

4/86

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

# PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

## SUJET

CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE DES RESEAUX  
D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE  
ET D'ASSAINISSEMENT DE LA COMMUNE  
D'ATTATBA

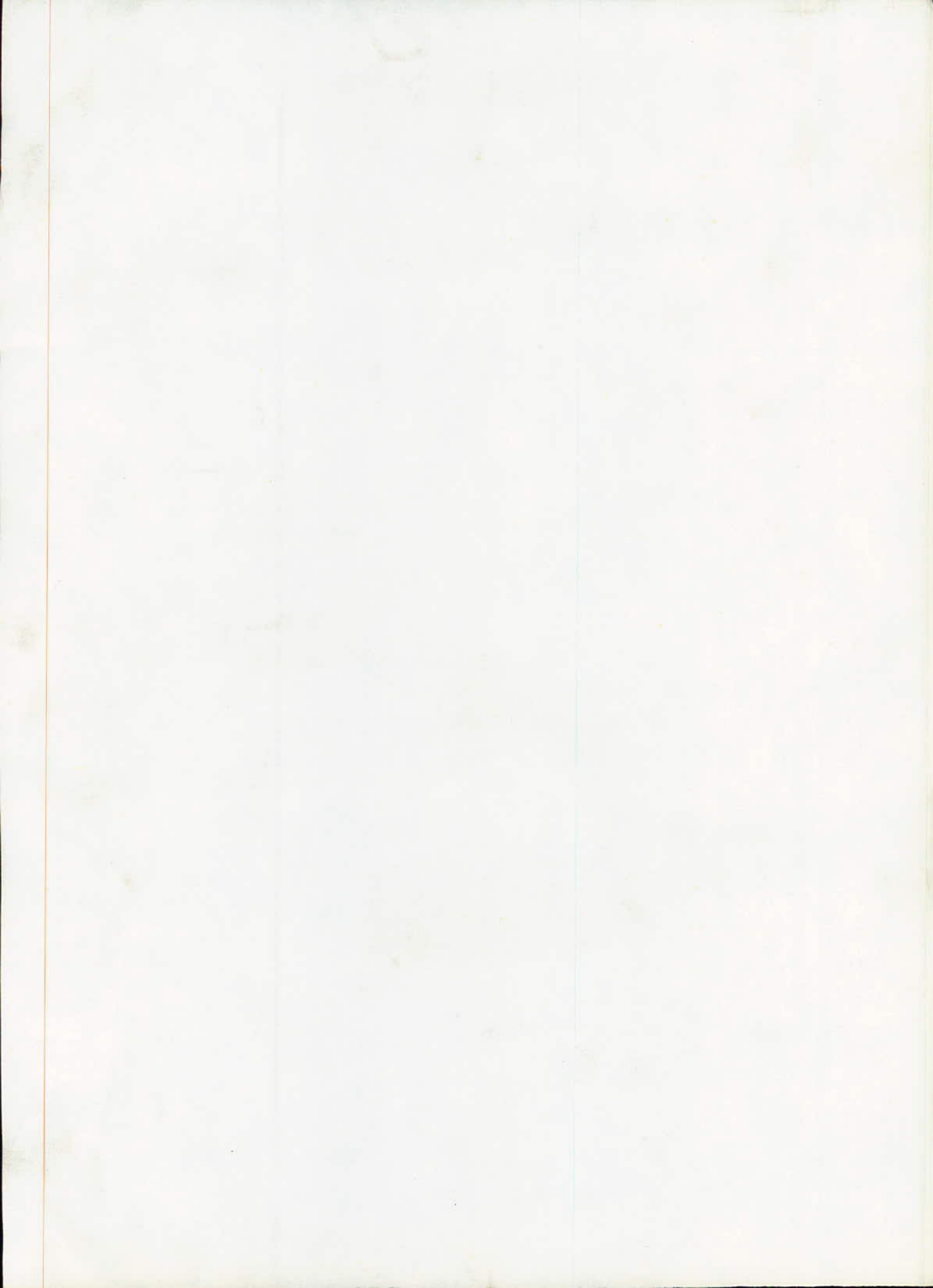
8 PLANCHES

Proposé par :  
S.E.T.H.YAL

Etudié par :  
M. AOUIZ A.  
M. LAOUISSET M

Dirigé par :  
M. SALAH B  
M. BOUDENE O

PROMOTION : Janvier 1986



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT : HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

## PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

### SUJET

CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE DES RESEAUX  
D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE  
ET D'ASSAINISSEMENT DE LA COMMUNE  
D'ATTATBA

Proposé par :  
S.E.T.H.YAL

Etudié par :  
M. AOUIZ A.  
M. LAOUISSET M

Dirigé par :  
M. SALAH B  
M. BOUDENE O

PROMOTION : Janvier 1986

-----o===o&( D E D I C A C E S )&o===-----  
-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
École Nationale Polytechnique

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et  
de reconnaissance :

- A ma mère .
- A mon père .
- A mes frères et soeurs .
- A toute ma famille .
- A tous mes amis .

A.AOUIZ

M.LAOUISSET

-----o===o&( R E M E R C I E M E N T S )&o===o-----  
-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

Nous tenons à remercier :

- Toutes les personnes du département à leur tête  
le Dr- ingénieur A. KHETTAB .
- Tous les professeurs et responsables ayant contribué  
à notre formation .
- Nos promoteurs Mr B.SALAH et O.BOUDENE  
pour leurs conseils durant l'élaboration du présent  
projet de fin d'études .
- Toutes les personnes ayant contribué de près ou de  
loin à l'élaboration de cette thèse .
- S.E.T.H.Y.A.L .

A.AOUIZ

M.LAOUISSET

CHAPITRE I : Présentation et généralités .

I- Introduction .

- 1- Situation géographique .
- 2- Situation topographique .
- 3- Situation climatique .
- 4- Ressources .
- 5- Situation hydraulique de la commune .
- 6- Conclusion .

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE II :

- 1- Situation géographique .
- 2- Evaluation de la population .
- 3- Calcul des besoins en ~~besoins~~ eau de la commune.

CHAPITRE III Etude des réservoirs :

- 1- Rôle des réservoirs .
- 2- Principe de fonctionnement .
- 3- Implantation du réservoir.
- 4- Capacité du réservoir .
- 5- Détermination du diamètre du réservoir .
- 6- Détermination de la côte du radier du réservoir.
- 7- Equipement du réservoir .
- 8- Devis estimatif et quantitatif du réservoir et le réseau de distribution gravitaire ramifié .

CHAPITRE IV : Distribution .

- 1- Réseau de distribution .
- 2- Détermination des débits aux noeuds .
- 3- Calcul du réseau maillé .
- 4- Calcul des pressions .
- 5- Equipement du réseau de distribution .

CHAPITRE V : Devis estimatif et quantitatif du réseau de distribution .

- 1- Désignation des travaux .
- 2- Devis estimatif et quantitatif variante "A" .
- 3- Tableau récapitulatif .
- 4- Devis estimatif et quantitatif variante "B" 2
- 5- Tableau récapitulatif .

## CHAPITRE VI Adduction .

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

- 1- Introduction .
- 2- Choix du tracé .
- 3- Choix du type des tuyaux .
- 4- Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt .
- 5- Bâche de reprise .
- 6- Etude technico-économique des diamètres de refoulement.
- 7- Méthode de calcul .
- 8- Calcul d'adduction Forage-Bâche variante "A" .
- 9- Tableau récapitulatif .
- 10- Calcul d'adduction Bâche-Réservoir variante "A".
- 11- Tableau récapitulatif .
- 12- Calcul d'adduction Forage-Bâche Variante "B".
- 13- Calcul d'adduction Bâche-Réservoir variante "B".
- 14- Tableau récapitulatif .
- 15- Calcul d'adduction Forage-Bâche variante "C".
- 16- Tableau récapitulatif .
- 17- Calcul d'adduction Bâche-Réservoir variante "C".
- 18- Tableau récapitulatif .

## CHAPITRE VII : Choix des pompes .

- 1- Introduction .
- 2- Point de fonctionnement de la pompe .
- 3- Choix de la pompe pour le forage .
- 4- Etudes des variantes .
- 5- Choix de la pompe pour la reprise des eaux de la bâche
- 6- Etude des variantes .

## CHAPITRE VIII : Protection des conduites .

- 1- Protection contre le coup de belier .
- 2- Moyens de protection des installations .
- 3- Réservoir d'air .
- 4- Calcul du réservoir d'air .
- 5- Méthode de BERGERON .
- 6- Arrêt brusque bâche-réservoir  $700 \text{ m}^3$  .
- 7- Calcul du volant d'inertie lors de l'arrêt brusque.
- 8- Calcul de l'amortissement du coup de belier grâce au volant d'inertie .

CHAPITRE IX : Pose des conduites .

- 1-Réalisation des tranchées .
- 2-Essai du réseau .
- 3-Remblaiement .
- 4-Traversée des routes .
- 5-Traversée des ponts .
- 6-Butée .
- 7-Désinfection .

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE X : Assainissement .

- 1- Introduction .
- 2- Types d'eau usées .
- 3- Situation actuelle .
- 4- Principe de construction du réseau .
- 5- Type de canalisation .
- 6- Conditions de transport des eaux usées .
- 7- Calcul du débit des eaux pluviales .
- 8- Débit des eaux usées .
- 9- Calcul du déversoir d'orage .
- 10- Equipements .

CHAPITRE XI : Devis estimatif et quantitatif du réseau  
d'assainissement .

CONCLUSION .



Department: HYBRAULIQUE  
Auteur(s): B. SALAH  
O. BOUDENE  
Ingénieur: A. AOUIZ  
M. LAOUISSET

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

معالجة السري  
المسوح: صالح  
بودان  
المهندسين أ: عويز  
م: لعويقات

الموضوع: حساب تقني اقتصادي لقنوات المياه الصالحة للشرب والمياه القدرة لبلدية حطاطبة ولاية تيار  
المستخلص: نتاول في هذا المشروع دراية تقنية اقتصادية لقنوات المياه الصالحة للشرب والمياه القدرة لبلدية  
حطاطبة والتي تمتد على مساحة 100 هكتار.  
الخزان المصمّم يمتد المنطقة العليا، والخزان القديم حجمه 400 م<sup>3</sup>، والمستعمل ككاسر حمل  
ويمتد المنطقة السفلى.  
تصرف المياه القدرة نحو محطة التتقية والتي لا تدخل في اطار دراستنا.

Objet: Calcul technique-économique des réseaux d'alimentation en eau potable et  
d'assainissement de la commune d'ATTATBA - wilaya de TIPAZA -  
Résumé: La présente thèse traite l'étude technique-économique des réseaux  
d'alimentation en eau potable et d'assainissement de la commune d'ATTATBA,  
qui s'étale sur une superficie de 100 ha.

Le réservoir projeté alimente la zone haute et le réservoir existant  
de volume de 400 m<sup>3</sup> qui est utilisé comme brise - charge, alimente la zone  
basse.

Le rejet des eaux usées se fera vers la station d'épuration, qui  
n'est pas traitée dans notre présente étude.

Subject: The technical and economical study of the water supply and waste water  
system of the municipality of ATTATBA - wilaya of TIPAZA -

The present thesis treats the technical and economical study of the  
network concerning the supply of drinking water, and the waste water  
treatment of the municipality of ATTATBA which has area of 100 ha.

The projected storage basin, supplies the high zone and also the  
400 m<sup>3</sup> tank which is used as " brise - charge " , supplies the low zone  
only with water.

Used water will be evacuated at the treatment station, which is not  
treated in our present study.

C H A P I T R E 1  
 =O-O-O-O-O-O-O-O-O-

PRESENTATION ET GENERALITES.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
 المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
 Ecole Nationale Polytechnique

I- INTRODUCTION

Le but de notre travail consiste à alimenter en eau potable et assainir la commune d'ATTATBA ,tout en s'intéressant à son étude économique .

I-1 SITUATION GEOGRAPHIQUE.

ATTATBA a été promue comme commune après le dernier découpage, dans la nouvelle wilaya de Tipaza , limitée par

- Au Nord par la forêt.
- Au Sud par l'Oued Djer.
- A L'Ouest par Hadjout.
- A L'Est par Berrard;

I-2 SITUATION TOPOGRAPHIQUE.

ATTATBA s'étend sur une superficie de 100 ha ycompris l'espace vide.

- Les côtes du terrain naturel sont comprises entre les altitudes 45,00 m et 135,00 m .
- Le terrain est en pente presque dans la direction du sud où l'Oued Djer limite le centre.

I-3 SITUATION CLIMATIQUE.

Le climat est du type méditerranéen caractérisé par des hivers pluvieux et des étés doux.

I-4 RESSOURCES.

L'unique ressource en eau de la région est l'eau souterraine, dans ce cadre un forage a été effectué en 1978 DANS le Sud de la commune dans le voisinage de l'Oued Djer ayant pour caractéristiques:

- Débit :  $Q = 18,5 \text{ l/s}$  .
- Profondeur = 150 m .
- Niveau statique = 1,28 m
- Rabattement = 19,85 m .

Si le débit de ce forage se révèle insuffisant on prévoit d'autres forages .

## I-5 SITUATION HYDRAULIQUE DE LA VILLE.

Al'heure actuelle la commune d'ATTATEA est alimentée à partir d'une source qui se trouve à 2 Km et d'un forage . L'eau de la source est collectée par gravité jusqu'à une bêche de reprise située à la côte 60,00 m à partir de laquelle l'eau est refoulée jusqu'au réservoir existant ayant une capacité de 400 mètres cubes en assez bon état à l'aide d'une station de pompage .

Le réservoir est de forme cylindrique, semi-enterré, le niveau du trop-plein est à la côte: 100,00 m .

Ce réservoir sera réutilisé.

## CONCLUSION.

Le réseau de distribution existant archaïque sera remplacé par un réseau entièrement rénové.

Si la capacité de stockage actuelle s'avère insuffisante , on envisagera dans notre projet une capacité de stockage complémentaire.

Quant au réseau d'assainissement doit être aussi rénové vu qu'il a été conçu avec plusieurs points de rejets et d'une manière anarchique.

C H A P I T R E      I I

-○-○-○-○-○-○-○-○-○-○-

II-1 SITUATION DEMOGRAPHIQUE.

Les besoins en eau seront évalués pour l'horizon 2010 de ce fait il sera procédé à l'établissement de l'évaluation de la population jusqu'à l'horizon prévu.

D'après les renseignements recueillis auprès de l'A.P.C la population est estimée en 1985 à 8000 habitants , avec un taux d'accroissement de 3,14 % .

II-2 EVALUATION DE LA POPULATION.

Dans notre pays l'évolution de la population est en croissance géométrique , la formule des intérêts composés nous permet d'estimer la population à l'horizon voulu.

Formule :  $P_n = P_0 ( 1 + x )^n$  où :

$P_n$  : Population pour l'horizon considéré.

$P_0$  : Population pour l'année de référence année 1985.

$x$  : Taux d'accroissement de la population  $x = 3,14 \%$  .

$n$  : Différence entre l'année de référence et l'horizon considéré  
 $n = 2010 - 1985 = 25$  ans .

d'où  $P_{2010} = P_{1985} ( 1 + x )^n = 8000 ( 1 + 3,14 \% )^{25} = 18.000$  hab  
 donc  $P_{2010} = 18.000$  HABITANTS .

II-3 CALCUL DES BESOINS EN EAU DE LA COMMUNE.

3.1 Besoins domestiques.

Population	Dotation l/j.hab	Consommation journalière
		$m^3 / j$
18.000	150	2.700

3.2 Besoins Sanitaires.

Désignation	Nbre	Nbre de personne	DOTATION l/j.per	Consom-journ $m^3 / j$
Centre - Santé	1	80	P/j	4
Bain - Douche	1	80	P/j	8
			TOTAL	12

## 3.3 Besoins d'animaux domestiques

Désignation	Nombre	Dotation l/j; tête	Consom. Journalière m <sup>3</sup> /j
Bovins	250	50	12,5
Moutons	1000	5	5
TOTAL =			17,5

## 3.4 Besoins Scolaires

Désignation	Nbre	Nbre d'élèves	Dotation l/j	Consommation Journalière m <sup>3</sup> /j
Ecoles	4	3250	80	260
C.E.M	1	1200	80	96
TOTAL =				356

## 3.5 Besoins administratifs.

Désignation	Nbre	Unité de Surface m <sup>2</sup>	Dotation l/j	Consommation Journalière m <sup>3</sup> /j
A.P.C	1	-	-	8
P.T.T	1	-	-	3
TOTAL =				11

## 3.6 TABLEAU RECAPITULATIF.

DESIGNATION	Consommation journalière m <sup>3</sup> /j
Besoins Doméstiques	2.700
Besoins Sanitaires	12
Besoins d'animaux domestiques	17,5
Besoins Scolaires	356
Besoins Administratifs	11
TOTAL GENERAL =	3.096,5

## Remarque

En raison de l'augmentation éventuelle de la consommation et les pertes dans le réseau de distribution, on est contraint de prévoir une marge de sécurité de 20 %, d'où le débit moyen journalier sera :  $Q_m = 1.2 \times 3096,5 = 3715,8 \text{ m}^3/\text{j}$  ;

## 3.7 Etude des problèmes posés par la variation des débits :

Les différentes consommations mensuelles, journalières et horaires sont les causes principales de la variation du débit.

Ainsi on applique au débit moyen des coefficients correspondants afin d'obtenir le débit de pointe du jour le plus chargé de l'année. Nous définissons ces coefficients tels que :

- coefficient d'irrégularité de la consommation journalière  $K_j$  défini par le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_j = ( 1,15 \div 4,3 ) . \text{ On prend } K_j = 1,3 .$$

- coefficient d'irrégularité de la consommation horaire  $K_o$  défini par le rapport entre la consommation horaire maximale et la consommation horaire moyenne.  $K_o = \alpha \beta$

Avec  $\alpha = ( 1,2 \div 1,4 )$ . On prend  $\alpha = 1,4$

$\beta$  : coefficient de la population :

Population	1000	1500	2000	5000	10.000	20.000	50000
$\beta$	2	1,8	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

$$\beta = ( 1,3 \div 1,2 )$$

d'où  $\beta = 1,3 - ( 18.000 - 10.000 ) / ( 20.000 - 10.000 ) * 0,1 = 1,22$

d'où  $\beta_{18000} = 1,22$ . d'où  $K_o = \alpha \beta = 1,4 \times 1,22 = 1,708$ .

d'où le coefficient de pointe :  $K_p = K_j \times K_o = 1,3 \times 1,708 = 2,22$ .

## C H A P I T R E    I I I

### ETUDE DES RESERVOIRES.

#### III-1 Rôle des réservoirs.

Le réservoir a un rôle de maintenir l'eau à l'abri des risques de contamination et le préserver contre les fortes variations de températures.

Servir à combattre efficacement les incendies, satisfaire les besoins en eau de l'agglomération notamment pendant les heures de pointe.

En outre il est destiné à régulariser l'apport d'eau, permet aux pompes le refoulement constant, à assurer des pressions suffisantes dans le réseau de distribution.

#### 2 Principe de fonctionnement.

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

- L'installation d'adduction donnée permet d'amener l'eau avec une régularité importante ( charge et débit constants )
- Pour l'harmonisation de deux régimes ( adduction - distribution) LES réservoirs permettent pendant les heures de faible consommation de stocker les différences de volume entre apport et consommation qui sera ensuite lors d'une demande d'eau importante ( heures de pointe ).

#### 3- Implantation du réservoir

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

- Le point le plus défavorable à alimenter .
- Du point ayant la plus haute côte piézométrique sur la zone à alimenter.

#### 4- Capacité du réservoir :

Le calcul se fait par découpage en tranches horaires pendant lesquelles le débit supposé constant se fait à l'aide d'un analyseur de débit . Dans une première approximation on peut admettre la répartition de la consommation selon les coefficients ( ah ) horaires obtenus d'après les statistiques et qui sont variables

d'une population à l'autre, tenant compte de la variation de la consommation horaire, nous pouvons écrire que le volume du réservoir sera égal, en considérant la réserve d'incendie à :

$$V_t = |\Delta V_{\max}^+| + |\Delta V_{\max}^-| + VRI$$

$V_{\max}^+$  = Excès des différentes heures de la journée

$V_{\max}^-$  = Déficit des différentes heures de la journée

VRI = Réserve incendie estimée à  $120 \text{ m}^3$  représentant le volume nécessaire pour une durée d'extinction en 2 heures.

Nous donnerons les variations de consommation et apport d'après le tableau suivant :

Où : ah : coefficient horaire .

$Q \Delta t$  : volume d'apport en  $\text{m}^3$  .

$Q \Delta t . ah . 24$  = consommation par tranche horaire en  $\text{m}^3$  .



Tableau de calcul de la capacité du réservoir

tranche horaire	ah	Volumen $m^3$		volumen cumulés		différences $V m^3$	
		$Q \Delta t$	$Q \Delta t \cdot ah \cdot 24$	$V_{\text{apport}}$	$V_{\text{consom}}$	$\Delta V^+$	$\Delta V^-$
0-1	1,5	201,27	72,46	201,27	72,46	128,81	
1-2	1,5		72,46	402,54	144,92	257,63	
2-3	1,5		72,46	603,82	217,37	386,44	
3-4	1,5		72,46	805,09	289,83	515,26	
4-5	2,5		120,76	1006,36	410,60	595,77	
5-6	3,5		169,07	1207,64	579,66	627,97	
6-7	4,5		217,37	1408,91	797,04	611,87	
7-8	5,5		265,68	1610,18	1062,72	547,46	
8-9	6,25		301,91	1811,45	1364,63	446,82	
9-10	6,25		301,91	2012,73	1666,54	346,19	
10-11	6,25		301,91	2214,00	1968,45	245,55	
11-12	6,25		301,91	2415,27	2270,35	144,92	
12-13	5,00		241,51	2616,54	2511,88	104,66	
13-14	5,00		241,51	2817,82	2753,41	64,41	
14-15	5,5		265,68	3019,09	3019,09	0	
15-16	6,00		289,83	3220,36	3308,92		88,56
16-17	6,00		289,83	3421,63	3598,75		177,12
17-18	5,5		265,68	3622,91	3864,43		241,53
18-19	5,00		241,53	3824,18	4105,96		282,78
19-20	4,5		217,37	4025,45	4323,33		297,88
20-21	4,00		193,22	4226,72	4516,55		289,83
21-22	3,00		144,92	4427,99	4661,47		233,48
22-23	2,0		96,61	4629,27	4758,08		128,81
23-24	1,5		72,46	4830,54	4830,54		0

Volume du réservoir :  $VR = \sum \Delta V_{\text{max}}^+ + \sum \Delta V_{\text{max}}^- + VRI$ .

$VR = 627,97 + 297,88 + 120 = 1045,86 m^3$ . On prend  $VR = 1100 m^3$

Etant donné que ce volume calculé tient compte de toute la ville,

nous déduisons le volume du réservoir à projeter :

$$VR = 1100 - 400 = 700 m^3$$

### 5- Détermination du diamètre du réservoir :

Nous choisissons un réservoir circulaire en imposant une hauteur d'eau  $h = 4\text{ m}$ , pour pouvoir déterminer le diamètre du

$$\text{radier} . \quad V = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \times h \quad \text{d'où} \quad D = \left( \frac{4 \times V}{(\pi \times h)} \right)^{1/2}$$

$$D = \left( \frac{4 \times 706}{(3.14 \times 4)} \right)^{1/2} = 14.93 .$$

On prend  $D = 15\text{ M}$ .

### 6 - Détermination de la cote du radier du réservoir .

Nous avons opté à ce que le réservoir doit alimenter le réservoir ~~existant~~ existant qui fonctionnera comme brise-charge et doit alimenter la zone haute par une dérivation de la conduite maîtresse reliant les deux réservoirs .

On impose une pression de service au point haut de la zone haute de 1,2 bars, d'où la cote piézométrique en ce point est de :  $C_{pc} = C_t + 1,2 = 135 + 12 = 147\text{ m}$  ( Voir schéma ) .

$$CR = C_t + H_{wi} + P_s + H_{wc} + H .$$

CR : cote du radier du réservoir .

$C_t$  : cote du terrain du point le plus haut du réseau .

$H_{wi}$  : perte de charge singulière intérieur aux innocables que nous estimons à : 3 m .

$P_s$  : colonne d'eau supplémentaire tenant compte des chauffes-caux et autre appareil utilisant l'eau .

$H_{wc}$  : représente une surélévation à donner au réservoir pour tenir compte en quelque sorte aux pertes de charges

$H$  : au niveau du réservoir

$H$  : hauteur tenant compte du nombre d'étages (  $R + 2$  ) .

$$C_t = 135\text{ m} ; H = 9\text{ m} ; H_{wi} = 3\text{ m} ; P_s = 3\text{ m} .$$

Pour la détermination de la cote du radier, on doit

satisfaire les conditions suivantes pour notre cas :

- assurer une pression suffisante (imposée au départ) au point défavorable ( point haut du réseau ) .
- La cote piézométrique au point de jonction ? doit être inférieur à la cote de radier prise comme cote piézométrique de départ par mesure de sécurité .

Vu que l'expression de la côte du radier  $CR = 150 + Hwe$ , nous imposons une côte de radier de 151 m, qui en principe doit satisfaire les conditions citées plus haut et en plus :

- Il faut que la vitesse dans chaque tronçon soit dans la fourchette :  $0,6 \div 1,5$  m/s .
- les diamètres pour la distribution doivent être supérieurs 100 mm .

Donc notre problème est de dimensionner les conduites, c'est-à-dire de trouver  $D_1, D_2, D_3$ , ainsi que la côte piézométrique au point de jonction qui doit répondre aux conditions citées.

Donc nous énumérons 4 inconnues à savoir :  $D_1, D_2, D_3$  et  $C_{po}$ .

Etablissons les équations :

$$1) C_{pa} - C_{po} = r_1 \cdot Q_1^2;$$

$$2) C_{po} - C_{pb} = r_2 \cdot Q_2^2 \cdot$$

$$3) C_{po} - C_{pc} = r_3 \cdot Q_3^2 \cdot$$

4)  $P = L(K + A \cdot D^{3/2})$  où  $K$  et  $A$  facteurs dépendant de fait économiques . Cette dernière équation résulte des considérations économiques 5 ( Pose + fourniture ) .

Où :  $r_i$  : résistance de la conduite .

$$r_i = 0,0828 \times 1,15 \times L_i \times f_i / D_i^5 \cdot$$

$f_i$  : coefficient de frottement dépendant du régime d'écoulement .

$L_i$  : longueur des tronçons .

Pour minimiser le coût, l'expression de  $P$  nous conduit à la relation suivante :

$$\frac{D_1^{6.5}}{Q_1^2} = \frac{D_2^{6.5}}{Q_2^2} + \frac{D_3^{6.5}}{Q_3^2}$$

Ce système d'équations présente une infinité de solutions de solutions, mais nous ne retenons que la solution qui donne satisfaction aux conditions citées .

Tableau de calcul de Cpo et dimensionnement du réseau ramifié .

N°	Ømm	ri	$\frac{\delta_{1,5}}{\delta_1}$	$\frac{\delta_{2,5}}{\delta_2}$	$\frac{\delta_{3,5}}{\delta_3}$	Cpo m	V m/s
			$\frac{Q_1}{Q_2}$	$\frac{Q_2}{Q_3}$	$\frac{Q_3}{Q_2}$		
1	150	5278,13					5,4
2	150	5293,93		- 0,003		158,92	4,86
3	100	127348,49					1,23
1	250	381,88					1,95
2	250	384,52		- 0,32		147,38	1,75
3	200	4060,1					0,31
1	300	151,34					1,35
2	300	152,69		- 0,05		148,44	1,21
3	150	16693,96					0,55
1	400	35,68					0,76
2	400	36,13		- 1,37		147,13	0,68
3	250	1375,56					0,20

Donc nous obtenons la solution suivante :

$\delta_1 = 300$  mm ;  $\delta_2 = 300$  mm ;  $\delta_3 = 150$  mm , pour une pression piézométrique au point 0 = 148,44 m ; avec des vitesses admissibles sur les tronçons .

2) Dimensionnement de la conduite : réservoir(brise-charge) - point de jonction du réseau maillé .

$Q = V \times A$  . On prend  $V = 1$  m/s , donc :

$$\delta = (4 \times Q / \pi)^{1/2} \text{ avec } Q = 0,0858 \text{ m}^3/\text{s} .$$

$$\delta = 0,33 \text{ m} .$$

On prend  $\delta = 350$  mm .

