

وزارة التعليم والبحث العلمي
المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

المكتبة

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

THEME

**Alimentation en Eau Potable
et Assainissement de la
Koudia Sud
Z. H. U.N. TLEMCEN**

4 PLANS

Proposé par :
D.H. W. TLEMCEN

Etudiée par :
F. HAMZA-CHERIF
A. BENZERDJEB

Dirigé par :
Dr A. PIMENOV

Promotion Juin 1985

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

»O«

وزارة التعليم والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

»O«

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

»O«

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

THEME

**Alimentation en Eau Potable
et Assainissement de la
Koudia Sud
Z. H. U.N. TLEMCEN**

Proposé par :
D.H. W. TLEMCEN

Etudiée par :
F. HAMZA-CHERIF
A. BENZERDJEB

Dirigé par :
Dr A. PIMENOV

Promotion Juin 1985

-o- D E D I C A C E S -o-

Je dédie ce modeste ouvrage en signe de respect
et de reconnaissance.

- A mon père,
- A ma mère,
- Pour tous les sacrifices consentis à mon égard pour
que je réussisse et avec toutes mes reconnaissances
pour les aides mauraux et matériels dont j'ai bénéficié de leur part.
- A mes frères et soeur.
- A ma grand- mère et sa soeur.
- A mes cousins et mes cousines, en leurs souhaits
beaucoup de bonheur et réussite dans leurs vies.
- A toute ma famille.
- A tous mes amis.
- A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma
formation.

A. BENZERDJEB

- D E D I C A C E S -

Je dédie ce modeste travail au signe de respect et de reconnaissance A :

- Mon père que j'admire et pour tous les sacrifices consentis à mon égard.
- Ma mère pour son soutien moral.
- Mes frères et sœurs.
- Mes Beau-frères et belle soeurs.
- Mes neveux et nièces.
- Ma grande mère.
- Toute ma famille (oncles et tantes, cousins et cousines)
- Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.
- Tous mes amis.

F. HAMZA CHERIF

-o- R E M E R C I M E N T S -o-



Au terme de cette modeste étude, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements à Monsieur PIMINOW notre promoteur pour sa contribution à l'élaboration de cette thèse. Nous remercions également tous les professeurs qui ont contribué à notre formation et notre entière reconnaissance à nos amis pour leurs aides à l'élaboration de ce mémoire.

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

T A B L E D E S M A T I E R E S
o o o

*I.ere Partie - A.E.P *

<u>CHAPITRE I</u> : - GENERALITES	Page
I. 1 - INTRODUCTION.....	1
I. 2 - SITUATION DE LA ZHUN DANS L'AGGLOMERATION.....	1
I. 3 - SITUATION TOPOGRAPHIQUE.....	1
I. 4 - SITUATION CLIMATIQUE.....	1
<u>CHAPITRE II</u> : - DEMOGRAPHIE	
II. 1 - STRICTURES D'HABITATS.....	4
<u>CHAPITRE III</u> : - ETUDE DES BESOINS EN EAU	
III. 1 - ESTIMATION DES BESOINS EN EAU.....	6
III. 2 - TABLEAU RECAPITULATIF DES DIFFER. BESOINS.....	8
<u>CHAPITRE IV</u> : - ETUDE DES RESSOURCES	
IV. 1 - FORAGE PROJETE.....	9
<u>CHAPITRE V</u> : - ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LES VARIATIONS DES DEBITS.	
V. 1 - COEFFICIENT JOURNALIER, K_j	9
V. 2 - COEFFICIENT HORAIRE, K_h	9
V. 3 - COEFFICIENT DE POINTE, K_p	10
<u>CHAPITRE VI</u> : - RESERVOIRS	
VI. 1 - ROLE DES RESERVOIRS.....	11
VI. 2 - CAPACITE DU RESERVOIR.....	11
VI. 3 - METHODE DE CALCUL.....	11
VI. 4 - ENPLACEMENT DU RESERVOIR PROJETE.....	12
VI. 5 - DETERMINATION DU DIAMETRE DU RESERVOIR.....	12
VI. 6 - EQUIPEMENTS DU RESERVOIR.....	18
<u>CHAPITRE VII</u> : - ADDUCTION	
VII. 1 - CHOIX DU TRACE.....	21
VII. 2 - CHOIX DU TYPE DU TUYAU.....	21
VII. 3 - ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DES ϕ DE REFOULEME.....	21
VII. 4 - CALCUL DE L'ADDUCTION " FORAGE - RESERVOIR ".....	27
VII. 5 - ETUDE ET CHOIX DES POMPES.....	29

CHAPITRE VIII : - PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE
COUP DE BELIER

VIII. 1	- PRESENTATION DES PROBLEMES.....	38
VIII. 2	- EQUIPEMENTS ET MOYEN DE PROTECTION.....	39
VIII. 3	- ETUDE DU COUP DE BELIER EN REFOULEMENT.....	39
VIII. 3.1	- Arret brusque du groupe electropompe.....	40
VIII. 3.2	- Demarrage du groupe electropompe.....	47
VIII. 3.3	- Dimensionnement du reservoir d'air.....	48

CHAPITRE IX : - DISTRIBUTION

IX. 1	- CHOIX DU TYPE DE RESEAU.....	53
IX. 2	- DETERMINATION DES DEBITS AU NOEUDS.....	53
IX. 3	- CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION.....	53
IX. 4	- CALCUL DES PRESSIONS AU SOL.....	58
IX. 5	- EQUIPEMENTS DU RESEAU DE DISTRIBUTION?.....	60

CHAPITRE X : - PROTECTION CONTRE LA CORROSION

X.1	- PROTECTION DES CONDUITS CONTRE LA CORROSION.....	63
X. 1.1	- Corrosion interne;;;;;.....	63
X. 1.2	- Corrosion externe.....	63

CHAPITRE XI : - POSE DES CONDUITES

XI. 1	- STOCKAGE ET APPROVISIONNEMENT.....	66
XI. 2	- POSE DES CONDUITES EN TRANCHEES.....	66
XI. 3	- MODALITES ET PRECAUTIONS A PRENDRE.....	67
XI. 4	- TRAVERSEE DES ROUTES.....	67
XI. 5	- DESINFECTION DES ROUTES.....	67

* 2.eme Partie - ASSAINISSEMENTS *

CHAPITRE I :

I. 1 - INTRODUCTION	68
I. 2 - DONNEES DE BASE.....	68

CHAPITRE II : - RECONNAISSANCE

II. 1 - SITUATION EXISTANTE.....	68
II. 2 - CONDITION DE FONCTIONNEMENT DU RESEAU DEGOUT.....	68

CHAPITRE III : - ETUDE PRELIMINAIRE

III. 1 - CALCUL DES DEBITS.....	69
III. 1.1 - Types d'eau a evacuer.....	69
III.1. 2 - Conception du reseau a systeme unitaire.....	69
III. 1.3 - METHODES de calcul des reseaux.....	69
III. 1.3.1 - Les eaux pluviales/.....	69
III.1. 3.2 - Les eaux usees.....	70

CHAPITRE IV : - CALCUL DES COLLECTEURS

IV. 1 - DIMENSIONNEMENTS.....	71
IV. 2 - ETAPE DE CALCULE.....	71

CHAPITRE V : - ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'EGOUT

V. 1 - OUVRAGES PRINCIPAUX.....	76
V. 2 - OUVRAGES ANNEXES.....	76
V. 2.1 - RÔLE.....	76
V. 2.2 - ESPACEMENT et EMLACEMENT	76

CHAPITRE VI : - POSE DES CANALISATIONS

VI. 1 - EMLACEMENT.....	78
VI. 2 - EXECUTION DE LA TRANCHEE.....	78
VI. 3 - CONFECTION DES JOINTS.....	78
VI. 4 - POSE DES CANALISATIONS EN TRANCHEE	78
VI. 5 - EPREUVE DES CANALISATION ET ESSAI DU RESEAU.....	78
VI. 6 - REMBLEMENT DES TRANCHEES	79

CHAPITRE VII : - ENTRETIEN DES RESEAUX DEGOUT

VII. 1 - DEBOUCHAGES ACCIDENTELS.....	80
VII. 2 - CURAGES JOURNALIERS.....	80
VII. 3 - NETTOYAGES PERIODIQUES.....	80
VII. 4 - REPARATION DES FUITES.....	80

CHAPITRE VIII :

PROTECTION DES CANALISATIONS.....	81
-----------------------------------	----

1ère P A R T I E

-oOo- ALIMENTATION EN EAU POTABLE -oOo-

CHAPITRE I - GENERALITES

I.1 INTRODUCTION

L'objet de notre étude, consiste à l'alimentation en eau potable et l'assainissement de la ZHUN de "Koudia-Sud".

I.2. SITUATION DE LA ZHUN DANS L'AGGLOMERATION

I.2.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE DU SITE

Le terrain de ZHUN future est situé au Nord-Ouest, de la ville de Tlemcen à une distance d'environ :

- 5000 m du centre de la ville.
- 1500 m de la ZHUN de Kiffane.
- 1000 m de la ZHUN du champ de tir.
- 500 m de la zone Semi-Industrielle d'Abou-Tachfine.

I.2.2. DELIMITATION DE L'EMPLACEMENT DU SITE

Les limites du terrain de la ZHUN "Koudia" sont définies par :

- du côté Nord : la limite des terres agricoles situées le long de la RM22 (Oran-Tlemcen).
- du côté Est : La limite des terres agricoles situées le long de la rocade Ouest de Tlemcen.
- du côté Sud : La vallée de l'oued Bouhennag et partiellement par la limite des terres agricoles.
- du côté Ouest : La limite de la commune.

I.3. SITUATION TOPOGRAPHIQUE

Le terrain de la ZHUN est un terrain montagneux aux pentes assez fortes, il présente des différences d'altitude et est galonné de canyons actuellement. La partie Sud de la ZHUN est constituée par une montagne ayant des pentes vers le Nord d'environ 17 %, vers le sud Ouest d'environ 13 %, vers le sud d'environ 15 %, la partie Est du terrain le long de la rocade ; est relativement plate pentes environ (5 - 10 %).

