipements et moyens de protection :

Le phénomène du coup de bélier étant très complexe, les moyens destinés à diminuer ses conséquences néfastes (rupture des conduites, destruction des appareils de pompages etc...) sont très nombreux.

Les plus utilisés sont :

a.- Volant d'inertie : c'est volant couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et par cela, diminue l'intensité du coup de bélier en phase de dépression.

- b.- Cheminée d'équilibre : ce ne peut les établir économiquement que si les hauteurs géométriques sont faibles et les conditions topographiques sont favorables.
- c.- Soupape de décharge : elle n'intervient que pour limiter les surpressions son utilisation est souvent plus économique au point de vue investissement, mais elle implique des considérables pertes de volume d'eau.
- d.- Réservoirs d'air : les réservoirs d'air sont placés en tête de la conduite de refoulement. Une certaine quantité d'eau et d'air à la pression de fonctionnement normal de l'installation est emmagasinée dans le réservoir, il protège ces installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

Parmi ces moyens nous avons opté pour le réservoir d'air ayant comme dispositif d'étranglement un diaphragme.

### X.3. Arrêt brusque du groupe électropompe :

A la disjonction du groupe le clapet se ferme, la tendance à la dépression est contrariée par la détente de l'air et de l'eau qui en sort vers la tuyauterie. Pendant la phase de surpression, le phénomène inverse se produit et permet la réduction de celle-ci. Afin de rendre cet effet plus marqué, on interpose entre le réservoir et la conduite un dispositif d'étranglement constitué d'un diaphragme donnant lieu à une perte de charge plus élevée à l'entrée.

#### X.3.1. Méthode de calcul :

Les calculs seront conduits par deux méthodes :

- A/ Méthode graphique de BERGERON.
- B/ Programme sur TI - 59.

#### A/ Méthode de BERGERON :

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

Au préalable, on se fixe les caractéristiques du réservoir d'air (volume  $U_0$  en régime normal) et son dispositif d'étranglement.

L'intervalle de temps est pris égal au temps d'aller retour de l'onde :

$$tr = \frac{2 \cdot L}{C}$$

En partant d'une vitesse arbitrairement choisie  $V_{2ip}$ , comme vitesse finale de l'eau dans l'intervalle de temps considéré, il est calculé successivement à la fin de chaque intervalle la pression dans le réservoir d'air, puis la pression dans la conduite en ajoutant ou en retranchant les pertes de charge suivant le cas. On vérifie alors, en menant une horizontale passant par la pression finale que cette droite coupe bien  $C/gA_c$  au droit de  $V_{2ip}$  sinon les calculs seront recommencés avec une autre vitesse  $V_{2ip}$ .

Vitesse moyenne pour chaque intervalle :

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

La variation du volume d'air :

$$\Delta U_i = A_c \cdot V_{mi} \cdot t_{ri}$$

Le volume d'air emprisonné dans la cloche :

$$U_i = U_{(i-1)} \pm \Delta U_i$$

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

$$Z_i = \frac{Z'_0 \cdot U_0^{1,4}}{U_i^{1,4}}$$

avec : :  $Z'_0 = H_0 - h_0 + 10$

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

$h_0$  : hauteur d'eau entre l'axe de la conduite de refoulement et le plan d'eau dans le réservoir d'air lors du régime normal.

Les pertes de charge au niveau du diaphragme sont négligeables à la montée, par contre à la descente les pertes de charge sont fonctions du coefficient de contraction de la veine liquide :

$$\delta_r = 0 \text{ lorsque } V > 0 \text{ (dépression)}$$

$$\delta_r = B \cdot V^2 \text{ lorsque } V < 0 \text{ (surpression)}$$

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

d'après l'équation de continuité, on a :

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

$$\text{d'où : } \delta_r = \left( \frac{A_c}{A_t} V \right)^2 \left( \frac{A_t}{mA_o} - 1 \right)^2 \cdot \frac{1}{2g}$$

$$\delta_r = \left( \frac{D_c}{D_t} \right)^2 V^2 \cdot \frac{1}{2g} \left( \frac{D_t^2}{md^2} - 1 \right)^2.$$

$$\text{D'où : } \beta = \left( \frac{D_c}{D_t} \right)^2 \cdot \frac{1}{2g} \cdot \left( \frac{D_t^2}{md^2} - 1 \right)^2$$

où :  $D_t$  : diamètre intérieur de la tubulure

$d$  : diamètre de l'orifice du diaphragme

$D_c$  : diamètre intérieur de la conduite de refoulement

$m$  : coefficient de contraction de la veine liquide dans l'orifice du diaphragme

$V_t$  : vitesse pour l'intervalle correspondant dans la tubulure

$V$  : vitesse dans la conduite de refoulement.

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

$$\delta_c = \alpha V / V /$$

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

avec :  $f$  : coefficient de frottement de NIKURADZE

$L$  : longueur géométrique du refoulement

Etude du coup de bélier (pompe du forage F<sub>6</sub>) :

1° - Arrêt brusque de la pompe :

a.- Données de base :

$$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa}; \quad E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}; \quad t' = 0,006 \text{ m}; \quad \xi = 0,001 \text{ m}; \quad D_c = 0,3 \text{ m};$$

$$L = 1185 \text{ m}; \quad h_g + h_{atm} = 57 \text{ m}; \quad h_o = 2 \text{ m}; \quad d = 0,07 \text{ m}; \quad D_t = 0,15 \text{ m};$$

$$H_o = H_g - h_{asp} = 46 \text{ m}; \quad Q_o = 0,058 \text{ m}^3/\text{s}; \quad m = 0,602.$$

La célérité sera de :  $c = 1182,5 \text{ m/s}$ .

Le coup de bélier peut atteindre la valeur :

$$b = \frac{c v_o}{g} = 98,907 \text{ m}$$

b.- Résultats :

$Z'_o = 53 \text{ m}$	$Z'_o U_o^{1,4}$
$Z_o = 56,7128 \text{ m}$	$g/c = 8,28 \cdot 10^{-3}$
$U_o = 2,858 \text{ m}^3$	$\alpha = 5,51$
$c = 1182,5 \text{ m/s}$	$A_c = 7,068 \cdot 10^{-2}$
$t_r = 2,004 \text{ s}$	$A_c t_r = 0,14166$

Le reste des calculs est porté au tableau n° II.

c.- Tracé de la droite  $c/g \cdot A_c$  :

$$\frac{c}{g \cdot A_c} = 1705,4367$$

Si l'échelle des H est gradue de 1 cm pour 1 m et pour l'échelle des vitesses 1 cm pour 0,045 m/s.

Donc, la valeur de la pente  $c/g \cdot A_c$  sera de 5,42

$$\text{tg} \gamma = 5,42 \quad \text{d'où} : \quad \gamma = 79,55.$$

Intervalle de temps $\Delta t$	Variation du volume $\Delta V$ (m <sup>3</sup> )	Volume d'air $V_a$ (m <sup>3</sup> )	Pression dans le réservoir d'air ( $P_a$ )	Vitesse $V$ (m/s)	Pd.C dans l'orifice $\sigma_r = \beta \cdot V^2$	Pression dans la conduite + Pd.C	Pd.C au réajustement $\frac{P}{\rho c}$	Pression dans la conduite sans Pd.C	Vitesse $V_{sup}$ (m/s)	Vitesse moyenne $V_m$ (m/s)	Vitesse choisies (m/s)	$Q_{air}$ (m <sup>3</sup> /s)
0	0	2,858	56,71	-	0	58,71	3,71	55,00	0,820	-	-	0,0580
10	0,114	2,970	53,67	0,77	0	55,67	3,50	52,17	0,797	0,808	0,797	0,0560
20	0,108	3,080	51,05	0,69	0	53,05	2,96	50,09	0,732	0,764	0,732	0,0518
30	0,097	3,177	48,88	0,58	0	50,88	2,25	48,63	0,639	0,686	0,639	0,0450
40	0,082	3,260	47,15	0,46	0	49,15	1,52	47,63	0,525	0,582	0,525	0,0370
50	0,065	3,320	45,86	0,33	0	47,86	0,87	46,99	0,398	0,461	0,398	0,0281
60	0,046	3,370	44,97	0,19	0	46,97	0,37	46,60	0,262	0,330	0,262	0,0185
70	0,027	3,400	44,47	0,05	0	46,47	0,08	46,38	0,121	0,191	0,121	0,0085
80	0,007	3,400	44,34	-0,09	0,017	46,36	-0,002	46,36	-0,021	0,049	-0,021	-0,0015
90	-0,012	3,390	44,57	-0,22	0,860	47,43	-0,152	47,56	-0,155	-0,088	-0,155	-0,0110
100	-0,029	3,360	45,12	-0,30	2,400	49,52	-0,369	49,89	-0,258	-0,206	-0,258	-0,0180
110	-0,041	3,320	45,90	-0,34	3,760	51,66	-0,578	52,24	-0,324	-0,290	-0,324	-0,0290
120	-0,048	3,270	46,85	-0,36	4,510	53,36	-0,690	54,05	-0,354	-0,340	-0,354	-0,0250
130	-0,050	3,220	47,88	-0,35	4,650	54,53	-0,710	55,24	-0,364	-0,357	-0,360	-0,0250
140	-0,050	3,170	48,95	-0,34	4,380	55,33	-0,675	56,00	-0,349	-0,355	-0,349	-0,0247
150	-0,048	3,12	50,00	-0,32	3,880	55,88	-0,597	56,48	-0,329	-0,340	-0,329	-0,0232
160	-0,045	3,08	51,02	-0,29	3,268	56,29	-0,500	56,79	-0,302	-0,315	-0,301	-0,0213



178	-0,0405	3,040	51,97	-0,253	2,620	56,590	-0,408	56,99	-0,270	-0,286	-0,270	-0,0191
188	-0,0360	3,000	52,85	-0,218	1,990	56,840	-0,307	57,15	-0,235	-0,253	-0,235	-0,0166
198	-0,0300	2,970	53,62	-0,180	1,425	57,040	-0,218	57,26	-0,199	-0,217	-0,199	-0,0140
208	-0,0250	2,949	54,27	-0,141	0,931	57,200	-0,143	56,34	-0,161	-0,180	-0,161	-0,0113
218	-0,0200	2,929	54,79	-0,102	0,532	57,320	-0,082	57,40	-0,121	-0,141	-0,121	-0,0086
228	-0,0140	2,915	55,17	-0,061	0,232	57,410	-0,037	57,44	-0,081	-0,101	-0,081	-0,0057
238	-0,0086	2,906	55,40	-0,020	0,060	57,460	-0,009	57,47	-0,040	-0,061	-0,040	0,0029
248	-0,0029	2,903	55,48	+0,020	0,000	57,480	0,000	57,48	0,000	-0,020	0,000	0,0000

Arrêt brusque

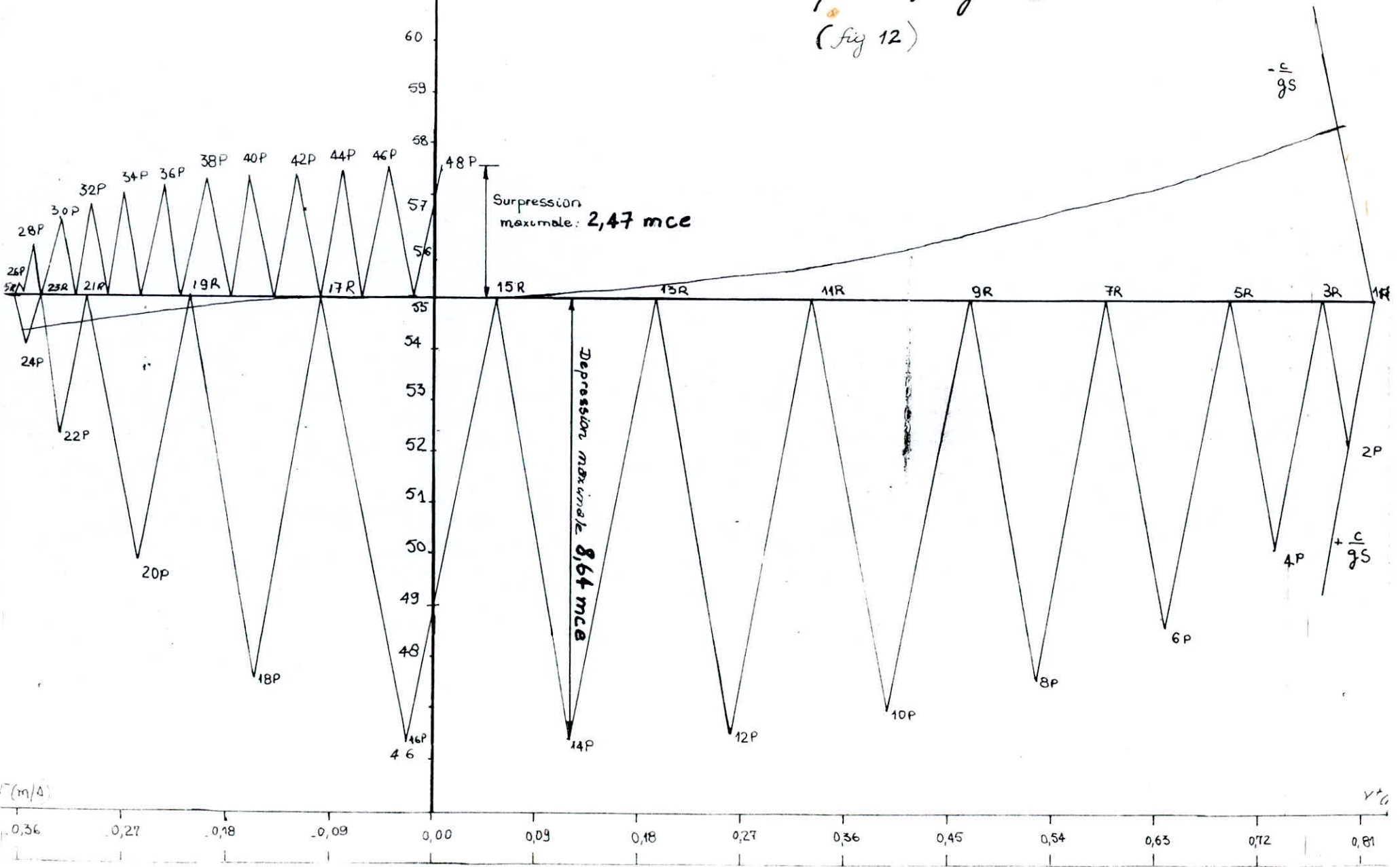
Pompe: Forage P6

*H absolue (m)*

# *Épure du coup de bélier*

## *Pompe du forage F<sub>6</sub>*

(fig 12)



*t (m/s)*

*t (s)*

Réservoir d'air :

Pendant l'arrêt brusque, le volume maximal d'air est de  $3,40 \text{ m}^3$  correspondant à la fin de la dépression.