Vérification de la vitesse sur le tronçon :

$$V = Q/A = 4 \times 0,0858 / (3,14 \times 0,35^2) = 0,9 \text{ m/s} .$$

Débit Soutiré au nœud l/s	Débit Soutiré l/s	Coef de pointe Kp	Consom par nœud	Population hab	Densité hab/ha	Consom Spécif l/s hab	Surface desservie ha	N° de la Maille	N° du NOEUD
2,79	2,79	2	108,69	527	180	206,433	2,925	V	1
5,95	2,79		108,69	527			2,925	V	2
	3,16		123,06	596			3,3125	V'	
5,95	2,79		108,69	527			2,925	V	3
	3,16		123,06	596			3,312	V''	
10,53	2,79		108,69	527			2,925	V	4
	2,614		101,72	492,75			2,7375	IV	
	3,18		123,92	600			3,335	III	
	1,94		75,43	365,40			2,03	VI	
9,09	2,53		98,32	478			2,646	IV	5
	6,56		123,6	255,18			6,8675	IV'	
2,077	2,077		80,82	391,5			2,175	IV	6
5,26	2,077		80,82	392			2,175	IV	7
	3,184		123,92	600			3,335	III	
4,92	0,623		24,25	117			0,6525	III	8
	4,29		167,21	810			4,5	II	
2,70	2,077	80,82	392	2,175	VI	9			
	0,623	24,25	117	0,6525	III				
6,30	4,29	167,21	810	4,5	II	10			
	2,077	80,82	392	2,175	VI				
3,88	3,876	150,86	731	4,06	VI	11			
8,927	4,392	170,93	828	4,6	II	13			
	4,535	176,50	855	4,75	I				
8,784	4,296	167,211	810	4,5	II	14			
	4,487	174,643	846	4,7	I				
4,263	4,263	165,91	804	4,465	I	15			
4,380	4,380	167,675	812	4,5125	I	16			

Calcul des débits soutirés - Variante A

Débit Soutiré au nœud $l/s$	Débit Soutiré $l/s$	Cœf de pointe $K_p$	Consom par nœud $m^3/j$	Popula-tion hab	Densité hab/ha	Consom Spécif $l/d.hab$	Surface desservie ha	N° de la Maille	N° du Nœud
4,14	2,79	2,22	108,65	526	180	206,433	2,9239	VI	1
	1,35		52,68	255			1,4178	V	
3,23	1,31		50,90	247			1,3699	V	2
	1,92		74,63	362			2,01	V"	
5,72	1,21		47,19	229			1,2699	V	3
	2,06		80,19	388			2,1581	IV	
	2,45		95,40	462			2,5675	II	
4,66	2,16		84,05	407			2,2620	IV	4
	2,50		97,37	472			2,6204	III	
3,58	1,44		55,97	271			1,5064	IV	5
	2,14		83,24	522			2,2402	IV'	
5,43	2,79		108,64	526			2,9238	VI	6
	1,27		49,29	239			1,3265	V	
	1,37		53,37	259			1,4364	IV	
2,33	2,33		90,75	440			2,4424	IX	7
2,33	2,33		90,75	440			2,4424	IX	8
3,55	1,65		64,03	310			1,7233	VIII	9
	1,90		73,77	357			1,9852	IX	
9,81	2,76		107,54	521			2,8941	VII	10
	1,65		64,03	310			1,7233	VIII	
	3,50		136,18	660			3,6650	VI	
	1,90		73,17	357			1,9852	IX	
6,25	2,57	106,97	518	2,8788	VII	11			
	3,50	136,18	660	3,6649	VI				
2,86	2,86	111,34	539	2,9963	VII	12			
4,38	1,47	57,31	278	1,5423	VIII	13			
	2,91	113,12	548	3,044	VII				
1,47	1,47	57,31	278	1,5423	VIII	14			
2,53	2,53	98,60	478	2,6536	III	15			
1,59	1,59	61,78	299	1,6625	II	16			
1,59	1,59	61,78	299	1,6625	II	17			
4,63	1,59	61,78	299	1,6625	II	18			
	3,04	118,44	578	3,1875	I				
4,06	2,47	96,24	466	2,5901	III	19			
	1,59	61,78	299	1,6625	II				
3,04	3,04	118,44	574	3,1875	I	20			
4,96	1,92	74,69	362	2,01	V*	21			
	3,04	118,44	574	3,1875	I				
3,04	3,04	118,44	574	3,1875	I	22			

Calcul des débits soutirés - Variante

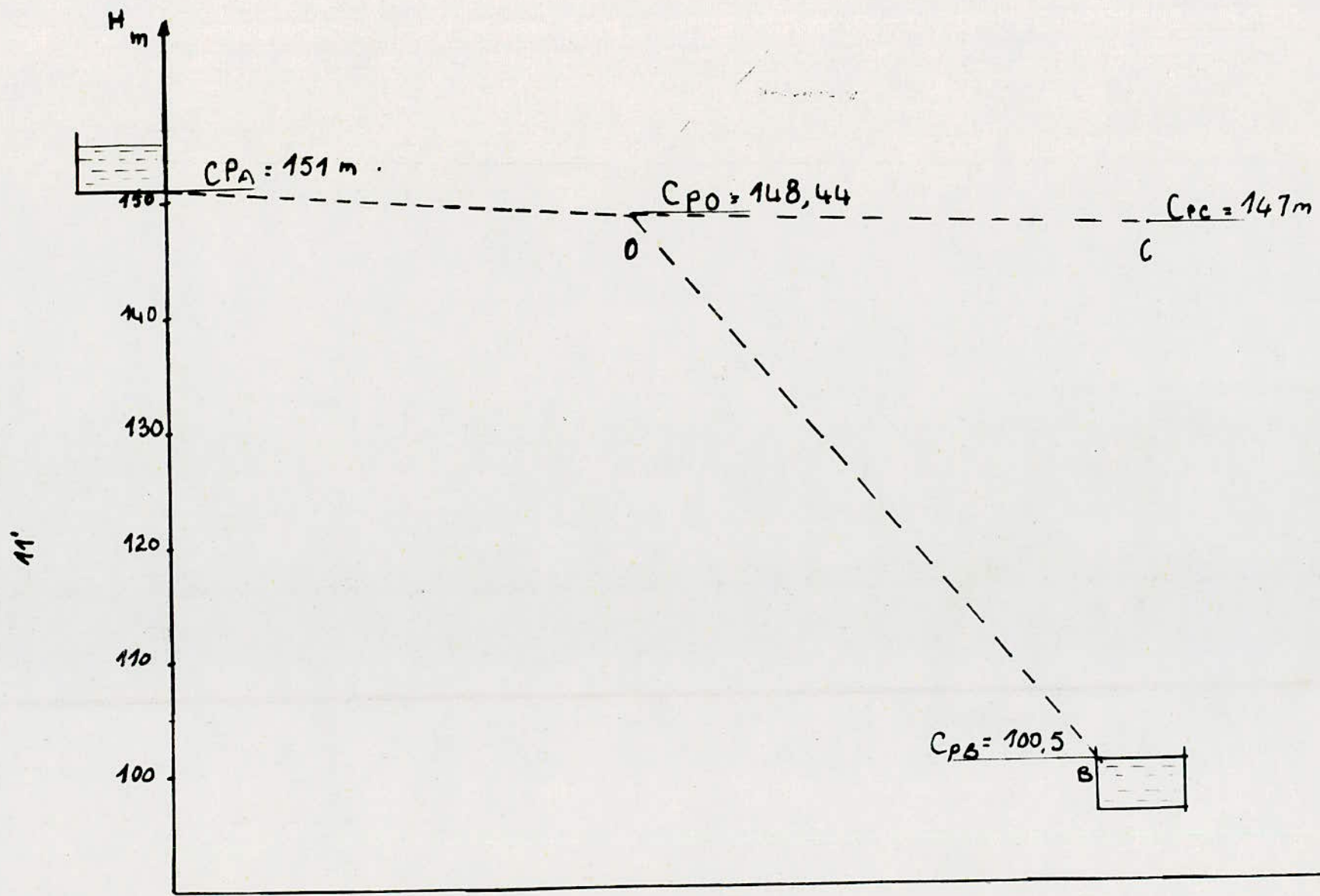


Schéma des lignes Piézométriques  
du réseau ramifié.

## 7- Equipement du réservoir

1 - Nous avons opté à ce que l'arrivée de l'eau s'effectue en chute libre . On prévoit un robinet flotteur .

### 2 - Distribution :

Le départ de la conduite de la distribution s'effectue à 0,5 m au dessus du radier du réservoir pour éviter l'introduction des boues et des sables dans la conduite de distribution qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve.

La conduite qui part du réservoir sera munie d'une vanne papillon à fermeture automatique pour isoler le réservoir afin d'éviter les inondations .

### 3 - Trop - plein :

C'est un dispositif prévu pour empêcher les débordements dans le cas où l'obturation de l'adduction est défectueuse .

Cette conduite doit être capable d'évacuer la totalité de l'apport , elle sera disposée au dessus du niveau maximal verticalement.

### 4 - Vidange :

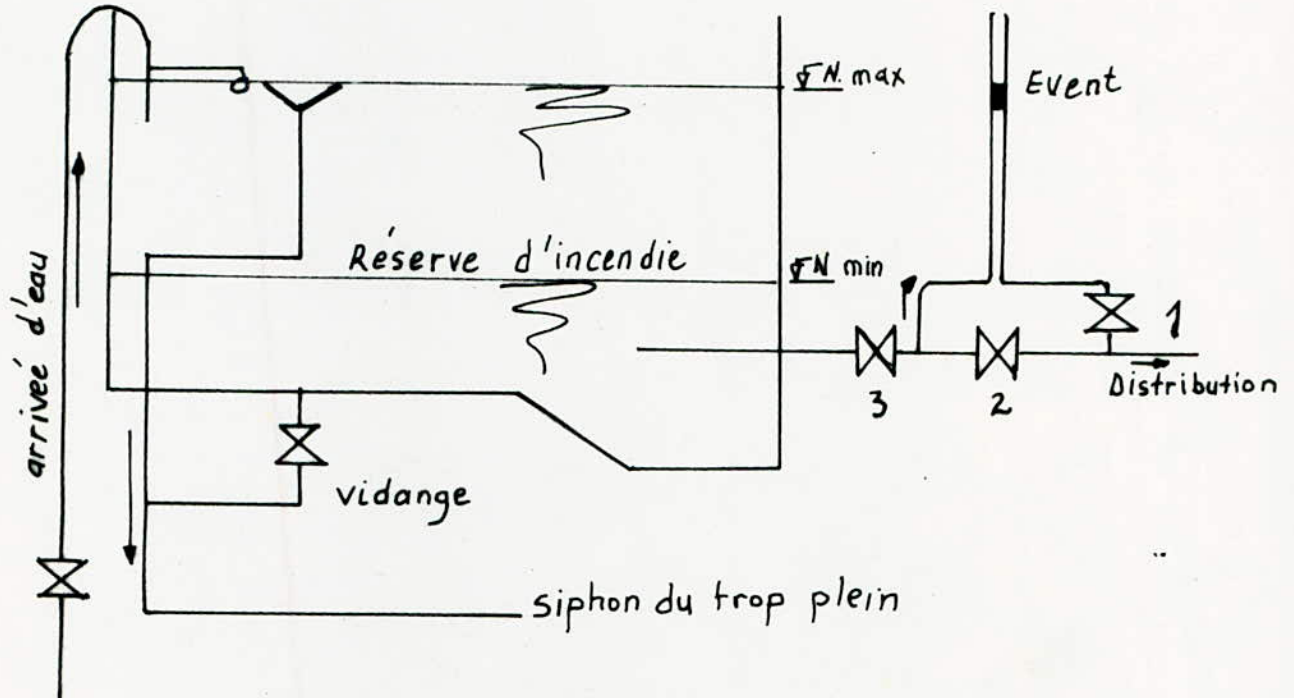
Disposée au fond du réservoir , elle peut être raccordée au trop - plein à travers une vanne normalement fermée .

### 5 - By - pass :

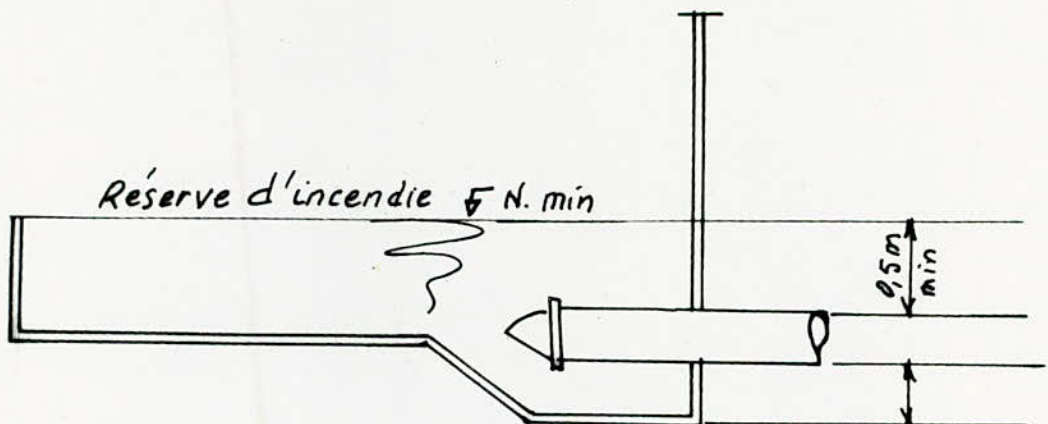
En cas d'indisponibilité ( nettoyage ou réparation ) on prévoit une communication entre la conduite d'adduction et de distribution , cette liaison est appelée by-pass .



# Fontainerie d'équipements



## Départ de la conduite de distribution



8 - Devis quantitatif et estimatif du réservoir et le réseau de distribution gravitaire ramifié :

- Frais de génie - civil :

Désignation	quantité m <sup>3</sup>	Prix unit DA/ml	Prix total DA	Annuité DA
Réservoir	700	8000	5.600.000	497.433,63
Regards	4x1	5750	23.000	2.043,00

Travaux de terrassement + remblai :

Désignation	Quantité ml	Prix unit DA/ml	Prix total DA	Annuité DA
Canalisation	1185	120,00	142.200	12.631,20

Pose de lit de sable d'épaisseur  $E = 0.15$  m .

D	$b=2x.3+D$	L	Volume sable	P.U DA/m <sup>3</sup>	P.Total DA	Annuité DA
300	0,9	225	30,37		6.074,00	539,74
300	0,9	225	30,37		6.150,00	546,29
300	0,9	135	18,23		3.646,00	323,86
150	0,75	600	67,5		13.500,00	1.199,17

Volume de remblai excédentaire

D mm	b m	L m	h m	Volume m <sup>3</sup>	Volume sable	Vcond	Vtotal	Véxcéd	
300	0,9585	1,5	1,5	789,75	79,35	41,34	239,15	118,46	
150	0,75	600	1,5	675	67,5	10,6	179,35	101,25	
Réservoir	-	2,	2,	402,12	-	-	462,44	462,44	
TOTAL :							880,94	662,15	

Transport du volume excédentaire

Volume m <sup>3</sup>	prix unit DA/m <sup>3</sup>	prix total DA	Annuité DA
880,94	80,00	70.475,20	6.260,13

Robinet Vanno

D mm	Quantité	P.U	P.Total DA	Annuité DA
300	5	5.591,00	27.955,00	2.483,17
150	2	2.323,00	4.646,00	412,69

Robinet de décharge

D mm	Quantité	P.U DA/U	P.T DA	Annuité DA
60	2	3.523,00	7.046,00	625,88

TE :

D mm	Quantité	P.U DA/U	P.T DA	Annuité DA
300	1	4.034,00	4034,00	358,33
150/60	1	1.030,00	1.030,00	91,49
300/100	1	3.244,00	3.244,00	288,16

Coude :

D mm	Quantité	P.U DA/U	P.T DA	Annuité DA
300	3	570,00	1.710,00	151,89

Cône de réduction :

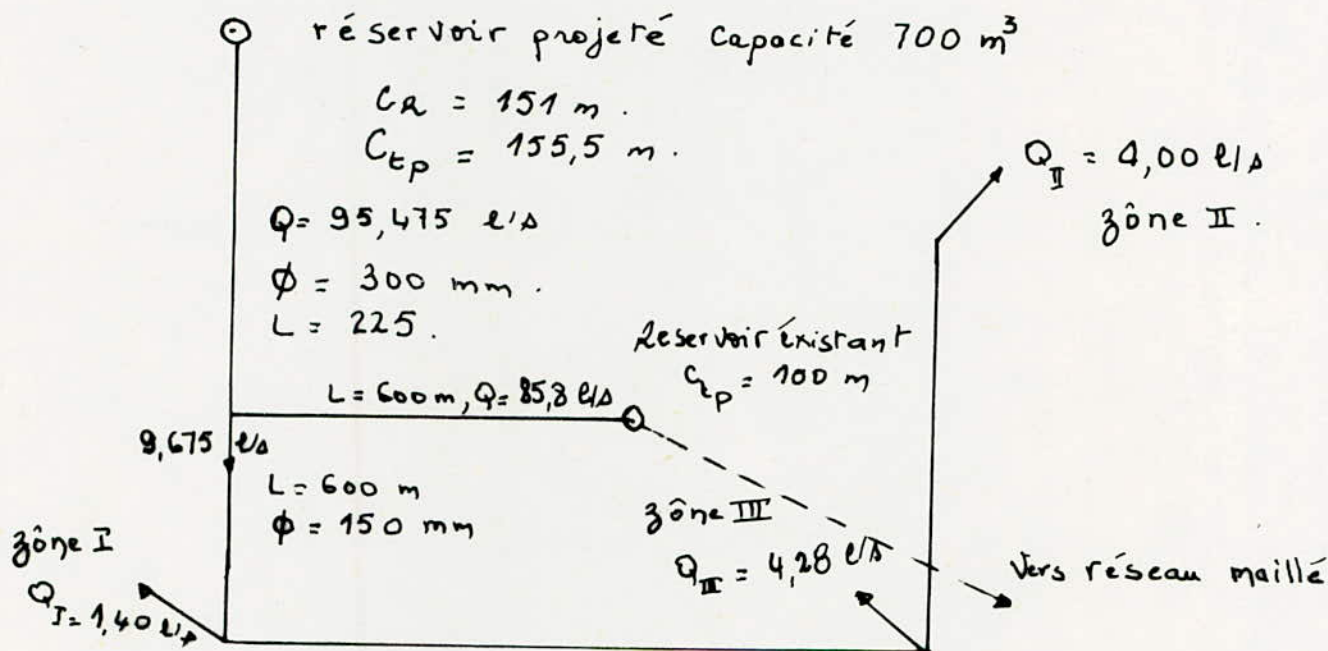
D mm	Quantité	P.U DA/U	P.T DA	Annuité DA
300/15	1	1.117,00	1.117,00	99,22
100/60	1	240,00	240,00	21,32

Tableau récapitulatif :

Désignation	Prix total DA	Annuité DA
Génie civil		
Réservoir	5.600.000,00	497.433,63
Regards	23.000,00	2.043,00
Travaux terrassement + renblainent	342.200,00	30.396,75
Pose de lit c = 0,15 m	29.372,23	2.609,06
Transport volume excédent	70.475,20	6.260,13
Robinet Vanne	32.600,96	2.895,86
Robinet de décharge	7.046,00	625,80
TE	8.308,00	737,90
Cône de réduction	1357,00	12,54
Coude	1.710,00	151,89
TOTAL =	6.116.069,39	543.275,03

Distribution de la zone haute par le réseau ramifié :

La Surface totale des lotissements qui constituent la zone haute est de : 10,2 ha.



Zônes	Surface ha	débit spécifique l/hab/j	densité hab/ha	Nombre d'habitants	$K_p$	débit par zone l/s
I	1,5	206,433	180	0,64	2,22	1,40
II	4,5	"	"	1,93	"	4,00
III	4,2	"	"	1,81	"	4,28

## C H A P I T R E 4

### DISTRIBUTION.

#### 4-1 Réseau de distribution;

- But : D'assurer la desserte en eau potable à chaque instant aux abonnés et plus particulièrement pendant la pointe .

- Conception du réseau /

La réutilisation du réservoir existant de capacité de  $400 \text{ m}^3$  et dont la cote du trop plein se trouve à  $100,00 \text{ m}$  et qui est inférieure à la cote maximale :  $135,00 \text{ m}$  , nous oblige à partager la commune en deux zones.

- Zone basse qui se constitue la majorité de la surface de la commune à alimenter.

- Zone haute constituée par 3 lotissements éparpillés sur les hauteurs de la commune .

Notons que la zone basse sera dotée par un réseau du type maillé relié au réservoir existant, quant à la zone haute elle sera dotée d'un réseau de type ramifié qui dérivera de la conduite de jonction entre le réservoir existant  $400 \text{ m}^3$  et le réservoir complémentaire  $700 \text{ m}^3$  qui se trouve à la cote de  $151 \text{ m}$  .

Remarque :

Le réservoir existant sera utilisé comme brise - charge , et comme nous procédons au calcul économique nous proposons 2 variantes .

#### 4-2 Détermination des débits aux noeuds .

On évalue d'abord la zone desservie par chaque noeud et cela par la méthode des médiatrices, connaissant la dotation spécifique . On détermine le débit soutiré par chaque noeud :

$$Q_i = q_i \cdot N_i \cdot K_p .$$

Où :  $K_p$  : coefficient de pointe .

$q$  : débit spécifique

$$q = \frac{Q_{\text{moy. j}}}{N}$$

$N_i$  : population dans la zone desservie par le noeud.  $N_i = S_i \times d$  .

$d$  : densité  $d = N/S$  .

$N$  : population totale .

$S$  : surface .

### 3 - Calcul du réseau maillé .

Le calcul se fait par la méthode de HARDY - CROSS dont les bases ressortent des lois de KIRCHOFF appliquées à l'hydraulique.

- Première loi ( Equation de continuité )

La somme des débits qui aboutissent à un nœud est égale à la somme des débits qui en sortent .

- Deuxième loi (Equation de la perte de charge )

La somme des P.d.c. est nulle le long d'un périmètre d'une maille du réseau , la valeur absolue de la P.d.c. étant affectée du signe choisi pour les débits et on corrige par approximation successive les débits supposés .

- A partir des supposés on dimensionne les conduites du réseau.

- Les pertes de charges dans chaque tronçon :  $\Delta H = r Q^2$

où  $r$  = résistance de la conduite .

En respectant les deux lois, on en déduit une expression générale des débits correctifs qui seront ajoutés ou retranchés aux débits supposés pour obtenir les débits réels .

Admettons que le débit  $Q_0$  supposé soit erroné de la quantité  $\Delta Q_0$  l'égalité des pertes de charge nous donne :

$$\begin{aligned} \Delta H &= r ( Q_0 + \Delta Q )^2 \\ \Sigma \Delta H &= \Sigma r ( Q_0 + \Delta Q )^2 = 0 \\ \Sigma r ( Q_0^2 + 2 \cdot Q_0 \Delta Q + \Delta Q^2 ) &= 0. \text{ En négligeant le terme } \Delta Q^2 \\ \Sigma r Q_0^2 &= - 2 \Sigma r Q_0 \Delta Q \quad \text{d'où } \Delta Q = - \frac{\Sigma r Q_0^2}{2 \Sigma r Q_0} \end{aligned}$$

Les corrections portées aux débits sont :

- Correction propre à la maille considérée avec le signe de  $\Delta Q$
- Correction de la maille adjacente affectée du signe opposé de  $\Delta Q$  .

On poursuit les approximations jusqu'à ce que les sommes algébriques des pertes de charges dans chaque maille soient inférieurs à la valeur admissible de 0,5 m et la valeur de  $\Delta Q$  inférieur à 0,4 l/s .

#### 4 - Calcul des pressions .

La pression en chaque nœud est déterminée à partir de la cote piézométrique du nœud précédant en retranchant :

- les pertes de charges qui se produisent le long de la conduite.
- la cote du terrain au nœud considéré .

La pression maximale est de 6 bars et minimale est de 1 bar.

Détermination en premier lieu la cote piézométrique au point de raccordement .  $C_{p1} = C.R - H_{r-1}$

où  $C.R$  : cote du radier .

$C_{p1}$  : cote piézométrique au point de jonction.

$H_{r-1}$  : P.d.c totale dans la conduite .

Donc :  $P_i = C_{p1} - C_{t_i}$  .

#### 5 Equipement du réseau de distribution .

Les conduites du réseau de distribution seront en P.V.C. aux joints collés pouvant supporter une pression de service de 6 bars . Le P.V.C. présente l'avantage de :

- Résister à l'agressivité des eaux saumâtres .
- Diminuer les pertes de charges .
- Les joints sont facilement exécutable .
- Consomme une partie du coup de bélier qui peut se présenter dans les conduites du réseau .

##### 5-1 Accessoires:

- Robinet - Vanne : Ils permettent l'isolement de divers tronçons de canalisation , donc ils doivent être présents sur chaque branchement et sur les longues conduites .

- Venteuses : Elles sont placées aux points les plus hauts de la conduite pour évacuer l'air entraîné par l'eau et qui s'accumule aux points hauts des conduites .

- Robinet de décharge : Ils sont placés aux points bas de la canalisation pour permettre la vidange des canalisations et l'évacuation des dépôts .

- Poteaux d'incendie : Ils sont placés dans les secteurs où il y'a risque d'incendie, leur rayon d'action est de : 150 à 400 m.

- Pièces spéciales :

- Tes : seront installés à chaque ramification de 3 conduites .
- Cône de réduction : pour permettre le raccordement des conduites de diamètre différents .
- Coudes : sont installés pour les changements de direction .
- Croix : sont installées à chaque ramification de 4 conduites.



# Calcul du réseau maillé et des Pressions au sol. "Variante A"

Maille		Tronçon	φ (mm)	Le (m)	Q <sub>total</sub> e/a	Q <sub>corrigé</sub> e/a	D <sub>Q<sub>total</sub></sub> / D <sub>Q<sub>corrigé</sub></sub>	ΔH m	Côtes du Terrain naturel		Côte Piezo (m)		Pression au Sol (m)
									AMONT	AVAL	AMONT	AVAL	
V	IV	R-1	350	155,25	-	85,80		0,31	96,5	75	100	99,69	24,69
		1-2	250	517,5	41	29,37	$-3 \cdot 10^{-4}$	0,74	75	85	99,69	98,95	13,95
		2-3	250	287,5	35,05	23,42		0,27	85	57,5	98,95	98,68	41,18
		3-5	200	86,25	29,10	17,47		0,14	57,5	56	98,68	98,54	42,54
		5-4	150	419,75	10,00	1,70		0,04	56	60	98,54	98,50	38,50
		4-11	200	161	-19,13	-26,53	$68 \cdot 10^{-4}$	-0,58	60	67,5	98,50	99,08	39,08
		11-1	250	138	-42,01	-53,64		-0,61	67,5	75	99,08	99,69	24,69
IV	III	4-5	150	419,75	-10	-1,70	$-35 \cdot 10^{-4}$	-0,04	60	56	98,5	98,54	42,54
		5-6	150	333,5	10,01	6,67		0,39	56	45	98,54	98,15	53,15
		6-7	150	414	7,93	4,59	$45 \cdot 10^{-4}$	0,24	45	50	98,15	97,92	47,92
		7-4	150	345	-8,6	-8,23		-0,58	50	60	97,92	98,50	38,50
VI	I	10-11	200	667	-19	-23,24	$-5 \cdot 10^{-4}$	-1,86	80	67,5	97,22	99,08	31,58
		11-4	200	161	19,13	26,53		0,58	67,5	60	99,08	98,50	38,50
		4-9	150	667	10	9,47		1,45	60	58	98,50	97,05	39,05
		9-10	150	172,5	-2,7	-6,15	$3 \cdot 10^{-4}$	-0,17	58	80	97,05	97,22	17,22
III	II	9-4	150	667	-10	-9,47	$-5 \cdot 10^{-4}$	-1,45	58	60	97,05	98,50	38,5
		4-7	150	345	8,6	8,23		0,58	60	50	98,50	97,92	47,92
		7-8	150	747,5	11,27	7,57	$4 \cdot 10^{-4}$	1,07	50	55	97,92	96,85	41,85
		8-9	150	515	-10	-12,92		-0,20	55	58	96,85	97,05	39,05
II	I	14-10	150	577,5	-10	-10,79	$-15 \cdot 10^{-4}$	-1,43	80	80	95,79	97,22	17,22
		10-9	150	172,5	2,7	6,15		0,17	80	58	97,22	97,05	39,05
		9-8	150	577,5	10	12,92		0,20	58	55	97,05	96,85	41,85
		8-13	200	747,5	16,35	15,55	$8 \cdot 10^{-5}$	0,99	55	46	98,85	97,86	51,86
		13-14	150	517,5	3,42	2,06		0,06	46	80	97,86	97,80	17,80
I	II	15-14	150	540,5	-4,64	-4,07	$-5 \cdot 10^{-5}$	-0,25	50	80	97,55	97,80	17,80
		14-13	150	460	-3,42	-2,06		-0,06	80	46	97,80	97,86	51,86
		13-16	150	546,5	4,00	4,58	$10^{-5}$	0,31	46	49	97,86	97,55	48,55
		16-15	150	437	0,39	0,19		1,19	49	50	97,55	96,36	46,36

# Calcul du reseau maillé et des Pressions au Sol. "VARIANTE B"

Maille		Tronçon	φ (mm)	Le (m)	Q <sub>filtré</sub> (l/s)	Q <sub>corrigé</sub> (l/s)	ΔQ (l/s)	ΔH (m)	Cotes Terrain naturel		Cotes Piezométrique		Pression au Sol (m)
									Amont	Aval	Amont	Aval	
P	A												
I	II	A-21	350	155,25	-	85,80	-2.10 <sup>-2</sup>	0,31	965	85	100	99,69	14,69
		M-22	200	552	30	18,04		0,96	85	78	99,69	98,73	20,73
		22-18	200	287,5	26,96	15,00		0,35	78	63	98,73	98,38	35,38
		18-19	150	386	12,00	3,38	0,02	0,13	63	56	98,38	98,25	42,25
		19-20	80	299	3,94	-2,31		0,75	56	60	98,25	99,00	39,00
		20-21	300	287,5	-50,22	-62,18	-0,68	60	85	99,00	99,69	14,69	
II	I	19-18	150	385	-12	-3,38	-2.10 <sup>-2</sup>	-0,13	56	63	98,25	98,38	35,38
		18-17	150	230	10,33	6,99		0,29	63	55	98,38	98,09	43,09
	II	17-16	150	399,5	8,74	5,41	0,01	0,30	55	51	98,09	97,79	46,79
		16-19	80	385	-4,00	-1,63		-0,44	51	56	97,79	98,25	42,23
III	I	3-20	300	209,25	-51,12	-56,82	-2.10 <sup>-2</sup>	-0,40	60	60	98,56	99,00	39,00
		20-19	80	207	-3,94	2,31		0,75	60	56	99,00	98,25	42,25
	II	19-16	80	230	4,00	1,63		0,03	0,44	56	51	98,25	97,81
		16-15	150	103,5	11,15	5,45	0,08		51	45	97,81	97,73	52,73
	IV	15-4	150	414	8,62	2,92	0,11	0,11	45	50	97,73	97,62	47,62
4-3		150	316,25	10,40	-11,23	-0,94		50	60	97,62	98,56	38,56	
IV	II	1-2	100	419,75	-6,77	-5,19	-10 <sup>-3</sup>	-2,23	75	67,5	96,05	98,28	30,78
		2-3	150	161	-10,00	-8,42		-0,28	67,5	60	98,28	98,57	38,57
		3-6	200	419,75	25,00	31,45	10 <sup>-3</sup>	2,07	60	55	98,57	96,50	41,50
		6-1	150	178,25	10,35	10,22		0,45	55	75	96,50	96,05	21,04
V	II	6-3	200	419,75	-25	-31,45	-8.10 <sup>-3</sup>	-2,07	55	60	96,50	98,57	38,57
		3-4	150	316,25	10,40	11,23		0,94	60	50	98,57	97,63	47,63
	III	4-5	150	460	14,36	9,49	4.10 <sup>-3</sup>	1,00	50	45	97,63	96,63	51,63
		5-6	150	138	10,78	5,91		0,13	45	55	96,63	96,50	41,50
VI	V	11-1	150	759	-12,98	-11,28	-10 <sup>-4</sup>	-2,28	80	75	93,77	96,05	21,05
		1-6	150	178,25	-10,35	-10,22		-0,45	75	55	96,05	96,50	41,50
	VI	6-7	200	230	20,00	21,70	10 <sup>-4</sup>	0,56	55	58	96,50	95,94	37,94
		7-10	150	529	10,00	13,73		2,30	58	50	95,94	93,64	43,64
		10-11	80	276	0,69	-0,76	-0,14	50	80	93,64	93,77	13,78	
VII	VI	12-11	100	540,5	-7,42	-4,27	-10 <sup>-5</sup>	-1,99	50	80	91,78	93,77	13,78
		11-10	80	276	-0,69	0,76		0,14	80	50	93,77	93,63	43,63
	VII	10-13	80	546,25	0,50	2,52	6.10 <sup>-5</sup>	2,30	50	51	93,63	91,33	40,33
		13-12	80	299	-4,5	-1,41		-0,44	51	50	91,33	91,78	41,77

Maille		Tronçon	φ (mm)	Le (m)	Q <sub>filtré</sub> l/s	Q <sub>corrigé</sub> l/s	ΔD <sub>l/a</sub> / ΔD <sub>m</sub>	ΔH m	Cotes terrain naturel		cotes piézométrig		Pression au sol (m)
P	A								Amont	Aval	Amont	Aval	
VII	VII	13-10	80	546,25	-0,50	-2,52	-9.10	-2,30	51	50	91,33	93,63	43,63
	IX	10-9	80	178,25	-1,00	2,16		0,57	50	46	93,63	93,06	47,06
		9-14	80	546,25	0,79	1,93		1,41	46	49	93,06	91,65	42,65
		14-13	80	138	0,68	1,82	4.10	0,32	49	51	91,85	91,33	40,33
IX	VI	10-7	150	529	-10,00	-13,73	-2.10	-2,30	50	58	93,63	95,94	37,94
		7-8	100	264,5	7,67	5,64		1,65	58	45	95,94	94,29	49,29
		8-9	100	529	5,34	3,31		1,23	45	46	94,29	93,06	47,06
	VIII	9-10	80	178,25	1,00	-2,16	5.10	-0,57	46	50	93,06	93,63	43,63

## C H A P I T R E V

Devis estimatif et quantitatif du réseau de distribution.V -I Désignation des travaux :

- 1) Travaux préparatoires .
- 2) Travaux de démolition .
- 3) Travaux de terrassement .
- 4) Travaux de béton .
- 5) Travaux de pose du réseau .
- 6) Désinfection de la canalisation .
- 7) Liquidation du chantier .