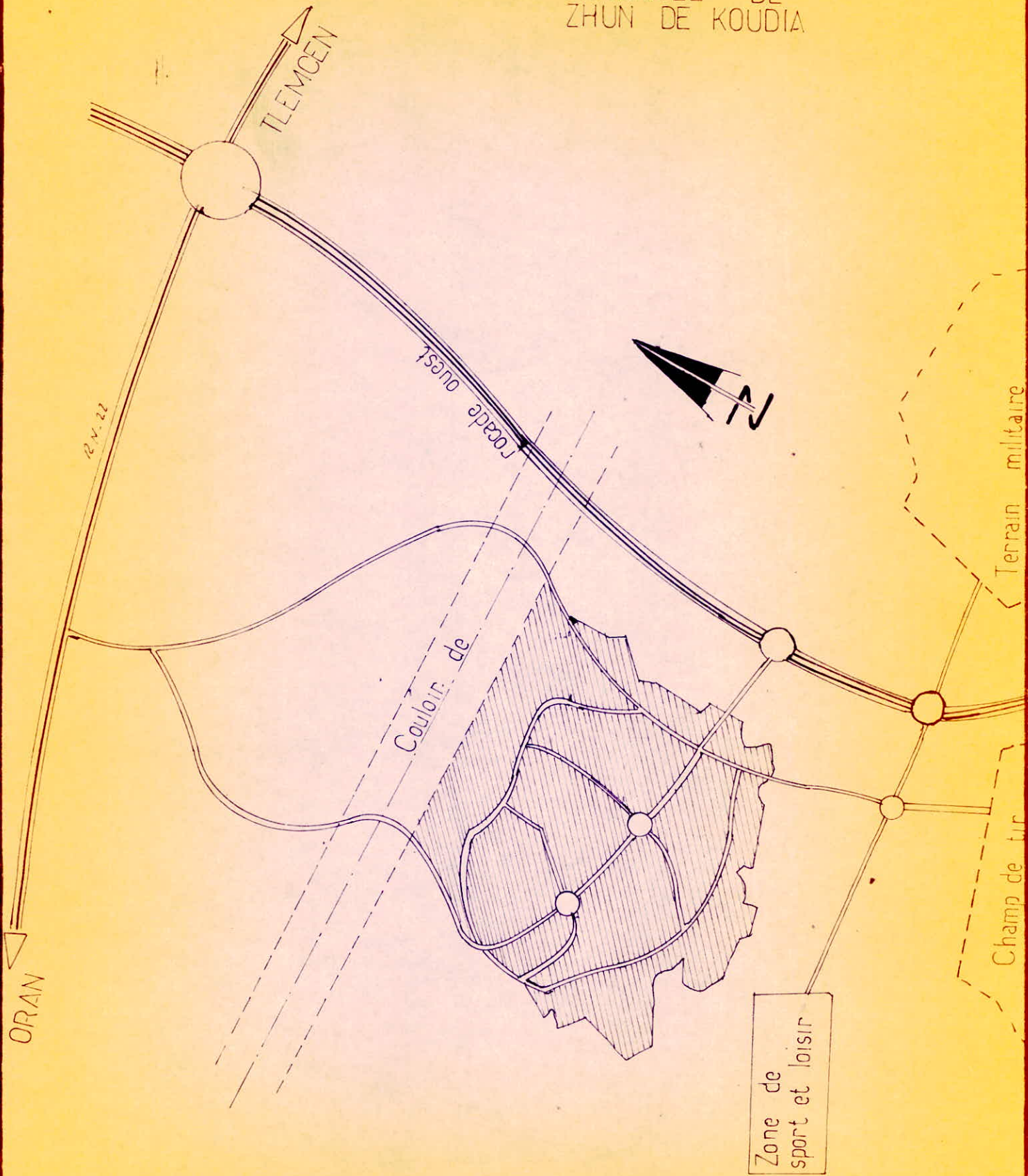
I.4. SITUATION CLIMATIQUE

La wilaya de Tlemcen comme toute l'Algérie à un climat méditerranéen, ce climat repose sur l'opposition entre un hivers océanique ou la wilaya est ouverte aux dépressions maritimes, et un été désertique qui provoque la remontée et le stationnement des hautes pressions d'origines tropicale, ainsi on assiste à :

- Une saison pluvieuse d'octobre à Mars les pluies sont généralement et inégalement réparties dans cette saison. La pluviométrie est de l'ordre de 350 mm à 600 mm la température moyenne oscille généralement pendant cette saison autour de 10°C avec une température minimale pouvant atteindre jusqu'à 6°C. Les hivers sont donc rigoureux, avec, vents, neiges et gels.

- Une saison désertique chaude et sèche de Juin à septembre qui confère à la région son caractère d'aridité avec une température moyenne oscillant autour de 25°C avec une température maximale dépassant 40°C.

SITUATION GENERALE DE ZHUN DE KOUDIA



CHAPITRE II . - DEMOGRAPHIE -

II.1 STRUCTURES D'HABITATS

II.1.1. LOGEMENTS

Dans le quartier "Koudia Sud", il est prévu la réalisation totale de 4046 logement dont 3365 logements collectifs, 442 semi-collectifs et 239 individuels avec un taux d'occupation par logement de 6 habitants.

II.1.2. EQUIPEMENTS ADMINISTRATIFS

1 - siège de l'APC.....	95	employés
2 - Cités administrative.....	125	"
1 - commissariat central de police.....	30	"
1 - tribunal.....	45	"
1 - P.T.T. centrale.....	65	"
1 - Poste de DARAK EL WATANI.....	25	"
1 - Protection civile.....	30	"

II.1.3. EQUIPEMENTS SCOLAIRES

1 - Lycée.....	1700	élèves
4 - Ecoles fondamentales intégrées.....	2150	"
6 - Ecoles maternelles.....	375	"

II.1.4. EQUIPEMENTS CULTURELS

1 - cinéma.....	1600	m2
1 - Bibliothèque.....	1000	m2
1 - Foyer culturel.....	1000	m2
1 - Salle de fête.....	900	m2
4 - Maisons de jeune.....	4800	m2
4 - Salles polyvalente.....	2400	m2

II.1.5. EQUIPEMENTS CULTUELS

3 - Mosquées

II.1.6. EQUIPEMENTS SANITAIRES

1 - Hopital.....	612	lits.
1 - Polyclinique.....	66	"
1 - Maternité urbaine.....	138	"
3 - Centres de santé.....	300	ma
3 - Hammams.....	350	pos

II.1.7. SPORT ET LOISIR

- 1 - piscine.....135 nageures.
- 1 - Jardins public.....40.000 m2

II.1.8. COMMERCE ET SERVICE

- 1 - SNNGA..... 6000 m2
- 2 - Marchés couvert..... 3600 m2
- 1 - Hotel et station de service..... 205 Places
- 1 - Hotel restaurant et café..... 6100 m2
- 1 - Station d'essence..... 3600 m2

/// CHAPITRE III - ETUDE DES BESOINS EN EAU -

III.1. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

III.1.1. BESOIN EN EAU DOMESTIQUE

CENTRE	POPULATION	DOTATION	CONSOMMATION TOTAL m ³ /j
Koudia Sud	24.276	250 l/j/hab.	6069

III.1.2. BESOINS ADMINISTRATIFS

NATURE D'EQUIPEMENT	NOMBRE D'EMPLOYES	DOTATION l/j/empl.	CONSOMMAT. JOURNALIER m ³ /j.	CONSOMMATION JOURNALIERE TOTALE m ³ /J.
1 Siège de l'APC	95	50	4,75	20,75
2 Cités admins.	125	50	6,25	
1 Comms. de Pl.	30	50	1,50	
1 Tribunal.....	45	50	2,25	
1 PTT Central..	65	50	3,25	
1 Poste D.E.W.	25	50	1,25	
1 Protec. civile	30	50	1,50	

III.1.3. BESOINS SCOLAIRES

NATURE D'EQUIPEMENT	NOMBRE D'ELEVES	DOTATION l/j/élèves	CONSOMT. JOURNALIER m ³ /j.	CONSOMMATION JOURNALIERES TOTAL m ³ /J.
1 Lycée.....	1.700	100	170	422,00
4 Ecoles F.I.....	2.150	100	215	
6 Ecoles Matern.	375	100	37	

III.1.4. BESOINS CULTURELS

NATURE D'EQUIPEMENT	SUPERFICIE EN M2	DOTATION 1/j/M2	CONSOMMAT. JOURNALIER M3/J	CONSOMMATION JOURNALIER TOTALE M3/J.
1 Cinéma.....	I.600	2	3,20	23,40
1 Bibliothèque..	I.000	4	4,00	
1 Salles de fêtes	900	2	I,80	
4 Maisens de jeune	4.800	2	9,60	
4 Salles polyval.	2.400	2	4,80	

III.1.5. BESOINS CULTUELS

3 Mosquées à 10 m3/j chacune.

$$3 \cdot 10 = \underline{30} \text{ m3/j.}$$

III.1.6. BESOINS SANITAIRES

NATURE D'ETABLISSEMENT	NOMBRE LITS, POSTES/MALADE	DOTATION 1/j./...	CONSOMAT. JOURNALIER m3/j.	CONSOMMATION JOURNALIERE TOTALE m3/j.
1 Hopital.....	612 lits	300	I83,60	326,50
1 Polyclinique ..	66 lits	250	I6,50	
1 Maternité urbain	I38 lits	300	4I,40	
1 Centres de santé	300 mal	50	I5,00	
3 Hammams.....	350 pos	200	70,00	

III.1.7. BESOINS SPORTIFS ET LOISIRS

NATURE D'EQUIPEMENT	NOMBRE DU SUPERFICIE en M2	DOTATION 1/j/m2	CONSOMMAT. JOURNAL. m3/J.	CONSOMMATION JOURNALIERES TOTALE M3/J
1 Piscine.....	135 nageu	13	1,755	22,029 = 22,03
1 Jardin public	40.000 m2	0,507	20,274	

III.1.8 BESOINS COMMERCIALS ET SERVICES

NATURE D'EQUIPEMENT	NOMBRE OU SUPERF. EN m2	DOTATION l/J./...	CONSOMMAT. JOURNALIER m3/J.	CONSOMMATION JOURNALIERES TOTALE m3/J.
S.N.N.G.A.....	6000 m2	2	12,00	83,40
2 Marchés couverts	3600 m2	5	18,00	
1 Hotel et station de service.....	205 place	100	20,50	
1 Hotel.....	125 post	100	12,50	
1 Restaurant....	75 "	12	0,90	
et Café.....	150 "	10	1,50	
1 Station d'esse.	3600 m2	5	18,00	

III.2. TABLEAU RECAPITULATIF DES DIFFERENTS TYPES DE BESOINS

Plus une majoration de 20 % qui est due aux fuites à travers les joints.