A titre de sécurité nous prendrons un réservoir d'air de :

$$3,40 + 25\% = 4,25 \text{ m}^3.$$

La pression minimale dans la conduite est de 46,36.

$$55 - 46,36 = 8,64 \text{ m.c.e.}$$

Pendant la phase de surpression, le volume d'air passe à  $2,906 \text{ m}^3$  à la fin de la surpression et la pression dans la conduite passe 57,47.

$$57,47 - 55 = 2,47 \text{ m.c.e.}$$

Conclusion :

Les valeurs de la surpression et de la dépression sont faibles. Donc, les caractéristiques du réservoir d'air choisies au départ sont acceptables.

Etude du cpup de béliier (pompe du forage  $F_5$ ) :

1° - Arrêt brusque de la pompe :

a. - Données de base :

$$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa}; \quad E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}; \quad t' = 0,005 \text{ m}; \quad \xi = 0,001 \text{ m};$$

$$D_c = 0,25 \text{ m}; \quad L = 835 \text{ m}; \quad h_g + h_{atm} = 28 \text{ m}; \quad h_o = 1,5 \text{ m}; \quad d = 0,075 \text{ m};$$

$$D_t = 0,15 \text{ m}; \quad H_o = H_g - h_{asp} = 16 \text{ m}; \quad Q_o = 0,0313 \text{ m}^3/\text{s}; \quad m = 0,602.$$

La célérité sera de :  $c = 1182,52 \text{ m/s}$ .

Le coup de béliier peut atteindre la valeur :

$$b = \frac{c v_o}{g} = 76,86 \text{ m.c.e.}$$

ce qui nous donne une surpression de :..  $18 + 76,86 = 94,86 \text{ m.c.e.}$

et une dépression de : .....  $18 - 76,86 = 58,86 \text{ m.c.e.}$

b.- Résultats :

$$\begin{array}{ll} Z'_0 = 24,50 \text{ m} & Z'_0 U_0^{1,4} = 88,36 \\ Z_0 = 26,50 \text{ m} & g/c = 8,287 \cdot 10^{-3} \\ U_0 = 2,36 \text{ m}^3 & \alpha = 4,9 \\ c = 1182,52 \text{ m/s} & A_c = 4,9 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 \\ t_r = 1,41 \text{ s} & A_c \cdot t_r = 6,93 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{s}. \end{array}$$

Le reste des calculs est porté au tableau n° I.

c.- Tracé de la droite  $c/g \cdot A_c$  :

$$\frac{c}{g \cdot A_c} = 2460,047.$$

Si l'échelle des H est graduée de 1 cm pour 0,5 m et l'échelle des vitesses 1 cm pour 0,0355 m/s.

Donc, la valeur de la pente  $c/g \cdot A_c$  sera de 8,56.

$$\text{tg} \gamma = 8,56$$

d'où :  $\gamma = 83^\circ,34.$

Dimensionnement du réservoir d'air :

D'après le tableau de calcul n° XX; et l'épure correspondante (fig. 13), on déduit que :

- Pendant la phase de dépression, le volume de l'air de  $2,36 \text{ m}^3$  au départ, passe à  $2,77 \text{ m}^3$  à la fin de la dépression, la pression dans la conduite tombe à 22,69 m soit une dépression de  $(25,99 - 22,69) = 3,3 \text{ m}$  d'eau.

- Pendant la phase de surpression, le volume de l'air passe à  $2,32 \text{ m}^3$  à la fin de la surpression dans la conduite monte à  $28,69 \text{ m}^3$ , soit une dépression de :  $28,69 - 25,99 = 2,7 \text{ m}$  d'eau.

A titre de sécurité, nous prendrons un réservoir : de :  $2,77 + 20\% = 3,5 \text{ m}^3$ .

Interval de temps $\Delta t$	Variation du volume de l'air $\Delta U (m^3)$	Volume d'air $U_i (m^3)$	Pression de réservoir d'eau (Zi)	Vitesses $V(Z_i, H) P$ (m/s)	P.d.C dans le sifon $\Sigma = \rho V^2$	Pression de la conduite + P.d.C	P.d.C au réservoir $\Sigma_e$	Pression de la conduite sans P.d.C	Vitesse Kip (m/s)	Vitesses majorées $V_m (m/s)$	Vitesses choisées (m/s)	Paup (m/s)
0	0	2,36	26,50	-	0	28,00	2,010	25,99	0,640	-	-	0,0343
10	0,044	2,41	25,82	0,627	0	27,32	1,960	25,36	0,632	0,635	0,632	0,0310
20	0,043	2,45	25,18	0,607	0	26,68	1,870	24,81	0,617	0,625	0,617	0,0300
30	0,042	2,49	24,59	0,580	0	26,09	1,730	24,36	0,594	0,605	0,594	0,0290
40	0,040	2,53	24,05	0,547	0	25,55	1,560	23,99	0,563	0,579	0,563	0,0270
50	0,037	2,57	23,56	0,508	0	25,06	1,370	23,69	0,528	0,546	0,528	0,0260
60	0,035	2,61	23,11	0,466	0	24,61	1,170	23,44	0,487	0,507	0,487	0,0240
70	0,032	2,64	22,72	0,421	0	24,22	0,966	23,25	0,443	0,465	0,443	0,0220
80	0,029	2,67	22,37	0,372	0	23,87	0,773	23,10	0,396	0,420	0,396	0,0190
90	0,026	2,69	22,07	0,322	0	23,57	0,593	22,98	0,347	0,372	0,347	0,0170
100	0,022	2,71	21,82	0,270	0	23,32	0,433	22,89	0,297	0,322	0,297	0,0140
110	0,019	2,73	21,61	0,218	0	23,11	0,294	22,82	0,244	0,271	0,244	0,0120
120	0,015	2,75	21,44	0,164	0	22,94	0,179	22,76	0,191	0,218	0,191	0,0090
130	0,011	2,76	21,32	0,110	0	22,82	0,093	22,73	0,137	0,164	0,137	0,0060
140	0,007	2,77	21,24	0,055	0	22,71	0,034	22,71	0,083	0,110	0,083	0,0040
150	0,004	2,77	21,19	0,000	0	22,69	0,004	22,68	0,028	0,055	0,028	0,0014
160	0,000	2,77	21,19	-0,054	0	22,69	0,003	22,69	-0,026	0,000	-0,026	0,0013

170	-0,003	2,77	21,23	-0,107	0	22,73	-0,052	22,76	-0,0807	-0,053	-0,0807	0,0039
180	-0,007	2,76	21,31	-0,159	0	22,81	-0,087	22,89	-0,1330	-0,107	-0,133	0,0065
190	-0,011	2,75	21,43	-0,207	0	22,93	-0,164	23,09	-0,183	-0,158	-0,183	-0,0089
200	-0,014	2,74	21,59	-0,251	0	23,09	-0,257	23,35	-0,229	-0,206	-0,229	-0,0112
210	-0,017	2,72	21,78	-0,289	0	23,28	-0,359	23,64	-0,270	-0,249	-0,270	-0,0133
220	-0,020	2,70	22,01	-0,323	0	23,51	-0,462	24,00	-0,307	-0,288	-0,307	-0,0150
230	-0,022	2,67	22,27	-0,351	0	23,74	-0,559	24,33	-0,337	-0,322	-0,337	-0,0165
240	-0,024	2,65	22,55	-0,373	0	24,05	-0,644	24,69	-0,362	-0,349	-0,362	-0,0177
250	-0,026	2,63	22,86	-0,388	0	24,36	-0,712	25,07	-0,380	-0,371	-0,380	-0,0187
260	-0,027	2,59	23,19	-0,397	0	24,69	-0,758	25,45	-0,393	-0,387	-0,393	-0,0193
270	-0,027	2,57	23,54	-0,400	0	25,04	-0,781	25,82	-0,398	-0,396	-0,398	-0,0196
280	-0,027	2,54	23,89	-0,397	0	25,39	-0,781	26,17	-0,398	-0,398	-0,398	-0,0193
290	-0,027	2,52	24,26	-0,388	0	25,76	-0,758	26,52	-0,393	-0,387	-0,393	-0,0193
300	-0,027	2,49	24,63	-0,374	0	26,13	-0,715	26,84	-0,381	-0,387	-0,381	0,0187
310	-0,026	2,46	24,99	-0,355	0	26,49	-0,655	27,14	-0,365	-0,373	-0,365	-0,0179
320	-0,024	2,44	25,35	-0,332	0	26,85	-0,580	27,43	-0,344	-0,354	-0,344	-0,0168
330	-0,023	2,42	25,68	-0,304	0	27,18	-0,496	27,68	-0,318	-0,331	-0,318	-0,0156

340	-0,021	2,39	26,00	-0,272	0	27,50	-0,408	27,91	-0,288	0,303	-0,288	-0,0141
350	-0,019	2,38	26,29	-0,237	0	27,79	-0,319	28,11	-0,255	-0,271	-0,255	-0,0125
360	-0,016	2,36	26,54	-0,199	0	28,04	-0,234	28,27	-0,218	-0,237	-0,218	-0,0107
370	-0,014	2,35	26,76	-0,159	0	28,26	-0,158	28,42	-0,179	-0,199	-0,179	-0,0088
380	-0,011	2,34	26,94	-0,117	0	28,44	-0,094	28,53	-0,138	-0,159	-0,138	-0,0068
390	-0,008	2,33	27,07	-0,074	0	28,57	-0,045	28,60	-0,096	-0,117	-0,096	-0,0047
400	-0,005	2,32	27,16	-0,029	0	28,66	-0,013	28,67	-0,052	-0,074	-0,052	-0,0025
410	-0,002	2,32	27,19	0,015	0	28,69	0,000	28,69	-0,007	-0,029	-0,007	-0,0003
420	+0,001	2,32	27,19	0,059	0	28,69	0,006	28,69	0,037	0,014	0,037	0,0018

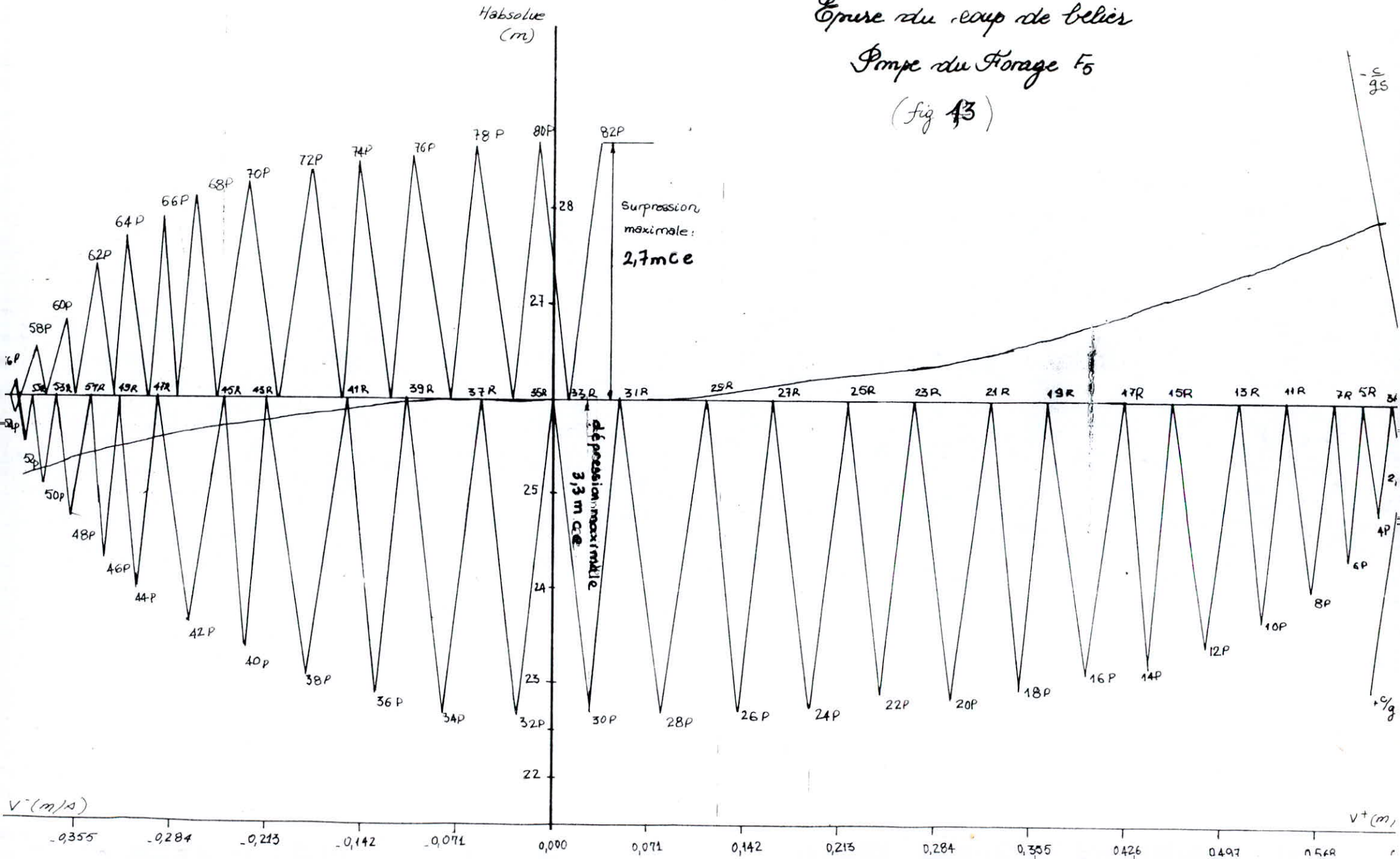
Arrêt brus-que  
Pompe - Forage F<sub>5</sub>.

Arrêt brusque du Groupe.