II Devis quantitatif et estimatif de la variante "A"

## 1) Travaux préparatoires :

Désignation	Quantité	P.U DA	Prix total	Annuité
Déviations du trafic	-	10.000	10.000	688,27
Tableaux indicatifs et prohibitifs	20	200	4.000	355,32
Barres défensives portables	100 ml	20	2.000	177,65
Organisation chantier	-	25.000	25.000	2.220,66
TOTAL :			41.000,00	3.641,92

## 2) Travaux de démolition :

Désignation	Quantité	P.U DA	P.T DA	Annuité DA
Extirpation du végétal sauvage	3.856 m <sup>2</sup>	4,40	16.966,40	1.507,05
Démolition objet de service communs PTT, Sonelgaz.....	-	8.000,00	8.000,00	710,62
Consolidation des objets touchés	-	8.000,00	8.000,00	710,62
TOTAL :			32.966,40	2.928,29

3) Travaux de terrassement :

Désignation	Quantité	P.U DA	P.T DA	Annuité
Tout terrain + remblai toutes profondeurs pour canalisation néca- nique ou à la main .	7.190 m <sup>3</sup>	120,00	862.800,00	76.639,94
Terrassement des regards sur terrain de toute nature	5,15 m <sup>3</sup>	140,00	721,00	64,04
Pose de lit de sable	833 m <sup>3</sup>	200,00	166.600,00	14.798,58
TOTAL =			11.030.121,00	91.502,56

3') Frais de transport du volume excédentaire :

Désignation	Quantité	Prix unit DA	P.T DA	Annuité
Transport des volumes excédentaires de la tranchée et regards	1.844 m <sup>3</sup>	80,00	147.520,00	13.103,75
Remise en état des routes goudronnées avec compactage	100 ml	170,00	17.000,00	1.510,06
TOTAL			164.520,00	14.613,81

4) Travaux de béton : Construction des regards en béton  
armé + coffrage, ferrailage, tonpon  
et cadre en fonte

Désignation	Quantité	P.U DA/U	P.T DA	Annuité
Regards	22	5.750,00	126.500	11.236,67
TOTAL			126.500	11.236,67

5) Travaux de pose du réseau

- Fourniture à pied d'oeuvre + pose de canalisation en P.V.C rigide de 6 bars /

Ø mm	Quantité	P.U DA/ml	P.T PA	Annuité DA
150	4.915 ml	180,00	884.700,00	78.585,25
200	1.445 ml	230,00	332.350,00	29.521,65
250	830 ml	295,00	244.850,00	21.749,29

- Fournitures à pied d'oeuvre et pose en tranché de robinet vanne à cage ovale, Sonacome type 2100 PN 10 + pose + buté et ancrage .

Ø mm	Quantité	P.U PA/ml	P.T PA	Annuité PA
150	36	2.323,00	83.628,00	7.428,42
200	4	2.988,00	11.952,00	1.061,66
250	5	4.020,00	20.100,00	1.785,42
350	1	8.798,00	8.798,00	781,50
400	1	12.230,00	12.230,00	1.086,35

- Coudes + pose + butée + ancrage .

150	3	335,00	1.005,00	89,27
250	2	525,00	1.050,00	93,27
350	1	615,00	615,00	54,63

- Tés + butées + pose + ancrage.

150	17	808,00	13.736,00	1.220,13
250	2	1.575,00	3.150,00	279,81
200	1	1.255,00	1.255,00	111,48

- Robinet flotteur pour réservoirs .

350	2	15.418,00	30.836,00	2.739,07
S/T TAL			1.650.255,00	146.587,20
Croix / 150	1	1.826,00	1.826,00	162,20
S/Total :			1.652.081,00	146.749,40

Report : 1.652.081,00 146.749,40  
 - Cônes de réduction :

Ø mm	Quantité	P.U	PA/U	P.T PA	Annuité PA
350-250	1	1.572,00		1.572,00	139,64
250-150	1	965,00		965,00	85,72
150-200	4	796,00		3.184,00	282,83
250-200	1	1.117,00		1.117,00	99,22
400-350	1	1.808,00		1.808,00	160,60
400-150	1	1.371,00		1.371,00	121,78
150-60	4	349,00		1.396,00	124,00

- Robinet de décharge

400	4	3.523,00		14.092,00	1.251,75
Poteaux incon- dic	6	11.000,00		66.000,00	5.862,58
Ventouse PN 6 L 13	3	1.100,00		3.300,00	293,13
<b>TOTAL GENERAL</b>				<b>1.746.886,00</b>	<b>155.170,65</b>

-6) Désinfection de la canalisation : 20.000,00 1.776,54

7) Liquidation du chantier 25.000,00 2.220,68

III) Tableau récapitulatif :

Désignation	Prix total PA	Annuité PA
Travaux préparatoires	41.000,00	3.641,92
Travaux de démolition	32.966,40	2.928,29
Travaux de terrassement	1.194.641,00	106.116,37
Travaux de béton	126.500,00	11.236,67
Travaux de pose du réseau	1.746.886,00	155.170,65
Désinfection de la canalisa- tion	20.000,00	1.776,54
Liquidation de chantier	25.000,00	2.220,68
<b>Total Général :</b>	<b>3.186.993,40</b>	<b>283.091,12</b>

**IV) Devis quantitatif et éstinatif de la variante "B"**

- 1) Travaux préparatoires : même que la variante "A".  
2) Travaux de démolition :

Désignation	Quantité	P.U.	P.T DA	Annuité DA
Extirpation	5.713 m <sup>2</sup>	4,40	25.137,20	2.232,86
Démolition		8.000,00	8.000,00	710,62
Consolidation		8.000,00	8.000,00	710,62
Total :			41.137,20	3.654,10

- 3) Travaux de terrassement :

Désignation	Quantité	P.U. DA	P.T DA	Annuité DA
Tranchée	7.305 ml	120,00	876.600,00	77.865,75
Regards	7,71 m <sup>3</sup>	140,00	1.079,40	95,88
Pose de lit sable	954 m <sup>3</sup>	200,00	190.800,00	16.948,19
Transport de déblai:				
- de la tranchée	3.105,25 m <sup>3</sup>	80,00	248.420,00	22.066,40
- différents regards	8,87 m <sup>3</sup>	80,00	709,60	63,03
Remise en état des routes goudronnés	100 ml	170,00	17.000,00	1.510,06
Total :			1.334.609,00	118.549,31

- 4) Travaux de béton :

Construction des regards en béton armé + coffrage + ferrailage + tampon et cadre en fonte .

Désignation	Quantité	P.U DA/U	P.T DA	Annuité DA
Regards	29	5.750,00	166.750,00	14.811,90
Total =			166.750,00	14.811,90



5) Travaux de pose du réseau :

- Fourniture + pose de canalisation en P.V.C de 6 bars .

∅ mm	Quantité	P.U BA/ml	P.T I A	Annuité PA
80	2.105 ml	90,00	189.450,00	16.828,28
100	1.525 "	120,00	183.000,00	16.255,34
150	3.250 "	180,00	585.000,00	51.963,80
200	1.295 "	230,00	297.850,00	26.457,12
300	425 "	350,00	148.750,00	13.213,02

- Fourniture et pose des robinets vanne ovale .

80	21	1.098,00	23.058,00	2.048,17
100	11	1.348,00	14.828,00	1.317,13
150	26	2.323,00	60.398,00	5.364,97
200	6	2.988,00	17.928,00	1.592,49
300	2	5.591,00	11.182,00	993,26
350	1	8.798,00	8.798,00	781,50
400	1	12.230,00	12.230,00	1.086,35

- Fourniture des Tés + pose + butée + ancrage .

80	5	495,00	2.475,00	219,85
100	2	653,00	1.306,00	116,00
150	11	1.206,00	13.266,00	1.178,38
200	2	1.929,00	3.858,00	342,69
300	1	4.034,00	4.034,00	358,33

- Fourniture de coudes 1/0 + pose + butée + ancrage .

150	2	502,00	1.004,00	89,18
350	1	2.236,00	2.236,00	198,62
Courbe 300	1	2.323,00	2.323,00	206,35
		S/Total	1.582.974,00	140.610,83

Report : 1.582.974,00

140.610,83

- Fourniture de coudes 1/4 + pose + butée + ancrage .

Désignation	Quantité	P.U PA /U	P.T PA	Annuité DA
Ø 80	1	93,00	93,00	8,26
Ø 100	1	145,00	145,00	12,88
Ø 150	1	335,00	335,00	29,74
Ø 200	1	525,00	525,00	46,63

- Cônes de réduction

100-80	3	315,00	945,00	83,94
150-80	2	389,00	3.501,00	310,98
300-200	1	1.372,00	1.372,00	121,87
300-150	1	1.117,00	1.117,00	99,22
200-150	5	796,00	3.980,00	353,53
150-100	4	501,00	2.004,00	178,01
350-200	1	1.498,00	1.498,00	133,06
150-60	2	349,00	698,00	62,00
300-80	1	872,00	872,00	77,46
100-60	1	285,00	285,00	25,32
80-60	1	254,00	254,00	22,56

- Robinet flotteur :

350	2	15.418,00	30.836,00	2.739,07
-----	---	-----------	-----------	----------

- Croix :

80	1	822,00	822,00	73,02
150	2	1.826,00	3.652,00	324,40

- Poteaux d'incendie :

80	6	11.000,00	66.000,00	5.862,58
----	---	-----------	-----------	----------

S/Total = 1.701.908,00

151.175,36

Report : 1.701.900,00 151.175,36

- Robinet de décharge

∅ mm	Quantité	P.U. DA/U	P.T DA	Annuité DA
60	4	3.523,00	14.092,00	1.251,75

- Ventouse automatique + pose en tranchée : PN 6 DN 13

-	4	1.100,00	4.400,00	390,84
---	---	----------	----------	--------

6) Désinfection de la canalisation	20.000,00	1.776,54
7) Liquidation du chantier	25.000,00	2.220,68

V) Tableau récapitulatif :

Désignation	Prix total DA	Annuité DA
Travaux préparatoires	41.000,00	3.641,92
Travaux de démolition	41.137,20	3.654,10
Travaux de terrassement	1.334.609,00	118.549,31
Travaux de béton	166.750,00	14.811,90
Travaux de pose du réseau	1.720.400,00	152.817,95
Désinfection de la canalisation	20.000,00	1.776,54
Liquidation du chantier	25.000,00	2.220,68
<b>Total Général =</b>	<b>3.348.896,20</b>	<b>297.472,40</b>

CONCLUSION :

La comparaison des deux résultats nous conduit à adopter la variante "A", car elle est plus économique.

## C H A P I T R E VI

### ADDUCTION :

#### VI- 1) Introduction :

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

#### 2) Choix du tracé :

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

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

b) Eviter les contres pentes qui peuvent donner lieu aux points hauts à des contonnements d'air plus ou moins difficile à évacuer. Ces derniers peuvent créer en ces points des cavitations entraînant la rupture de la veine liquide .

c) Le tracé doit suivre si possible, l'accotement des routes pour faciliter l'acheminement du matériel .

d) Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes .

e) Le tracé le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement .

#### 3) Choix du type des tuyaux :

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

Les pertes de charges linéaires sont calculées par la formule de DARCY-WEISBACH  $\Delta H_l = (f \cdot L \cdot V^2) / 2 \cdot g \cdot D_h$  .

Les pertes de charges singulières sont estimées à 15 % des pertes de charges linéaires , ce qui revient à écrire :  $\Delta H_s = 15\% \cdot \Delta H_l$  .

La perte de charge totale est la somme des deux pertes de charges.

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s = (f \cdot V^2 \cdot L_e) / 2 \cdot g \cdot D_h .$$

Où : f = coefficient de frottement .

L = longueur géométrique .

V = vitesse moyenne d'écoulement .

$L_e$  = longueur équivalente .

$$L_e = 1,15 \cdot L .$$

$D_h$  = diamètre de la conduite .

Le coefficient de frottement "f" dépend de la nature de l'écoulement, qui est fonction de la rugosité relative et du nombre de Reynolds. Ayant ces deux paramètres on peut déterminer le régime de l'écoulement en se référant au diagramme de Mody.

En régime turbulent rugueux, le coefficient "f" est donné par la formule de NIKURADZE.

$$f_r = (1.14 - 0.86 \ln(\epsilon/D_h))^{-2} \text{ avec } \epsilon/D_h : \text{ rugosité relative}$$

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

$$f_c = (-0.86 \ln(\epsilon/3.7D_h + 2.51/(\text{Re}(f))^{1/2}))^{-2}$$

En prenant comme première approximation "f" déterminé par NIKURADZE.

$$\text{Re} = V \cdot D_h / \nu \quad .: \text{ Nombre de Reynolds}$$

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau, elle est prise égale à  $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  à la température de  $20^\circ \text{C}$ .

V : Vitesse tirée de l'équation de continuité.

$$V = 4 \cdot Q / \text{PI} \cdot D^2$$

Par conséquent, on aura :  $\Delta H_t = 1.15 \times L \times f \times 0.0828 \times Q^2 / D^5$ .

Avec D : diamètre de la conduite.

4) Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt :

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

$H_r$  = Hauteur de refoulement.

$H_{asp}$  = Hauteur d'aspiration,  $H_{asp} = 2,5 \text{ m}$ .

$\Delta H_t$  = pertes de charges totales.

$H_g$  = Hauteur géodésiques totale d'élévation.

- Puissance de pompage :

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

P /: puissance en KW.

$\eta$  : rendement de pompage.

- Energie consommée par le pompage :

$$E = P \times t \times 365$$

t : nombre d'heures de pompage par jour.

Dans notre projet , nous avons choisi des conduites en P.V.C rigide de 16 bars pour les avantages qu'elles présentent :

- Elles ne sont pas touchées par les milieux corrosifs, ce qui élimine le besoin d'une protection cathodique .
- Elles sont considérées comme conduites très lisses , faciles à cintrer (à chaud ou à froid ) .
- Elles sont très économiques et disponibles sur le marché , elles sont fabriquées par la S.N.M.C de Sétif .

#### 5) Bâche de reprise :

Elle servira de collecteur pour les forages et de bache de reprise pour la station de pompage .

##### - Capacité et dimensionnement :

La capacité sera déterminée par la différence des volumes, le volume d'apport cumulé et le volume de refoulement cumulé pendant 24 heures .

Le débit de pompage disponible est celui des puits que nous estimons à 56,5 l/s , soit un volume de 4.881,6 m<sup>3</sup> par jour , et le débit d'apport est estimé à 4.830,54 m<sup>3</sup>/j , soit un volume journalier de 4.830,54 m<sup>3</sup> . D'où la différence  $V_{\text{bâche}} = 4.881,6 - 4.830,54$   
 $V_{\text{bâche}} = 51,06 \text{ m}^3$  . On prend 80 m<sup>3</sup> par mesure de sécurité .

Nous mobilisons ce volume dans une cuve cylindrique avec une hauteur d'eau  $h = 4 \text{ m}$  d'où  $V = S \times h$  avec  $S = \pi \cdot D^2 / 4$  .

donc  $D = ( 4 \cdot V / \pi \cdot h )^{1/2} = 5 \text{ m}$  ; ( voir tableau de calcul page suivante ) .

#### 6) Etude technico-économique des diamètres de refoulement .

Pour mettre en évidence cette étude nous avons choisi trois variantes .

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

Et si on prend un petit diamètre le contraire sera observé , ce qui nécessite le choix du diamètre qui nous permet l'obtention des dépenses totales minimales .

## Dimensionnement de la bache de reprise :

Actuellement il n'existe qu'un seul puit donnant un débit de 18,5 l/s ; nous projetons donc deux (2) puits pour le futur . Pour le calcul de la bache de reprise , dans notre étude , nous nous estimons que ces 2 puits nous donne un débit de 38 l/s . Donc le débit total de calcul sera de  $18,5 + 38 = 56,5$  l/s .

a) Détermination du temps de pompage : Horizon 2010

Débit d'apport =  $0,05591 \text{ m}^3/\text{s} = 201,276 \text{ m}^3/\text{h}$  .

Débit des puits ( estimé ) =  $56,5 \text{ l/s} = 203,4 \text{ m}^3/\text{h}$  /

On a ~~existé~~ un temps de refoulement de 24/24 d'où le temps de pompage est de :  $t_p = \frac{201,276}{203,4} \times 24 = 23,75 \text{ h}$  .

Temps	Temps de refoulement	Volume $\text{m}^3$	V.Cumulé $\text{m}^3$
0- 4	4	805,104	805,104
4-10	6	1207,656	2022,76
10-16	6	1207,656	3220,416
16-20	4	805,104	4025,52
20-24	4	805,104	4830,624

Temps	Temps de pompage	Volume $\text{m}^3$	V.Cumulé $\text{m}^3$
0- 4	4	813,6	813,6
4-10	6	1220,4	2034
10-16	6	1220,4	3254,4
16-20	4	813,6	4068
20-24	4	813,6	4881,6

Temps	0 - 4	4-10	10-16	16-20	20-24
V( $\text{m}^3$ )	8,496	21,24	33,984	42,48	50,976

Alors la plus grande difference est de  $50,976 \text{ m}^3$  .

Pour plus de sécurité on prend  $80 \text{ m}^3$  .

7 ) Méthode de calcul :

Le choix de la gamme des diamètres sur lesquels portera notre étude sera donné par la relation de BONIN et de BRESS .

$$D = K.(\dot{Q})^{1/2} : \text{expression générale .}$$

Dans la formule de BONIN  $K = 1.(s/m)^{1/2}$

Dans la formule de BRESSSS  $K = 1;5(s/m)^{1/2}$  .

$\dot{Q}$  : étant le débit à élever  $m^3/s$  .

- Pertes de charges : elles sont exprimées par la formule de

$$\text{DARCY-WEISBACH } \Delta H_t = f.Lc.V^2/2.g.D_h .$$

où  $f$  : coefficient de frottement .

$V$  : vitesse  $m/s$

$D_h$  : diamètre

$Lc$  : longueur équivalente .  $Lc = L_c + L_s$  .

- Calcul du prix unitaire du KWh .

Le tarif de l'énergie d'après les statistiques de la Sonelgaz est caractérisé par les paramètres suivants :

$$e = a + C.P_c + d.P_a + \sum C_i.e_i .$$

$a$  : terme fixe estimé à 28 DA/mois

$C.P_c$  : puissance mise à la disposition = 9,80 DA/KWh/mois .

$d.P_a$  : puissance absorbée = 2,10 DA/KWh/mois .

$e_i$  : coefficient de pondération :

heures de pointes :  $7^h - 21^h$   $e_1 = 0,4735$  DA/KWh .

heures pleines :  $16^h - 17^h$  et  $21^h - 22^h30'$   $e_2 = 0,0981$  DA/KWh .

heures creuses :  $22^h30' - 6^h$   $e_3 = 0,0248$  DA/KWh .

Puisque le refoulement se fait 24h/24h alors :

$$\sum C_i.e_i = \frac{e_1.4}{24} + \frac{e_2.12,5}{24} + \frac{e_3.7,5}{24} .$$

Tout calcul fait on aura  $\sum C_i.e_i = 0,1378$  DA/KWh .

D'où le prix unitaire du KWh :

$$e = \frac{28}{24 \times 30} + \frac{9,80}{24 \times 30} + \frac{2,10}{24 \times 30} + C_i.e_i .$$

$$e = 0,1378 + 0,0554 + 0,19 \text{ DA/KWh .}$$



- Calcul de l'amortissement :

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

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

où  $i$  : taux d'intérêt = 8 % ( adopter en Algérie )

$n$  : nombre d'années d'amortissement (  $n = 30$  ans ) , qui correspond à la durée de vie de l'équipement .

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

On rapporte que le coût des équipements électro-mécanique à 1 m de Hmt et 1 l/s de débit véhiculé :

$$P_{em} = 130 \text{ DA/Hmt/l/S} ; P_{st} = Q \times H_{mt} \times P_{em} .$$

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

8) Calcul d'adduction Forage - Bâche de reprise  
Variante "A"

$$Q = 18,5 \text{ l/s} , L = 425 \text{ m} .$$

$$\text{Niveau dynamique ND} = 20,87 \text{ m} .$$

$$\text{Niveau statique NS} = 40,72 \text{ m} .$$

$$\text{Côte du terrain Ct} = 42,00 \text{ m}$$

$$\text{Niveau maximum de la bâche} = 42,5 + 4,5 = 47,00 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur géométrique de refoulement } H_{gr} = 47 - 20,87 = 26,13 \text{ m} .$$

$$\text{Hauteur d'aspiration } H_{asp} = 2,5 \text{ m} .$$

Hauteur géométrique d'élevation :

$$H_E = H_{gr} + H_{asp} = 26,13 + 2,5 = 28,63 \text{ m} .$$

$$\zeta = 10^{-4} \text{ m} ; \lambda = 10^{-6} \text{ m/s} \text{ } \angle$$

$$\text{D'après BONIN } D = (Q)^{1/2} = (0,0185)^{1/2} = 0,150 \text{ m} .$$

$$\text{D'après BRESS } D = 1,5 (Q)^{1/2} = 1,5 (0,0185)^{1/2} = 0,250 \text{ m}$$

d'où la gamme des diamètres est la suivante :

$$D ( 100, 150, 200, 250 ) .$$

Tableau de calcul de Hmt =  $H_E + H_t$  ( hauteur manométrique )

Diamètre mm	V m/s	IRE $10^5$	$f_c$	$\Delta H_t$ m	Hmt m
100	2,36	2,36	0,021249	29,40	58,53
150	1,05	1,57	0,020413	3,72	32,85
200	0,59	1,18	0,020287	0,88	30,00
250	0,38	0,94	0,02045	0,29	29,42

## - Annuité de la fourniture plus pose

Ø mm	Long m	P.U DA/ml	P.T DA	Annuité DA
100	425	120,00	51.000,00	4.530,20
150	"	180,00	76.500,00	6.795,30
200	"	230,00	97.750,00	8.682,88

## - Frais d'exploitation :

$$P = \beta \cdot Q \cdot Hmt / \eta \quad . \quad \eta = 75 \% ; c = 0,19 \text{ DA/KWh} .$$

Ø mm	Hmt m	P.t (KWh)	Energie KWh/an	Prix d'énergie
100	58,53	14,15	123.942,19	23.549,02
150	32,85	7,94	69.562,63	13.216,90
200	30,00	7,25	63.527,52	12.070,23

## - Annuité du terrassement plus remblai toutes profondeurs :

Ø mm	L m	P.U DA/ml	P.T DA	Annuité DA
100	425	120,00	51.000,00	4.530,20
200	"	"	"	"
150	"	"	"	"

## - Annuité de pose de lit de sable d'épaisseur e = 0,15 m .

Ø mm	b = 2.0,3+Ø	L m	Volumesable	P.U DA/m <sup>3</sup>	P.T DA	Annuité DA
100	0,70	425	44,63 m <sup>3</sup>	200,00	8.925,00	792,78
150	0,75	"	47,81 "	"	9.562,50	849,41
200	0,80	"	51,00	"	10.200,00	906,04

## - Calcul du volume excédentaire

$$V_{\text{excé}} = 0,15 \times V_d + V_c + V_s ; \quad \begin{array}{l} V_d = \text{volume de déblai} . \\ V_s = \text{volume du sable} . \\ V_c = \text{volume de la conduite} . \end{array}$$

Ø mm	b m	L m	h m	V <sub>d</sub> m <sup>3</sup>	0,15V <sub>d</sub> m <sup>3</sup>	V <sub>s</sub> m <sup>3</sup>	V <sub>c</sub> m <sup>3</sup>	V <sub>excé</sub>
100	0,70	425	1,5	446,25	66,94	44,63	3,34	114,91
150	0,75	"	"	478,13	71,72	47,81	7,51	127,04
200	0,80	"	"	510,00	76,50	51,00	13,35	140,85

## - Annuité du transport du volume excédentaire :

∅ mm	Volume M <sup>3</sup>	Prix unitaire DA/m <sup>3</sup>	P.T DA	Annuité DA
100	115,00	80,00	9.200,00	817,21
150	127,00	"	10.160,00	902,49
200	141,00	"	11.280,00	1.001,97

- Annuité de fourniture des robinets-Vannes à cage ovale  
+ POse + ancrage + butée .

∅ mm	Quantité	P.U DA/U	P.T DA	Annuité DA
100	2	1.348,00	2.696,00	239,48
150	2	2.323,00	4.646,00	412,69
200	2	2.988,00	5.976,00	530,83

- Annuité de fourniture de robinet de décharge + Pose +  
ancrage + butée .

∅ mm	Quantité	P.U DA/U	P.T DA	Annuité DA
60	1	3.523,00	3.523,00	312,94

- Annuité de fourniture de pieces spéciales + pose +  
butée \* ancrage :

- Té :

∅ mm	Quantité	P.U DA/U	P.T DA	Annuité DA
100-60	1	523,00	523,00	46,46
150-60	1	1.030,00	1.030,00	91,49
200-60	1	1.578,00	1.578,00	140,17

## - Coude 1/4 :

100	2	145,00	290,00	25,76
150	2	335,00	670,00	59,51
200	2	525,00	1.050,00	93,27

- Annuité des travaux de génie civil :
- 2 regards de  $1 \text{ m}^3$  de béton chacun P.U : 5.750,00  
P.T : 11.500,00 DA ; Annuité : 1.021,52 DA .
  - Bâche de reprise + équipement : P.U = 8000 DA/ $\text{m}^3$   
Prix total =  $8.000 \times 80 = 640.000,00$  DA . Annuité = 56.849,56 DA .
  - Annuité de l'équipement électro-mécanique :  
 $P_{em} = 130 \text{ DA/Hmt/l/s}$  .  
Prix de la station de pompage :  $P_{st} = Q \cdot \text{Hmt} \cdot P_{em}$  .  
 $P_{st} = 18,5 \times 130 \times \text{Hmt}$  .

$\varnothing$ mm	Hmt m	Pem	Prix total	Annuité DA
100	58,53	130,00	140.764,65	12.503,76
150	32,83	"	78.956,15	7.013,47
200	30,00	"	72.150,00	6.408,90

## 9) Tableau récapitulatif :

Désignation	$\varnothing$ 100 mm	$\varnothing$ 150 mm	$\varnothing$ 200 mm
Fourniture + pose	4.530,20	6.795,30	8.682,88
Frais d'exploitation	23.549,02	13.216,90	12.070,23
Terrassement + remblai	4.530,20	4.530,20	4.530,20
Pose de lit de sable $e = 0,15$	792,78	849,41	906,04
Transport du volume excédent	817,21	902,49	1.001,97
Fourniture des robinet-vanne pose+ ancrage + butée	239,48	412,69	530,83
Fourniture de robinet de dée charge + pose+butée+ancrage	312,94	312,94	312,94
Pièces spéciales :			
Tés	46,46	91,49	140,17
Coudes 1/4	25,76	59,51	93,27
Regards	1.021,52	1.021,52	1.021,52
Bâche de reprise	56.849,56	56.849,56	56.849,56
Equipement électro-mécanique	12.503,76	07.013,47	6.408,90
<b>TOTAL =</b>	<b>105.218,89</b>	<b>92.055,48</b>	<b>92.548,51</b>

Conclusion : le diamètre 150 mm est le plus économique .

10) Calcul d'adduction bâche de reprise - réservoir  
variante "A"

Débit  $Q = 55,91$  l/s .  $L = 1300$  m .

- Détermination de la hauteur géométrique de refoulement:

$$C_{tp} = 151 + 4,5 = 155,5 \text{ m .}$$

$$C_{\text{maxbâche}} = 42,5 + 4,5 = 47,00 \text{ m .}$$

$$H_{gr} = C_{tp} - C_{\text{maxbâche}} = 155,5 - 47,00 = 108,5 \text{ m .}$$

Hauteur d'aspiration  $H_{asp} = 2,5$  m .

Hauteur géométrique d'élévation

$$H_g = H_{gr} + H_{asp} = 108,5 + 2,5 = 111,00 \text{ m .}$$

$$\text{D'après BONIN } D = (Q)^{1/2} = (0,05591)^{1/2} = 0,250 \text{ m .}$$

$$\text{D'après BRESS } D = 1,5(Q)^{1/2} = 1,5(0,05591)^{1/2} = 0,400 \text{ m .}$$

d'où la gamme des diamètres est la suivante :

$\emptyset$  ( 200,250,300,350,400 ) .