TYPES DES BESOINS	CONSOMMATION JOURNALIERE M3/J.	MAJORATION DE 20 %	CONSOMMATION JOURNALIERE TOTALE M3/J.
Domestique.....	6069,00	1213,80	7282,80
Administratifs	20,75	4,15	24,90
Scolaires.....	422,00	84,40	506,40
Culturels.....	23,40	4,68	28,08
Cultuels.....	30,00	6,00	36,00
Sanitaires.....	326,50	65,30	391,80
Sportifs et loisirs	22,03	4,41	26,44
Commerciaux et ser.	83,40	16,68	100,08

Où le débit total moyen journalier sera de :

$$Q_{\text{moy.jour}} = 8396,50 \text{ m}^3/\text{J.}$$

$$= 97,18 \text{ l/s}$$

IV.1 FORRAGE PROJETE :

$F_p = 135 \text{ l/S.}$

-Niveau dynamique : 73,00 m

-Niveau statique : 35,00 m

-Coordonnée lombaire :

X = 129 900

Y = 184 800

HAPITRE V - ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LES VARIATIONS DES DEBITS

Les problèmes posés par les variations des débits sont :

- les variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de la population.
- Les variations mensuelles, selon l'importance de la ville.
- Les variations journalières, selon les jours de la semaine qui assure une pointe dans la consommation.
- Les variations horaires qui représente la variation la plus importante aux heures de pointe.

En raison de toute ces variations, on applique au débit moyen un coefficient de majoration afin d'obtenir la valeur du débit de pointe du jour le plus chargé de l'année.

Ce coefficient varie entre 1,15 et 4,30 (d'après les statistiques faites par A. DUPONT). Dans notre étude, nous avons évalué les valeurs des coefficients K_j , K_o , K_p . selon les normes communiqués par la D.H.W.T.

V.1. COEFFICIENT JOURNALIER. K_j .

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

$K_j = 1,1 - 1,3$ (d'après les statistiques faite par A.DUPONT).

Pour une ville de quelques dizaines de milliers d'habitants ce coefficient à une valeur de 1,2.

V.2.. COEFFICIENT HORAIRE. K_o

$$K_o = \frac{\text{Consommation maximale horaire.}}{\text{Consommation moyenne horaire.}}$$

K_o est calculé comme suit :

$$K_o = \mathcal{L} \text{ max. } \beta \text{ max.}$$

$\mathcal{L} \text{ max} =$ varie entre 1,2 et 4,0 on prend :

$$\mathcal{L} \text{ max} = 1,3$$

Tandis qu'à $\beta \text{ max}$ coefficient qui varie suivant le nombre de population donné par le tableau ci-dessus.

NOMBRE D'HABIT.	1000	2500	6000	10 000	20 000	50 000
β max.....	2	1,6	1,4	1,3	1,2	1,15

Dans notre cas, on a une population comprise entre 20 000 et 50 000 pour cela on prend :

$$\beta \text{ max} = 1,2.$$

$$\text{d'ou } K_0 = 1,3 \times 1,2 = 1,56$$

V.3. COEFFICIENT DE POINTE. K_p

$$K_p = K_j \cdot K_0 = 1,2 \cdot 1,56 = 1,872$$

Par la consommation maximale journalière, on dimensionne les réservoirs, les conduites principales partant de celui-ci ainsi que le réseau de distribution.

$$Q_p = K_p \cdot Q_{\text{moy.}}$$

SECTEUR	CONSOMMATION MO- yenne JOURNALIERE M ³ /J	CONSOMMATION MAXIMALE JOUR M ³ /J/	DEBIT DE POINTE $Q_p \cdot$ M ³ /J.
KOUDIA SUD.....	8396,50	10075,80	15718,25

VI.1. ROLE DES RESERVOIRS

Le rôle des réservoirs a sensiblement varié au cours des âges, servant tout d'abord de réserve d'eau, leur rôle principal fut ensuite de parer à un incident survenu dans l'adduction. Les progrès techniques dans la constitution de poses de conduites, les protections automatiques, tendent à transformer les accidents, et les rôles de réservoirs.

- Permettre une marche plus uniforme des pompes.
- Assurer l'alimentation du réseau en cas d'indisponibilité des ouvrages à l'amont.
- Apporter une contribution à l'économie générale du pays par effacement de la consommation en énergie électrique aux heures de pointe.

VI.2. CAPACITES DU RESERVOIR

L'avantage des réservoirs est l'appui qu'ils doivent amener lors des heures de pointe du jour de plus forte consommation.

Les débits demandés lors de la desserte sont variables selon l'heure, le jour et la saison.

Le volume du réservoir doit correspondre au moins au quart de la consommation journalière du réseau qu'il dessert.

VI.3. METHODE DE CALCUL

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

Dans une première approximation, on peut admettre la répartition de la consommation selon les coefficients horaires (ah %) ces coefficients varient suivant les différentes heures de desserte et l'importance de la population.

VI.3.1. VOLUME DU RESERVOIR

VI.3.1.1. METHODE ANALYTIQUE

$$V_t = \Delta V^+_{\max} + \Delta V^-_{\max} + \Delta V_{ri}$$

Les volumes ΔV^+_{\max} et ΔV^-_{\max} sont respectivement les excès et les insuffisances lors des différentes heures de la journée

- ΔV : Volume apporté - volume consommé.

Volume apporté = volume maximal journalier.

Volume consommé = volume apporté $\cdot \frac{ah \cdot 24}{100}$

100

- ΔV_{ri} : Volume de réserve d'incendie qui est estimé à 120 m^3 (pour une durée d'extinction de 2 heures).

Tout les calculs sont rapportés au tableau I.

VI.3.1.2. METHODE GRAPHIQUE

- Représentation de la courbe d'apport.

- Représentation de la courbe de consommation.

Le volume est obtenu en sommant, en valeur absolue, les écarts des deux (2) extremums par rapport à la courbe d'apport.

$|\Delta V_1| + |\Delta V_2| = \text{Volume du réservoir.}$

En ajoutant la réserve d'incendie on obtient le volume total du réservoir (voir graphe I).

Le volume d'eau à stocker.

$$V_t = \Delta V^+_{\text{max}} + \Delta V^-_{\text{max}} + \Delta V_{ri}$$

$$V_t = 1309,854 + 621,341 + 120.$$

$$V_t = 2051,195 \text{ m}^3$$

On prendra un volume,

$$V_t = 2060 \text{ m}^3$$

VI.4. EMPLACEMENT DU RESERVOIR PROJETE

Vu que le terrain de la ZHUN présente une topographie aux pentes assez fortes et montagneux, cela permet l'alimentation en eau potable par un seul réservoir sur élevé situé à l'intérieur de l'agglomération.

VI.5. DETERMINATION DU DIAMETRE DU RESERVOIR

On prendra $h = 7 \text{ m}$; $V = 2060 \text{ m}^3$

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

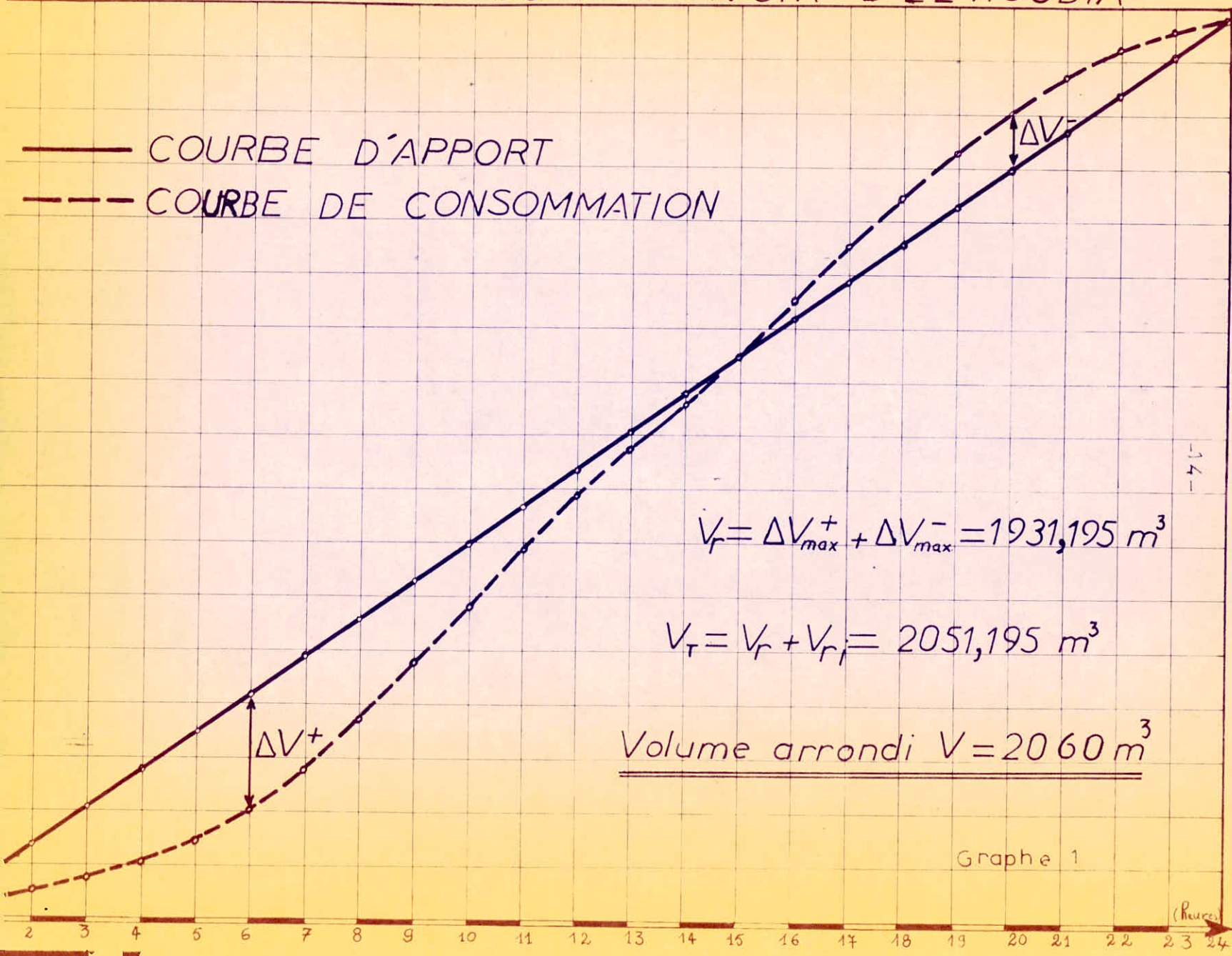
$$\text{d'ou } D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}} = 19,35 \text{ m.}$$