Essai du coup de bélier

Pompe du Forage F5

(fig 43)





Dimensionnement du réservoir :

Nous prendrons une cuve cylindrique équipée de deux fonds bombés, nous choisirons un diamètre intérieur de 1,20 m pour la cuve ( $\emptyset$  extérieur 1,25m). La hauteur des fonds est prise égale à 0,2 m. Le volume de l'air contenu dans les 2 callottes est de :

$$V_1 = \frac{4}{3} \cdot \pi r^2 h \cdot 2 \frac{1}{2}$$

$$V_1 = \frac{4}{3} \pi (0,60)^2 \cdot 0,2 = 0,30 \text{ m}^3$$

Le volume de la partie cylindrique de la cuve :

$$V_2 = 3,50 - 0,30 = 3,20 \text{ m}^3$$

Or, la section de la cuve est de :

$$S = \frac{\pi (1,20)^2}{4} = 1,131 \text{ m}^2$$

La hauteur de la partie cylindrique :

$$h = \frac{V_2}{S} = \frac{3,200}{1,131} = 2,83 \text{ m}$$

La hauteur totale de la cuve :

$$2,83 + 2 \cdot (0,2) = 3,23 \text{ m}$$

Hauteur occupée par l'air en régime normal d'exploitation :

volume de l'air .....	2,36 m <sup>3</sup>
volume elliptique du sommet .....	0,15 m <sup>3</sup>
reste pour la partie cylindrique..	<u>2,51 m</u>

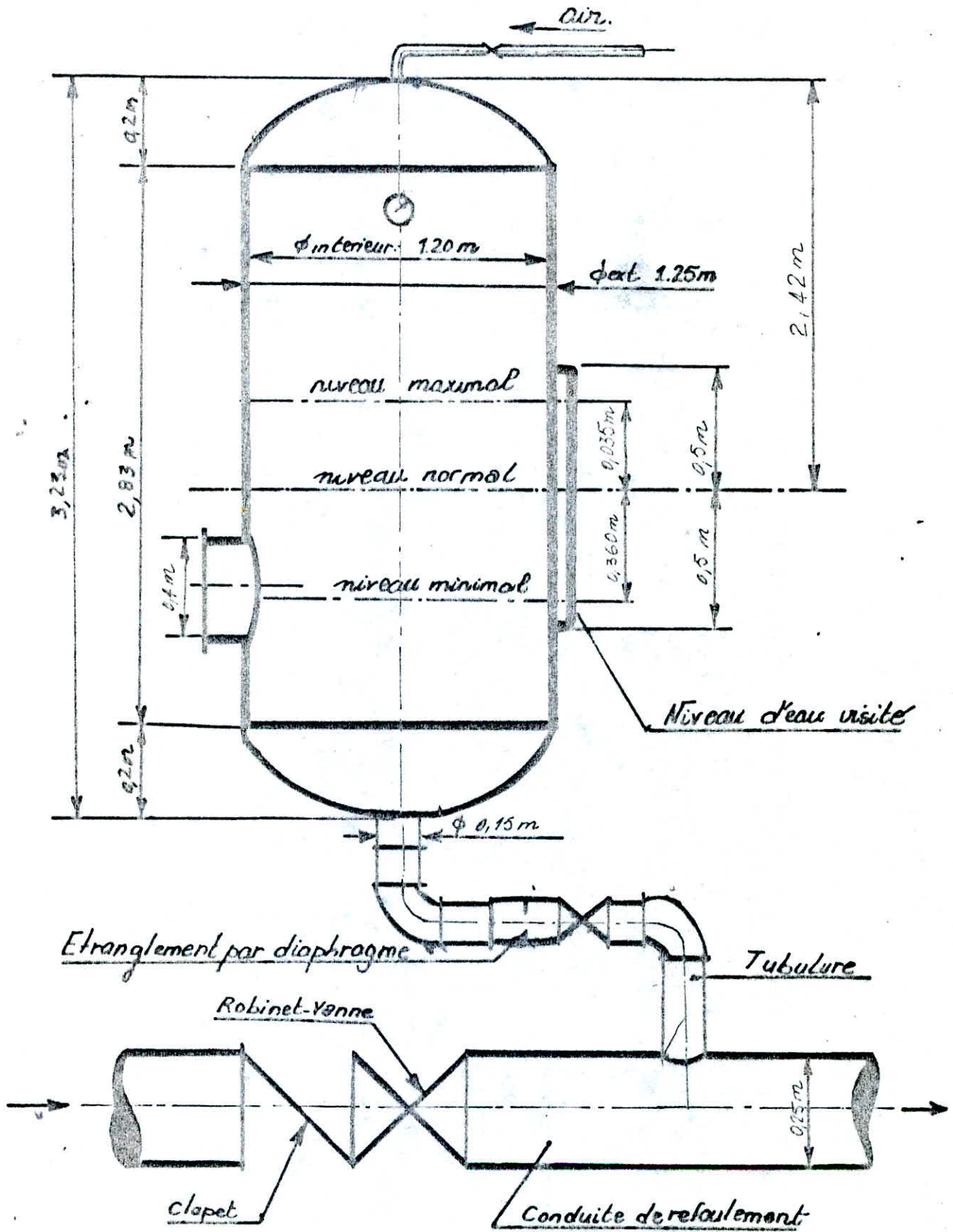
Correspondant à une hauteur :

$$\frac{2,51}{1,131} = 2,22 \text{ m.}$$

Donc, le niveau normal dans l'anti-bélier se situera à une distance de :

$$0,2 + 2,22 = 2,42 \text{ m du sommet de l'appareil}$$

Variations maximale du niveau :



Pendant la phase de dépression, le volume de l'air augmente au maximum de :  $2,77 - 2,36 = 0,41 \text{ m}^3$ ; par rapport au niveau normal, le niveau de l'eau va s'abaisser de :

$$\frac{0,41}{1,131} = 0,36 \text{ m.}$$

Pendant la phase de la surpression, le volume de l'air diminue de  $2,36 - 2,32 = 0,04 \text{ m}^3$ ; par rapport au niveau normal, le niveau de l'eau va s'élever de :

$$\frac{0,04}{1,131} = 0,035 \text{ m.}$$

Calcul du coup de bélier de la conduite forcée d'adduction gravitaire de la zone 1 :

Le phénomène du coup de bélier dans les conduites gravitaires apparaît au moment de la manoeuvre de la vanne.

On se propose de trouver la valeur maximale de la surpression et de la dépression dans une conduite d'adduction gravitaire résultant de la fermeture, puis de l'ouverture d'une vanne située à l'aval, dans les conditions suivantes :

Diamètre de la conduite : .....  $D_c = 0,25 \text{ m}$   
épaisseur de la conduite: .....  $t' = 0,004 \text{ m}$   
nature de la conduite : ..... acier  
pression statique : .....  $H_o = 17 \text{ m}$   
longueur de la conduite : .....  $L = 950 \text{ m}$   
débit nominal : .....  $25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s.}$

En régime permanent, la perte de charge sur cette pression est  $1,697 \text{ m.}$

Au départ, on suppose un temps de fermeture avec lequel on étudiera les valeurs de la surpression et de la dépression. Si ces dernières sont admissibles, on gardera l'allure choisie sinon on refait le tracé de l'épure de BERGERON jusqu'à l'obtention d'une allure qui convient à notre cas.

On suppose que la fermeture de la vanne est linéaire en fonction du temps.

Célérité de l'onde :

$$c = \frac{(K/\rho)^{1/2}}{\left(1 + \frac{KD_c}{E t'}\right)^{1/2}} = 1134,0111 \text{ m/s.}$$

L'unité de temps

$$t = \frac{L}{c} = 0,80 \text{ s.}$$

La valeur maximale du coup de bélier est de :

$$b = \frac{c v_0}{g} = 58,933 \text{ m}$$

avec :  $v_0 = 0,509 \text{ m/s}$

donc, la surpression est de :

$$H_0 + b = 75,933 \text{ m}$$

la dépression est de :

$$H_0 - b = -41,933 \text{ m.}$$

Dans le cas d'une fermeture brusque, nous aurons une surpression et une dépression importante donc, nous imposerons une fermeture lente.

Dans un système de coordonnées Q3, les caractéristiques de fermeture de la vanne seront représentées, d'abord au temps 0 (ouverture totale) puis au temps 1,2, ...,9, ces temps étant espacés de 0,8 s.

La durée de fermeture de la vanne est  $0,8 \times 10 = 8 \text{ s.}$

La section de passage de la vanne est devenue  $\frac{S}{10}$ .

Les caractéristiques successives sont des paraboles à axe vertical confondu avec OB et tangentes en un point -  $H_0$ .

En effet, pour un degré d'ouverture quelconque le débit qui passe dans la vanne résulte de la formule générale :

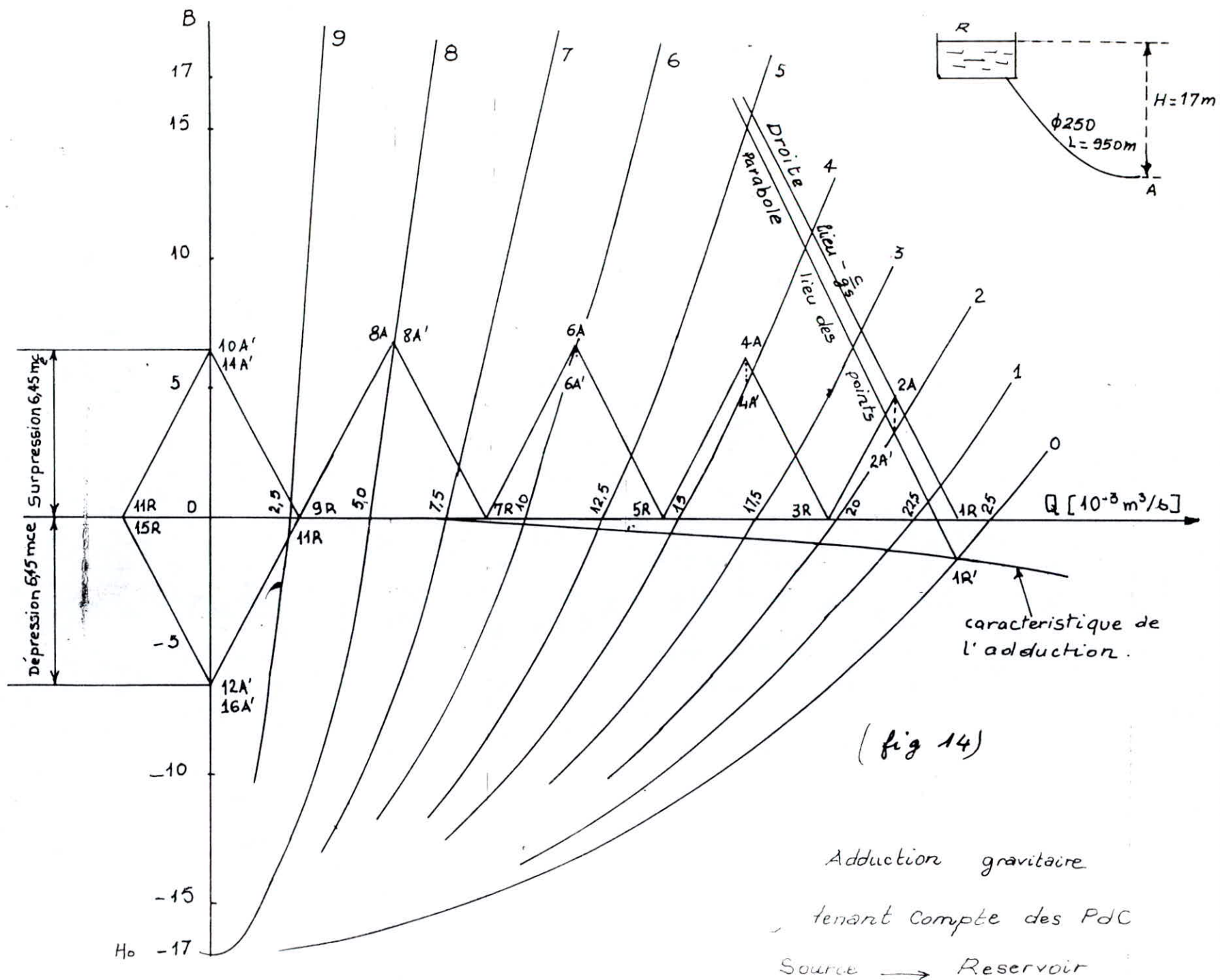
$$Q = m \underline{\Omega} \sqrt{2g (H_0 + b)}$$

avec :  $m$  : coefficient de contraction (supposé constant quelque soit  $\underline{\Omega}$ )

$H_0$  : pression statique (m)

$b$  : surpression ou dépression (m)

$\underline{\Omega}$  : section réduite ( $\text{m}^2$ ).



Au temps  $t = 0$ , la parabole passe par les points  $(Q_0; -H_0)$ , la fermeture n'ayant pas commencé, il n'y a aucun coup de bélier. Le tracé des autres paraboles passeront par  $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_9$  tels que  $Q_0 Q_1 = Q_1 Q_2 = \dots = Q_8 Q_9 = \frac{Q}{10}$  et seront tangentes en  $-H_0$ .

Lecture sur l'épure : (fig. 14).

La dépression et la surpression maximale se trouvent sur l'axe OB. D'après le tracé de l'épure, nous avons la valeur de la surpression et la dépression égale à + 6,45 m.c.e.

La pression totale dans la conduite au moment de la surpression est :  
 $17,0 + 6,45 = 23,45$  m.c.e.

La pression restante au moment de la dépression est de :  
 $17,0 - 6,45 = 10,55$  m.c.e.  $> 0$ .

Les valeurs de la surpression et la dépression maximales issues de la caractéristique de fermeture choisie sont admissibles.

## CHAPITRE XII :

### ASSAINISSEMENT :

#### XII.1. Introduction :

L'assainissement de l'agglomération a pour objet d'assurer l'évacuation rapide et sans stagnation des eaux usées domestiques et industrielles susceptibles de donner naissance à des nuisances et des eaux pluviales susceptibles de submerger des lieux habités et ce, dans des conditions compatibles avec des exigences de santé publique et d'environnement. Notre étude se fixe alors l'objectif suivant :

- évacuation au plus bas coût des eaux usées;
- [

sur [ ]

#### XII.2. Types d'eaux usées :

Dans la ville de Mouzaïa, les eaux à évacuer sont de deux types :

- eaux de ruissellement;
- eaux usées d'origine domestique et les eaux vannes.

#### XII.3. Principe de construction du réseau :

Notre agglomération est divisée en bassins d'apports partiels. Chacun des bassins est drainé par un égout en système unitaire qui permet l'évacuation de l'ensemble des eaux usées (domestiques et pluviales).