- Tableau de calcul de Hmt ( hauteur manométrique )

$\emptyset$ mm	V m/s	IRE $\cdot 10^5$	$f_c$	$\Delta H_t$ m	Hmt m
200	1,78	3,56	0,01835	22,17	133,67
250	1,14	2,85	0,018037	7,14	118,64
300	0,79	2,37	0,01792	2,85	114,35
350	0,58	2,03	0,01793	1,32	112,82
400	0,44	1,78	0,018011	0,68	112,18

- Annuité de la fourniture plus la pose :

$\emptyset$ mm	L m	P.U DA/ml	P.Total DA	Annuité DA
200	1.300	230,00	299.000,00	26.559,40
250	"	295,00	383.500,00	34.065,32
300	"	350,00	455.000,00	40.416,48
350	"	501,00	651.300,00	57.853,31

- Frais d'exploitation :

$$P = \rho g \cdot Q \cdot Hmt / \eta_v \quad \eta_v = 75 \% \quad e = 0,19 \text{ DA/KWh .}$$

$\emptyset$ mm	Hmt	Pxt KWh	E KWh/an	Prix d'énergie DA
200	133,67	97,65	855.445,53	75.987,03
250	118,64	86,67	759.258,30	67.442,97
300	114,35	83,54	731.803,66	65.004,24
350	112,82	82,42	722.012,15	64.134,49

- Annuité du terrassement + remblai toutes profondeurs:

Ø mm	Longueur T. venant	Goudronné	P.U DA/ml	P.T DA	Annuité DA
200	575	725	120,00	192.250,00	17.077,07
250	"	"	"	"	"
300	"	"	"	"	"
350	"	"	"	"	"

- Annuité de pose de lit de sable d'épaisseur = 0,15 m :

Ø mm	b m	L m	V. sable	P.U DA/m <sup>3</sup>	P.T DA	Annuité DA
200	0,80	1.300	156,00	200,00	31.200,00	2.771,42
250	0,85	"	165,75	"	33.150,00	2.944,63
300	0,90	"	175,50	"	35.100,00	3.117,84
350	0,95	"	185,25	"	37.050,00	3.291,06

- Calcul du volume de déblai excédentaire :

Ø mm	b m	L m	h m	V <sub>d</sub> m <sup>3</sup>	0,15.V <sub>d</sub> m <sup>3</sup>	V <sub>s</sub> m <sup>3</sup>	V <sub>c</sub> m <sup>3</sup>	V <sub>téxé</sub> m <sup>3</sup>
200	0,80	1.300	1,5	1.560	234,00	156,00	40,84	430,84
250	0,85	"	"	1.657,5	248,63	165,75	63,81	514,19
300	0,90	"	"	1.755,0	263,25	175,50	91,89	530,64
350	0,95	"	"	1.852,5	277,88	185,25	125,07	588,20

- Annuité du transport du volume de déblai excédentaire :

Ø mm	volume m <sup>3</sup>	P.U DA/m <sup>3</sup>	P.T DA	Annuité DA
200	430,84	80,00	34.467,20	3.061,63
250	514,19	"	41.135,20	3.653,93
300	530,64	"	42.451,20	3.770,83
350	588,20	"	47.056,00	4.179,86

- Annuité de fourniture robinet-vanne + pose + butée + ancrage :

Ø mm	Quantité	P.U DA/U	P.T DA	Annuité DA
200	3	2.988,00	8.964,00	796,25
250	3	4.020,00	12.060,00	1.071,26
300	3	5.591,00	16.773,00	1.489,90
350	3	8.798,00	26.394,00	2.344,51

- Annuité de fourniture robinet de décharge +pose+butée+  
ancrage :

Ø mm	Quantité	P.U DA/U	P?T DA	Annuité DA
60	2	3.523,00	7.046,00	625,88

-Té - Annuité de fourniture de pièces spéciales + pose +butée

200- 60	2	1.578,00	3.156,00	280,34
250-100	2	2.455,00	4.910,00	436,84
300-100	2	3.244,00	6.488,00	576,31
350-100	2	5.752,00	11.504,00	1.021,87

- Coude 1/4

200	2	525,00	1.050,00	93,27
250	2	765,00	1.530,00	135,91
300	2	1.050,00	2.100,00	186,54
350	2	1.325,00	2.650,00	235,39

- Courbe 1/32

200	1	892,00	892,00	79,23
250	1	1.515,00	1.515,00	134,57
300	1	1.972,00	1.972,00	175,17
350	1	2.975,00	2.975,00	264,26

- Cône de réduction :

100-60	2	372,00	744,00	66,09
--------	---	--------	--------	-------

- Annuité de l'équipement électro-mécanique Q = 55,91 l/s .

Ø mm	Hmt m	P <sub>em</sub> DA/Hmt/l/s	P.T DA	Annuité DA
200	133,67	130,00	971.553,66	86.300,62
250	118,64	"	862.311,11	76.596,88
300	114,35	"	831.130,11	73.827,15
350	112,82	"	820.009,61	72.839,35

- Annuité des travaux de Génie- civil

= 5 Regards de 1 m<sup>3</sup> de béton chacun : 5.750,00 x 5 = 28.750,00 DA

Annuité : 2.553,79 DA .

11) Tableau récapitulatif :

Désignation	∅ 200 mm	∅ 250 mm	∅ 300 mm	∅ 350 mm
Fournit + pose	26.559,40	34.065,32	40.416,48	57.853,31
Frais d'exploita	75.987,03	67.442,97	65.004,24	64.134,49
Terrassement+reemb	17.077,07	17.077,07	17.077,07	17.077,07
Pose lit sable	2.771,42	2.944,63	3.117,84	3.291,06
Transprt volume				
déblai excédentaire	3.061,63	3.653,93	3.770,83	4.179,86
Robinet-vanne	796,25	1.071,26	1.489,90	2.344,51
Robinet décharge	625,88	625,88	625,88	625,88
Pièces spéciales :				
- Tés	280,34	436,84	756,31	1.021,87
- Coudes 1/4	93,27	135,91	186,54	235,39
- Courbes 1/32	79,23	134,57	175,17	264,26
- Cône de réduction	66,09	66,09	66,09	66,09
Frais de Génie-civil	2.553,79	2.553,79	2.553,79	2.553,79
Frais électro-méca-				
nique .	86.300,62	76.596,88	73.827,15	72.839,35
TOTAL +=	216.252,02	206.804,44	209.067,29	226.486,93

## 6 Conclusion :

Donc le diamètre économique est le ∅ 250 mm .

Soit l'annuité totale de l'adduction pour la variante "A"

est de :

$$92.055,48 + 206.804,44 = 298.859,92 \text{ DA .}$$



12) Calcul d'adduction Forage - bache de reprise  
Variante "B" .

Le calcul est identique à celui de la variante "A" .

13) Calcul d'adduction Bache -de reprise - Réservoir :

$$Q = 55,91 \text{ l/s} ; L = 1.650 \text{ m} .$$

- Détermination de la hauteur de refoulement ( $H_g$ )

$$C_{tp} = 151 + 4,5 = 155,5 \text{ m} .$$

$$C_{\text{maxbache}} = 47,00 \text{ m} ; H_{Gr} = 108,5 \text{ m} ; H_{asp} = 2,5 \text{ m}$$

d'où  $H_g = 111,00 \text{ m} .$

D'après BONIN et BRESS on obtient la gamme de diamètres suivante :  $\emptyset$  ( 200 , 250 , 300 , 350 ) .

- ~~Tableau de calcul de l'Int ( le même que celui de la variante "A" )~~  
 - Annuité de la fourniture + pose .

$\emptyset$ mm	L m	P.U DA/ml	P.T DA	Annuité DA
2000	12650	230,00	379.500,00	33.710,01
250	"	295,00	486.750,00	43.236,75
300	"	350,00	577.500,00	51.297,84
350	"	501,00	826.650,00	73.429,20

- Frais d'exploitation : même calcul que la variante "A" .  
 - Annuité de terrassement + remblai toutes profondeurs :

$\emptyset$ mm	L m T.T.N	L m T.GOU	P.U DA/ml	P.T DA/ml	P.T	Annuité DA
200	1.275	375	120,00	170,00	216.750	19.253,35
250	"	"	"	"	"	"
300	"	"	"	"	"	"
350	"	"	"	"	"	"

- Annuité de pose de lit de sable  $e = 0,15 \text{ m}$

$\emptyset$ mm	b m	L m	$V_{\text{sable}} \text{ M}^3$	P.U DA/m <sup>3</sup>	P.T DA	Annuité DA
200	0,80	1.650	198,00	200,00	39.600,00	3.517,57
250	0,85	"	210,38	"	42.075,00	3.737,41
300	0,90	"	222,75	"	44.550,00	3.957,26
350	0,95	"	235,13	"	47.025,00	4.177,11

- Calcul du volume de déblai excédentaire :

∅ mm	b m	L mm	h m	V <sub>d</sub> m <sup>3</sup>	Q,15V <sub>d</sub> m <sup>3</sup>	V <sub>s</sub> m <sup>3</sup>	V <sub>c</sub> m <sup>3</sup>	V <sub>excé</sub> m <sup>3</sup>
200	0,80	1.650	1,5	1.980	297,00	198,00	40,84	535,84
250	0,85	"	"	2.103,75	315,56	210,38	63,81	589,75
300	0,90	"	"	2.227,5	334,13	222,75	91,89	648,77
350	0,95	"	"	2.351,25	352,69	235,13	125,07	712,89

- Annuité de fourniture de robinet- vannes à cage ovale + pose + ancrage : même calcul que la variante "A" ;

- Annuité de fourniture de robinet de décharge + pose + butée + ancrage :

∅ mm	Quantité	P.U DA/U	P.T DA	Annuité DA
60	1	3.523,00	3.523,00	312,94

- Annuité de fourniture de pièces spéciales + pose + butée + ancrage .

- Té : même calcul que celui de la variante "A" entre la bête de reprise et le réservoir forage .

- coude 1/4 : même calcul que celui de la variante "A" .

- Coude 1/32

200	3	892,00	2.676,00	237,70
250	3	1.515,00	4.545,00	403,72
300	3	1.972,00	5.916,00	525,50
350	3	2.975,00	8.925,00	792,78

- Cône de réduction :

100-60	1	372,00	372,00	33,05
--------	---	--------	--------	-------

- Annuité des travaux de Génie-civil

- 4 Regards de 1 m<sup>3</sup> de béton chacun 5.750 x 4 = 23000,00 DA

- ANNUITE : 2.043,03 DA .

- Tableau de calcul de Hmt

∅ mm	V m/s	IRE .10 <sup>5</sup>	f <sub>c</sub>	ΔH <sub>t</sub> m	Hmt m
200	1,28	3,56	0,018399	28,24	139,24
250	1,14	2,85	0,018126	9,12	120,12
300	0,19	2,37	0,018067	3,65	114,65
350	0,58	2,03	0,018136	1,69	112,69

- Frais d'exploitation :

$$P = \rho \cdot g \cdot Q \cdot \text{Hmt} / \eta \quad ; \quad \eta = 75 \% \quad ; \quad c = 0,19 \text{ DA/KWh} .$$

∅ mm	Hmt m	P.t (KWh)	Energie KWh/an	Prix d'énergie
200	139,24	101,72	891.091,76	169.307,43
250	120,12	87,75	768.729,83	146.058,67
300	114,65	83,76	733.723,57	139.407,48
350	112,69	82,33	721.180,19	137.024,24

- Annuité de l'équipement électro-mécanique :

$$P_{em} = 130,00 D^2 A / \text{Hmt} / l/s \cdot P_{st} = Q \cdot \text{Hmt} \cdot P_{em} = 55,91 \times 130 \times \text{Hmt} .$$

∅ mm	Hmt m	Pem	Prix total DA	Annuité DA
200	139,24	130	1.012.038,09	89.896,71
250	120,12	"	873.068,20	77.552,38
300	114,65	"	833.310,60	74.020,81
350	112,69	"	819.064,73	72.755,39

14) Tableau récapitulatif :

Désignation	∅ 200 mm	∅ 250 mm	∅ 300	
Fourniture + pose	33.710,01	43.236,75	51297,84	73.429,20
FRAIS D'exploit	169.307,43	146.058,67	139407,48	137.024,24
Terrassement + remblai	19.253,35	19.253,35	19253,35	19.253,35
Lit sable	3.517,57	3.737,41	3957,26	4.177,11
Volume excédentaire	3.807,78	4.190,88	4610,29	5.065,94
Robinet vanne	796,25	1.074,26	1489,90	2.344,51
Robinet décharge	312,94	312,94	312,94	312,94
Tés	280,34	436,14	756,32	1.021,87
Coudés 1/4	93,27	135,91	186,54	235,39
Courbes 1/32	237,70	403,72	525,50	792,78
Cône de réduction	33,05	33,05	33,05	33,05
Génie - civil	2.043,03	2.043,03	2043,03	2.043,03
Equipement électro-mécanique	89.896,71	77.552,38	74020,81	72.755,39
	323.289,43	298.468,49	297894,31	318.488,80

Conclusion : Le diamètre économique est le ∅ 300 mm .

D'où le bilan total de la variante "B" d'adduction est :

$$297.894,31 + 92.055,48 = 389.949,79 \text{ DA}$$

15) Calcul de l'adduction entre le Forage et la bache de reprise , Variante "C" .

$$Q = 18,5 \text{ l/s} ; L = 1.150 \text{ m} .$$

$$H_{\text{maxbache}} = 60 + 4,5 = 64,5 \text{ m} .$$

$$\text{Hauteur géométrique de refoulement } H_{\text{Gr}} = 64,5 - 20,87 = 43,63 \text{ m}$$

$$H_{\text{asp}} = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur géométrique d'élevation } H_{\text{E}} = H_{\text{Gr}} + H_{\text{asp}} = 43,63 + 2,5$$

$$H_{\text{E}} = 46,13 \text{ m} .$$

$$\text{D'apres BONIN } D = (Q)^{1/2} = (0,0185)^{1/2} = 0,150 \text{ M} .$$

$$\text{D'apres BRESS } D = 1,5 (Q)^{1/2} = 0,250 \text{ m} .$$

D'où la gamme des diamètres  $\emptyset$  ( 100,150,200,250 )

$\emptyset$ mm	V m/s	IRe $\cdot 10^5$	$f_c$	$\Delta H_t$ m	Hmt m
100	2,36	2,36	0,021249	79,55	126,18
150	1,05	1,57	0,02041	10,06	56,69
200	0,59	1,18	0,020287	2,37	49,00
250	0,38	0,94	0,02045	0,78	47,41

- Annuité terrassement + remblai toutes profondeurs :

$\emptyset$ :mm	Longueur m	P.U DA/ml	P.T DA	Annuité DA
100	1.150	170,00	195.500,00	17.365,76
150	"	"	"	"
200	"	"	"	"

- Frais d'exploitation :

$\emptyset$ mm	Hmt m	P KWh	E KWh/an	Prix d'énergie
100	126,18	30,50	267.196,75	50.767,38
150	56,69	13,70	120.045,84	22.808,71
200	49,00	11,84	103.761,62	19.714,71

- Annuité de pose de lit de sable e = 0,15 m .

$\emptyset$ mm	e m	L m	Vsable	P.U DA/m <sup>3</sup>	P.T DA	Annuité DA
100	0,70	12150	120,75	200,00	24.150,00	2.145,00
150	0,75	"	129,38	"	25.875,00	2.298,41
200	0,80	"	138,00	"	27.600,00	2.451,64

- Annuité=du=pose

- Calcul du volume de déblai excédentaire :

∅ mm	b m	L m	h m	$V_d$ m <sup>3</sup>	$0,15V_d$ m <sup>3</sup>	$V_s$ m <sup>3</sup>	$V_c$ m <sup>3</sup>	$V_{exc}$ m <sup>3</sup>
100	0,70	1.150	1,5	1.207,5	181,13	120,75	9,03	310,91
150	0,75	"	"	1.293,75	194,06	129,38	20,32	343,76
200	0,80	"	"	1.380,00	207,00	138,00	36,13	381,13

- Annuité du transport du volume excédentaire :

∅ mm	$V$ m <sup>3</sup>	P.U DA/m <sup>3</sup>	P.T DA	Annuité DA
100	310,91	80,00	24.800,00	2.202,92
150	343,76	"	27.500,00	2.442,83
200	381,13	"	30.490,40	2.708,38

- Annuité de la fourniture + pose

∅ mm	L m	P.U DA/U	P.T DA	Annuité DA
100	1.150	120,00	138.000,00	12.258,19
150	"	180,00	207.000,00	18.387,28
200	"	230,00	264.500,00	23.494,86

- Robinet -vanne , robinet de décharge , pièces spéciales  
Tés, coudes ... même calcul que la variante "A" .

- Annuité des travaux de Génie-civil :

- 2 regards de 1m<sup>3</sup> chacun : 2 x 5.750 = 11.500 DA  
Annuité : 1.021,52 DA .

- Bâche de reprise : même variante que "A" .

- Annuité de l'équipement électro-mécanique Q = 18,5 l/s .

∅ mm	Hmt m	$P_{em}$ DA/KWh/l/s	P.T DA	Annuité DA
100	126,18	130,00	303.462,90	26.955,83
150	56,69	"	136.339,45	12.110,68
200	49,00	"	117.845,00	10.467,87

16- TABLEAU RECAPITULATIF : Variante " C " :

Désignation	∅ 100 mm	∅ 150 mm	∅ 200 mm
Fourniture + pose	22.258,19	18.387,28	23.494,86
Frais d'exploitation	50.767,38	22.808,71	19.714,71
Terrassement + remblai	17.365,76	17.365,76	17.365,76
Pose de lit de sable	2.145,18	2.298,41	2.451,64
Transport du volume excédentaire	2.202,92	2.442,83	2.708,38
Fourniture robinet vanne	239,48	412,69	530,83
Fourniture robinet décharge	312,94	312,94	312,94
Fournitures pièces spéciales			
Tés	46,46	91,49	140,17
Coude 1/4	12,88	29,76	46,63
Courbe 1/32	17,14	34,10	61,30
Regards	1.021,52	1.021,52	1.021,52
Bâche de reprise	56.849,56	56.849,56	56.849,56
Equipement électro- mécanique	26.955,83	12.110,68	10.467,87
	<del>.....</del>	<del>.....</del>	<del>.....</del>
TOTAL =	170.195,24	134.165,73	135.166,17

Conclusion : le diamètre économique est le ∅ 150 mm .

17) Calcul de l'adduction entre la bache de reprise  
et le réservoir de la variante "C" ;

$$Q = 55,91 \text{ l/s} ; L = 525 \text{ m} .$$

- Détermination de la hauteur géométrique de refoulement:

$$C_{tp} = 151 + 4,5 = 155,5 \text{ m} .$$

$$C_{\text{maxbâche}} = 64,5 \text{ m} . H_{gr} = C_{tp} - C_{\text{maxb}} = 155,5 - 64,5 = 91 \text{ m} .$$

$$H_{asp} = 2,5 \text{ m} .$$

Hauteur géométrique d'élevation :  $H_E = H_{gr} + H_{asp}$

$$H_E = 91 + 2,5 = 93,5 \text{ m} .$$

$$\text{D'après BONIN } D = (0,05591)^{1/2} = 0,250 \text{ m} .$$

$$\text{D'après BRESS } D = (0,05591)^{1/2} \times 1,5 = 0,400 \text{ m}$$

D'où la gamme  $\emptyset$  (200, 250, 300, 350)

- Tableau de calcul de Hmt :

$\emptyset$ mm	V m/s	$IRe \cdot 10^5$	$f_c$	$\Delta H_{Ht}$ m	Hmt m
200	1,91	3,81	0,018275	10,24	104,24
250	1,22	3,05	0,017936	3,29	97,29
300	0,85	2,54	0,017801	1,31	95,31
350	0,62	2,18	0,017789	0,61	94,61

- Annuité de la fourniture + pose

$\emptyset$ mm	L m	P.U DA/U	P.T DA	Annuité DA
200	525	230,00	120.750,00	10.725,91
250	"	295,00	154.875,00	13.757,15
300	"	350,00	183.750,00	16.322,04
350	"	501,00	263.025,00	23.363,84

- Frais d'exploitation

$\emptyset$ mm	Hmt M	P xt KWh	E KWh/an	Prix énergie DA
200	104,24	76,15	667.074,00	126.744,06
250	97,29	71,08	622.660,80	118.305,55
300	95,31	69,63	609.958,80	115.892,17
350	94,61	69,12	605.491,20	115.043,33

- Annuité du terrassement + remblai toutes profondeurs :

Ø mm	L m	P.U DA/ml	P.T DA	Annuité DA
200	525	230,00	120.750,00	10.725,00
250	"	"	"	"
300	"	"	"	"
350	"	"	"	"

- Annuité de pose de lit de sable e = 0,15 m .

Ø mm	b m	L m	Vsable m <sup>3</sup>	P.U DA/m <sup>3</sup>	P.T DA	Annuité
200	0,80	525	63,00	200,00	12.600,00	1.119,23
250	0,85	"	66,94	"	13.387,50	1.189,18
300	0,90	"	70,86	"	14.175,00	1.259,13
350	0,95	"	74,81	"	14.962,50	1.329,08

- Calcul du volume de déblai excédentaire :

Ø mm	b m	L m	h m	V <sub>d</sub> m <sup>3</sup>	0,15V <sub>d</sub> m <sup>3</sup>	V <sub>s</sub> m <sup>3</sup>	V <sub>c</sub> m <sup>3</sup>	V <sub>excé</sub> m <sup>3</sup>
200	0,80	525	1,5	630,00	94,50	63,00	16,49	173,99
250	0,85	"	"	669,38	100,41	66,94	25,77	193,12
300	0,90	"	"	708,75	106,31	70,86	37,11	214,28
350	0,95	"	"	748,13	112,22	74,81	50,51	237,54

- Annuité du transport du volume de déblai excédentaire

Ø mm	Volume m <sup>3</sup>	P.U DA/m <sup>3</sup>	Prix total DA	Annuité DA
200	174,00	80,00	13.920,00	1.236,48
250	193,00	"	15.440,00	1.371,50
300	214,00	"	17.120,00	1.520,73
350	238,00	"	19.040,00	1.691,27

- Annuité de fourniture Robinet-vanne + pose + butée + ancrage

Ø mm	Quantité	P.U DA/U	P.T DA	Annuité DA
200	2	2.989,00	5.978,00	530,83
250	2	4.020,00	8.040,00	714,17
300	2	5.591,00	11.182,00	993,27
350	2	8.798,00	17.596,00	1.563,01



- Annuité de fourniture des pièces spéciales :
- Coudes 1/4 , robinet de décharge : Voir variante "A"
- Forage - bêche de reprise .
- Cône de réduction : Voir variante "B" , Forage- bêche de reprise.
- Tés : Annuité = Annuité de la variante "A" (Réservoir-bêche)  
divisé par 2 .
- Annuité des travaux de Génie -civil :
- 3 Regards de 1 m<sup>3</sup> de béton chacun : 3 x 5.750,00 = 17.250,00 DA
- Annuité = 1.532,27 DA .
- Annuité de l'équipement électro-mécanique Q = 55,91 l/s .

∅ mm	Hmt M	P <sub>em</sub>	DA/Hmt/l/s	P.T DA	Annuité DA
200	104,24		130,00	757.647,59	67.299,89
250	97,29		"	707.132,91	62.812,80
300	95,31		"	692.741,67	61.534,46
350	94,61		"	687.653,86	61.082,53

- Tableau récapitulatif variante "C" :

Désignation	∅ 200	∅ 250	∅ 300	∅ 350
Fourniture + pose	10.725,91	13.757,15	16.322,04	23.363,84
Exploitation	126.744,06	118.305,55	115.892,17	115.043,33
Terrassement	5.596,13	5.596,13	5.596,13	5.596,13
Sable	1.119,23	1.189,18	1.259,13	1.329,08
TRansport vo excé	1.236,48	1.371,50	1.520,73	1.691,27
Robinet-vanne	530,83	714,17	993,27	1.563,01
Robinet de décharge	312,94	312,94	312,94	312,94
Tés	140,17	218,07	288,16	510,94
Cône de réduction	33,05	33,05	33,05	33,05
Coude 1/4	93,27	135,91	186,54	235,39
Génie civil	1.532,27	1.532,27	1.532,27	1.532,27
Equipement électro mécanique	67.299,89	62.812,80	61.534,46	61.082,53
	215.364,23	205.978,72	205.470,89	212.293,78

- Conclusion : Le diamètre économique est le ∅ 300 mm .
- Le bilan de la variante "C" : 339.636,62 DA
- Donc la variante A est la plus économique , donc on l'adopte .

CALCUL DU PRIX DE REVIENT DU METRE CUBE D'EAU.

Cette étude s'effectue sur la base des dépenses annuelles qui sont représentées par les charges suivantes :

- Charges fixes .
- Charges d'exploitation .
- Charges financières .

a) Charges fixes :

Elles comprennent :

1) Les frais de renouvellement et d'entretien du matériel qui peuvent être estimés , annuellement, en moyenne à :

- 2 % du montant des travaux de canalisation .
- 2 % du montant des travaux de Génie-civil .
- 6 % du montant des travaux d'électro-mécanique .

2) Les dépenses du personnel :

3) Tous les frais de gestion .

b) Charges d'exploitation :

- Ces charges comprennent les frais éventuels d'énergie pour le ~~renouvellement de l'eau~~ *relevement d'eau*

c) Charges financières :

- Ces charges sont destinées aux finances du projet .

d) Prix de revient du mètre cube d'eau :

1)- Charges financières des frais de canalisations ;  
s'élèvent à : 4.373.079,75 DA correspondant à une annuité de :  
388.449,45 DA .

- Frais des travaux de Génie-civil s'élèvent à :  
6.429.749,78 DA correspondant à une annuité de : 571.138,17 DA.

- Frais de l'équipement électro-mécanique s'élèvent à :  
941.267,21 DA CORRESPONDANT à un annuité de : 83.610,35 DA .

D'où l'annuité totale correspondant à la charge fixe  
s'élève à : 1.043.197,97 DA .

## 2) Charges fixes annuelles :

- Frais de renouvellement et d'entretien du materiel:

- 2% des frais de canalisation =  $4.3732079,75 \times 2\% = 87.461,60$  DA .

- 2% des frais des travaux de Génie-civil :

$6.429.749,78 \times 2\% = 128.594,99$  DA .

- 6% des frais des travaux d'équipement électro-mécanique :  $941.267,21 \times 6\% = 56.476,03$  DA .

d'où le total s'élève à :  $272.532,62$  DA .

Notons que pour les dépenses du personnel et les frais de gestion sont pris forfaitairement , nous les avons estimés à :  $100.000,00$  DA.

## 3) Charges d'exploitation annuelles :

Elles sont estimées annuellement à :  $80.659,87$  DA .

d'où le prix de revient du  $m^3$  :

$$P_{m^3} = \frac{\text{charge d'exploitation/an} + \text{c. financières/an} + \text{c. fixes/an}}{\text{volume annuel}}$$

$$P_{m^3} = \frac{388.449,45 + 571.138,17 + 941.267,21 + 272.532,62 + 80.659,87}{3715,8 \times 365}$$

$$P_{m^3} = \frac{2.354.047,32}{1,36 \cdot 10^6} = 1,74 \text{ DA .}$$

C H A P I T R E VIICHOIX DES POMPES .

1)

Le débit à élever et hauteur manométrique totale sont les deux paramètres qu'après avoir été reportés sur les diverses courbes caractéristiques des pompes possibles, nous permettent de choisir le type de pompe convenable . Le choix du type de pompe doit se faire de telle manière que cette dernière soit susceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximal conduisant au coût le plus faible du mètre cube d'eau élevé .

Les pompes utilisées sont de type centrifuge multicellulaire avec moteur immergé qui présentent les avantages suivants :

- Aptent à pomper l'eau des puits profonds .
- L'entretien et le remplacement des pièces sont faciles et économiques .

2) Point de fonctionnement de la pompe :

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

Afin d'adopter la pompe à des conditions de marche données, des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement sur cette dernière peuvent être apportées .

On procédera à une comparaison entre les variations possibles.

A) Accepter la point de fonctionnement tel qu'il est donné. Le débit relevé sera supérieur à celui désiré avec une réduction de temps de pompage .

B) Accepter la caractéristique de la pompe telle qu'elle est donnée . Vanner sur le refoulement de ce fait on accroît la consommation d'énergie .

C) Rogner la roue pour faire passer la caractéristique de la pompe sur le point de fonctionnement désiré.

De cette manière le rendement diminue d'autant que le rognage est important .

D) Conception d'une pompe homologue susceptible de fournir les paramètres demandés ( débit , hauteur ) .

3) Choix de la pompe pour le forage :

$$Q = 18,5 \text{ l/s} = 66,6 \text{ m}^3/\text{h} ; \text{ Hmt} = 32,85 \text{ m} .$$

Apartir du catalogue Rotos Electropompe, on a choisi pour le forage une pompe à axe vertical dont les caractéristiques sont les suivantes :

Série : S.G 8 - 65 pompe immergée .

$N = 2.900 \text{ tr/min} .$

Diamètre de la roue = 95 mm .

Rendement maximal  $e_{\max} = 75 \% .$

4) Etude des variantes :

Nous essayons de rapprocher le point de fonctionnement donné par l'intersection des deux caractéristiques avec le point de fonctionnement désiré par différentes variantes .

1<sup>er</sup> Variante

- Coordonnées du point désiré  $P_1$  (  $Q_1 = 66,6 \text{ m}^3/\text{h} ,$   
Hmt = 32,85 m ) .

- Coordonnées du point donné  $P_2$  (  $Q_2 = 74 \text{ m}^3/\text{h} , \text{ Hmt} = 34 \text{ m} )$

Si notre refoulement est de 24 heures , le volume entrant au réservoir est de :

$V = 66,6 \times 24 = 1.598,4 \text{ m}^3 .$  Donc le temps de pompage sera de:

$$t = V / Q_2 = 1.598,4 / 74 = 22 \text{ h} .$$

La puissance absorbée par cette pompe est de :

$$P = 9,8 \times Q_2 \times H / ( e \cdot 3600 ) = \frac{9,8 \times 74 \times 34}{0,73 \times 3600} = 9,38 \text{ KW} .$$

L'énergie consommée est de :  $E = P \times t \times 365 .$

$$E = 9,38 \times 22 \times 365 = 7,53 \cdot 10^4 \text{ KWh/an} .$$

2<sup>eme</sup> Variante

La création d'une perte de charge égale à :  $P_3 - P_1$  nécessite un vannage sur le refoulement .

On a  $P_3$  ( 18,5 l/s ; 37,4 m ) ;  $P_1$  ( 18,5 l/s , 32,8 m ) .

$$H_{P_3} - H_{P_1} = 37,4 - 32,8 = 4,6 \text{ m} .$$

La puissance de pompage sera :  $P = 9,8 \times 0,0185 \times 32,8 / 0,73$

$$P = 8,15 \text{ KW} .$$

L'énergie consommée est de :  $E = P \times t \times 365 =$

$$E = 8,15 \times 24 \times 365 = 71,365 \cdot 10^3 \text{ KWh/an} .$$

3<sup>eme</sup> Variante

Pour faire passer la courbe  $H = f(Q)$  par le point  $P_1$ , on doit rogner la roue tout en gardant la même vitesse de rotation.

$D = 0,095$  m (diamètre de la roue avant rognage).