- 3 -
CALCUL DE LA CAPACITE
DU RESERVOIR - D'EL-KOUDIA-

Tableau 1

$\Delta t = 1h$	a_h (%)	VOLUME. (m ³)		VOLUM. CUMUL. (m ³)		DIFFEREN. ΔV (m ³)	
		Q. Δt	Q. $\Delta t \cdot a_h \cdot 0,24$	V. apport	V. consom	ΔV^+	ΔV^-
0 - 1	1,50	419,8325	151,137	419,8325	151,137	268,6958	—
1 - 2	1,50	"	151,137	839,6650	302,274	537,376	—
2 - 3	1,50	"	151,137	1259,475	453,411	806,064	—
3 - 4	1,50	"	151,137	1679,300	604,548	1074,752	—
4 - 5	2,50	"	251,8395	2099,125	856,443	1242,682	—
5 - 6	3,50	"	352,653	2518,950	1209,096	1309,854	—
6 - 7	4,50	"	453,411	2983,775	1662,507	1276,268	—
7 - 8	5,50	"	554,169	3358,600	2216,676	1141,924	—
8 - 9	6,25	"	629,738	3778,425	2846,414	932,011	—
9 - 10	6,25	"	629,738	4198,250	3476,152	722,098	—
10 - 11	6,25	"	629,738	4618,075	4105,889	512,186	—
11 - 12	6,25	"	629,738	5037,900	4735,626	302,274	—
12 - 13	5,00	"	503,790	5457,725	5239,416	218,309	—
13 - 14	5,00	"	503,790	5877,550	5743,206	134,344	—
14 - 15	5,50	"	554,169	6297,375	6297,375	0,00	0,00
15 - 16	6,00	"	604,548	6717,200	6901,923	—	184,723
16 - 17	6,00	"	604,548	7137,025	7506,470	—	369,446
17 - 18	5,50	"	554,169	7556,850	8060,640	—	503,790
18 - 19	5,00	"	503,790	7976,675	8564,430	—	587,755
19 - 20	4,50	"	453,411	8396,500	9017,841	—	621,341
20 - 21	4,00	"	403,032	8816,325	9420,873	—	604,458
21 - 22	3,00	"	302,274	9236,150	9723,147	—	486,997
22 - 23	2,00	"	201,518	9655,975	9924,663	—	268,688
23 - 24	1,50	"	151,137	10075,800	10075,800	0,00	0,00

CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR ~D'EL-KOUDIA~



On prendra un diamètre de 20 m.

- La côte du radier du réservoir sera de telle sorte qu'il n'y est pas des pressions trop importantes sur les points les plus bas et des pressions faibles sur les points les plus élevés.

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

où

-Cr : côté du radier du réservoir.

-Ct : côte du terrain au point le plus défavorable
Ct = 739,20 m.

-H : Hauteur d'eau donnée en fonction du nombre d'étage.

-H = R + (nombre d'étage pris = 4).

R : Rez de chaussée.

H = R + 4 = 15 m.

-h_{wi} : pertes de charge intérieures pour R + 4 on a

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

- P_s : hauteur d'eau supplémentaire prise égale à 3 m pour appareil (chauffage d'eau, douche...).

- h_{we} : Pertes de charge linéaire dans la conduite de distribution.

$$h_{we} = J \cdot L_e$$

où J : gradient de perte de charge

L_e : longueur équivalente de la conduite.

- Détermination des pertes de charge le long de la conduite d'amenée, le débit de pointe est Q_p = 0,218 l/s

On suppose une vitesse V = 1 m/s

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

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,218}{\pi \cdot 1}} = 0,527 \text{ m} = 527 \text{ mm.}$$

On prendra un diamètre normalisé de 500 mm.

La vitesse devient :

$$V = \frac{4 \cdot Q_p}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,218}{\pi \cdot (0,5)^2} = 1,11 \text{ m/s}$$

* En utilisant la théorie de la longueur fluïdo-dynamique de G. LAPRAY.

$$\text{on a } \lambda = \frac{a}{a_0} = \frac{D}{D_0}$$

pour un profil circulaire en charge $D_0 = 1,539$
d'après l'abaque N° 9

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

Par application de la formule suivante. On détermine le gradient de la perte de charge

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

avec $\epsilon = 0,0001 \text{ m}$

$$\frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 5,188 \text{ m}^3/\text{s} \implies J_r = 0,00176$$

Verification du régime.

$$\frac{f}{\rho} = \frac{4}{\rho_0} \cdot \frac{Q}{\lambda} \cdot \frac{1}{\sqrt{J}} = 0,84 \cdot \frac{0,218}{0,325} \cdot \frac{1}{10^{-6}} = 5,634 \cdot 10^5$$

$$\frac{\epsilon}{D_h} = \frac{0,0001}{0,50} = 0,0002$$

On trouve a l'aide du diagramme de Moody que le régime est en transition ; donc on doit corriger J_r ($\lambda \neq 1$)

- Le rapport $\frac{J}{J_r} = \lambda^{5,3}$ repéré à l'abaque (I7 c)

Correspond à : $\lambda_{J^{5,3}} = 1,12$

donc la valeur réelle de J correspondant au régime de transition est

$$J = J_r \cdot \lambda_{J^{5,3}} = 0,00176 \cdot 1,12 = 0,00197$$

* Pour vérifier le résultat on utilise la méthode classique ou application de la formule de DARCY - WEISBACH).

$$J = \frac{I^8}{F_c \cdot V^2} \cdot \frac{1}{D \cdot 2g}$$

vérification du régime

$$R = \frac{VD}{\sqrt{J}} = \frac{1,11 \cdot 0,5}{10^{-5}} = 5,55 \cdot 10^5$$

$$\frac{E}{D_h} = \frac{0,0001}{0,5} = 0,0002$$

Vue que le régime est en transition, on est amené à calculer le coefficient de frottement "F_c" COLEBROOK en ayant comme "F_n" de première approximation "F_n" NICKURADZE.

$$F_n = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{E}{D_h} \right)^{-2} = 0,01396$$

$$\Rightarrow F_c = \sqrt{0,86 \ln \left(\frac{E}{3,7 \cdot D_h} + \frac{2,51}{R \cdot \sqrt{F_n}} \right)}^{-2} = 0,0155901$$

$$J = 0,00196$$

On remarque que les deux méthodes donnent le même résultat.

- La perte de charge le long de la conduite d'amencé est égale :

$$h_{we} = J \cdot L_e = 1,15 \cdot L_g \cdot J = 1,15 \cdot 308 \cdot 0,00196$$

$$h_{we} = 0,69 \text{ m.}$$

La côte du radiér sera :

$$C_r = 760,89 \text{ m.}$$

donc on prend $C_r = 761,00 \text{ m.}$

En ajoutant la hauteur d'eau prise égale a, h = 7 m.

- côte du trop plein du réservoir

$$C_{tp} = C_r + 7 = 768 \text{ m.}$$

VI.6. EQUIPEMENT DU RESERVOIR

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

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

VI.6.1. CONDUITE DE TROP PLEIN

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

VI.6.2. V I D A N G E

La conduite de vidange sera prévue, placer à la partie inférieur de la cuve, cette conduite servira à vider la cuve en cas de réparation comme aussi a évacuer les dépôts. Elle sera reliée à la conduite du trop plein et munie d'un robinet vanne

VI.6.3. ROBINET FLOTTEUR

Le réservoir sera équipé d'un robinet flotteur qui obture la conduite d'arrivée, il s'ouvrera quand le niveau d'eau sera minimal et il se fermera quand l'eau atteindra sont niveau maximal.

VI.6.4. CONDUITE BY - PASS

C'est la conduite reliant la conduite de distribution et d'adduction. Elle sera munie d'un robinet vanne qui sera fermé en cas de marche normale et ouvert en cas de vidange ou de réparation de la cuve.

VI.6.5 RESERVE D'INCENDIE

Pour conserver surement une réserve permettant de lutter normalement contre une incendie. On interdiera a l'utilisation en service manoeuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité

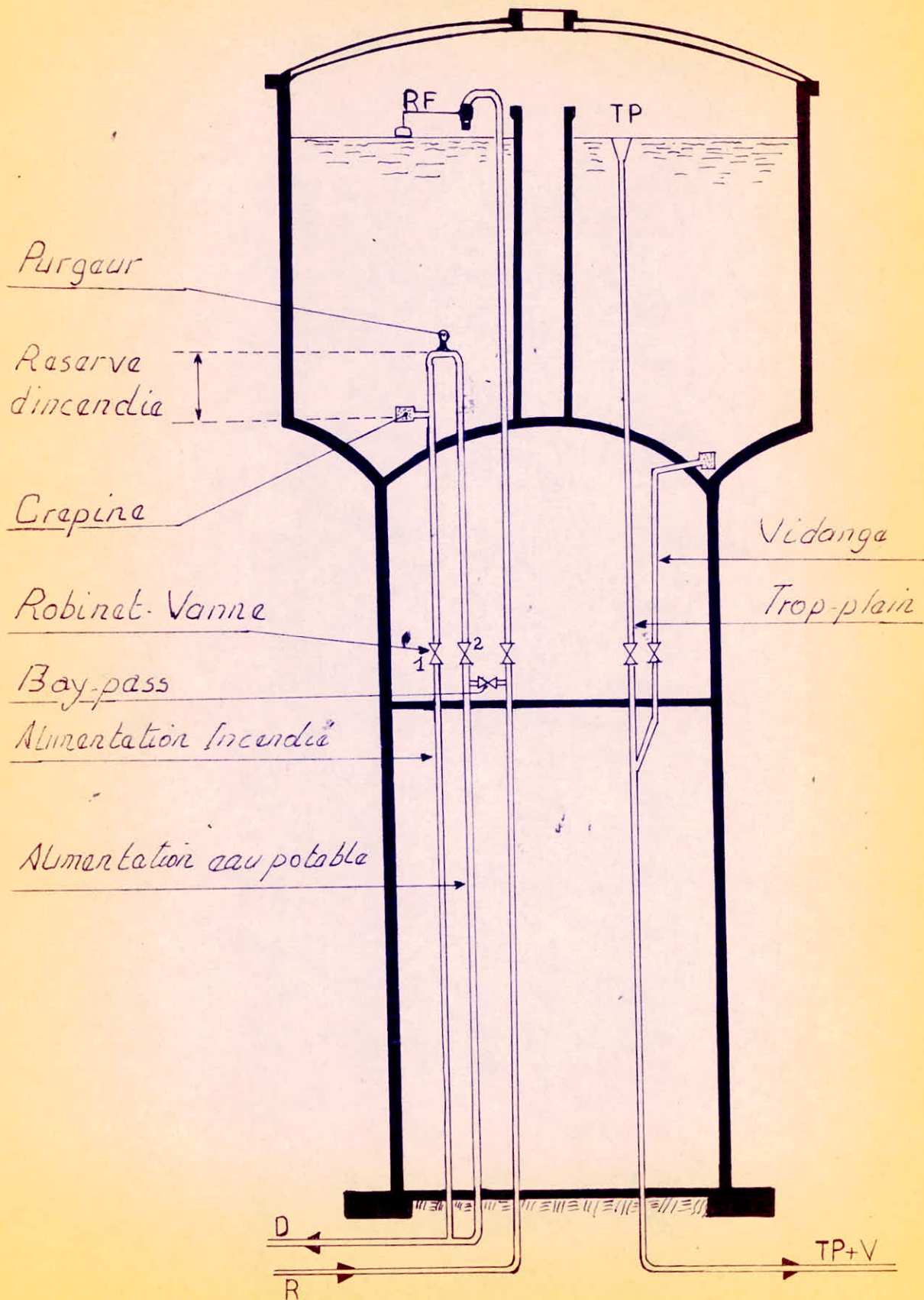
En cas de service normale la vanne "1" fermée et "2" ouverte ; en cas de senistre on ouvre la vanne "1" pour que la réserve puisse être renouvelée.