Pour notre étude vu la topographie du terrain et la disposition générale de la ville, nous avons projeté la réalisation de trois collecteurs principaux

#### XII.4. Principe du tracé des collecteurs :

Les collecteurs principaux sont placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisme.

Le tracé des collecteurs est effectué en évitant le plus possible les contre inclinaisons.

La profondeur à laquelle, on place les collecteurs est choisie en tenant compte des profondeurs des caves, des maisons avoisinantes.

Les collecteurs doivent être placés à (10 cm minimum) sous la conduite d'adduction ou de distribution d'eau.

#### XII.5. Condition de fonctionnement du réseau :

Le réseau d'assainissement doit dans la mesure du possible être auto-cureur de telle manière que :

- Les sables soient automatiquement entraînés par les débits pluviaux atteints assez fréquemment.

- Les vases fermentescibles soient également entraînés pour le débit moyen des eaux usées.

Notons que la condition d'auto-curage ne serait satisfaite que pour des vitesses se situant entre 0,6 m/s et 4 m/s.

#### XII.6. Type de canalisation :

Les canalisations composant les collecteurs seront en béton armé et de profil circulaire. Ce matériau présente une bonne étanchéité et résiste bien aux attaques mécaniques, statiques et chimiques du sol et des eaux transportées.

Le profil circulaire, en plus des avantages économiques qu'il présente, se trouve préférable devant les autres pour sa commodité durant la pose et sa disponibilité sur le marché.

#### XII.7. Note de calcul du réseau :

Tous les calculs concernant le dimensionnement des collecteurs sont dressés dans la planche (XII).



XII.7.1. Les surfaces à assainir sont déterminées par quadrillage :

Le réseau d'égout comporte trois collecteurs principaux, qui convergent vers la station d'épuration.

XII.7.2. Débit des eaux usées :

Le débit des eaux usées sont évalués d'après les eaux consommées. Selon les normes 20% des eaux asservies seront perdues au cours de l'utilisation ainsi 80% des eaux consommées seront rejetées dans le réseau d'égout.

$$Q_u = 0,8 \times d \times S \times q \times 2,4 \quad (l/s)$$

avec :  $d$  : densité de la population = 227 hab./h

$S$  : surface de la zone d'influence

$q$  : consommation spécifique moyenne en eau potable = 309,82 (l/j/hab)

2,4: coefficient de pointe.

XII.7.3. Débit de ruissellement :

$$Q_p = C_k \cdot I \cdot A_k$$

avec :  $Q_p$  : débit pluvial pour chaque bassin d'apport

$C_k$  : coefficient de ruissellement

avec :  $C_k = \frac{A'}{A} = \frac{\text{surface totale bâtie}}{\text{surface totale du bassin}}$

$I$  : intensité de pluie (l/s/ha).

$I = 170 \text{ l/s/ha}$  (d'après la D.H.W de Blida)

$A_k$  : surface du bassin d'apport (ha).

XII.7.4. Débit total :

Comme débit total, nous prendrons seulement le débit des eaux pluviales, celui des eaux usées est relativement négligeable.

#### XII.7.5. Débit de dimensionnement :

Le débit de dimensionnement pour chaque tronçon sera le débit cumulé qui transite à travers ce tronçon.

#### XII.7.6. Calcul du diamètre des tronçons :

En fonction du débit et de la pente tirée de la topographie du terrain, on déterminera le diamètre du tronçon considéré en utilisant l'abaque de l'annexe VII (canalisation circulaires - formules de BAZIN).

Ayant le diamètre et la pente, on tire les valeurs de la vitesse à pleine section ( $V_{ps}$ ) et le débit de pleine section ( $Q_{ps}$ ).

A partir du rapport  $r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}}$  (rapport des débits), nous déterminerons le rapport des hauteurs de remplissages ( $r_h$ ) ainsi que le rapport des vitesses ( $r_v$ ).

On aura la hauteur de remplissage :  $H = D \cdot r_h$  et la vitesse réelle de l'eau dans le tronçon sera :  $v = v_{ps} \cdot r_v$ .

On déterminera ensuite la vitesse d'écoulement pour le 1/10<sup>ème</sup> du débit à pleine section.

Conclusion : les résultats des différents calculs montrent que :

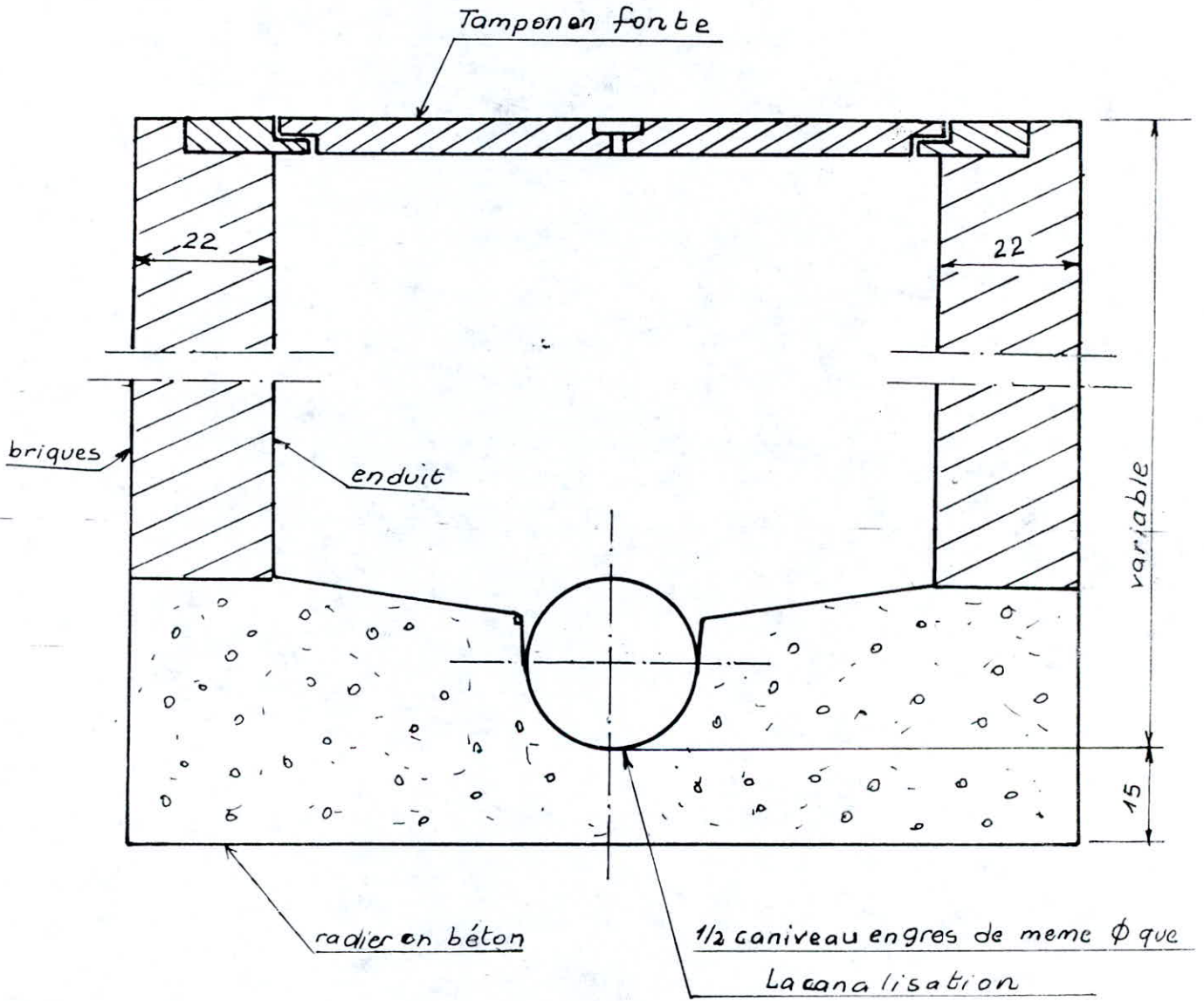
- les conditions d'auto-curage sont satisfaites;
- les vitesses dans chaque tronçon sont inférieures à 4 m/s.

#### XII.8. Equipement du réseau :

Pour assurer la surveillance du réseau et le nettoyage de celui-ci, on prévoit les équipements suivants :

##### XI.8.1. Regards de visite : (fig. 15).

Ces regards permettent l'accès aux canalisations pour les curages et assurent la ventilation des égouts. Ils seront disposés à chaque fonction de canalisation et à tous les points de changements de direction, de changement de pentes.



REGARD DE VISITE

fig (15)

### XII.8.2. Bouches d'égout :

Elle permettent l'absorption de l'eau de surface des rues et trottoirs.

### XII.8.3. Joints :

Le raccordement des tuyaux va être assuré par des joints rainurés dont l'étanchéité est assurée par un anneau en élastomère placé dans une rainure de l'about mâle. Cette étanchéité est obtenue par la compression régulière de l'anneau au cours de l'emboîtement. Le joint souple accepte les légères déviations angulaires résultant des mouvements possibles du terrain.

### XII.8.4. Recommandations générales :

- Les jonctions doivent être à angle aigu inférieur à 70° par rapport au sens d'écoulement.

- Les branchements sur les collecteurs doivent être raccordés suffisamment hauts de manière que si le niveau monte, il n'en résulte pas une mise en charge dans la canalisation d'évacuation des immeubles.

### XII 9. Etude des déversoirs d'orage :

L'installation de déversoirs d'orage avec seuil de déversement est la méthode la plus employée pour la séparation des eaux dans le réseau de canaux. Le calcul en est incertain étant donné que le niveau à l'intérieur ne peut être déterminé d'une façon précise. Nos trois collecteurs principaux seront soulagés par un déversoir d'orage pour chacun quand la dilution 2 est atteinte par rapport au débit de temps sec (1 partie d'eau usée pour une partie d'eaux pluviales). Le débit d'excès sera déversé vers l'exutoire.

#### XII.9.1. Dimensionnement du déversoir d'orage du 1<sup>er</sup> collecteur:

a.- Caractéristiques initiales :

$$D = 1500 \text{ mm}; \quad J = 1,08\%$$

débit de pointe par temps sec : 108,31 l/s;  
débit par temps de pluie : 4825,11 l/s;

débit à pleine section : 5200 l/s.

Le débit allant vers la station d'épuration :

$$Q_{KI} = 2.108,31 = 216,62 \text{ l/s}$$

Débit allant vers l'exutoire :

$$Q_o = Q_{tp} - Q_{KI} = 4608,49 \text{ l/s}$$

b.- Calcul du niveau d'eau dans le tuyau d'arrivée :

- Par temps de pluie :

$$\frac{Q_{tp}}{Q_{ps}} = 0,928 = r_Q \quad \text{====} \quad r_H = 75\% \quad \text{====} \quad h_{tp} = 1125 \text{ mm.}$$

- Par débit entrant dans la station d'épuration :

$$\frac{Q_{KI}}{Q_{ps}} = 0,0416 = r_Q \quad \text{====} \quad r_H = 7\% \quad \text{====} \quad h_{TS} = 105 \text{ mm}$$

avec :  $h_{TS}$  : hauteur du seuil du déversoir.

Hauteur d'eau au dessus de la crête du déversoir :

$$h = h_{tp} - h_{TS} = 1020 \text{ mm.}$$

c.- Calcul de la longueur du seuil du déversoir b :

Le débit déversé est :

$$Q_o = \frac{2}{3} u b (2g)^{1/2} h_o^{3/2}$$
$$b = \frac{3 Q_o}{(2g)^{1/2} (h_o)^{3/2} \cdot 2 u}$$

Pour un seuil de déversoir, on peut prendre approximativement  $u = 0,6$  (coefficient de débit).

On suppose  $h_o = \frac{h}{2} = 510 \text{ mm} = 0,51 \text{ m.}$

On aura :  $b = 7,14 \text{ m;}$

avec une sécurité de 50%, on aura  $b = 10,7 \text{ m.}$

XII.9.2. Dimensionnement du déversoir d'orage  
du 2<sup>ème</sup> collecteur :

a.- Caractéristiques initiales :

$$D = 1500 \text{ mm}; \quad J = 1,92\%$$

Débit de pointe par temps sec : ..... 110,11 l/s;  
débit par temps de pluie : ..... 5772,69 l/s;  
débit à pleine section : ..... 6400 l/s.

$$Q_{KI} = 2 \cdot 110,11 = 220,22 \text{ l/s}$$

$$Q_o = Q_{tp} - Q_{KI} = 5552,47 \text{ l/s.}$$

b.- Calcul du niveau d'eau dans le tuyau d'arrivée :

- Par temps de pluie :

$$\frac{Q_{tp}}{Q_{ps}} = 0,902 = r_Q \quad \text{===} \quad r_H = 74\% \quad \text{===} \quad h_{tp} = 1110 \text{ mm}$$

- Par débit entrant dans la station d'épuration :

$$\frac{Q_{KI}}{Q_{ps}} = 0,0344 = r_Q \quad \text{===} \quad r_H = 6\% \quad \text{===} \quad h_{TS} = 90 \text{ mm}$$

$$h = h_{tp} - h_{TS} = 1020 \text{ mm}$$

$$h_o = \frac{h}{2} = 0,51 \text{ m} \quad \text{===} \quad b = 8,6 \text{ m}$$

avec une sécurité de 50%, on aura :  $b = 13 \text{ m.}$

XII.9.3. Dimensionnement du déversoir d'orage  
du 3<sup>ème</sup> collecteur :

a.- Caractéristiques initiales :

$$D = 1800 \text{ mm}; \quad J = 1,16\%.$$

Débit de pointe par temps sec : ..... 126,537 l/s.

débit par temps de pluie : ..... 7097,50 l/s;

débit à pleine section : ..... 8400 l/s.

$$Q_{KI} = 2.126,537 = 253,074 \text{ l/s}$$

$$Q_o = Q_{tp} - Q_{KI} = 6844,426 \text{ l/s.}$$

b.- Calcul du niveau d'eau dans le tuyau d'arrivée :

- Par temps de pluie :

$$\frac{Q_{tp}}{Q_{ps}} = 0,845 = r_Q \quad === \quad r_H = 70\% \quad === \quad h_{tp} = 1260 \text{ mm.}$$

- Par débit entrant dans la station d'épuration :