On a  $\frac{Q}{Q_1} = \frac{H}{H_{mt}} = \frac{D^2}{D_1^2}$ ; posons  $D_1 = m D$ .

;  $D_1$  = diamètre de la roue après rognage.

$m$  = coefficient de rognage.

$$m = (Q_1 / Q)^{1/2} = (18,5 / 19,75)^{1/2} = 0,968 \text{ x } .$$

Le pourcentage de rognage est de :  $1 - 0,968 = 0,03$ .

donc  $D_1 = 0,968 \times 95 = 92$  mm.

La puissance absorbée :  $P = 9,8 \times 0,01975 \times 35,2 / 0,74 = 9,21$  KW.

L'énergie  $E = P \times t \times 365 = 9,21 \times 24 \times 365 = 80,651 \cdot 10^3$  KWh/an.

4<sup>eme</sup> Variante (Pompe homologue)

Pour la pompe de cedforage on a procédé à la conception d'une pompe homologue susceptible de fournir les paramètres demandés (débit, hauteurmanométrique totale).

Tout en gardant le point de fonctionnement désiré en fonction de la caractéristique de la pompe initiale et en application des lois de la similitudes des machines hydrauliques, on déterminera la nouvelle vitesse de rotation.

Sachant que l'équation de la courbe caractéristique d'une pompequelconque estvdonnée par l'expression suivante :

$$H = H_{\max} - a \cdot Q^n .$$

$H$  : hauteur d'élévation correspondante à un débit quelconque.

$H_{\max}$  :: Hauteur maximale qui peut-être fournie par la pompe .

$Q$  : débit correspondant à la hauteur .

Notre calcul se fera en admettant que la puissance absorbée reste constante et indépendante des variations de hauteur et d'élévation et de débit tout en tenant compte de la valeur du rendement maximal .

Soit 3 valeurs de " $H_1$ " correspondant à 3 valeurs de  $Q_i$ .

Pour notre pompe, en faisant appel à la méthode des approximations successives  $a, n, H_{\max}$  pourant être déterminés .

$H_1$  (m) 35,3 ; 41,5 ; 44,9 .

$Q_i$  (l/s) 20 ; 16 ; 12

On détermine toutes les valeurs d'après le programme I

$a = 7.193.010,383$  ;  $n = 3,408491$  .

$H_{\max} = 46,94$  m ;  $Q_{\max} = 0,0301088$  m/s

$$H_{\max} = 46,94 \text{ m} ; Q_{\max} = 0,0301088 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{\text{opt}} = 36,29 \text{ m} ; Q_{\text{opt}} = 0,0194835 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$N_{\text{sp}} = 27,37568 \text{ tr/min} ; D_{\text{sp}} = 1,67049 \text{ m} ; e = 0,745954.$$

- Détermination des caractéristiques adimensionnelles :

$$Q_+ = \frac{Q}{N \cdot D^3} ; H_+ = \frac{H}{N^2 \cdot D^2} .$$

Q l/s	$Q_+ \cdot 10^{-5}$	$H_+ \cdot 10^{-5}$	H m	e %
14	563,0659	57,29809	43,49	64,6
16	643,5039	54,677	41,50	70,4
18	723,9419	51,13571	38,81	74,1
20	804,3798	46,50836	35,30	74,89
22	884,8178	40,62133	30,83	71,9
19,58	787,78147	47,56	36,098	74,99

$$H_{+\max} = 618,45478 \cdot 10^{-5} ; H_{+\text{opt}} = 47,816762 \cdot 10^{-5} ;$$

$$Q_{+\max} = 121,094659 \cdot 10^{-5} ; Q_{+\text{opt}} = 121,094659 \cdot 10^{-5} ;$$

$$a_+ = 2113,296805 . e_{\max} = 75 \% .$$

On tire du tableau les valeurs correspondant :

$$Q_{+\text{emax}} = 787,78147 \cdot 10^{-5} ; H_{+\text{emax}} = 47,56 \cdot 10^{-5}$$

$$N' \cdot D'^2 = \frac{Q}{Q_+} = \frac{0,0185}{787,78147 \cdot 10^{-5}} = 2,348366991 .$$

$$N'^2 \cdot D'^2 = \frac{H}{H_+} = \frac{32,85}{47,56 \cdot 10^{-5}} = 69070,6476 ;$$

D'où on obtient un système d'équation à 2 inconnues , on tire

$$N' = 2780 \text{ tr/min}$$

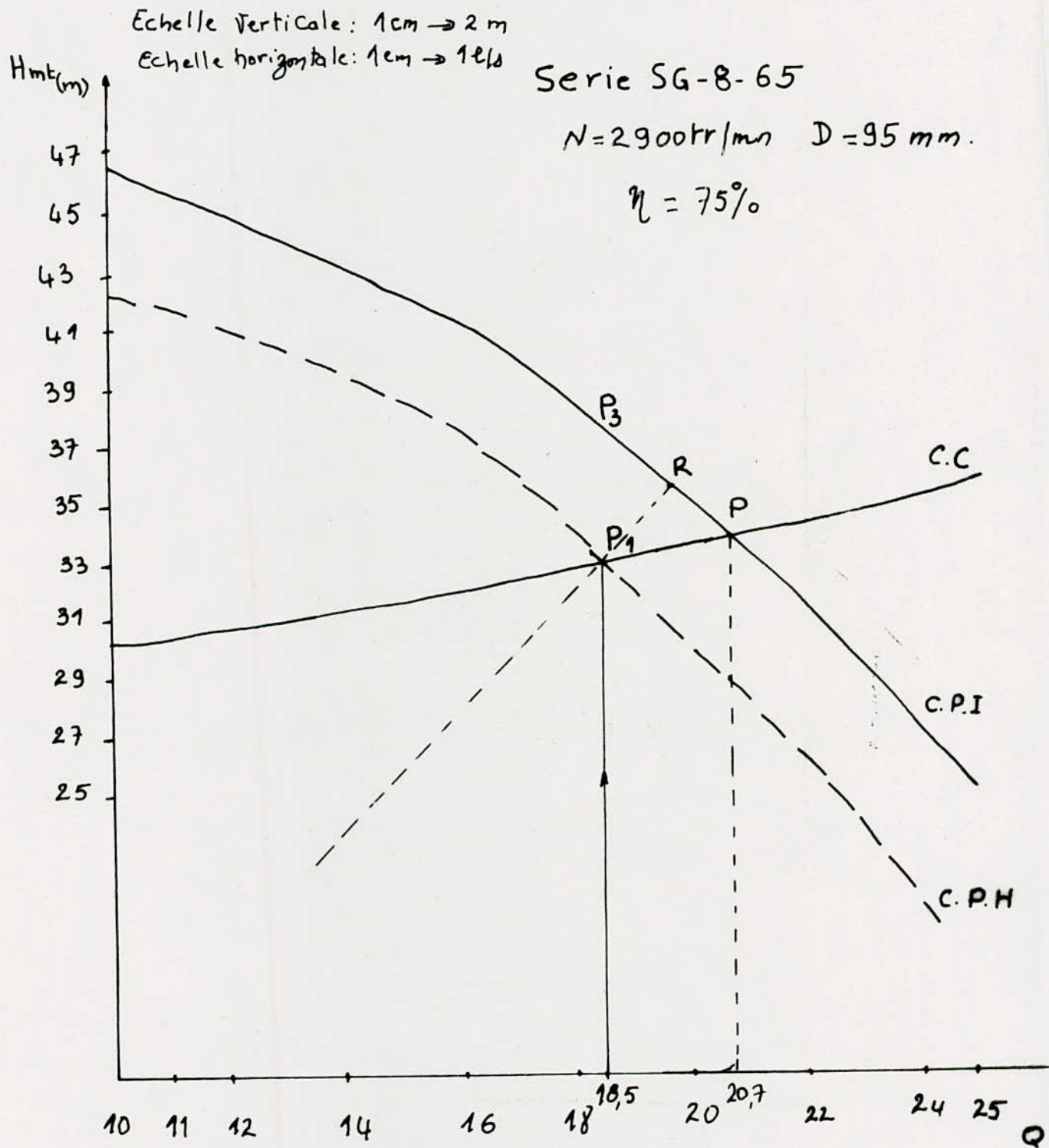
$$D' = 94,56 \text{ mm} .$$

En application de la loi des similitudes on a :

$$N_1 = 2780 \text{ tr/min} ; N = 2900 \text{ tr/min} .$$

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

H m	$H_1$ m	Q l/s	$Q_1$ l/s
35,3	32,44	20	19,17
41,5	38,14	16	15,34
44,9	41,26	12	11,50



c.c : Courbe Caractéristique de la Conduite.  
C.P.I : Caractéristique de la Pompe initiale.  
C.P.H . caractéristique de la Pompe homologue.



- Détermination des caractéristiques de la nouvelle pompe:

$$n_1 = 3,426430074 \quad , \quad a_1 = 8180171,316 \quad , \quad H_{1\max} = 43,113 \text{ m} ;$$

$$Q_{1\max} = 0,0288 \text{ m}^3/\text{s} \quad , \quad H_{1\text{opt}} = 33,373 \text{ m} \quad , \quad Q_{1\text{opt}} = 0,01866 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$N_{1\text{sp}} = 27,353 \text{ tr/min} \quad , \quad D_{1\text{sp}} = 1,6636 \text{ m} \quad ,$$

$$e_{\max} = 0,75 \quad , \quad e = 0,74987 .$$

$$H = H_{1\max} - a_1 \cdot Q^{n_1} .$$

Q l/s	10	12	14	16	18	20	22	23	<del>24</del>	25
H m	41,96	40,97	39,48	37,37	34,51	30,7	26	23,19	20,06	16,6

La puissance absorbée par la pompe :

$$P = 9,8 \times 0,0185 \times 32,85 / 0,7499 = 7,94 \text{ KW} .$$

L'énergie consommée est de :

$$E = P \times t \times 365 = 7,94 \times 24 \times 365 = 69,572 \text{ KWh/an} .$$

Donc on retiendra la 4<sup>eme</sup> variante , celle des pompes homologues .

5) Choix de la pompe pour la reprise des eaux de la bache

$$Q = 57,91 \text{ l/s} \quad , \quad \text{Hmt} = 118,15 \text{ m} .$$

A partir du catalogue Rotos Electro-pompe .

On a choisi une pompe à axe vertical dont les caractéristiques sont les suivantes :

Série S.G 10 - 190 pompe immergé .

N = 2900 tr/min .

Diamètre de la roue = 175 mm .

Rendement maximal :  $e_{\max} = 79 \%$  .

Etude des variantes :

1<sup>ere</sup> variante ( réduction du temps de pompage ) .

Même procédé que pour celle de la ~~variante~~ pompe destinée au forage .

- Coordonnées désirés  $P_1$  (  $Q_1 = 55,91$  l/s ; Hmt = 118,15 m )
- Coordonnées du point donné P ( 59 l/s ; 118,00 m ) .

Le volume entrant pendant la journée au réservoir est de :  
 $V = 0,05591 \times 24 \times 3600 = 4830,624 \text{ m}^3$  .

Donc le temps de pompage est de :  $t = V/Q$   
 $t = 4830,624 / ( 0,059 \times 3600 ) = 23^{\text{h}} 20'$  .

La puissance absorbée :  $P = 9,8 \times 0,0591 \times 118 / 0,77 = 88,61$  KW

L'énergie consommée annuelle est de :

$$E = P \times t \times 365 = 88,61 \times 22,74 \times 365 = 0,74 \cdot 10^6 \text{ KWh/an} .$$

### 2<sup>eme</sup> variante ( vannage )

Création d'une perte de charge égale à  $P_3 - P_1$   
nécessite un vannage sur le refoulement on a :

$P_3$  (  $Q_3 = 56$  l/s ;  $H_3 = 123$  m ) ;  $P_1$  (  $Q = 55,91$  l/s ,  $H = 118,15$  m ) .

$$P_3 - P_1 = 123 - 118,15 = 4,85 \text{ m} .$$

La puissance de pompage sera de :

$$P = 9,8 \times 0,05591 \times 118,5 / 0,78 = 83,24 \text{ KW} .$$

L'énergie consommée annuellement est de :

$$E = P \times t \times 365 = 83,24 \times 24 \times 365 = 0,73 \cdot 10^6 \text{ KWh/an} .$$

### 3<sup>eme</sup> variante ( rognage )

$$\frac{Q}{Q_1} = \frac{D^2}{D_1^2} \quad \text{posons } D_1 = m \cdot D .$$

$$m = ( Q_1 / Q )^{1/2} = ( 55,91 / 56 )^{1/2} = 0,999 .$$

Le coefficient de rognage sera de  $1 - m = 1 - 0,999 = 0,001$

On tire  $D_1 = 174,8$  mm .

La puissance de pompage :  $P = 9,8 \times 0,056 \times 118 / 0,78 = 83,02$  KW .

L'énergie consommée annuellement est de :

$$E = P \times t \times 365 = 0,73 \cdot 10^6 \text{ KWh/an} .$$

### 4<sup>eme</sup> variante ( pompe homologue )

$H_1 = 144$  m ;  $H_2 = 128$  m ;  $H_3 = 105$  m .

$Q_1 = 115$  l/s ;  $Q_2 = 55$  l/s ;  $Q_3 = 65$  l/s .

Le calcul des approximation successives nous donne :

$$n = 2,996006921 \quad ; \quad a = 210380,4758 \quad .$$

D'où l'on détermine les caractéristiques de la pompe :

$$H_{\max} = 163,41 \text{ m} \quad ; \quad Q_{\max} = 0,09163 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$H_{\text{opt}} = 122,52 \text{ m} \quad ; \quad Q_{\text{opt}} = 0,05771 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$N_{\text{sp}} = 18,9177 \text{ tr/min} \quad ; \quad D_{\text{sp}} = 2,4237 \text{ m} \quad ; \quad e = 0,785 \quad .$$

- Détermination des caractéristiques adimensionnelles :

$$Q_+ = \frac{Q}{N \cdot D^3} \quad ; \quad H_+ = \frac{H}{N^2 \cdot D^2}$$

Q l/s	$Q_+$	$H_+$	$a$	H m	e %
50	321,705	53,11297		136,80	76,4
52,5	337,7903	51,4865		132,61	77,7
55	353,8755	49,69789		128,00	78,7
57,5	369,9608	47,73938		122,96	78,99
60	386,046	45,603		117,45	78,7

$$H_{+\max} = 63,446252 \cdot 10^{-5} \quad ; \quad Q_{+\max} = 589,5634 \cdot 10^{-5}$$

$$H_{+\text{opt}} = 47,568839 \cdot 10^{-5} \quad ; \quad Q_{+\text{opt}} = 371,29675 \cdot 10^{-5}$$

$$a = 3033,276285 \quad .$$

$$\text{à } e_{\max} = 79 \% \text{ correspond } Q_{+\text{emax}} = 369,9608 \cdot 10^{-5}$$

$$H_{+\text{emax}} = 47,73938 \cdot 10^{-5}$$

$$N_1 \cdot D_1^3 = \frac{Q}{Q_+} = \frac{0,05591}{369,9608 \cdot 10^{-5}} = 15,11241191$$

$$N_1^2 \cdot D_1^2 = \frac{H}{H_+} = 247489,5987 \quad .$$

Nous avons un système d'équation à 2 inconnues , on obtient :

$$N_1 = 2855 \text{ tr/min} \quad ; \quad D_1 = 0,174 \text{ m} \quad .$$

En application de la loi des similitudes on a :;;.../...

$$H = (N_1/N)^2 \cdot H_1 \quad ; \quad Q = (N_1/N) \cdot Q_1 \quad .$$

H m	H <sub>1</sub> m	Q l/s	Q <sub>1</sub> l/s
144	139,51	45	44,29
128	124,01	55	54,14
105	101,73	65	63,98

- Détermination des caractéristiques de la nouvelle pompe ( pompe homologue )

$$n_1 = 3,000974599 \quad , \quad a_1 = 216403,083$$

$$H_{1\max} = 158,25 \text{ m} \quad , \quad Q_{1\max} = 0,09016469 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{1\text{opt}} = 118,70 \quad , \quad Q_{1\text{opt}} = 0,056804 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$N_{\text{sp}} = 18,9177 \text{ tr/min} \quad ; \quad D_{\text{sp}} = 2,40975 \text{ m} \quad .$$

$$e = 0,789 \quad .$$

$$H = H_{1\max} - a_1 \cdot Q^{n_1}$$

Q l/s	40	45	50	52,5	55	57,5	60	62,5
H m	144,45	138,59	131,28	127,03	122,35	117,23	111,64	105,56

La puissance de pompage :

$$P = 9,8 \times 0,05591 \times 118,15 / 0,79 = 81,94 \text{ KW} \quad .$$

L'énergie consommée annuellement :

$$E = P \times t \times 365 = 0,71 \cdot 10^6 \text{ KWh/an} \quad .$$

Donc on adopte la variante de la pompe homologue .

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

H m	H <sub>i</sub> m	Q l/s	Q <sub>i</sub> l/s
144	139,51	45	44,29
128	124,01	55	54,14
105	101,73	65	63,98

- Détermination des caractéristiques de la nouvelle pompe ( pompe homologue )

$$n_1 = 3,000974599 \quad , \quad a_1 = 216403,083$$

$$H_{1\max} = 158,25 \text{ m} \quad , \quad Q_{1\max} = 0,09016469 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{1\text{opt}} = 118,70 \quad , \quad Q_{1\text{opt}} = 0,056804 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$N_{\text{sp}} = 18,9177 \text{ tr/min} \quad ; \quad D_{\text{sp}} = 2,40975 \text{ m} \quad .$$

$$e = 0,789 \quad .$$

$$H = H_{1\max} - a_1 \cdot Q^{n_1}$$

Q l/s	40	45	50	52,5	55	57,5	60	62,5
H m	144,45	138,59	131,28	127,03	122,35	117,23	111,64	105,56

La puissance de pompage :

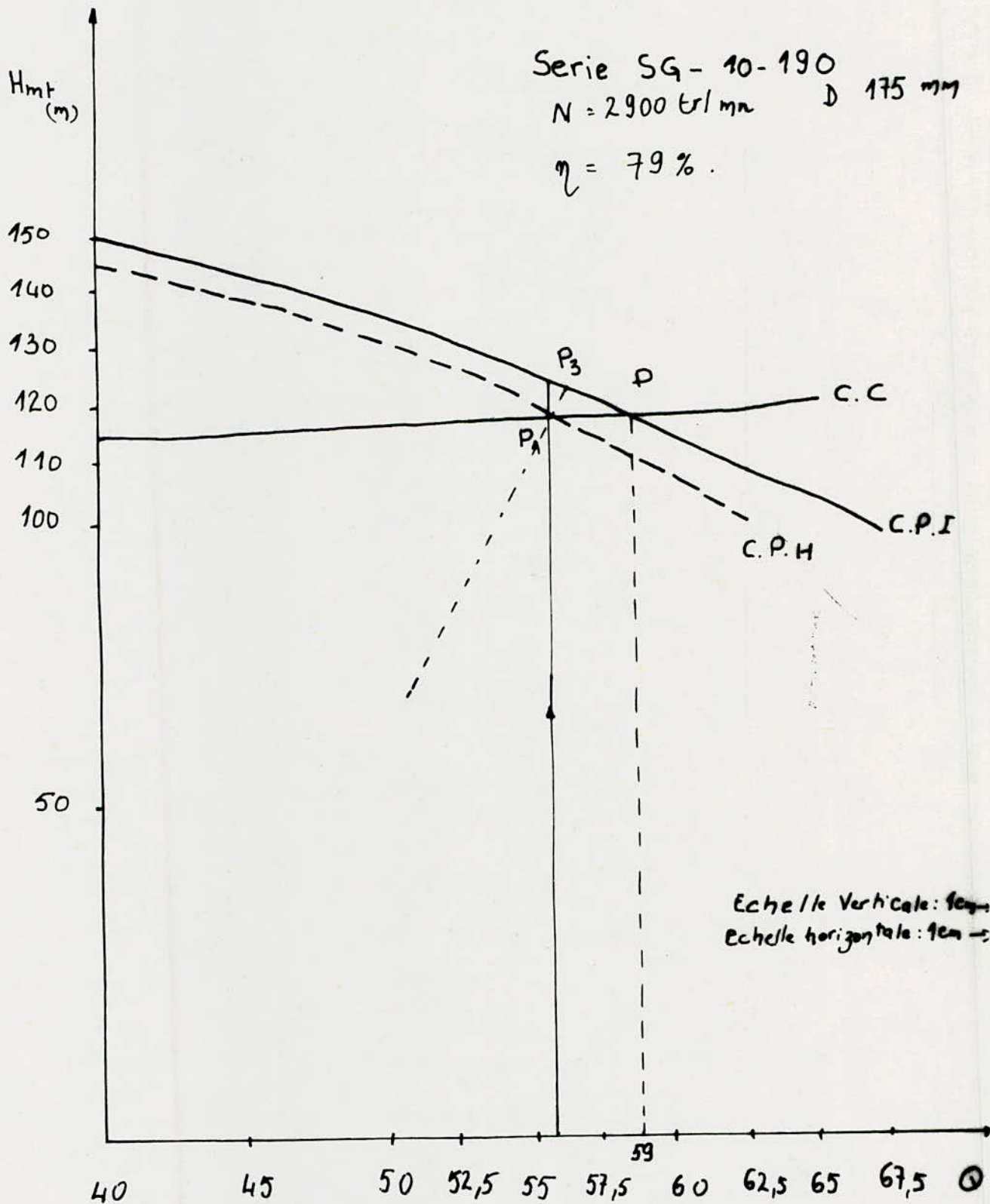
$$P = 9,8 \times 0,05591 \times 118,15 / 0,79 = 81,94 \text{ KW} \quad .$$

L'énergie consommée annuellement :

$$E = P \times t \times 365 = 0,71 \cdot 10^6 \text{ KWh/an} \quad .$$

Donc on adopte la variante de la pompe homologue .

55'



C.C. : Caractéristique de la Conduite.  
C.P.I. : Caractéristique de la pompe initiale.  
C.P.H. : Caractéristique de la pompe homologue.

Equations Caractéristiques d'une Serie homologue de pompes.

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

$$f(x) = 0$$

$$\text{LBL A } (Rcl 19 E \div ((Rcl 19 * .999999)E - (Rcl 19 * 1.000001)E) * Rcl 19 * .000002) \text{ SUM } 19 |x| - .000001 = x \geq E A Rcl 19 R/s$$

$$\text{LBL E STO } 04 (Rcl 01 y^x Rcl 04 - Rcl 02 y^x Rcl 04) \div (Rcl 02 y^x Rcl 04 - Rcl 03 y^x Rcl 04) - (Rcl 12 - Rcl 11) - (Rcl 13 - Rcl 12) \text{ INV}$$

$$\text{SBR. LBL B } (Rcl 12 - Rcl 11) \div (Rcl 01 y^x Rcl 04 - Rcl 02 y^x Rcl 04) = \text{STO } 05 \text{ R/s. LBL C } Rcl 05 * Rcl 01 y^x Rcl 04 + Rcl 11 = \text{STO } 06 \text{ R/s}$$

$$\text{LBL D } (Rcl 06 \div Rcl 05) \text{ INV } y^x Rcl 04 = \text{STO } 07 \text{ R/s}$$

$$\text{LBL E } Rcl 06 \div (Rcl 04 + 1) \div Rcl 05 = \text{INV } y^x Rcl 04 = \text{STO } 14$$

$$y^x Rcl 04 * Rcl 05 +/- + Rcl 06 = \text{STO } 15 * Rcl 14 = \text{STO } 16 \text{ R/s}$$

$$\text{LBL A' } Rcl 06 - Rcl 05 * Rcl 00 y^x Rcl 04 = \text{STO } 10 \text{ INV SBR.}$$

$$\text{LBL B' } Rcl 06 - Rcl 10 = \div Rcl 05 = \text{INV } y^x Rcl 04 = \text{STO } 00 \text{ INV SBR}$$

$$\text{LBL C' B' } * Rcl 10 \div Rcl 16 * Rcl 17 = \text{STO } 18 \text{ R/s.}$$

$$\text{LBL D' } Rcl 08 * Rcl 14 \sqrt{x} \div Rcl 15 y^x .75 = \text{STO } 20 \text{ R/s } Rcl 09 *$$

$$Rcl 15 \sqrt{x} \cdot \sqrt{x} \div Rcl 14 \sqrt{x} = \text{STO } 29 \text{ R/s}$$

$$\text{LBL X } \Rightarrow \text{C } Rcl 08 * Rcl 09 y^x 3 = \text{STO } 21 \text{ } Rcl 08 x^2 * Rcl 09 x^2 =$$

$$\text{STO } 22 \text{ } Rcl 00 \div Rcl 21 = \text{STO } 30 \text{ } Rcl 10 \div Rcl 22 = \text{STO } 40 \text{ } Rcl 05$$

$$* Rcl 21 y^x Rcl 19 \div Rcl 22 = \text{STO } 25 \text{ } Rcl 14 \div Rcl 21 = \text{STO } 34$$

$$Rcl 10 \div Rcl 22 = \text{STO } 35 \text{ } Rcl 30 * Rcl 40 \div Rcl 34 \div Rcl 35 *$$

$$Rcl 17 = \text{STO } 18 \text{ } Rcl 06 \div Rcl 22 = \text{STO } 36 \text{ } Rcl 07 \div Rcl 21 = \text{STO } 37$$

$$\text{R/s LBL X } x^2 Rcl 36 - Rcl 25 * Rcl 30 y^x Rcl 19 = \text{STO } 41 \text{ R/s}$$

$$\text{LBL } \sqrt{x} \text{ } Rcl 36 - Rcl 40 = \div Rcl 25 = \text{INV } y^x Rcl 19 = \text{STO } 01 \text{ R/s}$$

$$\text{LML } + 5.7 \text{ STO } 01 \text{ } 10 \text{ STO } 02 \text{ } 13 \text{ STO } 03 \text{ } 18 \text{ STO } 11 \text{ } 13.5 \text{ STO } 12 \text{ } 7.5 \text{ STO } 13$$

$$2 \text{ STO } 19 \text{ R/s } \text{STO } 08 \text{ } 1.8 \text{ STO } 09 \text{ } .88 \text{ STO } 17 \text{ } 9 \text{ STO } 00$$

# Exécution.

SBR+ introduire les éléments donnés

$$A \Rightarrow n \rightarrow 04$$

$$A \Rightarrow n \rightarrow 19$$

$$B \Rightarrow a \rightarrow 05, C \Rightarrow H_{max} \rightarrow 06, D \Rightarrow Q_{max} \rightarrow 07$$

$$E \Rightarrow H_{opt} \cdot Q_{opt} \rightarrow 16, Rcl 14 \rightarrow Q_{opt} Rcl 15 \rightarrow H_{opt}$$

$$A' \Rightarrow H \rightarrow 10, B' \Rightarrow Q \rightarrow 10, C' \Rightarrow e \rightarrow 18$$

$$D' \Rightarrow N_{sp} \rightarrow 20, R15 \Rightarrow D_{sp} \rightarrow 29, SBR.x \Leftrightarrow t$$

$$\Rightarrow Q_{+max} \quad Rcl 30 \rightarrow Q_{+} \quad Rcl 40 \rightarrow H_{+} \quad Rcl 25 \rightarrow q_{+}$$

$$Rcl 36 \rightarrow H_{+max} \quad Rcl 37 \rightarrow Q_{+max} \quad SBR.x^2 \Rightarrow \hat{H}_{+}$$

$$SBR \sqrt{x} \Rightarrow Q_{+} \rightarrow 31.$$

Calcul du tableau de paramètres  $Q_{+}, H_{+}, e, H$

$$Q_{+} \rightarrow 30 \quad SBR.x^2 \Rightarrow H_{+} \quad Rcl 41 \times Rcl 22 = STO 10$$

$$C' \Rightarrow e \quad H_{+} \rightarrow 40 \quad SBR \sqrt{x} \Rightarrow q_{+} \rightarrow Rcl 31 \quad Rcl 21 = STO 00$$

Tableau  $Q_{+} \quad H_{+} \quad e$

Exécution.

$$\begin{array}{l} Q_1 \rightarrow STO 01 \quad ; \quad H_1 \rightarrow STO 11 \\ Q_2 \rightarrow STO 02 \quad ; \quad H_2 \rightarrow STO 12 \\ Q_3 \rightarrow STO 03 \quad ; \quad H_3 \rightarrow STO 13 \end{array}$$

$$n \rightarrow STO 19. \quad , \quad e_{max} \rightarrow STO 17$$

$$N \rightarrow STO 08 \quad , \quad Q \rightarrow STO 00.$$

$$D \rightarrow STO 09.$$



## C H A P I T R E VIII

### PROTECTION DES CØDUITES .

#### 1) Protection contre le coup de belier .

##### - Présentation du problème .

Lorsque dans un écoulement en charge , en mouvement permanent ou non, il se produit des variations locales de débit ou de pression dues aux manoeuvres des vannes , arrêt ou mise en marche des pompes , il en résulte une modification générale du régime pré-existant des débits et pressions , on dit alors qu'il se produit le coup de belier . La variation du régime d'écoulement se manifeste par une variation des pressions qui se propagent sous forme d'ondes pouvant endommager la conduite par un éclatement (surpression) ou un écrasement (dépression) qui sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la

$$\text{formule : } c = \left( \frac{K/\rho}{1 + K.D/(E.e)} \right)^{1/2}$$

Où  $c$  = célérité de l'onde ( m/s ) .

$K$  = coefficient de compressibilité de l'eau =  $2,15 \cdot 10^9$  Pa

$D$  = diamètre de la conduite ( m ) .

$e$  = épaisseur de la conduite ( m ) .

$E$  = module d'élasticité de la conduite en P.V.C =  $2 \cdot 10^{10}$  Pa.

La valeur maximale du coup de belier peut être obtenue par le rapport :  $c \cdot V_0 / g$  .

où  $V_0$  = vitesse d'écoulement en régime permanent . ( m/s )

$g$  = accélération de la pesanteur =  $9,8 \text{ m/s}^2$

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées de point de vue protection contre le coup de belier , il en sera de même pour les conduites d'adduction gravitaire dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet dont les caractéristiques de fermeture sont connues dans le cas où la dépression et la surpression ne sont pas admissibles .

Pour palier à ce phénomène on utilise des équipements spéciaux destinés à la protection des installations .

## 2 - Moyens de protection des installations :

Supprimer totalement les effets du coup de belier paraît impossible ,mais il convient de chercher leur limitation à la valeur compatible avec la résistance des installations .

Les équipements anti-belier devront donc avoir pour effet :

- De limiter la depression.
- De limiter la surpression.

Les moyens de protection ne sont autre que des équipements variés déterminés ou bien choisis en fonction de la protection voulue des paramètres hydrauliques et géométriques des installations.