VI.6.6. ENTRETIEN DU RESERVOIR

Le réservoir devra être couvert et aéré, l'aération s'effectuera par des ouvertures grillagées ainsi que quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verres pour laisser passer la lumière.

Le réservoir devre être amanager de façon que l'eau circule régulièrement à l'intérieur et devra être parfaitement étanche.

20
- SCHEMA DE FONTANERIE -



CHAPITRE VII - ADDUCTION -

VII. 1. CHOIX DU TRACE

Le choix du trace a été effectué a partir de certains impératifs qui sont les suivants :

- Le trace le plus court possible afin de reduir les frais d'investissements.
- La recherche d'un profil en long assez régulier que possible, il doit être ascendant.
- suivre selon les possibilités, les accotements des routes pour faciliter l'acheminement du matériel pour les travaux, les éventuelles réparations , l'entretien.
- Eviter les contres-pentes car les points hauts formés donnent naissance à la formation des poches d'air qu'il emporte ; dans le cas contraire d'avance au moyen des ventouses disposées en ces points.
- Eviter autant que possible les forêts, les bois, et les zones mareyageuses.
- Reduire les traversées des routes
- En changement de direction les coudes doivent être larges que possible pour éviter les butées importantes.

VII. 2. CHOIX DU TYPE DU TUYAU

Généralement les tuyaux les plus utilisés pour l'adduction par refoulement ou gravitaire sont en acier, ensuite viennent les autres types (amiante de ciment, en beton précontraint, en beton armé et les tuyaux en polychlorure de venyle P.C.V.).

En ce qui concerne notre étude, toutes les canalisation ont été prises en acier vu les avantages qu'elles présentent.

- Les tuyaux en acier sont très économiques, solides résistants.
- Disponibles sur le marché national.
- Peuvent supporter des pressions élevées (supérieures à 20 bars).
- Par leur élasticité les conduites en acier s'adaptent mieux au relief plus ou moins accidenté.

VII. 3. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DES DIAMETRES DE REFOULEMENT

Pour élever un débit "Q" a une hauteur géométrique "H_g" donnée, on peut choisir différents diamètres. Si l'on adopte un grand diamètre, les frais d'investissements seront élevés par contre les dépenses d'exploitation seront plus faibles, mais si l'on adopte un diamètre plus faible, le contraire sera observé. Il est donc nécessaire de choisir le diamètre qui permet d'obtenir des dépenses totales manimales.

VII.3.1. METHODE DE CALCUL

Le choix de la gamme des diamètres sur lesquelles portera notre étude sera donnée par les relations de BONNIN et de BRESSE

$$D = K \cdot (Q)^{0,5} \text{ (expression générale).}$$

- BONNIN : $K = 1 \left(\frac{S}{m} \right)^{0,5}$ (correspondant à une vitesse de $v = 1,27 \text{ m/s}$).

- BRESSE : $K = 1,5 (S/m)^{0,5}$ (correspondant à une vitesse de $V = 0,6 \text{ m/s}$)

- Q : débit à refouler en (m^3/S) .

VII.3.1.1. PERTES DE CHARGE

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

$$H_L = \frac{F \cdot L_g \cdot V^2}{2g \cdot Dh}$$

Les pertes de charge singulière sont exprimées par une longueur équivalente (Le_v) occasionnant une perte de charge lors du passage d'un débit de sorte que :

$$H_S = \frac{F \cdot Le_v \cdot V^2}{2g \cdot Dh}$$

La somme des deux types de pertes de charge nous donnera la perte de charge totale :

$$H_t = H_L + H_S = \frac{F \cdot Lt \cdot V^2}{2g \cdot Dh}$$

- L_g : longueur géométrique.
- V : vitesse moyenne d'écoulement.
- L_t : $L_g + Le_v$.
- D_h : diamètre hydraulique
- Le_v : longueur équivalente due aux pertes de charge singulières.

Nous avons estimé la longueur équivalente à 15 % de la longueur géométrique donc $L_t = 1,15 \cdot L_g$.

- F : coefficient de frottement.

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

En régime turbulent rugueux, le coefficient "F" est donné par la formule de NIKURADSE :

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

$\frac{\epsilon}{D_h}$: rugosité relative.

En régime de transition le coefficient "F" est donné par la formule de COLEBROOK :

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

En première approximation "F" est déterminé par la relation de NIKURADSE

ou $R = \frac{V \cdot D_h}{\nu}$: (nombre de Reynolds).

ν : Viscosité cinématique de l'eau. Elle est prise égale à 10^{-6} M²/s à la température de 20°C.

V * est tirée de l'équation de continuité.

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

Finalement on aura DH égale à :

$$H_t = 1,15 L \cdot F \cdot 0,0828 \cdot \frac{Q^2}{D^5}$$

VII.3.1.2. ETUDE DE LA RUGOSITE

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

ϵ_0 : rugosité absolue a l'état neuf (10^{-4} m pour l'acier)
 λ : Coefficient de vieillissement.

On prendra $\lambda = 0,03$ mm/an. coefficient correspondant a la zone de faible agressivité de l'eau dans l'abaque de peter LAMONT (abaque 1).

t : temps de service en année (30 ans)

d'où

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

VII.3.1.3. CALCUL DE LA HAUTEUR MONOMETRIQUE TOTAL (Hmt)

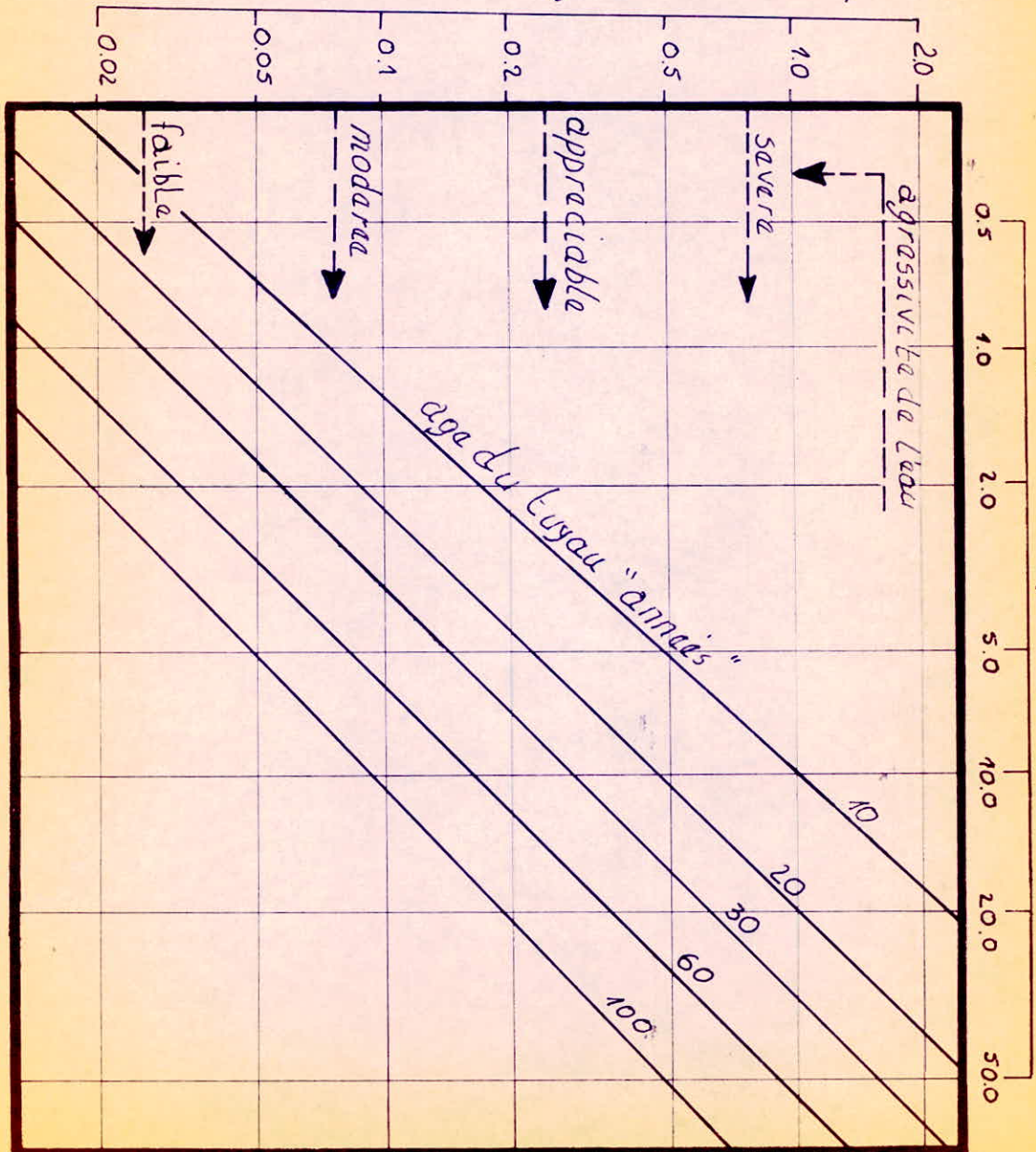
$$H_{mt} = H_r + \Delta H_t + H_a = H_g + \Delta H_t = H_g + 1,15 \cdot J \cdot L$$

- H_r : Hauteur de refoulement.
- ΔH_t : pertes de charge totales
- H_a : hauteur d'aspiration ($H_a = 2$ m pour notre cas).
- H_g : Hauteur géométrique totale d'élevation.