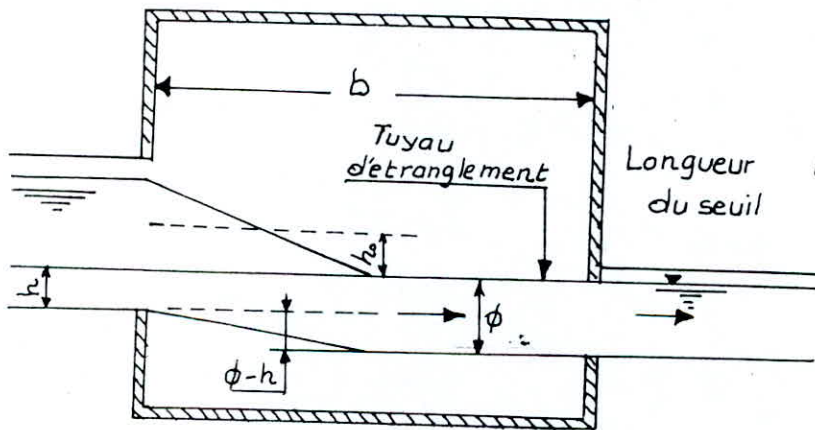
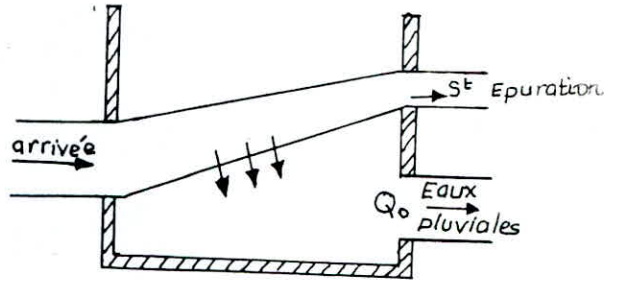
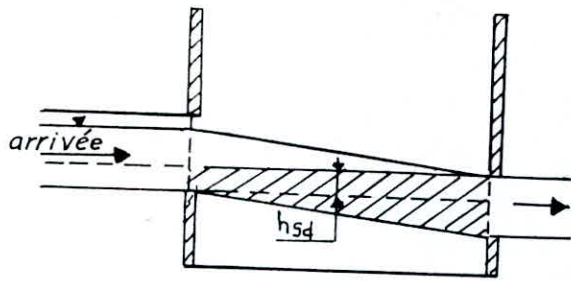
$$\frac{Q_{KI}}{Q_{ps}} = 0,0301 = r_Q \quad === \quad r_H = 4,5\% \quad === \quad h_{TS} = 81 \text{ mm.}$$

$$h = h_{tp} - h_{TS} = 1179 \text{ mm}$$

$$h_o = \frac{h}{2} = 589,5 \text{ mm} = 0,5895 \text{ m}$$

$$b = 8,53 \text{ m}$$

avec une sécurité de 50%, on aura :  $b = 12,80 \text{ m.}$



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

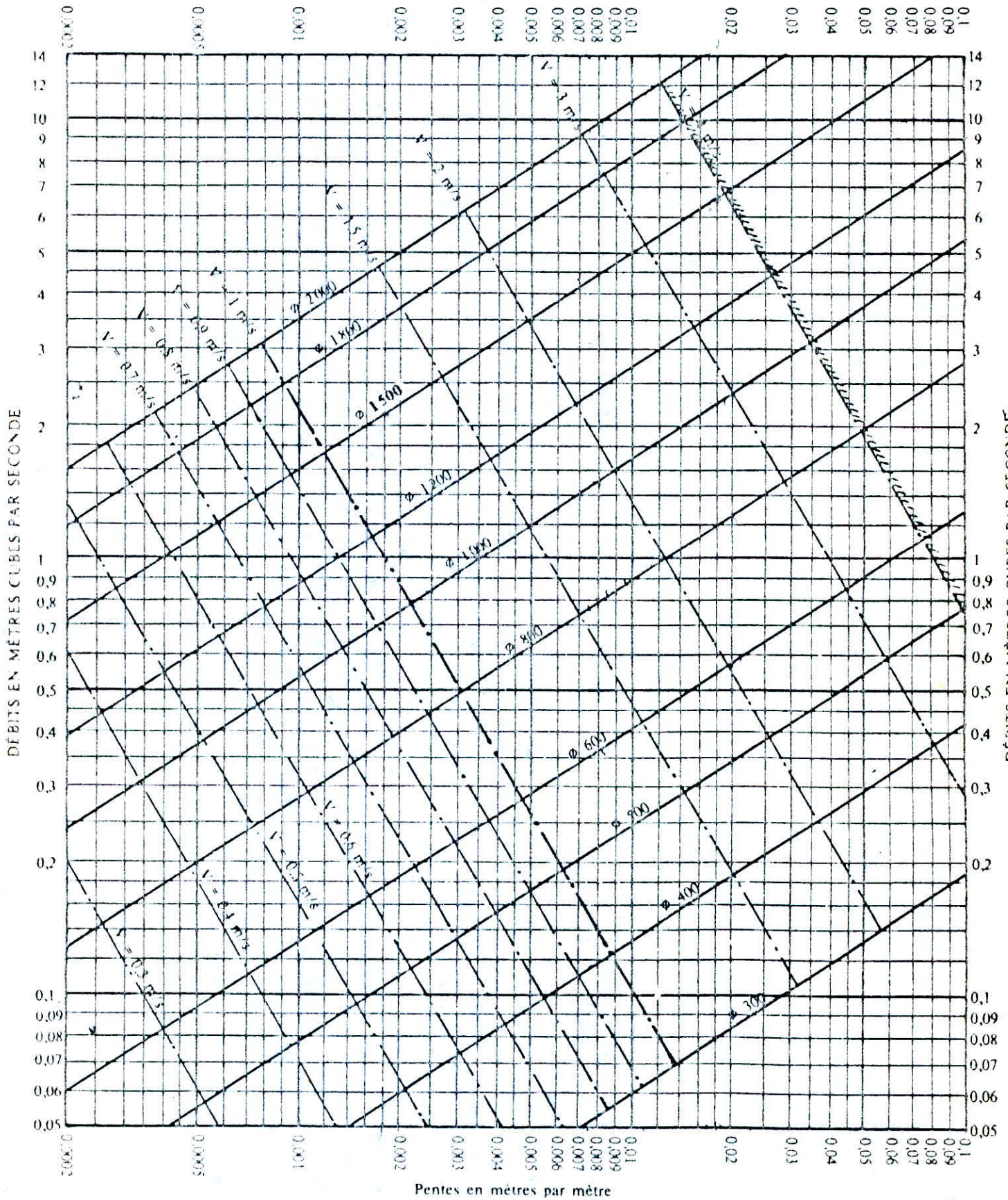
$$b = \frac{3}{2} \frac{Q_0}{\mu \sqrt{2g} h_0^{3/2}}$$

fig(16) Deversoir d'orage



ANNEXE VII

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF  
(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

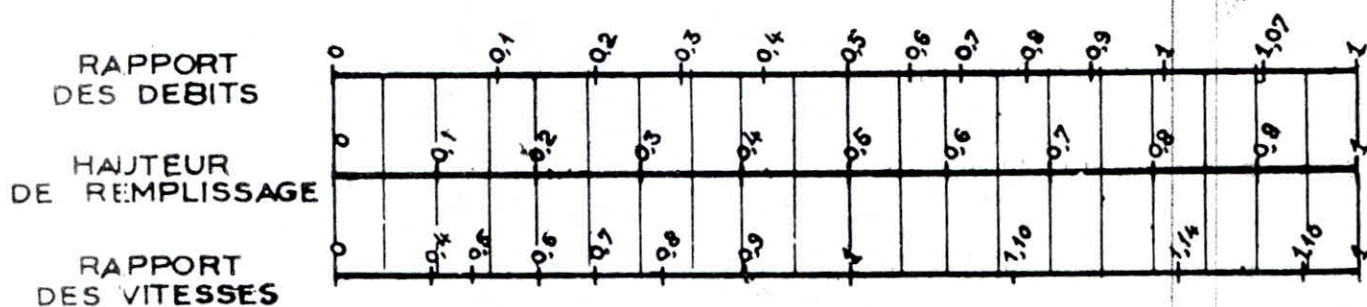


ANNEXE X

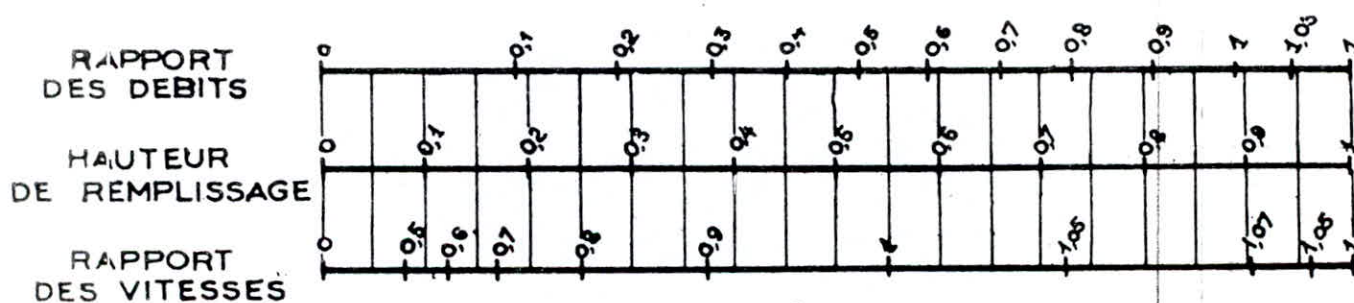
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

## Conclusion

Le long de cette étude, nous nous sommes heurtés à certains problèmes d'ordre numérique, tel que les coefficients de variations horaires de la consommation permettant le calcul de la capacité des réservoirs.

Chez nous, ces coefficients n'existent pas, leurs valeurs varient d'un pays à un autre.

Cependant, la présente étude ne peut être considérée comme un projet réel, néanmoins, elle peut servir de référence.

## BIBLIOGRAPHIE :

1. Association générale des hygiénistes et techniciens municipaux :  
- stations de pompage d'eau (Technique et documentation 1982).
2. A. CAUVIN et G. DIDIER :  
Distribution d'eau dans les agglomérations, 1973.
3. CARLIER (M).  
Hydraulique générale et appliquée (Eyrolles, 1980).
4. DUPONT (A).  
Hydraulique urbaine - tome I et II (Eyrolles, 1977).
5. Etablissement DEGREMENT.  
Mémento technique de l'eau (technique et documentation, 1978).
6. GOMELLA (C) et GUERRE (H).  
Les eaux usées dans les agglomérations rurales ou urbaines :  
tome I (collecte).
7. LAPRAY (G).  
Théorie de la longueur fluïdo-dynamique (polycope E.N.P).  
Cours d'hydraulique générale III (polycope E.N.P).
8. LENCASTRE (A).  
Manuel d'hydraulique générale (Eyrolles, 1982).
9. UNIVERSITA STUTTGART :  
Cours d'assainissement urbain (O.P.U.; Alger, 1974).  
Catalogue des pompes JEUMONT SCHNEIDER.

PLANCHE IX

PROFIL DU COLLECTEUR

AEI Assainissement de MOUZAJA

Etudié par HADDADI A

MAZOUZI R

Dirigé par M<sup>r</sup> BOUDENE A

Echelles : Verticale 0 2 4 6 8 10m

Horizontale 0 50 100m

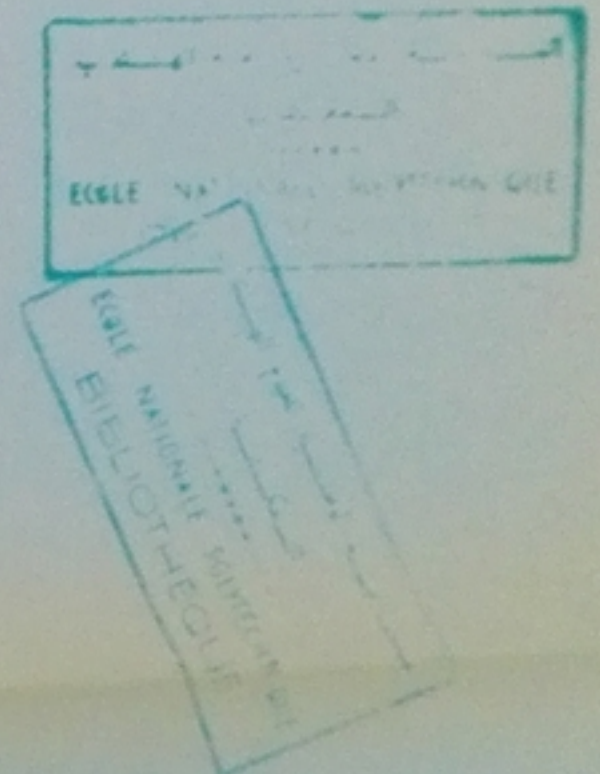
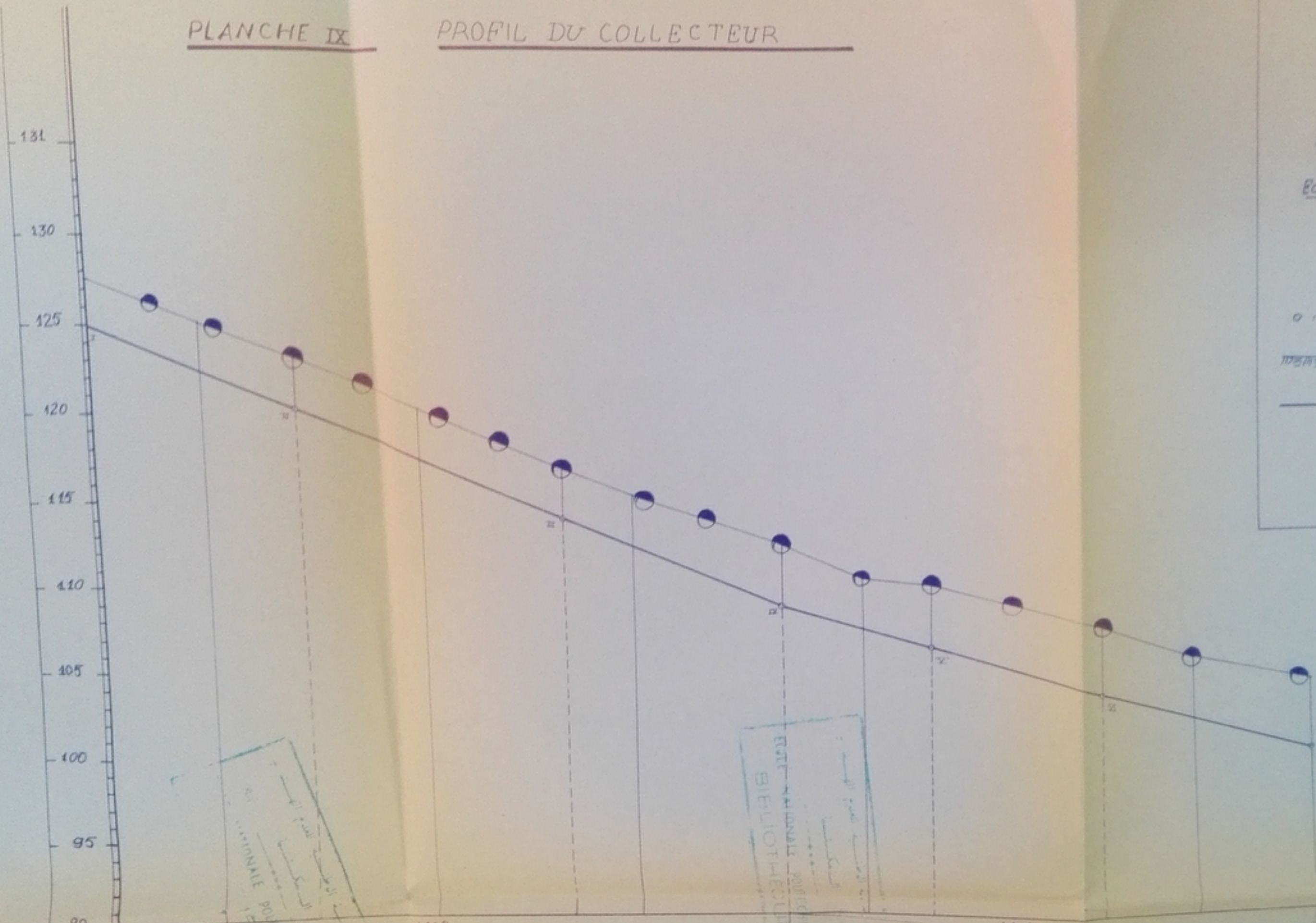
LEGENDE