Ces équipements sont :

- Le volant d'inertie qui intervient dans la protection contre les dépressions .
- Les soupapes de décharges qui interviennent dans la protection contre les surpressions .
- Les réservoirs d'air et cheminée d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions .

Dans notre cas nous avons à étudier la protection contre le phénomène décrit ci-dessus sur les tronçons suivant :

Forage - bêche de reprise de 80 m<sup>3</sup> .

Bêche de reprise - réservoir de 700 m<sup>3</sup> .

Parmi les équipements cités le dispositif de protection par réservoir d'air est le procédé le plus répandu pour la protection des stations de pompage ,c'est un dispositif simple , relativement peu onereux , fiable et facilement controlable.

Nous préconisons d'une manière générale des réservoirs d'air à membrane où le contact air-eau ne sera pas direct mais séparé par une membrane simple et élastique.

Cette solution permettra d'éliminer la perte d'air par dissolution .

### 3) Réservoir d'air :

C'est une cuve cylindrique raccordée à la conduite de refoulement par une tubulure munie d'un dispositif d'étranglement ( diaphragme ) .

- Principe de fonctionnement du réservoir d'air :

En exploitation il contient de l'air et de l'eau à une pression sensiblement identique à celle du fonctionnement normal.

- Dans une première phase à la disjonction du groupe ~~la~~ pompe ne ~~fournissant~~ fournissant aucune énergie, 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 deuxième phase le phénomène inverse se produit et permet la réduction de la surpression afin de rendre cet effet plus marqué on interpose un dispositif d'étranglement entre le réservoir et la conduite . Ce dernier sera constitué d'un diaphragme qui donnera lieu à une perte de charge plus importante à l'entrée .

4) Calcul du réservoir d'air :

Les résolutions seront conduites par la méthode graphique de BERGERON dont les calculs seront facilités à l'aide du programme établi sur la ~~Fig~~ T.I 59 .

5) Méthode de BERGERON :

Elle consiste à déterminer par approximations successives les vitesses de l'eau dans la conduite de refoulement au niveau du réservoir d'air pendant les oscillations .

Les caractéristiques du réservoir d'air ( $U_0$  : volume en régime normal et son dispositif d'étranglement ) sont ~~déterminés~~ fixées au préalable .

L'intervalle de temps entre deux vitesses successives n'est autre que le temps d'aller-retour d'une onde :  $t_r = 2L/c$  .

Ayant fixé le volume initial ( $U_0$ ) et en partant d'une vitesse arbitrairement choisie ( $V_{2ip}$ ) comme vitesse finale de l'eau dans un intervalle de temps considéré .

On calcul alors à la ~~fois~~ fin de cet intervalle la pression dans le réservoir d'air , puis celle dans la conduite en ajoutant ou en retranchant les pertes de charge suivant le cas .

On vérifiera cette dernière sur l'épure en menant une horizontale passant par la valeur de la pression finale que cette droite bien  $c/A_c \cdot g$  au droit de la vitesse choisie .

Si le premier essai n'est pas concluant (valeur inadmissible) les calculs seront recommencés avec une autre valeur de  $V_{2ip}$ .

L'augmentation de  $U$  du volume d'air du réservoir (quand l'eau monte) ou sa diminution (quand l'eau descend) est exprimée par le volume correspondant de l'eau que ce réservoir écoule vers la conduite ou reçoit d'elle au cours du régime transitoire. Cette variation du volume d'air n'est autre que le produit de la section ( $A_c$ ) de la conduite par la vitesse moyenne ( $V_m$ ) pendant le temps ( $t_r$ ).

$$U_{(I)} = V_{m(I)} \cdot A_c \cdot t_{r(I)} \quad \text{où} \quad V_{m(I)} = (V_{(2I-1)P} + V_{2P(I)}) / 2$$

Le volume d'air est obtenu en ajoutant ou en retranchant  $U$  suivant que l'eau monte ou redescende (de ou vers) le réservoir

$$U_{(I)} = U_{(I-1)} + / - U_{(I)} ; \quad + U_{(I)} : \text{quand l'eau monte} . \\ - U_{(I)} : \text{quand l'eau redescend} .$$

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

$$Z(I) = Z'_0 \times U_0^{1,4} / U_i^{1,4} .$$

où  $Z'_0$  : pression dans le réservoir à l'arrêt ;  $Z' = H_0 - h_0 + 10$ .

$H_0$  : hauteur géométrique de refoulement .

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

$U_0$  : volume d'air du réservoir à l'arrêt .

Le dispositif d'étranglement choisi étant un diaphragme, nous permet d'avoir des pertes de charges négligeables à la montée par rapport à celles qui peuvent avoir lieu lors de la descente. Les pertes de charge dans le diaphragme s'expriment par : ( $\delta_r$ ) où  $\delta = c \cdot V^2 / 2 \cdot g$  avec  $\beta = c / 2 \cdot g$  .

Lors de la dépression et où la  $V > 0 \implies \delta_r = 0$  .

En cas de surpression et où la  $V < 0 \implies \delta_r = \beta V^2$  .

Selon la formule de Borda-Carnot :

$$\delta_r = \frac{V_t^2}{2 \cdot g} \times \left( \frac{A_t}{m \cdot A_d} - 1 \right)^2 .$$

D'après l'équation de continuité on aura :

$$V \cdot A_c = V_t \cdot A_t \implies V_t = \frac{A_c}{A_t} \cdot V$$

$$\delta r = \left( \frac{A_c}{A_t} \cdot V \right)^2 \cdot \frac{1}{2 \cdot E} \cdot \left( \frac{A_t}{m \cdot A_d} - 1 \right)^2$$

$$A_c / A_t = D_c^2 / D_t^2 ; \quad \frac{A_t}{m \cdot A_d} = \frac{D_t^2}{d^2} ;$$

$$\delta r = \frac{1}{2 \cdot E} \cdot \left( \frac{D_c^2}{D_t^2} \right)^2 \cdot \left( \frac{D_t^2}{m \cdot d^2} - 1 \right)^2 \cdot V^2$$

où  $A_c$  = section de la conduite de refoulement =  $\text{PI} \cdot D_c^2 / 4$  .

$A_t$  = section de la tubulure =  $\text{PI} \cdot D_t^2 / 4$  .

$A_d$  = section de l'orifice du diaphragme =  $\text{PI} \cdot d^2 / 4$  .

$m$  = coefficient de contraction de l'orifice de diaphragme tiré en fonction du rapport  $(dL/D_t^2)$  à partir du tableau ( Manuel d'hydraulique générale p.393 )

$V$  = vitesse de dans la conduite de refoulement correspondant à chaque intervalle de temps ( prise avec son signe ) .

$V_t$  = vitesse dans la tubulure à chaque intervalle correspondant .

En ce qui concerne les pertes de charges dans la conduite pour chaque intervalle de temps considéré , elles seront déterminées par :

$$\delta c = \alpha V \cdot |V| \quad \text{où} \quad \alpha = f \cdot L_E / ( D_c \cdot 2 \cdot E )$$

où  $L_E$  = longueur géométrique .

$f$  = coefficient de frottement .

6 ) Arrêt brusque ( tronçon bache de reprise - réservoir 700m<sup>3</sup> )

Données :

$$K = 2,15 \cdot 10^{+9} \text{ Pa} \quad m = 0,420$$

$$E = 2 \cdot 10^{10} \text{ Pa} \quad d = 0,075 \text{ m}$$

$$e = 0,006 \text{ m} \quad D_t = 0,125 \text{ m}$$

$$\xi = 0,0001 \text{ m} \quad L = 1300 \text{ m}$$

$$D_c = 0,25 \text{ m} ; \quad H_E + h_{atm} = 111 + 10 = 121,00 \text{ m} .$$

$$h_o = 2 \text{ m} ; \quad h_{asp} = 2,5 \text{ m} ; \quad U_o = 2 \text{ m}^3 ; \quad Q = 0,05591 \text{ l/s} .$$

Dans ce cas la célérité est de :  $c = 626,41 \text{ m/s}$  .

# calcul du Réservoir D'air.

intervalle de temps	Variation du Volume du $m^3$	Volume d'air $U$ $m^3$	Pression dans réservoir $Z$ (m)	Vitesse $V_{(z+1)R}$ m/s	P.d.c dans l'orifice $S_r = B \cdot z$	Pression dans la Cond + P.d.c	P.d.c au repoussant $S_c$	Pression dans la conduite sans P.d.c	Vitesse $V_{z1}$ m/s	Vitesse moyennes m/s	Vitesse choisies m/s	$Q_{air}$ l/s
0	0	1,93	122	0	0	128,14	7,14	121,00	1,14	-	-	55,91
10	0,2092	2,1437	105,72	0,6895	0	114,30	3,58	107,72	0,9143	1,0266	0,9143	44,879
20	0,1347	2,2754	97,25	0,0680	0	99,86	0,61	99,25	0,3788	0,6465	0,3788	18,59
30	0,0157	2,2911	96,32	-0,5164	1,29	99,39	-0,22	99,61	-0,2242	0,0773	-0,2242	-11,01
40	-0,0828	2,2083	101,41	-0,6623	8,93	110,86	-1,49	112,35	-0,5893	-0,4068	-0,5893	-28,93
50	0,1211	2,0872	109,75	-0,5364	9,24	119,45	-1,54	120,99	-0,5093	-0,5943	-0,5093	-29,42
60	-0,1046	1,9825	117,94	-0,3194	4,71	123,86	-0,78	124,65	-0,4279	-0,5136	-0,4279	-21,80
70	-0,0633	1,9192	123,42	-0,0677	0,96	126,22	-0,16	126,38	-0,1935	-0,3107	-0,1935	-9,50
80	-0,0136	1,956	124,66	0,19	0	126,68	0,02	126,66	0,0597	-0,0669	0,0597	29,33

La valeur pouvant être atteinte par le coup de belier est de :  $b = c \cdot V_0 / g = 626,41 \times 1,14 / 9,8 = 72,87 \text{ m}$  .

LA valeur de la surpression sans protection :

$$108,5 + 72,87 = 181,37 \text{ m} .$$

et celle de la surpression :

$$108,5 - 72,87 = 35,63 \text{ m} .$$

Résultats :  $Z'_0 = 116,50 \text{ m}$  ;  $Z_0 = 122,0 \text{ m}$  ;  $U_0 = 1,93 \text{ m}^3$  .  
 $Z'_0 \cdot U_0^{1,4} = 307,45 \text{ m}$  ;  $\varphi = 25,73$  ;  $E/c = 0,016 \text{ (1/s)}$

$$A_c = 0,0492 \text{ m}^2 ; \alpha = 4,28 ; A_c \cdot t_r = 0,204 \text{ (m}^2 \cdot \text{s)}$$

$$V_0 = 1,14 \text{ m/s} .$$

Le reste des calculs sont résumés dans le tableau qui suit.

Résultat du calcul :

Le volume maximal de l'air à l'arrêt brusque est de  $2,2911 \text{ m}^3$ .  
 Ce volume correspond à la fin de la phase de dépression.

- POUR plus de sécurité on prendra un réservoir d'air correspondant au volume maximal majoré de 25 % .

$$2,2911 + 0,25 \times (2,2911) = 2,86 \text{ m}^3 = 2,90 \text{ m}^3 .$$

- La pression minimale dans la conduite est de  $99,39 \text{ m}$   
 ceci correspondant à une dépression de

$$121,00 - 99,39 = 21,61 \text{ m} .$$

Lors de la phase de surpression le volume d'air occupe un volume de  $1,9560 \text{ m}^3$  correspondant à une pression dans la conduite de  $126,66 \text{ m}$  .  $126,66 - 99,39 = 27,27 \text{ m}$  .

- Calcul du volant d'inertie lors de l'arrêt brusque .

Tronçon : Forage - bache de reprise .

Données :

$$L = 425 \text{ m} ; D = 150 \text{ mm} ; S = 0,01766 \text{ m}^2$$

$$Q = 18,5 \text{ l/s} ;$$

e = épaisseur de la conduite = 6 mm .

$$H_E = 26,13 \text{ m} .$$

$$- \text{La célérité a pour valeur } c = \left( \frac{K/g}{1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}} \right)^{1/2}$$

Tout calcul fait on trouve

$$c = 763,58 \text{ m/s} .$$

La valeur maximale du coup de belier :  $b = c.V_0 / g$  .  
avec  $V_0 = Q / S = 0,0185 / 0,01766 = 1,05 \text{ m/s}$  .

$$b = 763,58 \times 1,05 / 9,8 = 81,81 \text{ m c e .}$$

La valeur de la surpression peut atteindre :  
 $H_g + b = 26,13 + 81,81 = + 107,94 \text{ m}$  .

La valeur de la dépression peut atteindre :  
 $H_g - b = 26,13 - 81,81 = - 55,68 \text{ m}$  .

D'où la nécessité de prévoir un anti-belier puisque on a une dépression de  $- 55,68 \text{ m}$  , serait inadmissible .

Comme moyen de protection contre le coup de belier on prévoit pour ce groupe l'accouplement au moteur d'un volant d'inertie.

C'est un moyen de continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide , malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps de l'arrêt de l'ensemble et de ce fait diminue l'intensité du coup de belier .

#### Calcul de l'amortissement du coup de belier grâce au volant d'inertie .

Le calcul de l'amortissement du coup de belier grâce à l'adjonction du groupe électropompe d'un volant d'inertie s'effectue en se donnant au départ les dimensions possibles de ce volant compte tenu de l'encombrement ~~xxx~~ qui en résulte en fonction de la place dont on dispose .

On vérifie ensuite si l'énergie du volant est suffisante c'est à dire si en définitive la dépression obtenue est acceptable en tout point du tracé .

Cette vérification s'effectuera par l'épure classique selon la méthode de BERGERON .



On fixe le type du volant dont la section est représentée sur la figure .

Le moment d'inertie "I" de ce volume de révolution par rapport à l'axe x'x est donné par la relation :

$$I = m \cdot K^2 \quad ( \text{KE} \cdot \text{m}^2 ) .$$

m : masse du volant .

K : rayon de giration .

Pour la section donnée sur la figure on a :

$$K^2 = ( R_1^2 + R_2^2 ) / 2 \cdot \text{PI}$$

$$\text{sa masse } m \text{ est : } m = \rho \cdot \frac{\pi}{4} ( D_2^2 - D_1^2 ) \times 0,15$$

où : masse volumique de l'acier = 7800 KE / m<sup>3</sup> .

x Tout calcul fait on aura m = 74,945 = 75 KE .

$$I = m \cdot ( R_1^2 + R_2^2 ) / 2 = 75 \times ( 0,14^2 + 0,2^2 ) / 2 = 2,235 \text{ KE} \cdot \text{m}^2$$

$$\Delta t = 2 \cdot L / c = 2 \times 245 / 763,58 = 1,11 \text{ s} .$$

La vitesse angulaire "w" en ( rd/s ) est donnée par :

$$w = 2 \cdot \text{PI} \cdot N / 60 \quad \text{où } N : \text{Nombre de tours par minute} .$$

La puissance absorbée par la pompe est de :

$$P = 1000 \times Q_0 \times H_0 \times 9,8 / \eta_j \quad ( \text{W} ) .$$

Le couple " C " exprimé en ( N.m ) vaut : C = P/w .

$$C = 1000 \times Q_0 \times H_0 \times 9,8 / \eta_j w .$$

Au moment de l'arrêt brusque du moteur le volant a accumulé une certaine énergie cinétique égale à :  $\frac{1}{2} \cdot I \cdot w^2$  .

La différence de l'énergie cinétique est  $\frac{1}{2}$  égale au travail élémentaire des forces appliquées :

$$d\left(\frac{1}{2} \cdot I \cdot w^2\right) = C \cdot w \cdot dt ; \text{ donc } dw = \frac{C}{I} \cdot dt .$$

Des différentielles passons aux différences finies :

$$\Delta w = \frac{C}{I} \Delta t = \frac{1,11}{2,235} \cdot C = 0,497 \cdot C \quad ( \text{N} \cdot \text{m} )$$

$$\Delta w = 4,97 \cdot C \quad ( \text{m} \cdot \text{da} \cdot \text{N} )$$

Tracé de la droite c/A.g ;

Ayant les valeurs de la célérité "c" et de la section de la conduite "A", on calcul le rapport  $c/A.g =$

$$c/A.g = 763,58/0,01766.9,8 = 4412,023 \text{ ( T.L}^{-2} \text{ ) .}$$

or  $c/A.g = b/q = 4412,023$  ; puisque  $b/q$  a aussi pour dimension ( T.L<sup>-2</sup> ), on peut écrire :  $b/q = 4412,023/0,0185$  ( de même dimension ) .

Echelle des b : 1 cm  $\longrightarrow$  2 m

$$81,81\text{m} \longrightarrow 40,91 \text{ cm .}$$

Echelle des q : 2 cm  $\longrightarrow$  1 l/s

$$37 \text{ cm} \longrightarrow 18,5 \text{ l/s .}$$

Donc la pente  $c/A.g$  sera de  $40,91/18,5 = 2,21$  à l'échelle de l'épure .

$$\implies \text{tg} \alpha = 2,21 \implies \alpha = 66^\circ 12' .$$

Résultat de calcul :

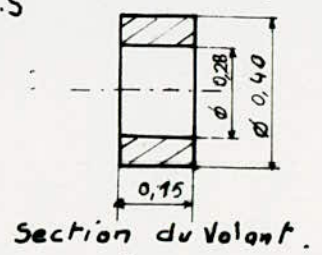
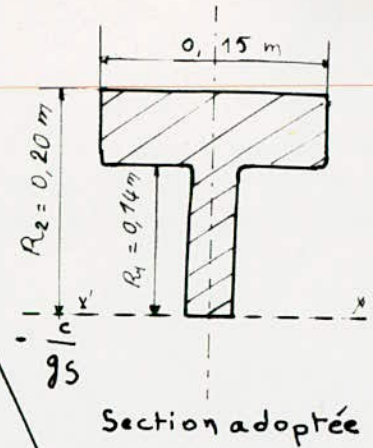
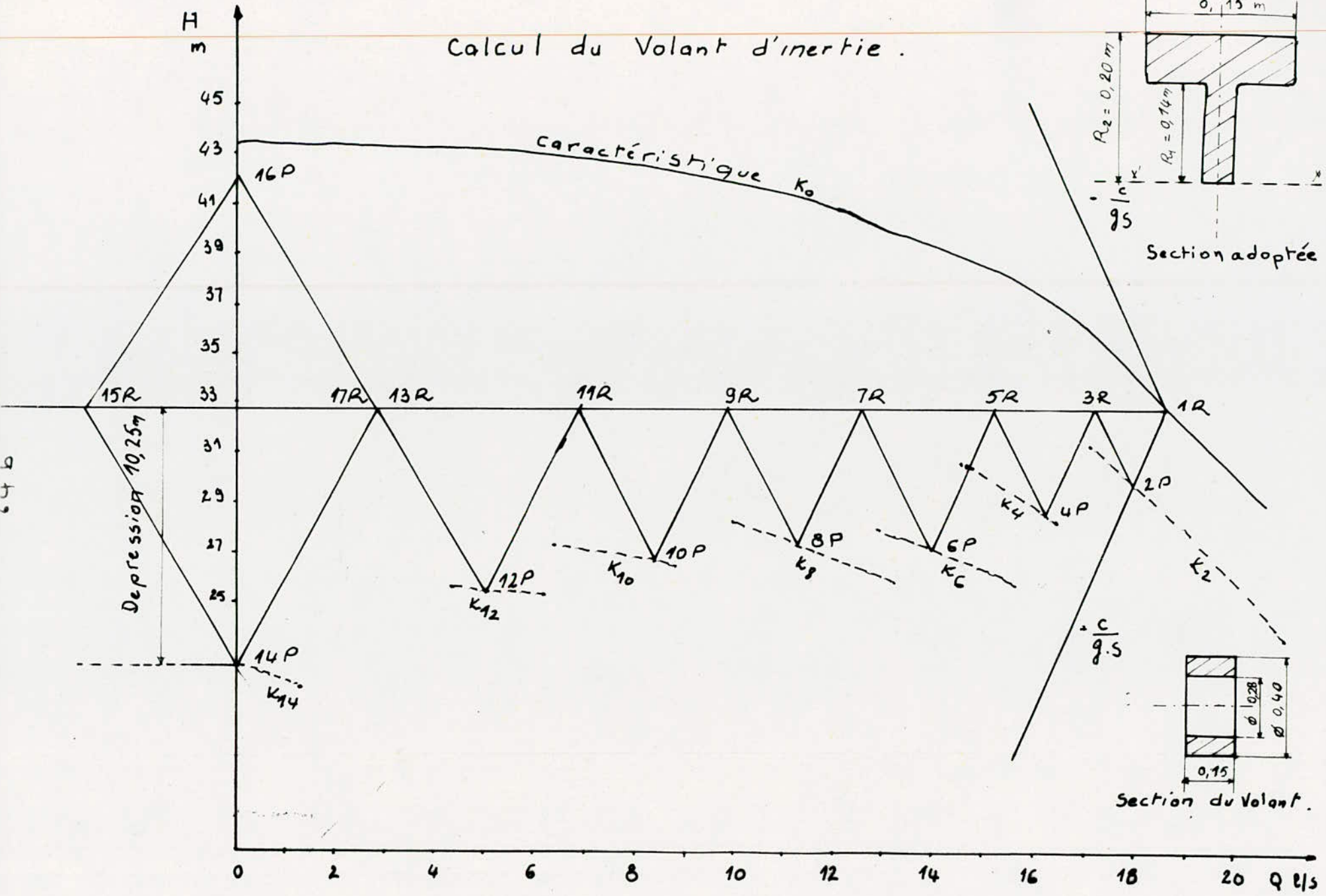
Dans le cas traité la dépression est de : 10,25 m d'EAU ce qui traduit que la pression minimale reste positif et elle est de : ~~14,9~~  $32,85 - 10,25 = 22,6 \text{ m.c.e}$

# Calcul D'un Volant D'INERTIE.

Temps	Vitesse Successives $w_t = w_0 - \Delta w$	$\left(\frac{w_t}{w_0}\right)$	$\left(\frac{w_t}{w_0}\right)^2$	Points quelconques relevés sur la Caractéristique à à la vitesse $w_0$ .				Points Correspondants de la Caractéristique $K_t$ à la vitesse $w_t$ : $q_t = q_0 \cdot \frac{w_t}{w_0}$ $h_t = h_0 \cdot \left(\frac{w_t}{w_0}\right)^2$				Rencontre de $K_t$ avec $+ a/g.s$		Valeurs du rendement p%	Valeurs du Couple $C = \frac{q \cdot h}{w_t \cdot f}$	$\Delta w = 4,97.C.$	
				$q_0$	$h_0$	$q'_0$	$h'_0$	$q_t$	$h_t$	$q'_t$	$h'_t$	$q$	$h$				
				0	$w_0 = 290,97$												
1	277,13	0,95	0,91	22	26	18	34,5	20,9	23,66	17,1	31,4	17,8	29,8	73	2,62	13,03	
2	264,1	0,91	0,82	16	37,37	18	34,5	14,5	30,6	16,38	28,3	16,3	28,5	72	2,44	12,14	
3	251,96	0,87	0,75	16	37,37	18	34,5	13,92	28,03	15,66	25,88	13,9	27,1	71	2,11	10,5	
4	241,96	0,83	0,69	12	40,97	16	37,37	9,96	28,26	13,2	25,78	11,2	27,2	70	1,80	8,96	
5	232,5	0,80	0,64	10	41,96	8	42,8	8	26,85	6,4	27,39	8,4	26,7	69	1,40	6,95	
6	225,55	0,78	0,6	8	42,8	6	43	6,24	25,68	4,68	25,8	5,1	25,3	67	0,85	4,24	
7	221,31	0,76	0,5	-	-	2	43,4	-	-	1,52	21,7	0	22,6	-	-	-	

642

# Calcul du Volant d'inertie.



## C H A P I T R E IX

POSE DES CONDUITES .

Les conduites peuvent être posées en terre , en galerie, sur le sol , sur les ouvrages d'art , dans le lit d'une rivière.

Dans notre cas on a :

- Pose en tranchée .
- Dans des galeries ( Traversée des routes )
- Traversée de pont .

1) Réalisation des tranchées : a) Largeur de la tranchée:

La pose en terre des conduites s'effectue dans une tranchée dont la largeur est en fonction du diamètre de la conduite.

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

où B : Largeur de la tranchée ( m ) .

$\varnothing$  : Diamètre de la conduite ( m ) .

Au droit des joints on doit pratiquer des niches , ( élargissement de la tranchée ) de façon à faciliter le raccordement .

## b) Profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée sera choisie de telle manière à tenir l'eau à l'abri de la chaleur extérieur en été , et de l'importance du gel en hiver .

La profondeur dépend du diamètre :  $H = \varnothing + h_1 + h_e$  .

H : Profondeur de la tranchée ( m ) .

$\varnothing$  : Diamètre de la conduite ( m ) .

$h_1$  : hauteur entre la surface du sol et la génératrice supérieur de la conduite ( m ) .  $h_1 = 1 \text{ m}$  .

$h_e$  : épaisseur du lit de sable : 10 à 20 cm .

Avant la mise en place des conduites, celles-ci seront triées de façon à éliminer les conduites fissurées et les nettoyer à l'intérieur de façon à enlever les corps étrangers (cailloux , bouteilles cassées ....) .

Le fond de la tranchée sera bien nivelé qui sera constitué de sable dépourvu de ~~pièces~~ pierres .

2 ) Essai du réseau :

Une fois les travaux de pose terminés on procède à un essai général du réseau , c'est à dire la mise en pression qui sera égale à la pression de service augmentée de 50 % pendant 30 min , les robinets et vannes de branchement étants fermés .

3 ) Remblaiement :

Le ~~branchement~~ de la tranchée pour des conduites En P.V.C doit se faire soigneusement par un lit de sable sur la génératrice supérieure , puis remblayer la tranchée par une couche de tout venant . Le reste de remblaiement sera achevé à l'aide de tout venant pilonnés et dépourvue de pierres ,sauf au niveau des robinets vanne qu'on doit aménager des niches pour la manoeuvre des vannes .

4 ) Traversée des routes :

Afin de protéger les conduites ,les traversées de routes doivent être limitées au maximum . Dans la traversée des routes on prévoit des galeries dans lesquelles les conduites seront posées et protégées contre les forces extérieures (passage des engins ... ) .

5 ) Traversée des ponts :

Lors de la traversée de la conduite sur le pont , on doit faire passer notre conduite en P.V.C dans une gaine en béton afin de la protéger contre les agents extérieurs .

6) Butées :

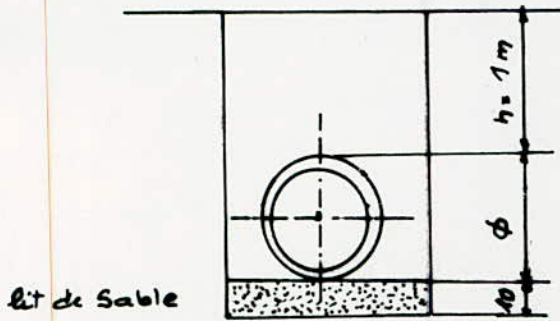
Dans les changements de direction ou dans les embranchements ,il y'a tendance sous la poussée exercée par l'eau à un déboitement des joints , on prévoit alors la construction des butées en béton qui par leur poids s'opposent à ces efforts .

7 ) Désinfection :

Avant la livraison de l'eau à la consommation publique il est recommandé de procéder à la désinfection du réseau . Cette dernière s'effectue soit au chlore soit au permanganate de potassium .

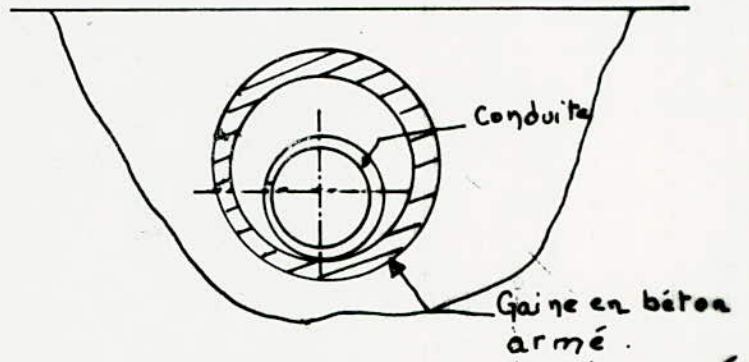
Remarque : La côte du fond de la tranchée d'une conduite d'A.E.P est plus grande que celle des eaux usées.

26'

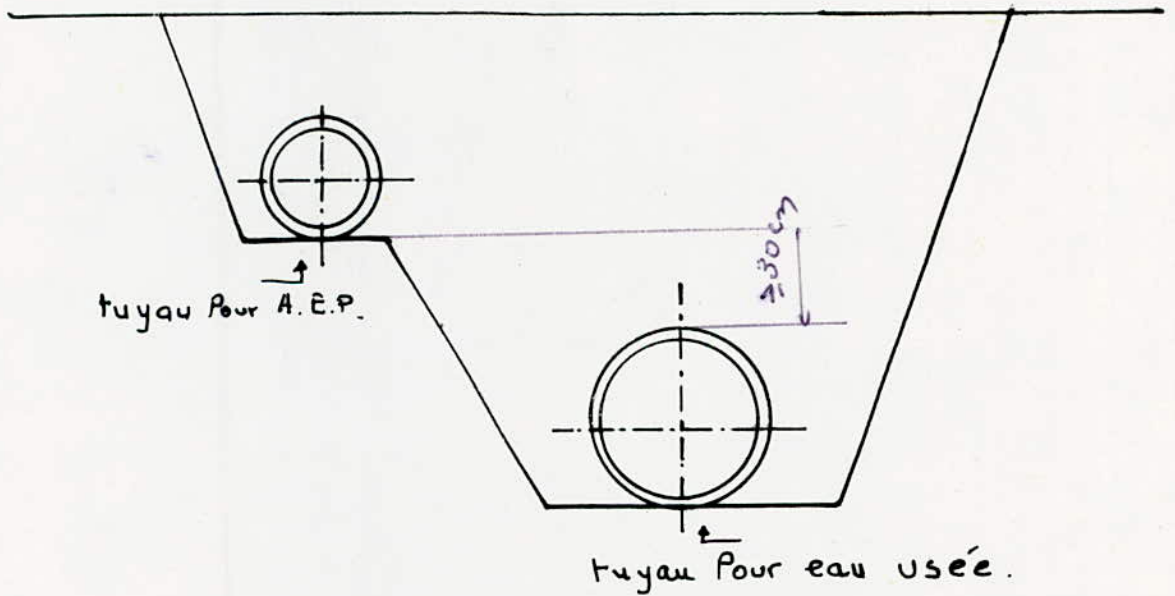


lit de Sable

Pose des Conduites en tranchée.