ABAQUE DE M. Peter Lamont.

• Abaque donnant l'augmentation de la rugosité d'une conduite en fonction de son âge
abaque 1

accroissement de la rugosité en mm. par an



Rugosité équivalente en mm

VII.3.1.4. PUISSANCE DE POMPAGE

- Puissance absorbée "P"

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} \quad [\text{K.w}]$$

η : rendement de la pompe.

- Energie consommée par la pompe "E"

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

E : Energie en Kw/h

t : nombre d'heures de pompage par jour.

- Tarife l'énergie "e"

$$e = a + cP_c + dP_a + \sum en \cdot nh$$

a : redevance fixe = 28 DA/mois.

c.Pc : puissance mise a disposition.

d.pa : puissance absorbée

$\sum en \cdot hh$: consommation effective de l'énergie (DA/Kwh)

c.Pc + d. Pa : terme de puissance.

$$c = 2,10 \text{ DA/Kw/mois.}$$

$$d = 9,80 \text{ DA/Kw/mois.}$$

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

* Heures de pointe : 17 h - 21 h ; $eh_1 = 0,4735 \text{ DA/Kwh.}$

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

* Heures pleines : (6h - 17 h
22 h - 22 h 30' $eh_2 = 0,0981 \text{ DA/Kwh.}$

$$n_2 h_2 = \frac{12,5}{24} = 0,521$$

* Heures creuses : 22 h 30' - 6 h ; $eh_3 = 0,0248 \text{ DA/Kwh.}$

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

$\sum eh \cdot nh = eh_1 \cdot nh_1 + eh_2 \cdot nh_2 + eh_3 \cdot nh_3 = 0,1379 \text{ DA/Kwh.}$
d'ou le tarif de l'énergie $e = 0,19 \text{ DA/Kw.h.}$

- Frais avec l'annuité

L'annuité est déterminée par la formule suivante :

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

I : taux d'annuité : 8 % (adopté en Algérie).

n : nombre d'année d'amortissement = 30 ans

$$A = 0,0888274$$

VII.4. - CALCUL DE L'ADDUCITION "Forage - réservoir "

VII.4.1. REFOULEMENT 24/24

$$Q = \frac{10075,80}{24 \cdot 3600} = 0,11662 \text{ m}^3/\text{s} = 116,62 \text{ l/s}$$

- La puissance "P"

$$P = \frac{\rho \cdot Q \cdot \text{Hmt}}{\eta} + p$$

$$\eta = 0,7$$

ρ : perte de puissance en Kw . $p = 10 \% \rho$

Hmt = $H_g + 1,15 \cdot J \cdot L$, avec $H_g = 53,50 \text{ m}$.

$$P = \frac{9.81 \cdot 0,11662}{0,7} \cdot 1,10 \text{ Hmt} = 1,7977806 \cdot \text{Hmt}$$

- Energie consommée

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

Calcul

* En utilisant la formule de BONNIN

$$D = (Q)^{0,5} = (0,11662)^{0,5} = 0,342 \text{ m}.$$

* En utilisant la formule de BRESS

$$D = 1,5 \cdot (Q)^{0,5} = 1,5 \cdot (0,11662)^{0,5} = 0,512 \text{ m}$$

TABEAU 1 : DETERMINATION DES Hmt

D(mm)	V(m/s)	R · 10 ⁴	F _n	F _c	J	1,15 · J · L (m)	Hmt (m)
300	1,65	49,50	0,02736	0,02776	0,01284	25,84	79,34
350	1,21	42,35	0,02620	0,02666	0,00568	11,44	64,94
400	0,93	37,20	0,02525	0,02579	0,00284	5,72	59,22
450	0,73	32,85	0,02446	0,02509	0,00251	3,05	56,55
500	0,59	29,50	0,02378	0,02451	0,00086	1,75	55,25

TABLEAU 2. - FRAIS D'AMORTISSEMENT

D (mm)	PRIX DE LA CONDUITE Da/ml	LONGUEUR (m)	PRIX TOTAL DE LA CONDUITE [D A]	ANNUITE [D A]
300	333,07	1750	582872,50	51775,05
350	437,60	1750	765800,00	68024,02
400	500,40	1750	875700,00	77786,15
450	563,25	1750	985687,50	87556,05
500	628,45	1750	1099787,50	97691,26

TABLEAU 3. - FRAIS D'EXPLOITATION

D (mm)	PUISSANCE [Kw]	ENERGIE KW.h/an	PRIX DE L'ENERGIE EN DA
300	142,63	1249438,80	237393,37
350	116,74	1022642,40	194302,06
400	106,46	932589,60	177192,02
450	101,66	890541,60	169202,90
500	99,32	870043,20	165308,21

TABLEAU 4. - B I L A N

D (mm)	FRAIS D'AMORTISSEMENT	FRAIS D'EXPLOITATION	TOTAL
300	51775,05	237393,27	289168,42
350	68024,02	194302,06	262326,08
400	77786,15	177192,02	254978,17
450	87556,05	169202,90	256758,95
500	97691,26	165308,21	262999,47

CONCLUSION :

D'après les calculs effectués le diamètre le plus économique est donné par (le tableau 4) bilan qui est un $\varnothing = 400$ mm.

VII.5. ETUDE ET CHOIX DES POMPES

Les pompes centrifugées sont les plus fréquemment utilisées. Elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu coûteux et d'un bon fonctionnement.

VII.5.1. CHOIX DES POMPES

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

VII.5.2. POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE

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

En vue d'adapter la pompe à des conditions de marche données des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de celle-ci peuvent être apportées. A cet effet, on procède à une comparaison entre quatre types de variantes.

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

* Accepter les caractéristiques de la pompe et varier sur le refoulement. De ce fait, on accroît la consommation d'énergie.

* Rogner la roue afin de faire passer la caractéristique de la pompe sur le point de fonctionnement désiré. Dans ce cas, le rendement diminue d'autant que le rognage est important.

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

VII.5.3. EQUATION DE LA CARACTERISTIQUE DE LA POMPE

L'équation de la courbe caractéristique d'une pompe quelconque est donnée par l'expression suivante :

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

- où H_{max} : hauteur maximal que peut fournir la pompe.
 H : hauteur d'élevation correspondant a un débit quelconque "Q".
 Q : débit correspondant a la hauteur "H".

Ayant pour chaque pompe a étudier trois valeurs H_i correspondantes à trois valeurs " Q_i ". On peut déterminer, par la méthode des approximations successives les valeurs inconnues " a, H_{max} , n".

VII.5.4. ETUDE DE LA CAVITATION

Le phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau qui décroît depuis la bride d'aspiration jusqu'à un certain point a l'intérieur de la roue atteint pour ce point une valeur minimale correspondante à la tension de vapeur pour la température de l'eau pompée produit de cavités due a des poches de vapeur dans la masse liquide l'écoulement est génératrice de chocs violents et de corrosions mécaniques. Les courbes caractéristiques subissent une chute brutale a partir du moment ou se produit la cavitation.

Pour éviter l'apparition de la cavitation, la condition suivante est observée :

$$N.P.S. Hd > N.P.S. Hr$$

* N.P.S. Hd : charge nette d'aspiration disponible.

$$N.P.S. Hd = \frac{P_0}{\bar{w}} - (H_a + J_a + h_v)$$

$\frac{P_0}{\bar{w}}$: pression en m.c.g.e au plan d'aspiration.

H_a : hauteur d'aspiration

J_a : perte de charge a l'aspiration.

h_v : tension de vapeur.

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

* N.P.S.Hr : charge nette d'aspiration

La courbe du N.P.S.Hr est une courbe expérimentale donnée par le constructeur la cavitation n'apparait pas lorsque le point de fonctionnement de la pompe se situe a gauche du point d'intersection des courbes N.P.S.Hr / N.P.S. Hd.

$$N.P.S.Hr = \frac{P'_1}{\bar{w}} - h_v$$

$\frac{P'_1}{\bar{w}}$: pression absolue a la bride d'aspiration

VII. 5.5. CHOIX DE LA POMPE POUR LE FORAGE

Du catalogue "JEUMONT -SCHNEIDER " nous avons choisi une pompe centrifuge a axe vertical :

- type ME. 200 -500
- Vitesse de rotation $N = 1450$ t/min
- Diamètre de la roue $D = 477$ mm
- Rendement $\eta = 76,3$ %

** Première variante

Accepter le point de fonctionnement P_2 tel qu'il est, le débit a relever sera supérieur à celui désiré et la durée de pompage sera donc diminuée pour le point P_2 on a :

$$Q = 529,50 \text{ m}^3 / \text{h} = 147,08 \text{ l/s}$$
$$H = 62,51$$

Cette variante est a écarter car le débit de pompage ($Q = 147,08 \text{ l/s}$) est supérieur au débit de forage ($Q = 135 \text{ l/s}$).

** Deuxième variante

Elle consiste a vanner sur le refoulement pour créer une perte de charge ($P_3 - P_1$) de $(71,70 - 59,22) = 12,48$ m.

La puissance de pompage sera dans ce cas :

$$P = \frac{\rho \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} = \frac{9,81 - 419,83 \cdot 71,70}{0,763 \cdot 3600}$$

$$P = 107,50 \text{ KW.}$$

Avec une majoration de 10 %

$$P = 118,25 \text{ KW}$$

** Troisième variante

Elle consiste au rognage de la roue initiale il est a noter que le rognage n'est possible que s'il est inférieur à 20 %. Pour notre projet le débit a refouler $q = 419,83 \text{ m}^3/\text{h}$ et à la hauteur monométrique $H_{mt} = 59,22$ m.

Remarquant que sur le catalogue il y a pas une pompe qui satisfait ces caractéristiques.