o : Point de raccordement de deux tronçons

----- Terrain naturel

—○— Radier du collecteur des eaux usées

Regard de visite

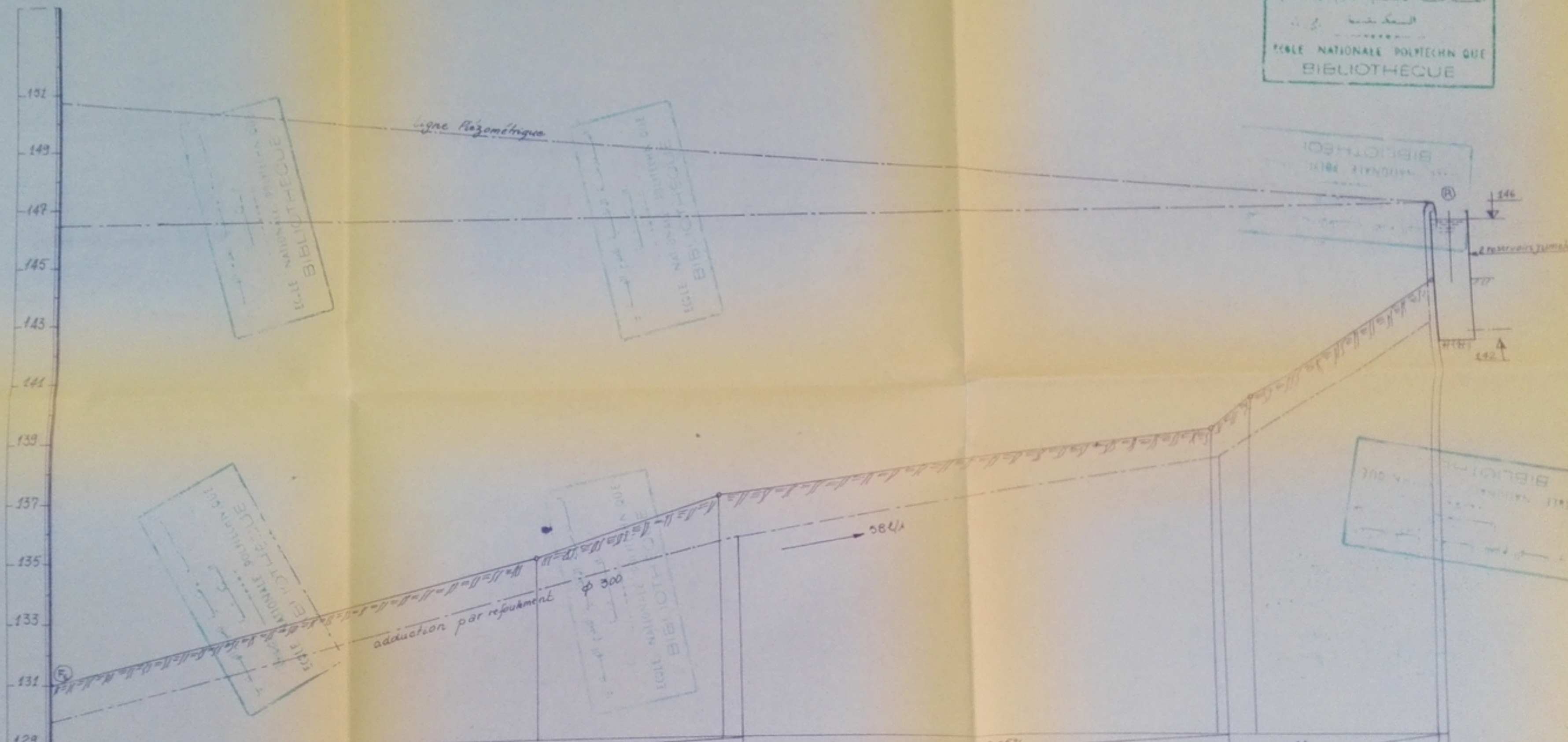


PH 034 85  
-1-

Pentes du radier du collecteur		1.69%		1.16%								
Altitudes du terrain (m)	127.50	125.00	123.00	120.00	116.50	115.00	112.00	110.00	109.00	107.00	105.00	103.50
Altitudes du radier (m)	125.00	123.00	120.00	116.50	115.00	112.00	110.00	109.00	107.00	105.00	103.50	
Distances partielles (m)	285		375		315		210		250		315	
Distances cumulees (m)	285		660		975		1185		1435		1750	
Diamètres des tronçons (mm)	φ 800		φ 1200		φ 1500		φ 1800		φ 1800		φ 1800	

Echelle verticale: 1/100<sup>e</sup>  
 Echelle horizontale: 1/2500<sup>e</sup>  
 Etude par: R. MAZOUZI  
 A. HADDADI  
 Dirigé par: M<sup>r</sup> BOUDENE

الخدمة الوطنية للمهندسين  
 المكتبة  
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
 BIBLIOTHÈQUE



Pentes de l'adduction	0.98%				0.65%		2.55%	
Distances partielles	410	155	410	55	155			
Distances cumulées	410	565	975	1030	1185			
altitudes de la génératrice inférieure de l'adduction	131.0	133.8	137.0	139.0	140.1	143.8	142.8	
altitudes du terrain	131.0	135.0	137.0	139.0	140.0	144.0	144.0	

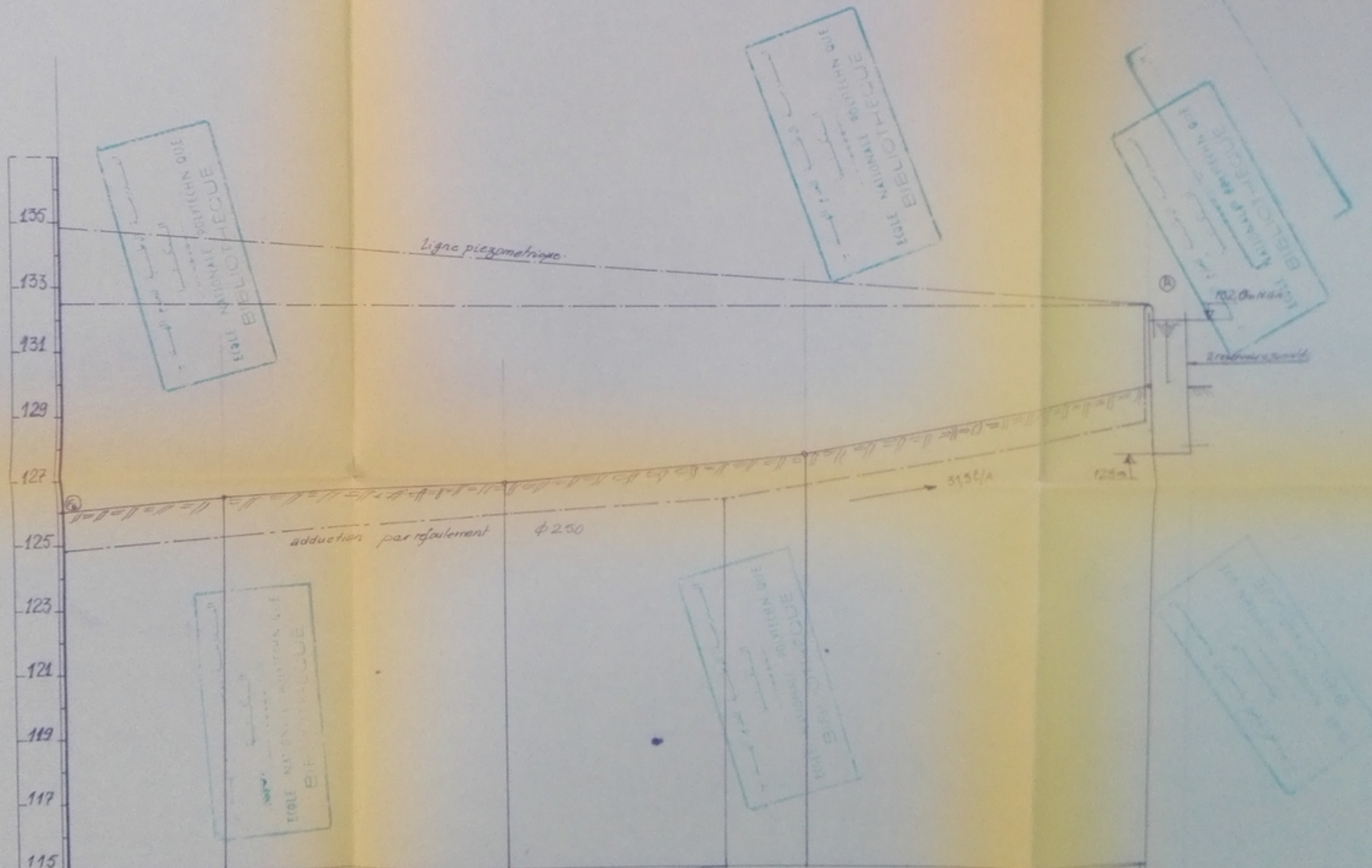
Echelle verticale 1/1000

Echelle horizontale 1/2500

Étudié par: R. MAJOUET

R. HARRADI

Dirigé par: M. BOUENNE



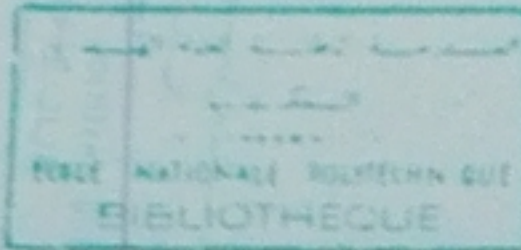
BIBLIOTHÈQUE NATIONALE SUPPLÉMENTAIRE

Pentes de l'adduction	0.35%		0.25%	
Distances partielles	120	220	230	245
Distances cumulées	120	340	570	815
altitudes de la génératrice inférieure de l'adduction	126.0	125.5	125.0	124.5
altitudes du terrain	126.0	125.5	125.0	124.5