Pose des conduites en traversée de route.



tuyau pour A.E.P.

tuyau pour eau usée.

C H A P I T R E XASSAINISSEMENT .

## 1) Introduction:

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

## 2) Types d'eaux usées :

Les rejets de la commune d'ATTATBA sont en général e constitués des eaux ménagères et des de ruissellement urbain .

## 3) Situation actuelle :

La commune d'ATTATBA possède une galerie d'égoût qui est hors d'état de fonctionnement , le rejet des eaux usées se fait en trois point distincts , ce qui complique son acheminement vers la station d'épuration projetée .

## 4) Principe de construction du réseau:

La conception des bassins d'apports a été faite en fonction de la topographie de la commune , ce qui nous amène à diviser l'agglomération en cinq(5) bassins d'apports (A,B,C,D,E). Chacun de ces derniers est drainé par un égout qui versera dans les collecteurs principaux .

Dans notre cas , nous avons opté pour le système unitaire qui se composera de trois(3) collecteurs principaux C(1),C(2), et C(3) qui se connectent au point "e" .(Voir schéma).

Nous proposons la projection d'un déversoir d'orage sur le dernier collecteur qui sera raccordé à la station d'épuration.

## 5) 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 chimique du sol et des eaux transportées.

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



6) Conditions de transport des eaux ~~xxx~~ usées :

Les eaux usées d'origine domestique contiennent des matières en suspension décantables et des matières organiques .  
Il y aura donc lieu :

- D'éviter les dépôts en satisfaisant les conditions d'auto-curage ( vitesse minimale = 0,6 m/s ) .
- De ne pas dépasser la vitesse d'érosion .

## 7) Calcul du débit des eaux pluviales :

La valeur du débit d'eau pluviale provenant d'un bassin versant urbanisé est déterminé pour la région d'Alger par la méthode dite " Méthode superficielle " .

$$Q_0 = 520 \cdot I^{0,2} \cdot C^{1,11} \cdot A^{0,83} \quad (\text{pour 10 ans}).$$

où  $Q_0$  : débit brut exprimé en l/s .

I : pente ( m/m ) .

C : coefficient de ruissellement brut ( coefficient de proportionnalité de l'aire de perméabilisation ) .

A : Surface du bassin versant exprimé en ha .

$$C = \frac{\text{surface imperméabilisée}}{A} .$$

Limites d'application de cette formule :

- La pente doit être  $0,002 \leq I \leq 0,05$  m/m .
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0,2 et 1 .
- La surface totale inférieure à 200 ha (  $A \leq 200$  ha ) .
- Le coefficient d'allongement  $\left(\frac{E}{A}\right)^{1/2} \geq 0,8$

Si le bassin versant est très ramassé ou très allongé le débit brut  $Q_0$  sera corrigé .

$$Q_c = K \cdot Q_0 \text{ (l/s) où } K : \text{coefficient de correction .}$$

$$K = \left( \frac{4 \cdot A}{E} \right)^{0,3106}$$

où A : superficie du bassin versant en ha .

E : allongement du bassin versant en hectomètre .

Le débit brut est corrigé par K si  $E/(A)^{1/2} \geq 0,8$  ;  
mais si  $E/(A)^{1/2} < 0,8$  , alors on prend  $K = 1,8$  .

- ASSEMBLAGE DES BASSINS EN SERIE :

- La pente moyenne 
$$I_{\text{moy}} = \frac{\sum_{j=1}^n E_j}{\sum_{j=1}^n \frac{E_j}{I_j}}$$

où  $E_j$  : la somme des allongements des bassins .

$I_j$  : pente correspondant à chaque bassin .

- ASSEMBLAGE DES BASSINS EN PARALLELE :

- La pente moyenne équivalente :

$$I_{\text{moy}} = \frac{\sum_{j=1}^n I_j \cdot Q_j}{Q_{\text{cj}}}$$

- Coefficient de ruissellement pondéré :

$$C_j = \frac{\sum_{j=1}^n C_j \cdot A_j}{A_j}$$

$A_j$  = surface totale .

$C_j \cdot A_j$  : surface imperméabilisée .

8) Débit des eaux usées :

Dans notre projet les débits d'eaux usées sont évalués sur la base de la ~~x~~ consommation en eau potable estimée un jour de la plus forte consommation de l'année .

On considère que seul 80 % de ce volume aboutit dans le réseau d'égout :

$$Q_{\text{up}} = 0,8 \times d \times S \times q \times K_p \quad \text{l/s} .$$

$d$  : densité de la population 180 hab/ha .

$S$  : surface de la zone d'influence .

$q$  : consommation spécifique moyenne en eau potable

$$q = 206,4333 \text{ l/j/ha} .$$

$K_p = 2,22$  coefficient de pointe .

- En temps sec : le débit de toutes les eaux usées

$Q_u$  sera évacué vers la station d'épuration .

$$Q_u = \frac{0,8 \times 180 \times 106,25 \times 206,4333 \times 2,22 \cdot 10^{-3}}{24 \times 3600}$$

$$24 \times 3600$$

$$Q_u = 0,08015 \text{ M m}^3/\text{s} .$$

9) Calcul du déversoir d'orage :

$$Q_p = 3,8347 \quad (\text{voir tableau de calcul}) .$$

$$Q_u = 0,08015 \quad \text{m}^3/\text{s} .$$

- Débit par temps de pluie :

$$Q = Q_u + Q_p = 3,9149 \quad \text{m}^3/\text{s} = 3914,9 \quad \text{l/s} .$$

- Débit pleine section :

$$Q_{ps} = 4700 \quad \text{l/s} ;$$

- Débit par temps sec :  $Q_u = 80,20 \quad \text{l/s} .$

Etant donné qu'on a choisit le coefficient de dilution égale à 2, alors le débit à évacuer vers la station d'épuration sera :  $Q_{KI} = Q_u + 2 \cdot Q_u = 80,2 + 2 \times 80,2 = 240,6 \quad \text{l/s} .$

- Le débit allant vers l'exutoire sera de :

$$Q_o = Q_p - Q_{KI} = 3914,9 - 240,6 = 3674,3 \quad \text{l/s} .$$

Calcul du niveau d'eau dans le tuyau d'arrivée par temps de pluie :

$$\frac{Q_{tp}}{Q_{ps}} = \frac{3914,9}{4700} = 0,83 = r.Q .$$

Pour le débit entrant dans la station  $r.Q = \frac{Q_{KI}}{Q_{ps}} = 0,05119 .$

$$r.Q \quad \text{---} \quad r.h = 0,1 \quad \text{---} \quad h_{ts} = 160 \quad \text{mm} .$$

$h_{ts}$  : hauteur du seuil du déversoir

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

$$h = h_{tp} - h_{ts} = 1088 - 160 = 928 \quad \text{mm} .$$

Calcul de la longueur du seuil du déversoir (b) :

$$\text{le débit déversé est de : } Q_o = \frac{2}{3} \cdot b \cdot \mu (2.g)^{1/2} \cdot h_o^{3/2} .$$

$$\text{d'où } b = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_o}{(2.g)^{1/2} \cdot h_o^{3/2}}$$

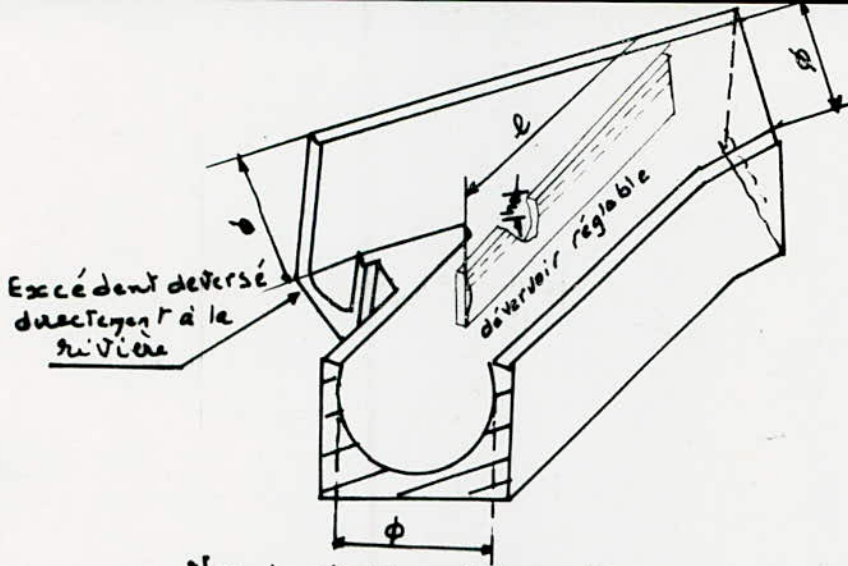
$$\text{avec } h_o = \frac{h}{2} = 464 \quad \text{mm} ; \quad \mu = 0,6 .$$

$$b = 6,56 \quad \text{m} \quad \text{avec une sécurité de } 50 \% \quad \text{on aura } b = 10 \quad \text{m} .$$

Bassin	bassin cumulé	A ha	C	I m/m	E hec	$Q_b$ m <sup>3</sup> /s	$Q/\sqrt{A}$	K	$Q_c$ m <sup>3</sup> /s	$Q_u$ m <sup>3</sup> /s	$Q_t$ m <sup>3</sup> /s
1		8,75	0,4	0,0179	3,35	0,509	1,13	1,42	0,7247	0,0066	0,7313
2		14	0,55	0,0105	3,80	0,9623	1,02	1,52	1,4661	0,0106	1,4767
	1-2	22,75	0,492	0,01295	3,80	1,3278	0,79	1,8	2,3899	0,0172	2,4071
3		7,00	0,4	0,018	2,00	0,4234	0,76	1,8	0,7622	0,0053	0,7675
	1-3	29,75	0,47	0,0144	5,80	1,61	1,06	1,48	2,3856	0,0225	2,4081
4		11,50	0,55	0,003	4,00	0,6362	1,18	1,39	0,8832	0,00872	0,8919
	1-4	41,25	0,493	0,0065	9,80	1,8982	1,53	1,18	2,2456	0,0312	2,2768
5		15,50	0,5	0,0083	6,00	0,8988	1,52	1,18	1,0641	0,01173	1,0758
	1-5	56,75	0,495	0,0071	15,80	2,5291	2,1	0,97	2,4555	0,0429	2,4984
6		8,25	0,4	0,002	4,75	0,3127	1,65	1,13	0,3519	0,00624	0,3581
	1-6	65	0,483	0,00489	20,55	2,5574	2,55	0,86	2,1997	0,0491	2,2488
7		12,5	0,55	0,00357	5,60	0,706	1,58	1,16	0,8160	0,00942	0,8254
8		8,75	0,4	0,018	5,75	0,5096	1,94	1,02	0,5187	0,00662	0,5253
	7-8	21,25	0,49	0,0069	11,35	1,0963	2,46	0,88	0,9635	0,01604	0,9795
	1-8	86,25	0,485	0,0055	20,55	3,3245	2,21	0,94	3,1222	0,0651	2,9835
9		20	0,4	0,006	5,00	0,8124	1,12	1,44	1,1659	0,01514	1,18104
	1-9	106,25	0,469	0,0054	25,55	3,8271	1,99	1,00	3,8347	0,0802	3,9149

Tronçons	$Q_r$ m <sup>3</sup> /s	$\phi$ mm	$I$ %	$S_p$ m <sup>2</sup>	$R_{ps}$ m	$60 \cdot R^{3/4}$	$V_{ps}$ m/s	$Q_{ps}$ m <sup>3</sup> /s	$rQ$	$rV$	$rH$	$V$ m/s	$H_0$ mm	$U = \frac{1}{10} Q_{ps}$ $U = 0,64_{ps}$
a-b	0,7313	700	2,1	0,38	0,175	16,23	2,35	0,9054	0,81	1,09	0,675	2,56	473	1,41
c-b	1,4767	1000	1,05	0,79	0,25	21,21	2,17	1,7072	0,86	1,13	0,70	2,45	700	1,30
b-g	2,4081	1000	2,8	0,79	0,25	21,21	3,55	2,7879	0,86	1,13	0,70	4,01	700	2,13
g-h	2,2768	1700	0,13	2,27	0,425	31,58	1,14	2,5847	0,88	1,14	0,72	1,30	1224	0,68
h-i	2,4984	1300	0,77	1,33	0,325	25,83	2,26	3,0081	0,83	1,11	0,68	2,51	884	1,36
i-e	2,2488	1600	0,21	2,01	0,4	30,18	1,38	2,7806	0,81	1,09	0,675	1,50	1080	0,83
c-d	0,8254	1000	0,357	0,79	0,25	21,21	1,27	0,9955	0,83	1,11	0,68	1,41	680	0,76
d-e	0,9795	800	1,8	0,50	0,20	17,94	2,41	1,2101	0,81	1,09	0,675	2,63	540	1,45
f-e	1,1810	1000	0,77	0,785	0,25	21,21	1,86	1,4619	0,81	1,09	0,675	2,03	675	1,12
e-sr	3,9149	1600	0,6	2,01	0,40	30,18	2,34	4,70	0,83	1,11	0,68	2,60	1088	1,40

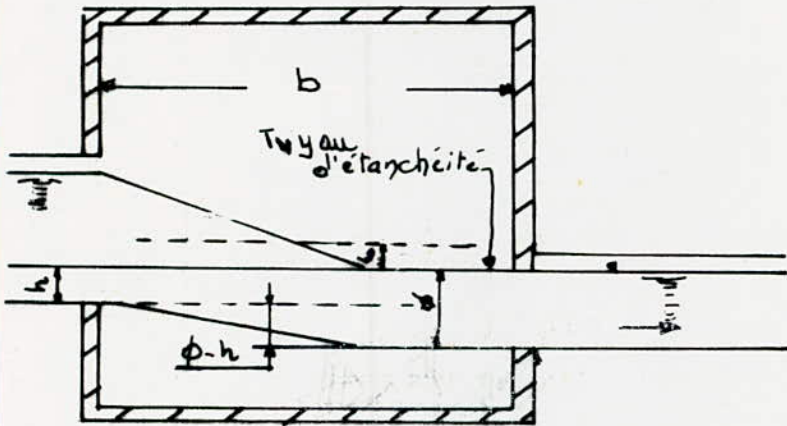
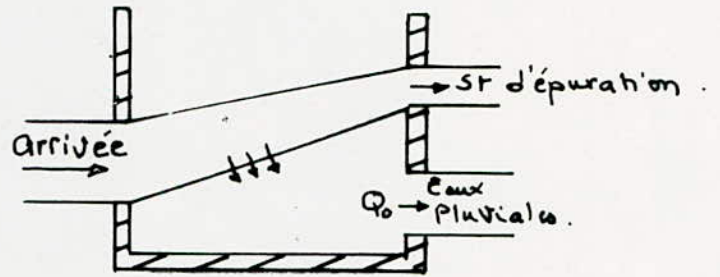
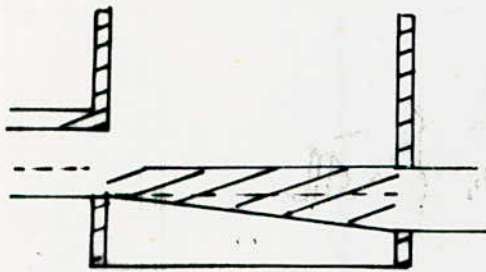
Tronçons	hauteur d'eau Ho mm	Diamètre de la Conduite mm	Longueur du tronçon m	Pente du Tronçon ‰ m	Perte de charge m	C O T E S		
						Sol m	Radier m	Piézométrique m
e	540	800	125	3,20	4,00	46	42,4	42,94
d'	540	800	450	1,80	8,10	50	46,4	46,94
d	680	1000	560	0,36	2,00	58	54,5	55,11
c						60	56,5	57,18
e	1080	1600	475	0,21	0,99	46	41,4	42,48
i	884	1300	600	0,77	4,62	45	42,4	43,36
h	1224	1700	400	0,13	0,52	50	47,02	48,07
g	700	1000	200	2,80	5,60	50	47,54	49,46
b	700	1000	380	1,05	4,00	56	53,14	53,84
c						60	57,14	57,84
b	473	700	335	2,10	7,04	56	53,14	53,72
a						63	60,18	60,65
e	675	1000	500	0,77	3,85	46	42,4	43,07
f						49	46,25	46,93



Vers la station d'épuration.

Déversoir d'orage précédant une station d'épuration.

- \*  $l$ : Longueur du déversoir.
- \*  $\phi$ : Diamètre.
- \*  $h_0$ : Hauteur de la lame déversante.



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

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

## 10) Equipements

### 10.1 - Les regards de visite :

Rôle : Leur rôle est de permettre l'accès aux canalisations pour les curages et d'assurer la ventilation des égouts .

Espacement : ils sont installés :

- A chaque jonction de canation .
- A chaque changement de direction .
- A chaque changement de pente .
- Dans les parties droites et en pentes régulières ;  
tous les 35 m ( égout non visitables ) .

Emplacement : ils seront placés dans l'axe de la canalisation .

Forme et constitution : La forme des regards dans notre projet est rectangulaire ,les parois seront constituées en béton armé . Le radier doit comporter une cuvette de hauteur au moins égale au rayon de la canalisation (diamètre des conduites 700 ) ,et deux plages inclinées à 10 % seront raccordées aux parois du regard .

Dans les regards de jonction ,les canalisations secondaires doivent être amenées sous un angle de 30° à la canalisation de manière à ne pas couper le flot de cette dernière .

### 10.2 Exploitation du réseau d'égout :

- Ventillation des égouts :

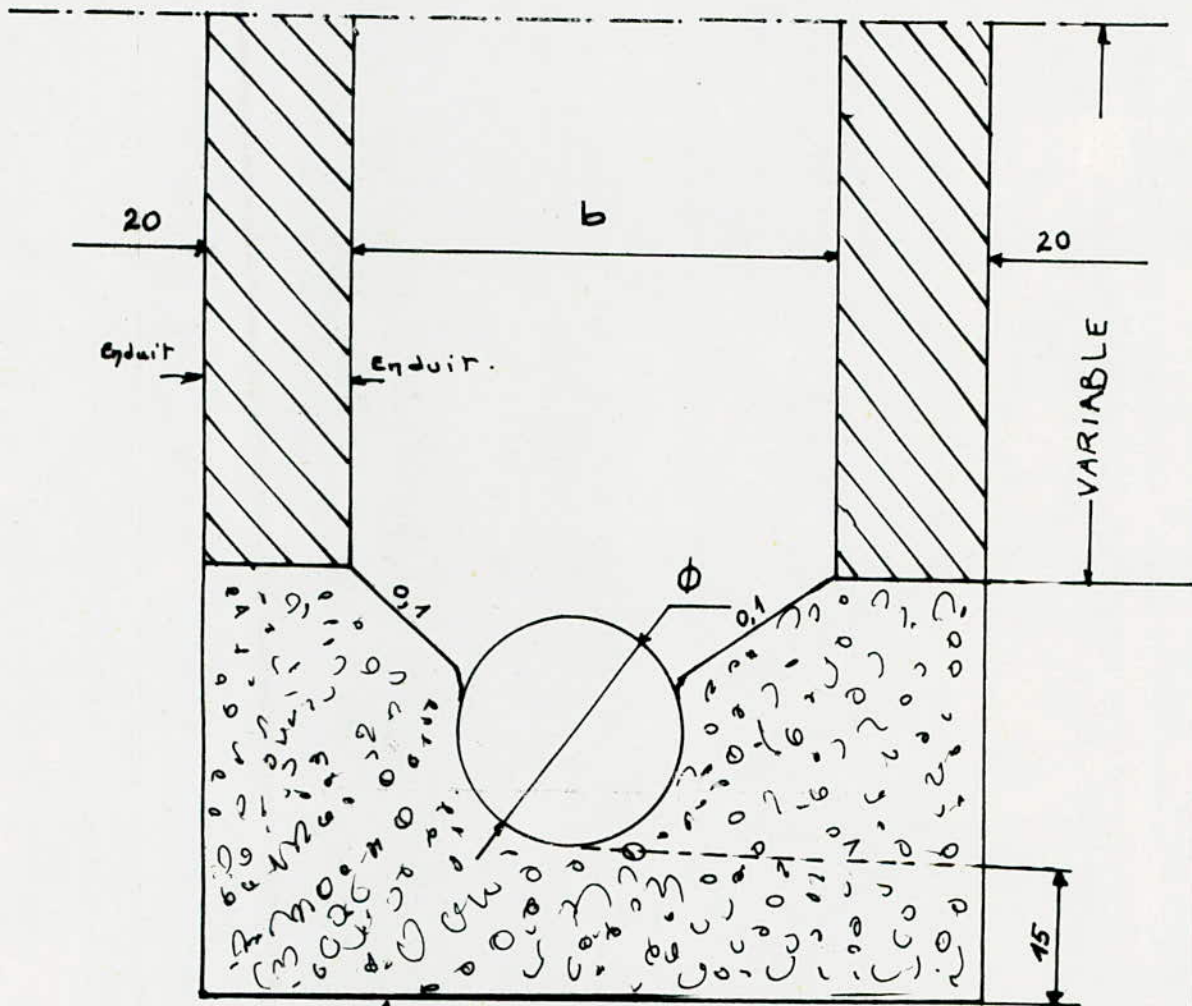
La meilleure garantie contre la fermentation putride des matières dont les ~~réservoirs~~ eaux sont chargées ,est la présence d'air dans les égouts . Cette ventillation s'operera:

- Par les tampons de regards munis d'orifices appropriés .
- Par les tuyaux de chute et les descentes des immeubles que doivent être prolongés en ventillation primaire à l'air libre.

- Curage des égouts :

Le meilleur moyen est de respecter les vitesses.  
Il existe plusieurs procédés pour le curage des égouts .





Radier en béton

REGARD DE VISITE

- ANCIENS PROCÉDES:

Le curage s'effectue au moyen ~~xx~~ d'un hériſson , sorte de balai circulaire auquel est imprimé un mouvement alternatif . Cette opération se fait entre deux regards consécutifs qui sont reliés au préalable , au moyen d'une cordelette huilée transportée par flotteur . Le procédé d'une boule en bois dur de diamètre très légèrement inférieur à celui de la canalisation soumise à une charge d'eau, peut être encore utilisée .

- Procédés modernes :

Le curage peut s'effectuer au moyen d'une cureuse à haute pression . Il existe trois modèles :

- Sur remorque avec citernes de 1000 litres .

- Sur faux-chassis destiné à être placé sur le plateau d'un camion ( citernes de 2000,3000,4000,et 5000 litres).

L'arrière de la cureuse est placé au dessus du regard de la canalisation par où descendra le tuyau à l'extérieur duquel est fixée une buse spéciale orientée au fond à contre-courant .

Une pompe débitant 100litres d'eau à la limite sous une pression de 70 à 80 bars est mise en marche ; la pression obtenue provoque une poussée vers l'intérieur de la canalisation. La buse entrant son tuyau d'alimentation qui se déroule sur un treuil .

L'opération se poursuit jusqu'au moment où la buse apparait dans le regard suivant .

Dans tous les cas les vases peuvent être évacués par une aspiration - vidangeuse ou par bennes preuncuses .

C H A P I T R E X IDEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DU RESEAU  
D'ASSAINISSEMENT .

1) Terrassement : Tranchée jusqu'à 6 m pour pose de canalisation en terrain de toute nature .

Le volume de terrassement est calculé d'après l'expression ~~sixtix~~ suivante :  $V_t = b \times h \times L$  avec  $b = 2 \times 0,3 + \phi$  m

b = Largeur de la tranchée .

h = Profondeur de la tranchée .

L = Longueur du tronçon .

Tronçon	Volume m <sup>3</sup>	Prix unitaire DA	P. total DA
f - e	2940	150,00	441.000,00
é - i	3762	"	564.300,00
i - h	3180,60	"	477.090,00
h - g	2502,40	"	375.360,00
g - b	851,20	"	127.680,00
b - c	1738,88	"	260.832,00
b - a	1238,82	"	185.523,00
c - d'	630	"	94.500,00
d' - d	3180,80	"	477.120,00
d - c	3136	"	470.400,00
total =	23158,70		3.473.805,00

2) Fourniture et mise en place d'un lit de sable d'épaisseur  $e = 0,1$  m pour pose de canalisation .

Le volume s'obtient de la manière suivante :

$$V_s = 0,1 \times b \times L$$

Le volume total est de : 696,93 m<sup>3</sup> .

Prix unitaire : 40,00 DA/ ml .

Prix total : 40,00 x 696,93 = 27.877,20 DA .

3) Remblai en terre tamisée pour enrobage de la canalisation jusqu'à 20 cm au dessus de la génératrice .

L'expression suivante nous donne le volume de remblai tamisé

$$V_{RT} = (\varnothing + 0,20) \times L \times b - V_c$$

où  $V_{RT}$  : volume de remblai tamisé . (  $m^3$  )

$\varnothing$  : diamètre de la conduite ( m )

L : longueur de la tranchée ( m )

b : largeur de la tranchée ( m )

$V_c$  : volume de la conduite (  $m^3$  )

Le volume total de remblai tamisé est de : 5319,41  $m^3$  .

Le prix unitaire est de : 30,00 DA/  $m^3$

Le prix total est de : 30 x 5319,41 = 159.582,21 DA .

4) Remblai mécanisé des tranchées avec la terre tout venant :

Le volume du remblai est donné par l'expression suivante:

$$V_R = (h - \varnothing - 0,1) \times L \times b .$$

où h = profondeur de la tranchée ( m ) .

LE volume total de remblai est de : 13226,6  $m^3$  .

Le prix unitaire est de : 20,00 DA/ $m^3$  .

Le prix total est de : 20 x 13226,6 = 264.532,00 DA .

5) Transport des déblais en excès sur un lieu distant de 2 Km maximum

$$V_{TD} = 1,2 \cdot V_D - V_s - V_c - V_{RT} - V_R$$

$V_D$  : volume de déblai .

$V_s$  : volume de sable .

$V_c$  : volume des conduites =  $\frac{\pi}{4} \cdot \sum_{i=1}^n D_i^2 L_i$

$$V_{TD} = 27790,44 - 696,93 - 4365,36 - 5319,41 - 13226,6 =$$

$$V_{TD} = 4182,14 \text{ } m^3 .$$

Le prix unitaire est de : 40,00 DA/  $m^3$

Le prix total est de : 40 x 4182,14 = 167.285,57 DA .

## 6) Remise en état des routes goudronnées avec compactage .

La surface à remettre en état est évaluée de la  
~~xxx~~ manière suivante :  $S = b \times L \text{ m}^2$

La surface totale est de : 2569,50 m<sup>2</sup> .

Le prix unitaire est de : 120,00 DA/ m<sup>2</sup> .

Le prix total est de : 120 x 2569,5 = 308.340,00 DA .

## 7) Fourniture et pose des canalisations :

Ø mm	L m	P.U DA/ml	P.TOTAL DA
700	335	970,00	324.950,00
1000	1640	1.360,00	2.230.400,00
800	575	1.100,00	632.500,00
1300	600	1.760,00	1.056.000,00
1600	475	2.100,00	907.500,00
1700	400	2500,00	1.000.000,00
Total =			6.241.350,00 DA

8) Construction des regards en béton armé dosé à 350Kg/m<sup>3</sup>  
 de ciment H.T.S y compris coffrage , ferrailage, tampon et  
 cadre en fonte :

diamètre mm	Quantité	P.U DA/U	P.T DA
700 à 1000	15	11.448,00	183.168,00
1100 à 1700	8	28.620,00	228.960,00
TOTAL =			412.128,00 DA

D'où le bilan total pour l'assainissement est de :

11.054.899,98 DA

**CONCLUSION :**

---

L'étude économique nécessite la connaissance détaillée de tous les composants que comporte un projet d'alimentation en eau potable et d'assainissement afin d'établir un métré réel .

Notons que l'absence de certaines pièces maitres - ses telles que le P.U.D , métré des travaux de Génie-civil et électro-mécanique nous ont poussé à anticiper certains éléments numériques , ainsi que l'insuffisance des ressources actuelles en eau .

Toutes fois notre étude donne un certain aperçu de l'étude técnico - économique réelle et qui peut toutefois guidés les promotions futures qu'ils sauront améliorer afin qu'elle puisse être un guide dans le domaine pratique .

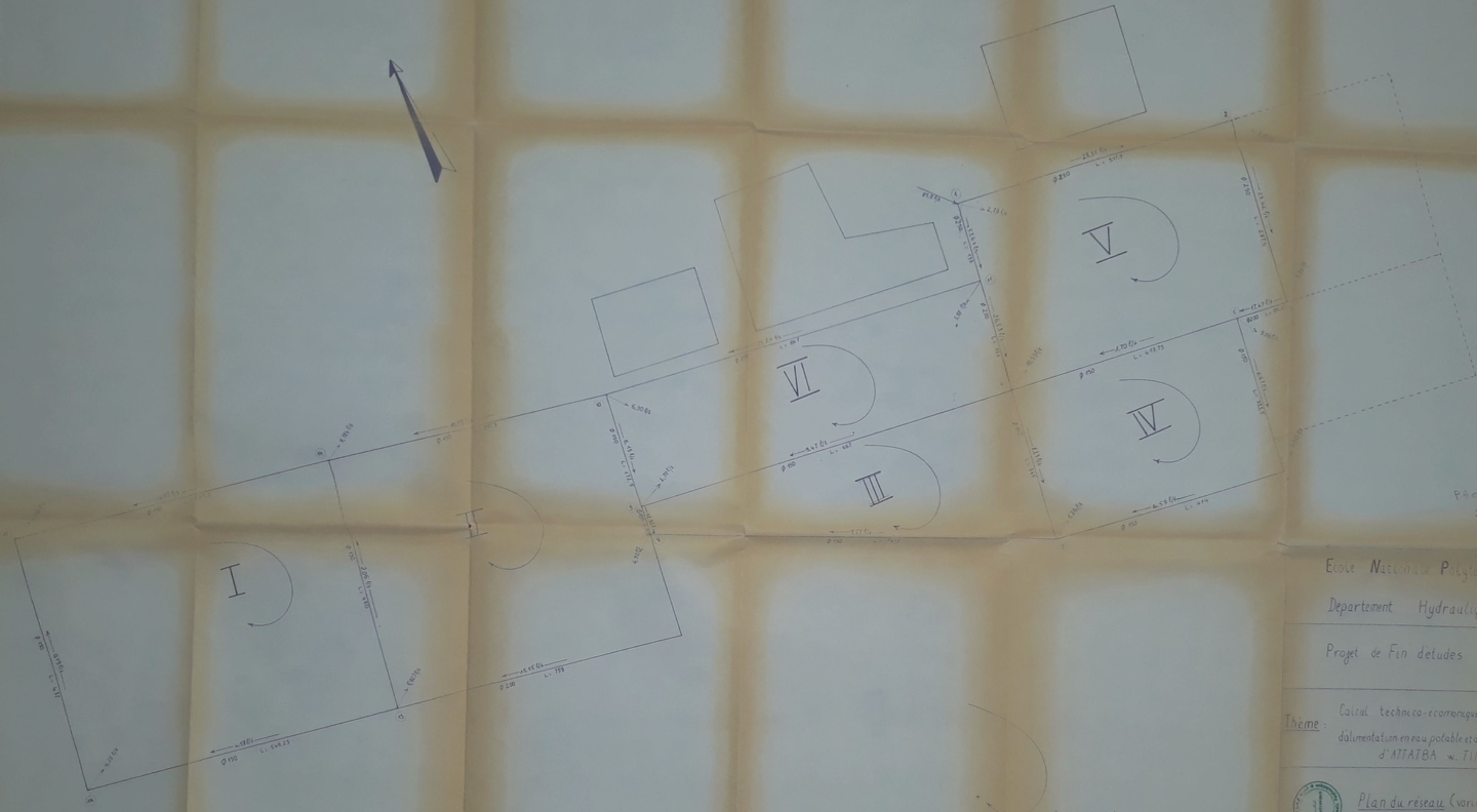
P L A N C H E S .