Soit "D" le diamètre de la roue initiale, le diamètre de la roue rognée sera "d" et devra correspondre au débit désiré. Posons $d = mD$ où m : coefficient de rognage, remplaçant "d" par son expression dans la relation suivante :

$$\frac{q}{Q} = \frac{H}{h} = \frac{D^2}{d^2} \text{ alors on aura } \frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{1}{m^2}$$

où, q et h : coordonnées du point P
Q et H : coordonnées du point R

Avec

$$q = 419,83 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{et} \quad h = 59,22 \text{ m}$$

$$Q = 484,60 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{et} \quad H = 66,70 \text{ m.}$$

Le coefficient de rognage sera égale :

$$m = \left[\frac{q}{Q} \right]^{0,5} = \left[\frac{419,83}{484,60} \right]^{0,5} = 0,93$$

Le pourcentage de rognage sera donc de :

$$1 - 0,93 = 0,07 = 7 \%$$

La puissance absorbée :

$$P = \frac{9,81 \cdot 419,83 \cdot 59,22}{3600 \cdot 0,763} = 88,794 \text{ KW.}$$

Avec une majoration de 10 %

$$P = 97,67 \text{ KW.}$$

** Quatrième variante.

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

Ayant la caractéristique initiale de la pompe et en application des lois de similitude des machines nous déterminerons la nouvelle vitesse de rotation.

CARACTERISTIQUE INITIALE DE LA POMPE (graphe II).

Qi m ³ /h	0	170	212	263	349	505	572	620	646	660
Hi (m)	82	81,5	80,5	78,8	76,3	65,2	57,56	51,50	46,20	40,20
n %	-	60	65	70	75	75	70	65	60	56

- Equation de la caractéristique initiale :

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

$$H_{\max} = 82 \text{ m}, \quad n = 2,545, \quad a = 3139,93$$

- Caractéristique adimensionnelle

Cette caractéristique exécutée avec une seule machine suffit pour déterminer une quelconque des variables Q, D, H ou N en fonction des trois autres lorsque la machine est géométriquement semblable à celle qui a fait l'objet des essais.

$$C_1 = Q_i / ND^3 \quad C_2 = H_i / N^2 D^2$$

$C_1 \cdot 10^{-4}$	0	3	3,74	4,64	6,16	9,81	10	10,9	11,4	11,6
$C_2 \cdot 10^{-4}$	1,71	1,70	1,68	1,65	1,59	1,36	1,20	1,05	0,965	0,84
$\eta\%$	-	60	65	70	75	75	70	65	60	56

Determination de la nouvelle vitesse de rotation

$$N = \frac{Q}{C_1 \cdot D^3} \quad N = \frac{1}{D} \left(\frac{H}{C_2} \right)^{0,5}$$

Q et H étant respectivement le débit et la hauteur désirés

$$Q = 419,83 \text{ m}^3/\text{h} \text{ et } H = 59,22 \text{ m.}$$

$$N = \frac{418,83}{3600 \cdot C_1 \cdot (0,477)^3} = \frac{1,0745}{C_1}$$

$$N = \frac{(59,22)^{0,5}}{(0,477)(C_2)^{0,5}} = \frac{16,133}{(C_2)^{0,5}}$$

En substituant dans les expressions de N les valeurs de C_1 et C_2 , on résoud par approximations successives $N = f(C_1)$ et $N = f(C_2)$. La vitesse de rotation recherchée sera celle pour laquelle

$$N = f(C_1) = N = f(C_2)$$

Q (m^3/h)	H (m)	$C_1 \cdot 10^{-4}$	$C_2 \cdot 10^{-4}$	$N = f(C_1)$	$N = f(C_2)$
349	76,30	6,16	1,59	1744	1279
450	69,00	7,94	1,44	1353	1344
453	68,87	7,99	1,439	1344	1344
455	68,50	8,03	1,43	1338	1349
460	68,00	8,12	1,42	1329	1353
475	67,50	8,38	1,41	1282	1358
505	65,20	8,91	1,36	1205	1383

d'où la nouvelle vitesse de rotation $N = 1344$

- En application de la loi de similitude :

$$N = \frac{(N)^2}{N_1} \cdot H_1, \quad Q = \frac{N}{N_1} \cdot Q_1$$

L'application des lois de similitude suppose que les rendements restent constant.

Nouvelle caractéristique de la pompe.

Q_i (m ³ /h)	0	157,57	196,50	243,77	323,48	468,08	530,18	574,67	598,7	611,75
H_i (m)	70,44	70,02	69,16	67,70	65,55	56,01	49,45	44,24	39,69	34,53
n%	-	60	65	70	75	75	70	65	60	56

La puissance absorbée

$$P = \frac{9,81 \cdot 419,83 \cdot 59,22}{3600 \cdot 0,758} = 89,38 \text{ KW}$$

Avec une majoration de 10 %

$$P = 98,39 \text{ KW.}$$

La vitesse variable peut être obtenue de plusieurs manières.

*- En intercalant entre la pompe et le moteur un variateur mécanique ou électromécanique.

*- En agissant directement sur la vitesse du moteur en utilisant les propriétés du moteur à collecteur.

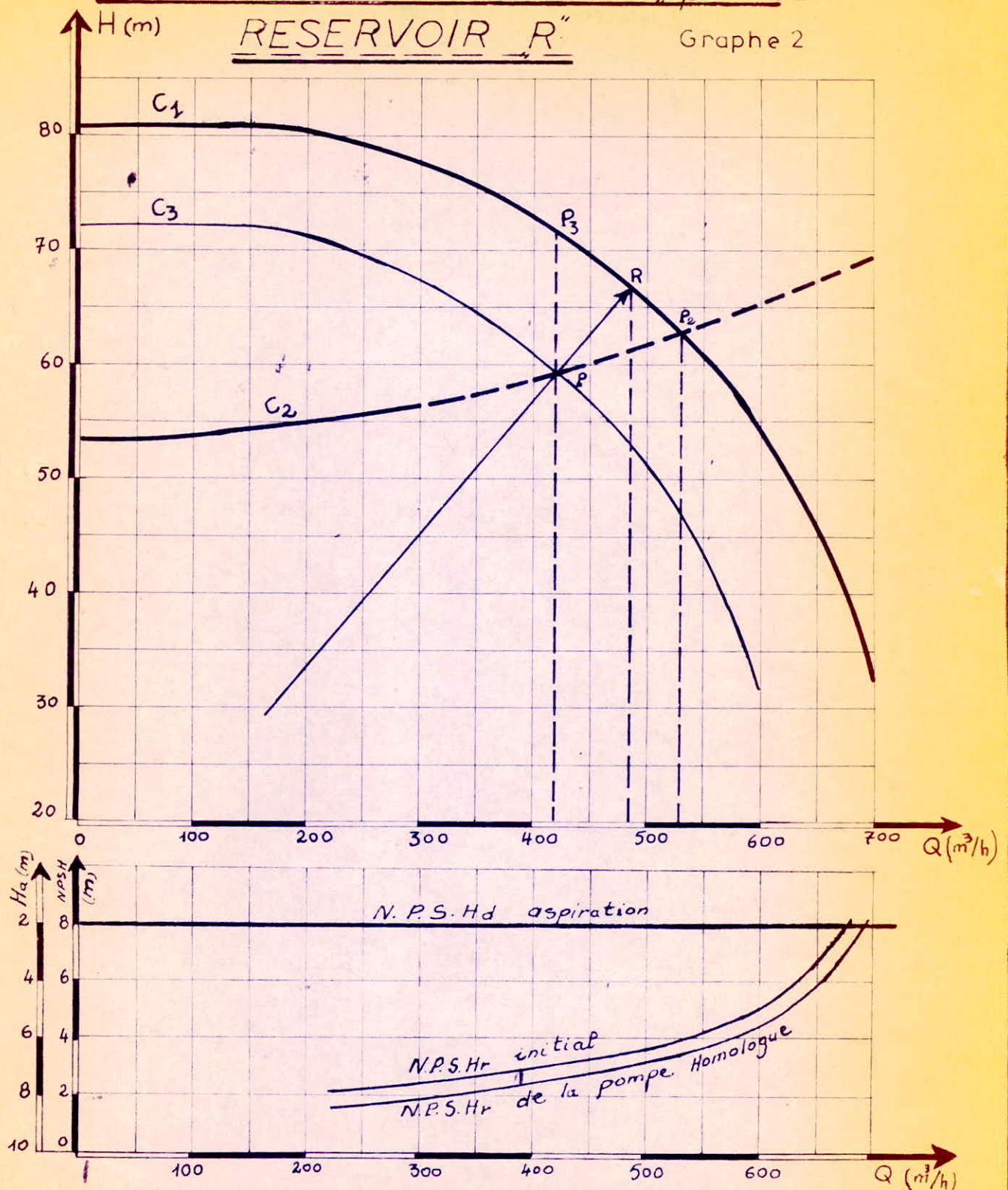
* - A partir de la tension alternative un variateur électromécanique la transformera en tension continue de valeur moyenne réglable qui, appliquée au moteur permettra de faire varier sa vitesse.

*- En agissant directement sur le moteur asynchrone il est possible d'obtenir des vitesses différentes par commutation du nombre de paires de pôles. Nous n'envisagerons pas la quatrième possibilité puisqu'elle ne permet l'obtention de vitesses discrètes.

REMARQUE :

Le N.P.S.H. est une hauteur qui suit donc la loi des hauteurs qui régit les pompes semblables avec un même diamètre et tournant à des vitesses de rotation différentes le N.P.S.H. variera comme le carré des vitesses de rotation (voir graphe II).