M 034 85  
- 3 -

DE LA VILLE MOUZAIA

Tronçons	N° des bassins d'apport	Surfaces des bassins d'apport (ha)	Coefficient de ruissellement $C_k$	Intensité des pluies (l/ha/s)	Débit d'eau pluvial $Q_{pe} = S \cdot I \cdot C_k$ (l/s)	Débits cumulés (l/s)	longueurs tronçons	Longueurs cumulées	côtes				pentes %	Diamètres (mm)	pleine Section		$Q = \frac{Q_{ps}}{r_0}$	$r_0 = \frac{H}{H_{ps}}$	$V = \frac{V_{ps}}{r_0}$	H=D (mm)	$V = V_{ps} \cdot r_0$	No. d'ins. de (égout, collecteur) dont on se sert $= Q_{ps} \cdot r_0$	observations
									Sol		radier				$Q_{ps}$ (l/s)	$V_{ps}$ (m/s)							
									amont	aval	amont	aval											
1-2	1	7,4	0,42	170	528,36	528,36	330	330	145,10	138,00	142,10	135,00	2,15	600	580	2,10	0,911	0,74	4,120	444	2,352	1,260	
2-3	2	8,7	0,57	170	843,03	1371,39	395	725	138,00	130,05	135,00	127,50	1,90	1000	2300	2,90	0,596	0,56	1,034	560	2,998	1,740	
3-4	3	13,2	0,41	170	920,04	2291,43	375	1100	130,05	124,00	127,50	121,00	1,73	1200	3500	3,15	0,655	0,59	1,060	708	3,330	1,890	
4-5	4	12,6	0,54	170	1156,68	3448,11	325	1425	124,00	117,00	121,00	114,00	2,15	1200	3850	3,40	0,896	0,74	1,114	888	3,876	2,040	
5-6	5	6,8	0,46	170	531,76	3979,87	235	1660	117,00	113,00	114,00	110,00	1,70	1500	6400	3,60	0,620	0,56	1,025	840	3,690	2,160	
6-7	6	11,3	0,44	170	845,24	4825,11	175	1835	113,00	110,00	110,00	107,00	1,70	1500	6400	3,60	0,753	0,64	1,060	960	3,816	2,160	
7-5	7	-	-	170	-	4825,11	600	2435	109,00	103,50	106,00	100,50	1,08	1500	5200	2,98	0,928	0,75	1,121	1125	3,341	1,790	
A-B	8	4,1	0,20	170	139,40	139,40	260	260	136,00	131,50	133,50	128,30	2,00	400	191	1,48	0,729	0,63	1,090	252	1,613	0,888	
B-C	9	6,8	0,25	170	289,00	428,40	320	580	134,50	126,00	128,30	119,60	2,00	600	570	2,05	0,751	0,65	1,093	380	2,241	1,230	
C-D	10	7,1	0,55	170	663,85	1092,25	295	875	126,00	120,00	119,60	116,00	2,00	800	1220	2,30	0,895	0,73	1,113	584	2,560	1,380	
D-E	11	11,6	0,65	170	1281,80	2374,05	225	1100	120,00	117,00	116,00	111,68	1,92	1000	2400	2,80	0,988	0,81	1,135	810	3,178	1,680	
E-F	12	8,6	0,66	170	964,92	3338,97	280	1380	117,00	112,00	111,68	106,30	1,92	1200	3600	3,20	0,927	0,76	1,125	912	3,600	1,920	
F-G	13	12,3	0,72	170	1505,52	4844,49	250	1630	112,00	107,50	104,30	105,78	1,92	1200	6400	3,50	0,757	0,65	1,080	975	3,780	2,100	
G-5	14	10,5	0,52	170	928,20	5772,69	275	1905	107,50	103,50	105,78	100,5	1,92	1500	6400	3,50	0,902	0,74	1,117	1110	3,909	2,100	
I-II	15	9,3	0,48	170	758,88	758,88	285	285	127,50	123,00	125,00	120,18	1,69	800	1180	2,30	0,643	0,58	1,050	464	2,415	1,380	
I-III	16	17,3	0,64	170	1882,24	2641,12	375	660	123,00	116,50	120,18	113,84	1,69	1200	3500	3,10	0,755	0,66	1,090	792	3,379	1,860	
III-IV	17	18,4	0,66	170	2064,48	4705,60	315	975	116,50	112,00	113,84	108,50	1,69	1500	6100	3,40	0,771	0,67	1,090	1005	3,706	2,040	
IV-V	18	12,4	0,70	170	1475,60	6181,20	210	1185	112,00	109,60	108,50	106,06	1,16	1800	8400	3,30	0,736	0,64	1,080	1152	3,560	1,980	
V-VI	19	10,2	0,45	170	780,30	6961,50	250	1435	109,60	107,00	106,06	103,16	1,16	1800	8400	3,30	0,829	0,70	1,109	1260	3,660	1,980	
VI-VII	20	2,5	0,32	170	136,0	7097,50	315	1750	107,00	103,50	103,16	99,50	1,16	1800	8400	3,30	0,845	0,71	1,113	1278	3,675	1,980	

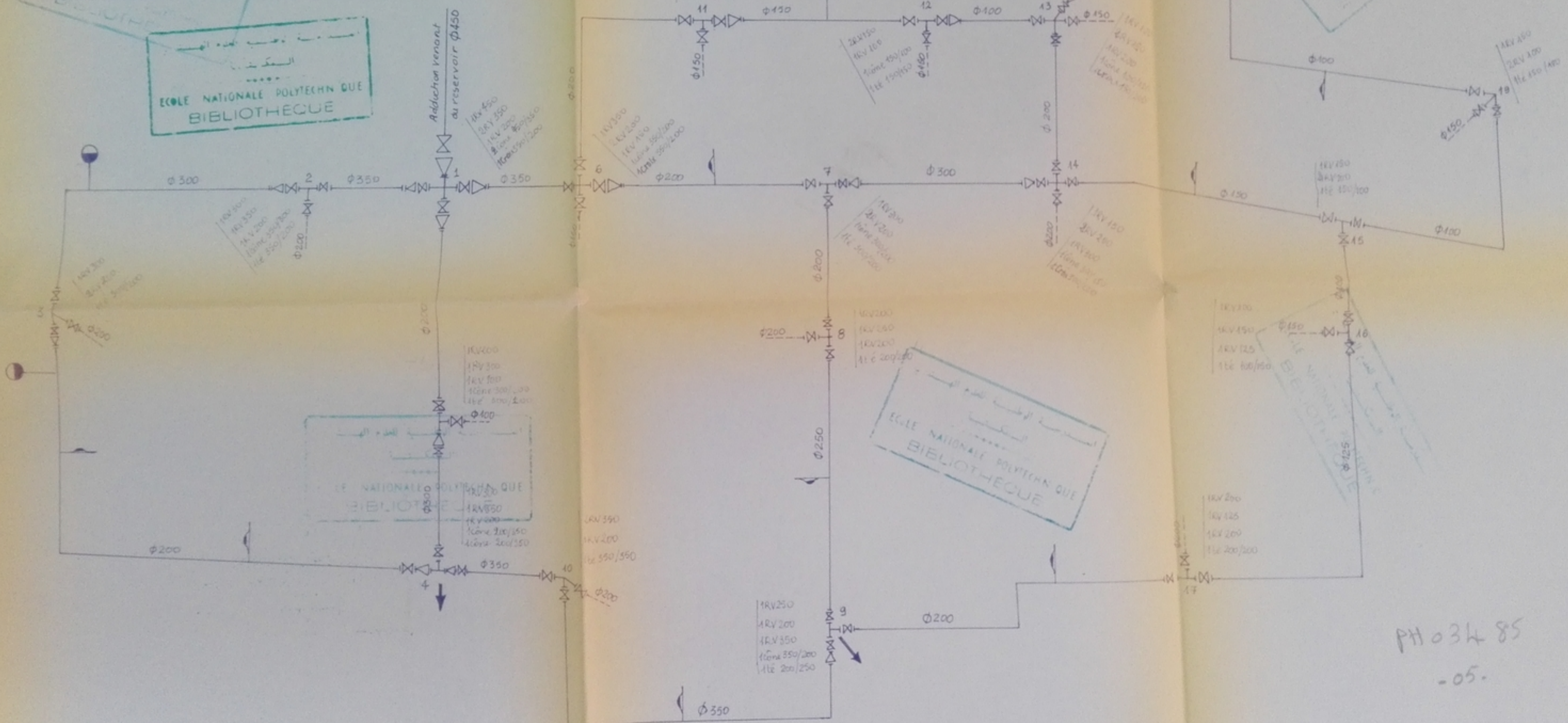
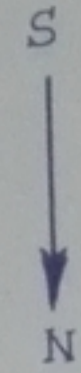
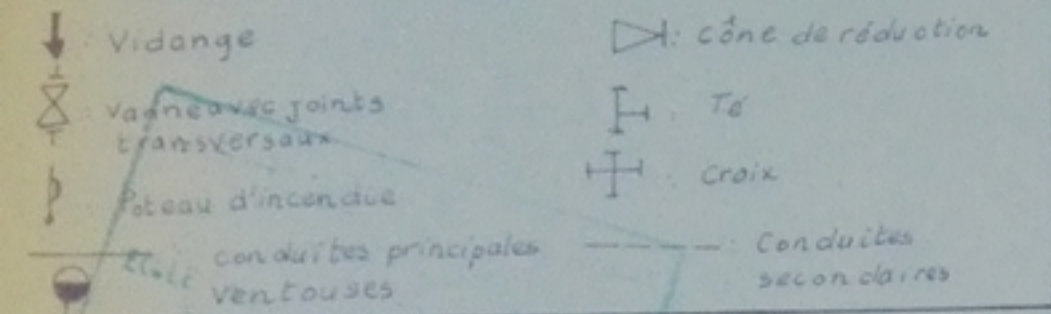


PH 034 85



PLANCHE N° VI PLAN DU RÉSEAU  
ZONE ②

Dressé par	MC A HADJADI MC R MAZOUZI	Echelle:	1cm → 33 m
Dessiné par	MC BOUDENE A	Date	04 - 12 - 1984
Reposé par	CNERU BLIDA	Promotion	Janv 85

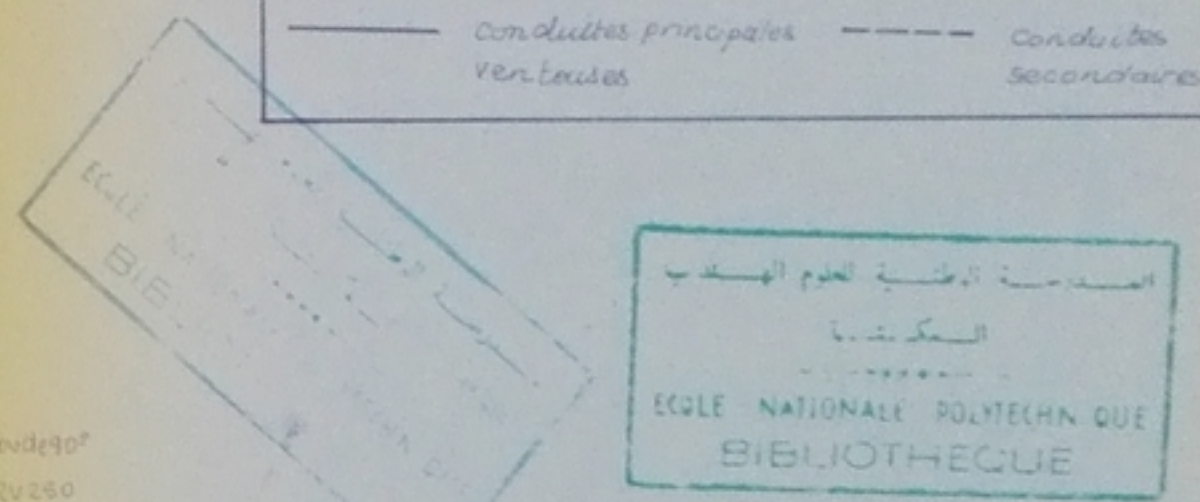
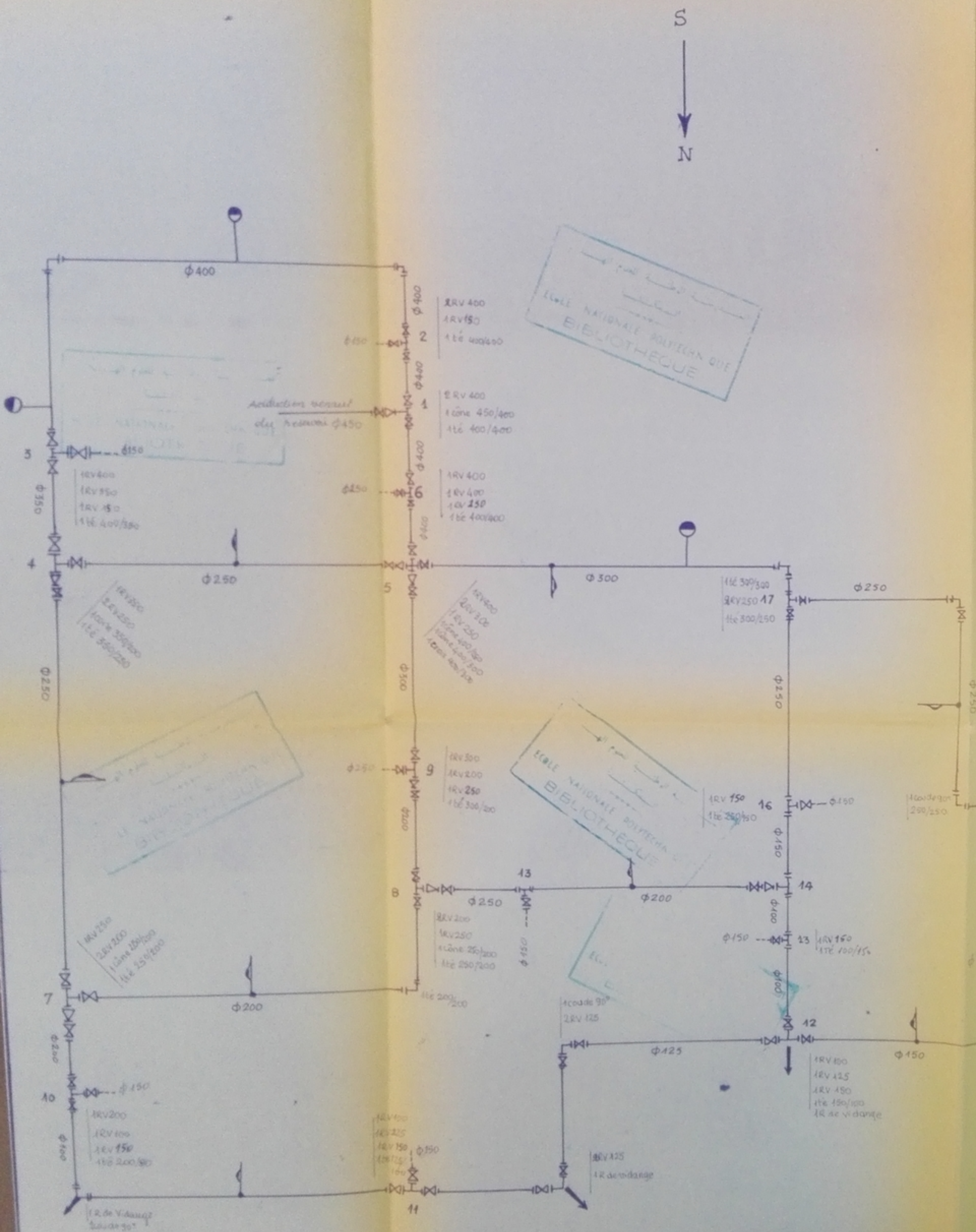
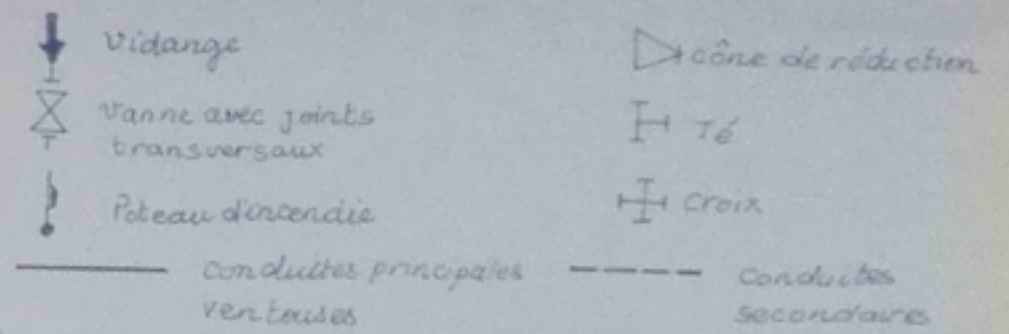


PH 034 85  
-05.