- PLANCHE N° I : Plan du réseau variante "A" .
- PLANCHE N° II : Plan du réseau variante "B" .
- PLANCHE N° III : Equipement du réseau "A" .
- PLANCHE N° IV / Equipement du réseau "B" .
- PLANCHE N° V : Plan du réseau principal d'assainissement .
- PLANCHE N° VI : ~~Plan du réseau~~ Profil en long du réseau  
d'assainissement .
- PLANCHE N° VII : Profil en long de la conduite d'adduc-  
tion .
- PLANCHE VIII : Plan topographique plus tracé de  
l'adduction .

B I B L I O G R A P H I E .

- J. BONNIN : Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance  
( Eyrolles : 1977 )
- A. DUPONT : Hydraulique urbaine ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tomes II & III  
( Eyrolles : 1979 )
- A. LENCASTRE : Manuel d'hydraulique générale .  
( Eyrolles : 1982 )
- C. GOMELLA & H. GUERREE : La Distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales .  
( Eyrolles : 1980 )
- M. CARLIER : Hydraulique générale et appliquée .  
( Eyrolles : 1980 )
- Cours d'assainissement urbaine université d'Alger .O.P.U.
- C. GOMELLA & H. GUERREE : Les eaux usées dans les agglomérations urbaines et rurales Tomes I & II .  
( Eyrolles : 1979 )
- Catalogue des pompes : Electro-pompe .
- G. LAPRAY : Cours d'hydraulique III ( polycopié ) .





PA00196  
1

Ecole Nationale Polytechnique  
 Departement Hydraulique  
 Projet de Fin d'etudes

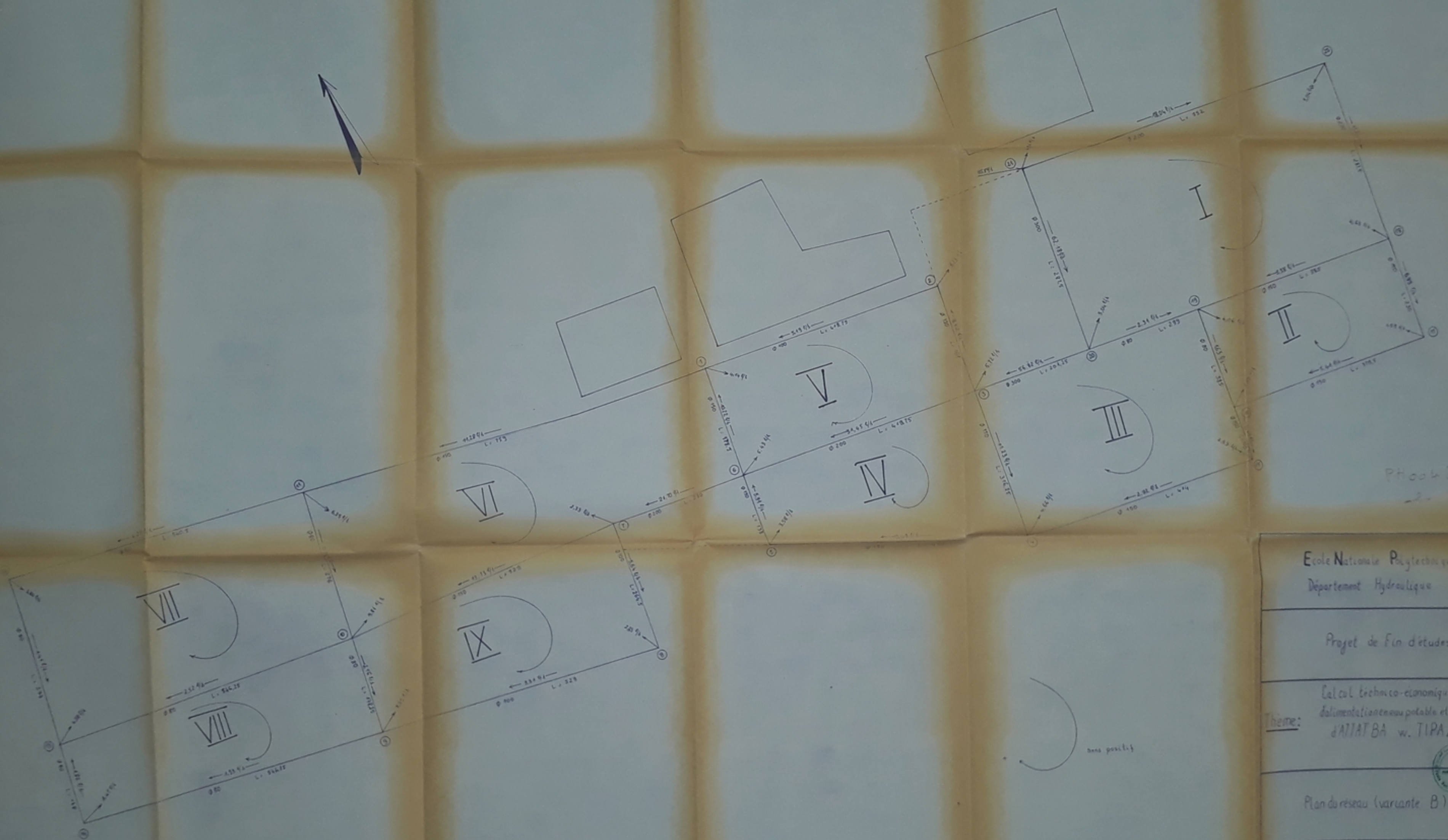
Thème : Calcul technico-économique des réseaux  
 d'alimentation en eau potable et dessalement  
 d'ATTATBA w. TIPAZA



Plan du réseau (variante A)

Proposé par	SETHYAL	Planche N° 1	Echelle : 1/1000
Dessiné par	A. AOUZ M. LAOUSSET		
Contrôlé par	B. SAÏKH O. BOUDJAT		

Sens positif de la maille

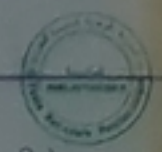


Phooc 30  
2

Ecole Nationale Polytechnique  
Département Hydraulique

Projet de Fin d'études

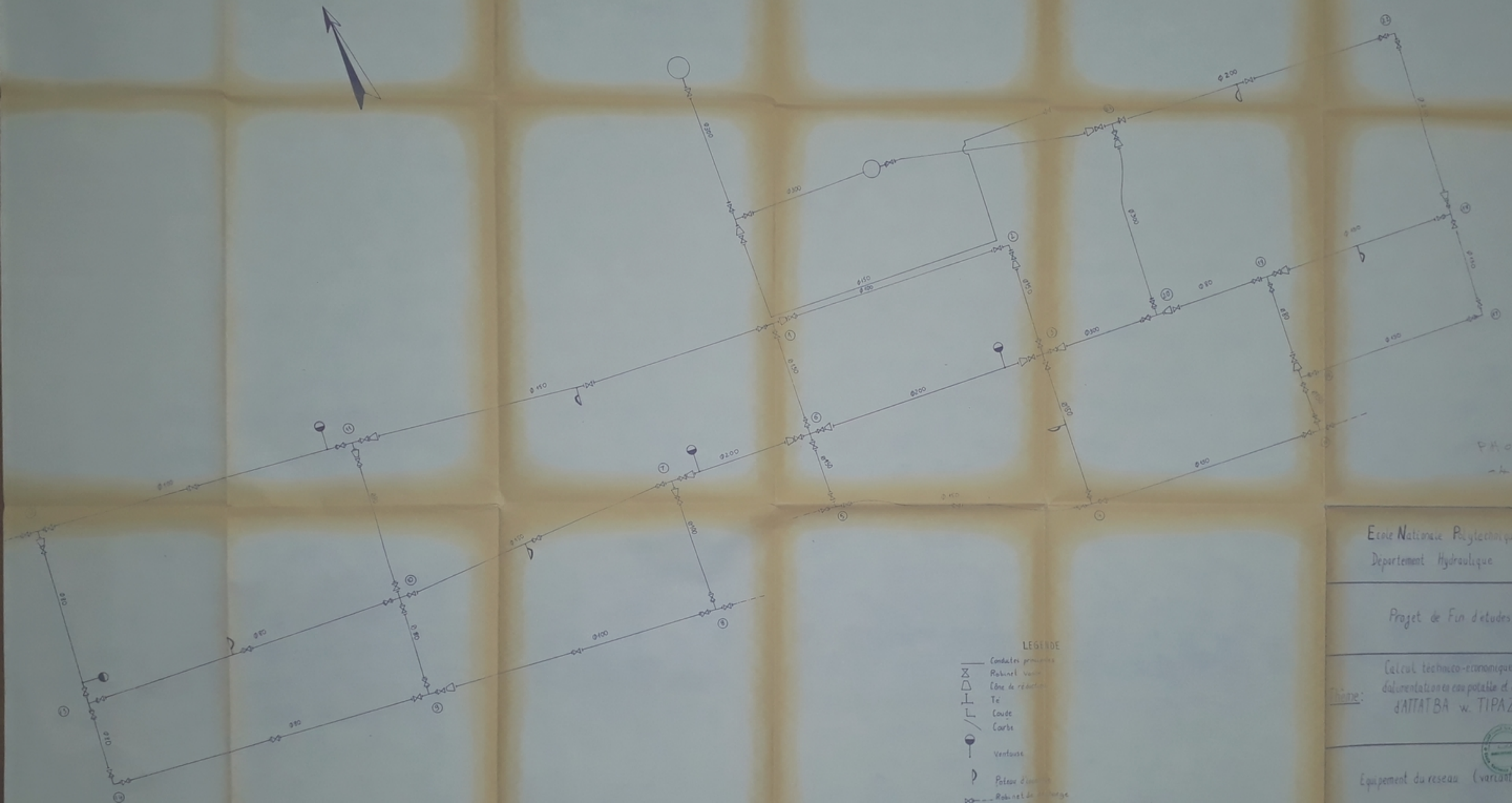
Thème: Calcul technico-économique des réseaux  
d'alimentation en eau potable et assainissement  
d'ATTATBA w. TIPAZA



Plan du réseau (variante B)

Travaux par	SETHYAL	Plancher n° 2	Echelles: 1:1000	
Revisé par	A. BOUZ M. LAOUËT			Date: 25 mai 1970
Approuvé par	B. SALAH D. BOUZAL			Projet n° 100





PH 004 36  
-A-

- LEGENDE
- Conduites principales
  - Robinet vanne
  - Cône de réduction
  - T<sub>e</sub>
  - Coude
  - Courbe
  - Ventouse
  - Pole de décharge
  - Robinet de décharge
  - Passage sous une autre conduite
  - Croix
  - Réservoir

Ecole Nationale Polytechnique  
Département Hydraulique

Projet de Fin d'études

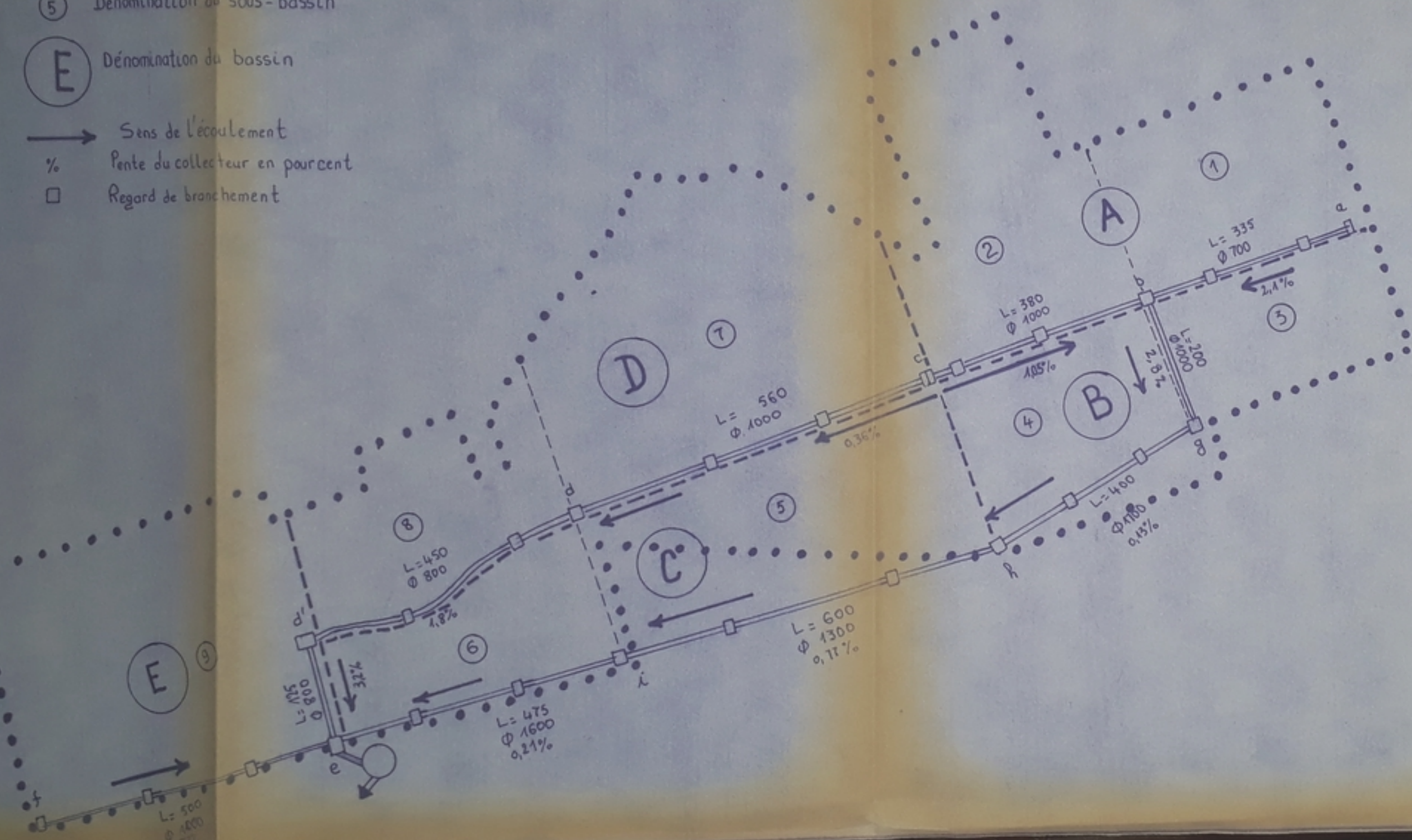
Thème: Calcul technico-économique des réseaux  
d'alimentation en eau potable et assainissement  
d'ATTATBA w. TIPAZA

Equipement du réseau (variante B)

Travaux par	SETHYAL	Planche n° II	Echelle: 1/2000
Travaux par	A. ABUZ M. LADUSSET		Date: 25 Dec. 1975
Travaux par	B. SALAH O. BENDJEL		Présenté par Souscrit 44

# LEGENDE

- Limite de la ville
- Limite du bassin
- Limite du sous-bassin
- ⑤ Dénomination du sous-bassin
- ⓔ Dénomination du bassin
- Sens de l'écoulement
- % Pente du collecteur en pourcent
- Regard de branchement



Ecole Nationale Polytechnique  
 Département Hydraulique

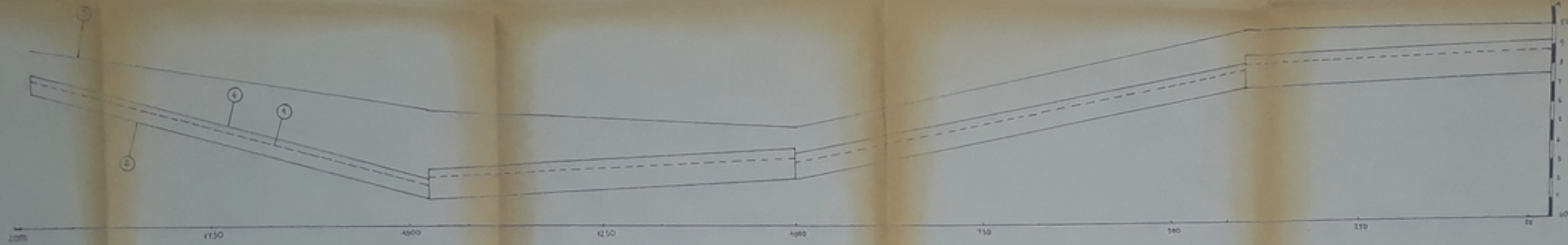
Projet de Fin d'études

Thème: Calcul technico-économique des réseaux d'alimentation en eau potable et assainissement d'ATTATBA w. TIPAZA



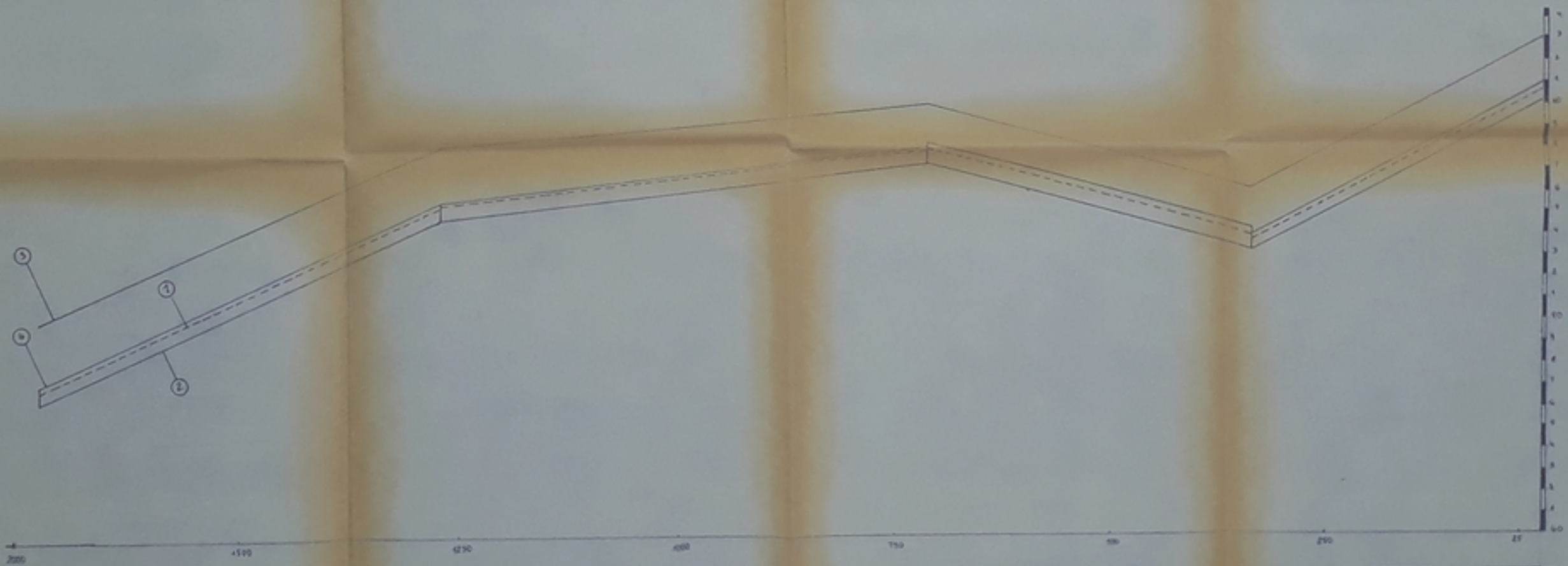
Plan du réseau principal d'assainissement

Proposé par	SETHYAL	Plancher n° V	Echelle: 1/5000
Dressé par	A. AOUIZ M. LAOUISSET		Date: 25. Dec. 1985
Contrôlé par	B. SALAH O. BOUDENE		Promotion Janvier: 86



Tronçons	K	L	M	N	J
Diamètre (mm)	700 mm	700 mm	700 mm	700 mm	700 mm
Distance partielle (m)	500	475	600	600	600
Distance cumulée (m)					
Côte du terrain naturel (m)	1.00	1.50	1.00	0.50	0.50
Côte du radier (m)	1.00	1.50	1.00	0.50	0.50
Pente du radier ‰	0.17	0.11	0.17	0.11	0.11
Côte piéométrique (m)	1.00	1.50	1.00	0.50	0.50

- ① ligne piéométrique
- ② coteur du collecteur
- ③ terrain naturel
- ④ géométrie supérieur du collecteur



Tronçons	K	L	M	N	J
Diamètre (mm)	800 mm	800 mm	800 mm	800 mm	800 mm
Distance partielle (m)	450	560	580	555	555
Distance cumulée (m)					
Côte du terrain naturel (m)	1.00	1.50	1.00	0.50	0.50
Côte du radier (m)	1.00	1.50	1.00	0.50	0.50
Pente du radier ‰	0.22	0.36	0.17	0.11	0.11
Côte piéométrique (m)	1.00	1.50	1.00	0.50	0.50

PH 004 80  
- 06 -

Ecole Nationale Polytechnique  
Département Hydraulique

Projet de Fin d'études

Thème: Calcul techno-économique des réseaux  
d'alimentation en eau potable et assainissement  
d'ATTATBA w. TIPAZA

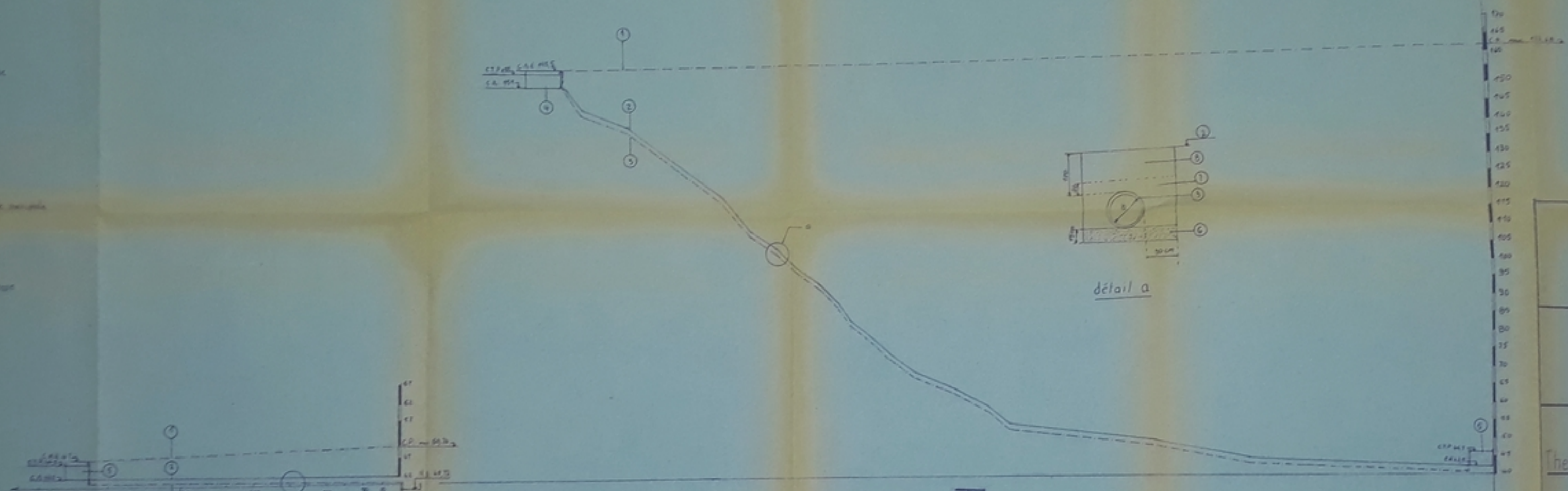


Profil en long du réseau d'assainissement

Proposé par	SETHYAL	Planche N° 11	Echelles 1:1000 1:500
Dessiné par	A. BOUZ M. LAOUJET		
Contrôlé par	D. SALAH D. BOUDINE		Promotion Janvier 80

**LEGENDE**

- ① Ligne piezométrique
  - ② Terrain naturel
  - ③ Conduite
  - ④ Réservoir perché
  - ⑤ Bâche de reprise
  - CTP côté très peu
  - CA côté au centre
  - CAS côté à l'extrême
  - L.P. ligne piezométrique normale
- I** profil
- II** section
- ⑥ lit de sable pour joint
  - ⑦ Terre tassée
  - ⑧ Tout venant



941004 85  
- of -

Ecole Nationale Polytechnique  
Département Hydraulique

Projet de Fin d'études

Theme: Calcul technico-économique des réseaux  
d'alimentation en eau potable et assainissement  
d'ATTATBA w. TIPAZA

Profil en long de la conduite d'adduction






Tronçons	a	b
Pentes des conduites	0,0012	
Diamètre des conduites	150 mm	
Longueurs partielles	425	
Longueurs cumulées		
Cotes du terrain naturel		
Cotes des conduites		
Cotes piezométriques		

Forage	Tronçons	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	n	o	p	q	r	s	t	u	v	w	x	y	z	
	Pentes des conduites	0,00	0,075	0,00	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	
	Diamètre des conduites	250 mm																										
	Longueurs partielles	15	60	0,5	30	30	50	20	20	15	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	Longueurs cumulées	15	75	75,5	105,5	135,5	165,5	185,5	205,5	220,5	230,5	240,5	250,5	260,5	270,5	280,5	290,5	300,5	310,5	320,5	330,5	340,5	350,5	360,5	370,5	380,5	390,5	400,5
	Cotes du terrain naturel	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167
Cotes des conduites	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	
Cotes piezométriques	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	167	

Élaboré par	SETHYAL	Plancher n° VII	Echelle: M 1/2000
Dessiné par	A. ADJIZ M. LAOUSSET		Date: 25.06.1985
Contrôle par	B. SELAH D. BOUDINE		Promotion Janvier 86

Tracés des conduites d'adduction et  
emplacements de la bache de reprise

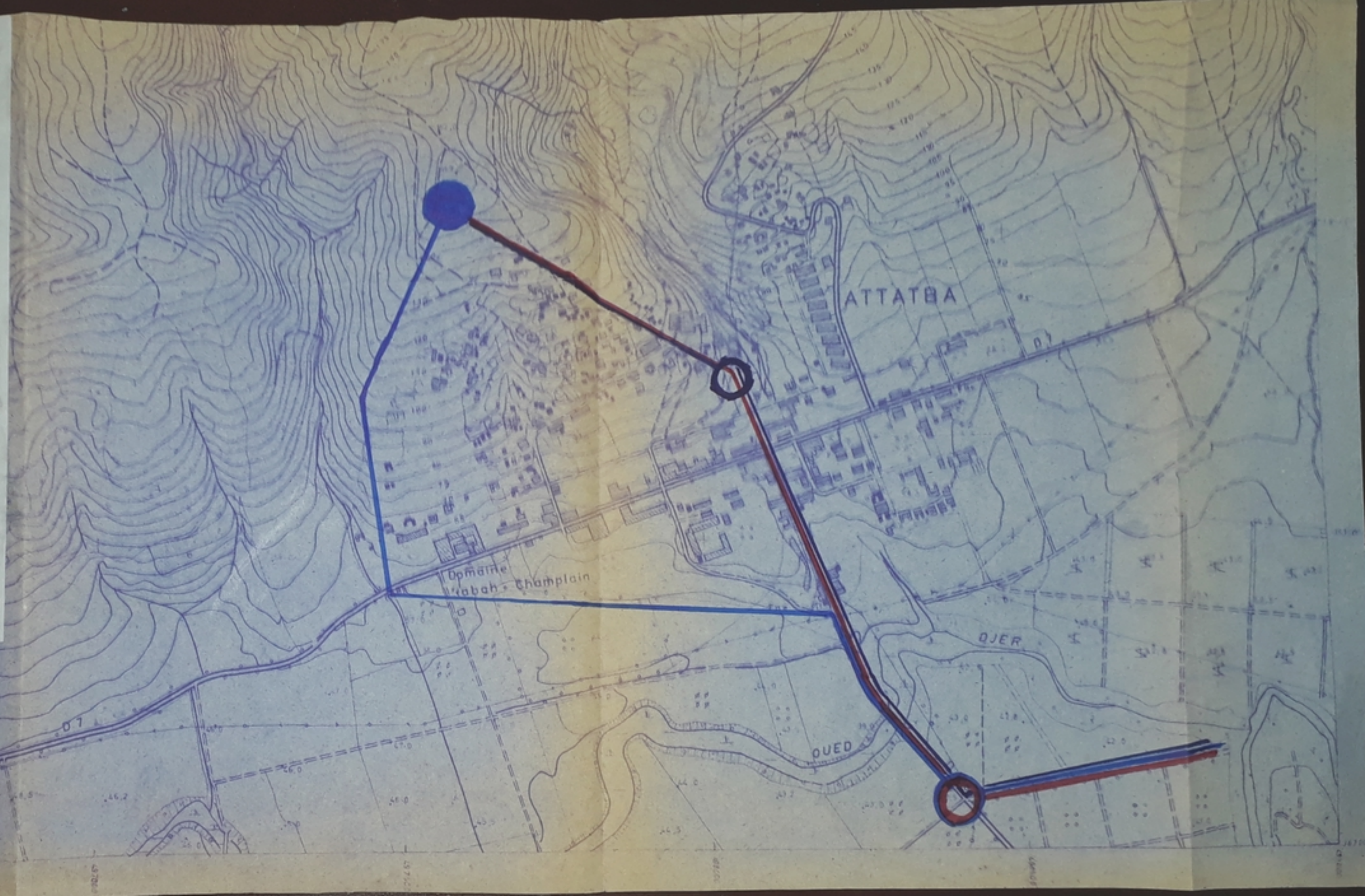
Légende

-  Variante A
-  Variante B
-  Variante C
-  Reservoir
-  bache de reprise.



PH 00486

-08-







# SAHEL