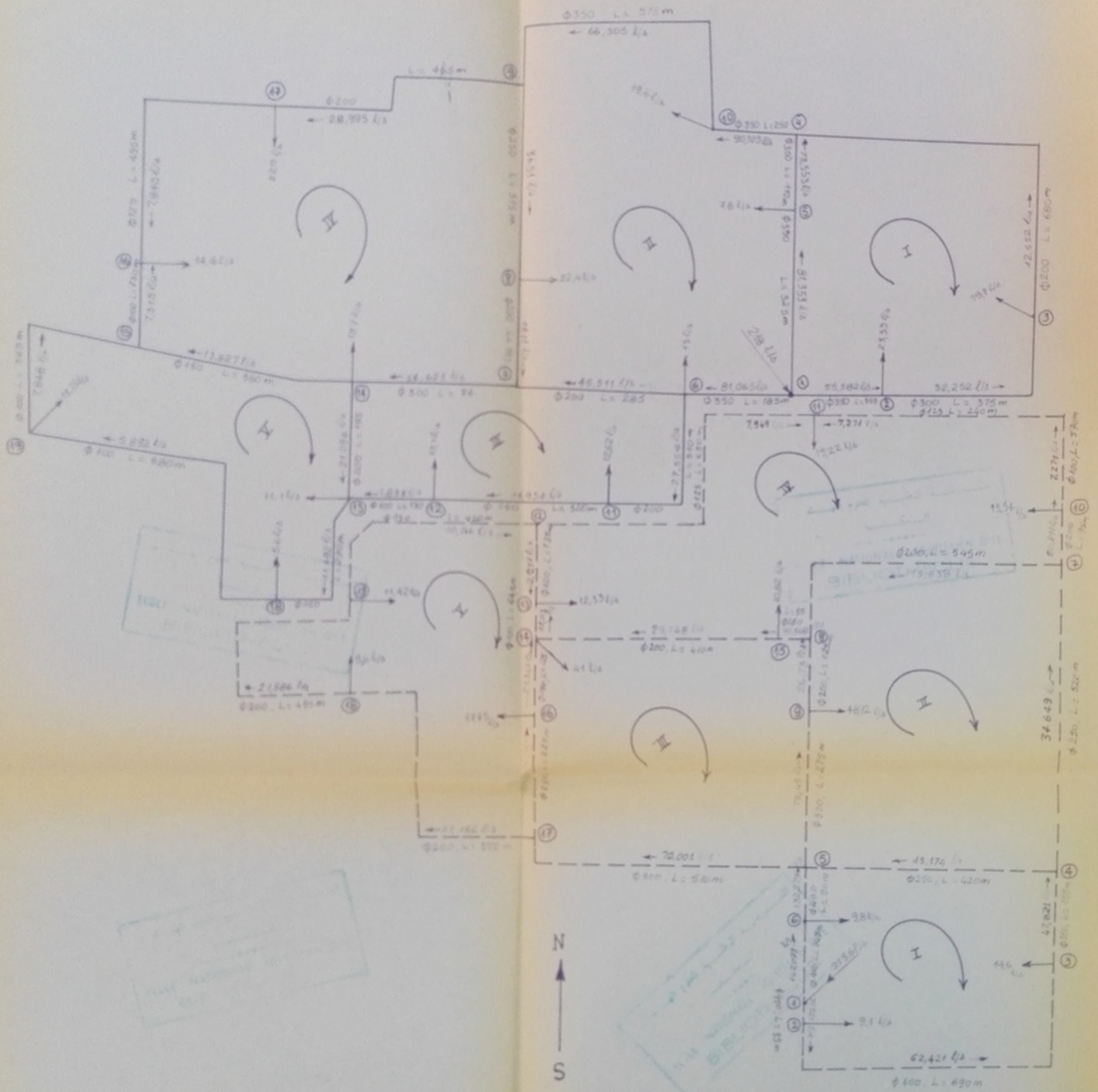
Dressé par M<sup>c</sup> HADDADI A Echelle 1:  
1cm → 33m.

Dirigé par M<sup>c</sup> BOUDENE A 02-12-1984

Proposé par CNERU BLIDA Promotion : Janv 85



PH 034 85  
106



----- Réseau de la zone ①  
 ——— Réseau de la zone ②  
 ○ Noeud.

المستندة العامة لعمارة  
 المكتبة  
 ECOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'ART  
 BIBLIOTHÈQUE

↻ Sens positif de la maille  
 +

PLANCHE N°

PLAN DU RESEAU DE DISTRIBUTION  
 DE LA VILLE DE MOUZAIA

المستندة العامة لعمارة  
 المكتبة  
 ECOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'ART  
 BIBLIOTHÈQUE

Echelle: 1/5000

ETUDIE PAR HADDADI. A  
 MAZOUZI. R

DIRIGE PAR: M<sup>C</sup> BOUDENE. A

المستندة العامة لعمارة  
 المكتبة  
 ECOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'ART  
 BIBLIOTHÈQUE

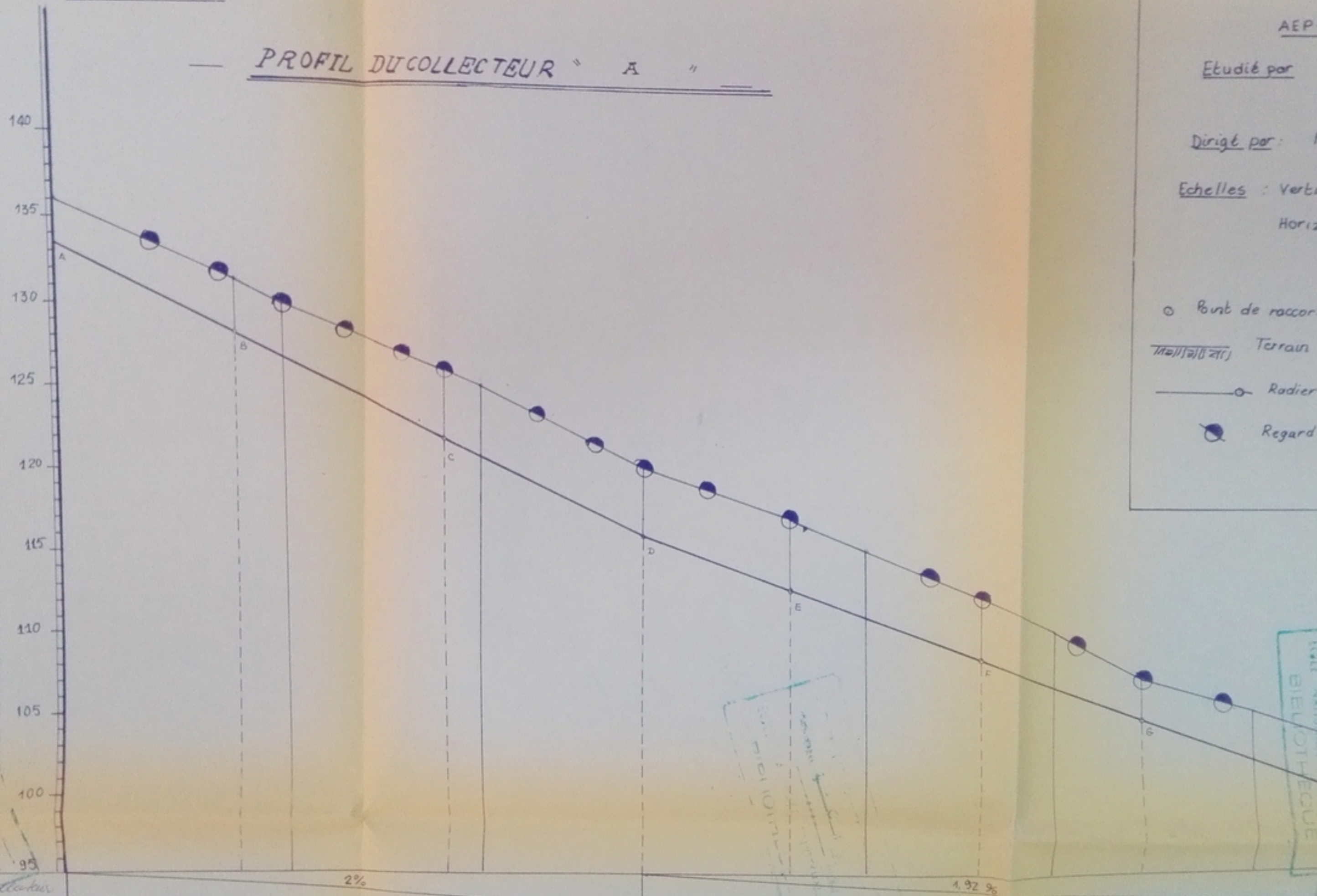
PM 034085





PLANCHE X

PROFIL DU COLLECTEUR " A "



AEP - Assainissement de MOUZAIA

Etudié par HADDADI · A

MAZOUZI · R

Dirigé par : M<sup>c</sup> BOUDENE · A

Echelles : Verticale 0 5m

Horizontale 0 50 100m

LEGENDE

- Point de raccordement de deux tronçons
- Terrain naturel
- Radier du collecteur des eaux usées
- Regard de visite

Pentes des radiers du collecteur	
Achues du terrain (m)	136,0
Achues du radier (m)	133,5
Distances partielles (m)	260
Distances cumulées (m)	260
Diamètres des tronçons (mm)	φ 400
	2%
	119,6
	116,0
	113,68
	110,0
	106,3
	105,78
	100,5
	100,5
	1.92%
	275
	1905
	φ 1500

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا  
المكتبة  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

PH 034 85

Etudié par HADDADI A

MAZOUZI R

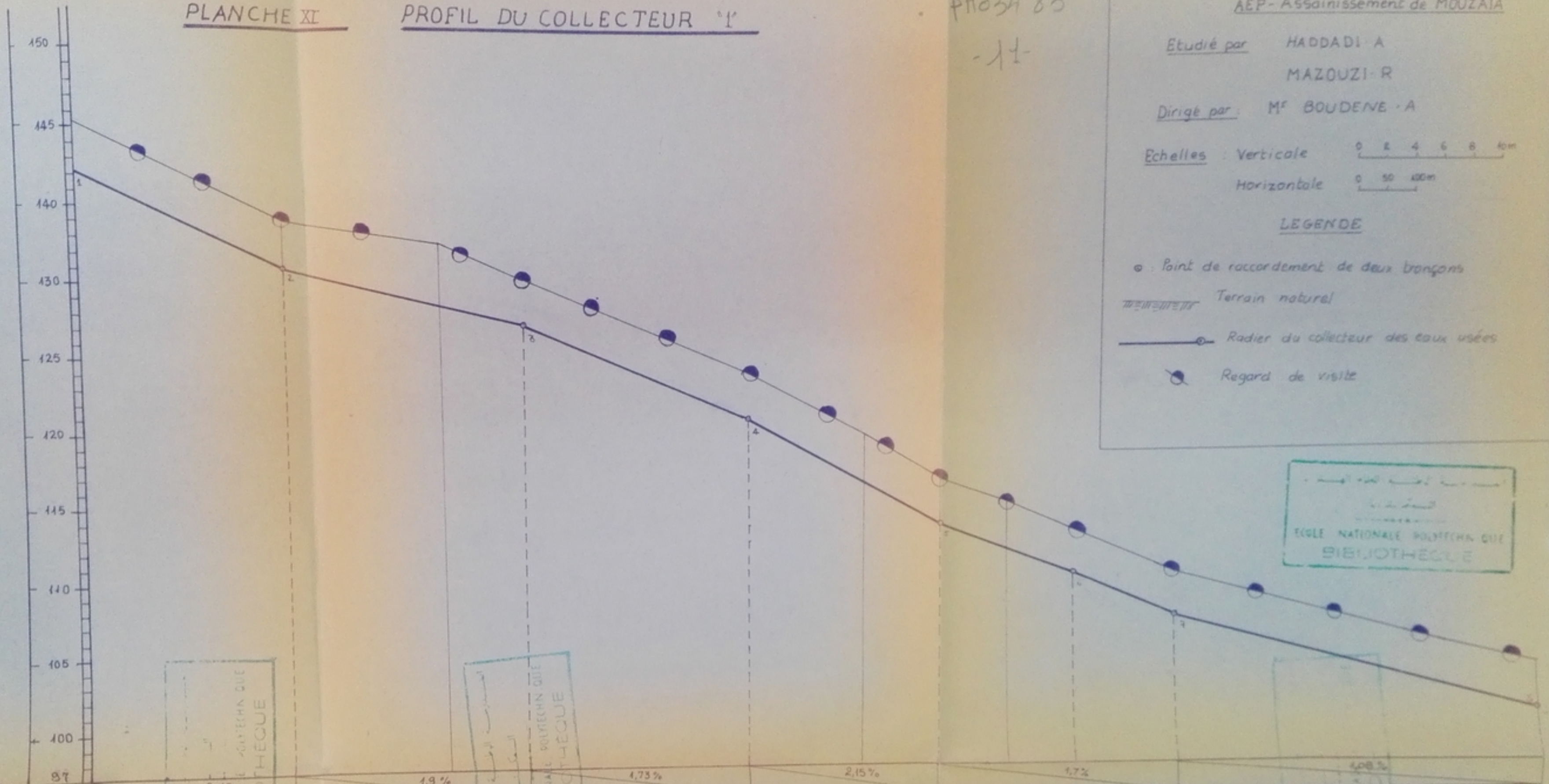
Dirigé par M<sup>r</sup> BOUDENE A

Echelles : Verticale 0 2 4 6 8 10m

Horizontale 0 50 100m

LEGENDE

- : Point de raccordement de deux tronçons
- Terrain naturel
- Radier du collecteur des eaux usées
- Regard de visite



Pente du radier du collecteur		2,15 %	1,9 %	1,73 %	2,15 %	1,7 %	4,08 %
Altitudes du terrain (m)	145,10	138,00	135,00	120	117	115,00	105
Altitude du radier du collecteur (m)	142,10	135,00	127,5	124,00	119,0	110,0	103,5
Distances partielles (m)		330	395	375	325	235	600
Distances cumulées (m)		330	725	1100	1425	1660	2435
Diamètre des tronçons (mm)		600	1000	1000	1200	1500	1500