35
ADDITION DU FORAGE F_p" AU
RESERVOIR R" Graphe 2

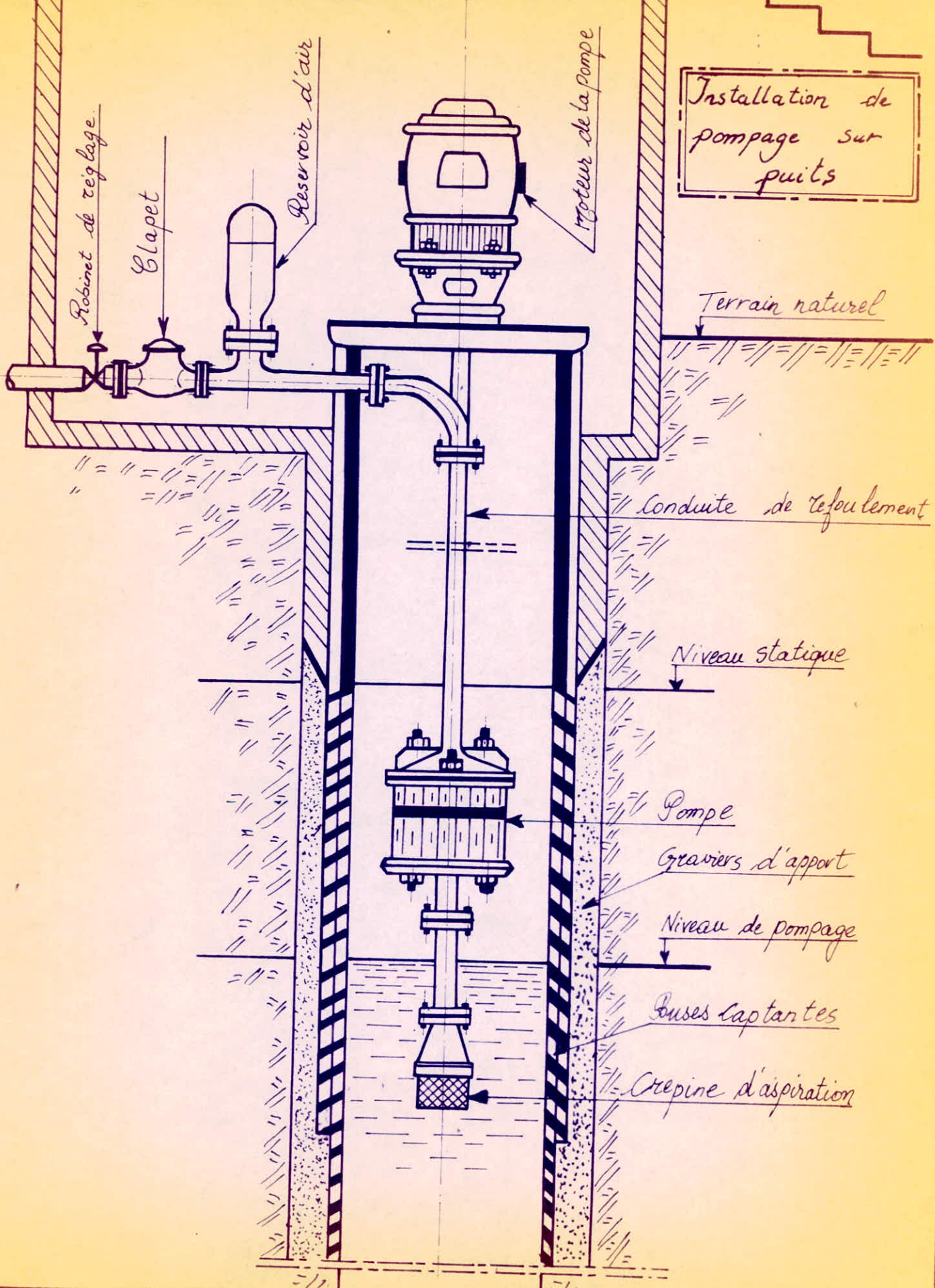


- C_1 : Courbe Caractéristique de la pompe initiale - C_1
- C_2 : Courbe Caractéristique de la conduite - C_2
- C_3 : Courbe Caractéristique de la pompe Homologue - C_3

Echelle:
 $H: 1\text{ cm} \rightarrow 50\text{ m}^3/h$
 $V: 1\text{ cm} \rightarrow 5\text{ m}$

POMPE: JEUMONT-SHNEIDER.
 SERIE: ME. 200-500
 $N = 1450$ Tours/minute
 $\eta_{max} = 77,5\%$
 pompe à Axe Verticale

Installation de pompage sur puits



Robinet de réglage

Clapet

Reservoir d'air

Moteur de la pompe

Terrain naturel

Conduite de refoulement

Niveau statique

Pompe

Graviers d'apport

Niveau de pompage

Buses captantes

Crepine d'aspiration

$$\left(\frac{N.P.S.H_r}{N.P.S.H_f} \right) I = \frac{(N)^2}{(N_1)^2} = \frac{(1344)^2}{(1450)^2} = 0,859137217$$

Q m ³ /h	225	300	350	400	450	500	550	600	660
(N.P.S.H _r) initiale m	2,00	2,45	2,70	3,00	3,35	3,70	4,20	5,00	7,00
(N.D.S.H _r) nouvelle m	1,72	2,10	2,32	2,58	2,88	3,18	3,61	4,29	6,01

CONCLUSION

L'analyse des différentes variantes nous conduit a prendre en considération deux d'entre elle :

- La troisième qui consiste a faire le rognage de la roue initiale.

- La quatrième variante qui consiste a installer une pompe homologue accouplée a un moteur à vitesse de rotation variable. Cette solution s'avère la plus avantageuse a double point de vue d'une part elle permet elle permet l'utilisation plus rationnelle de l'énergie ; d'autre part, la possibilité de varier la vitesse de rotation nous permet d'adopter le point de fonctionnement avec la variation de la demande en eau.

D'après le graphe II on remarque que le point de fonctionnement de la pompe se situe à gauche du point d'intersection des deux courbes, N.P.S.H_d et N.P.S.H_r. Ce qui vérifié la non apparition de la cavitation, le problème d'amorçage ne se pose pas dans ce cas puisque la pompe est destinée à fonctionner noyée.

CHAPITRE VIII

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

VII. 1. PRESENTATION DU PROBLEME

Le coup de belier est un phénomène oscillatoire qui se manifeste lors d'une modification du régime d'écoulement existant (arrêt ou mise en marche de la pompe, manoeuvres de vannes, etc..).

A la suite d'un arrêt brutal du group électro-pompe la veine liquide poursuit son chemin grâce a son inertie. Mais, n'étant plus alimentée, il va en résulter derrière elle une onde de pression qui se propage jusqu'au réservoir.

Chaque tranche de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre. Dès que cette onde de dépression atteint le réservoir, une onde élastique de pression statique normale commence a se déplacer du réservoir vers la pompe. Par suite de son élasticité ; la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche, en considérant les tranches successives à partir du réservoir. Alors il se produira un accroissement de la pression de la portion du liquide la plus proche du clapet de la pompe. Les portions suivantes vont subir les mêmes effets. Une onde de surpression se propage depuis la pompe jusqu'au réservoir. Une dépression se manifestera au niveau du clapet de la pompe.

Ce phénomène continue jusqu'à ce qu'il soit amorti par las pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite.

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

$$a = \frac{(K/p)^{1/2}}{(1 + \frac{K \cdot \varnothing}{E \cdot e})^{1/2}}$$

où :

- a : célérité de l'onde (M/s)
- \varnothing : diamètre intérieur de la conduite ($\varnothing = 400$ mm)
- E : Coefficient d'élasticité de la conduite (E = 2.10¹¹ pour l'acier).
- K : Coefficient de compressibilité de l'eau.
K = 2,15.10⁹ Ba à 20°C.
- ρ : masse volumique de l'eau. $\rho = 1000$ Kg/m³
- e : épaisseur de la conduite.

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

$(1 + \frac{K \varnothing}{E.e})^{-1/2}$: Contribution de l'élasticité de la conduite.

Le maximum de la dépression ou de la surpression est de :

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

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s)
 g : accélération de pesanteur ($9,81 \text{ m/s}^2$).

VIII.2. EQUIPEMENTS ET MOYENS DE PROTECTION

Le coup de belier peut entraîner des ruptures brutales des conduits, des destructions des appareils de pompage ou des cavitations et même des décollement de la veine. Les moyens destinés à diminuer ses conséquences néfastes sont très nombreux, les plus utilisés sont :

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

** Soupape de décharge : Elle n'intervient que pour limiter les surpressions, son utilisation est souvent plus économique au point de vue investissement, mais elle implique de considérables pertes de volume d'eau.

** Cheminée d'équilibre : Peut limiter les dépressions ainsi que les surpressions. On ne peut l'établir économiquement que pour les hauteurs géométriques très faibles.

** Réservoir d'air : Il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions. son installation est simple.

Parmi ces moyens, nous avons opté comme dispositif de protection un réservoir d'air car, il est très répandu pour la protection des conduites et stations de pompages pour une certaine gamme de débit et pression allant respectivement jusqu'à quelques (l/s) et quelques centaines de mètres.

De plus ces réservoirs d'air sont excessivement simple de point de vue installation et facilement contrôlable.

VIII.3. ETUDE DU COUP DE BELIER AU REFOULEMENT

- Vitesse de propagation (célérité).

$$a = \frac{(K/p)^{1/2}}{\left(1 + \frac{K \cdot \varnothing}{E \cdot e}\right)} = \frac{\left(\frac{2,15 \cdot 10^9}{1000}\right)^{1/2}}{\left(1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,4}{2 \cdot 10^{11} \cdot 0,005}\right)}$$

$$a = 10,75,13 \text{ m/s}$$

- Les caractéristiques de refoulement :

$$L = 1750 \text{ m}$$

$$\varnothing = 0,40 \text{ m}$$

$$H_g = 53,50 \text{ m}$$

$$Q = 0,11662 \text{ m}^3/\text{s}$$

La vitesse "Vo" d'écoulement en régime permanent :

$$V_o = \frac{Q}{A} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \varnothing^2} = \frac{4 \cdot 0,11662}{3,14 \cdot (0,4)^2} = 0,928 \text{ m/s}$$

- Le phénomène d'oscillation, sans dispositif choisi pour la protection peut atteindre une valeur maximale de :

$$h_{\max} = \frac{a \cdot V_o}{g} = \frac{1075,13 \cdot 0,928}{9,81} = 101,70 \text{ m}$$

Les valeurs maximales de la pression dans la conduite peuvent atteindre au moment du retour d'onde :

* - La surpression

$$H_s = H_g + h_{\max} = 53,50 + 101,70 = 155,20 \text{ m}$$

soit : 16 bars

*- La dépression

$$H_d = H_g - h_{\max} = 53,50 - 101,70 = - 48,20 \text{ m}$$

soit : - 5 bars

VIII.3.1. ARRÊT BRUSQUE DU GROUPE ELECTRO POMPE

Une certaine quantité d'eau et d'air à la pression de fonctionnement normale de l'installation est emmagasinée dans le réservoir.

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

VIII.3.1.1. PRINCIPE DE CALCUL :

Le principe de calcul se fait à l'aide de l'épure de BERGERON qui permet de déterminer les valeurs maximales de dépressions et de surpression dans la conduite, en ayant les caractéristiques du réservoir d'air et de l'organe d'étranglement.

Nous partons d'un volume initial du réservoir d'air U_0 , on se fixe la vitesse finale V_f et on calcul à la fin de l'intervallé, la pression dans le réservoir d'air puis la pression dans la conduite en ajoutant ou en retranchant les pertes de charge suivant le cas :

On vérifié sur le diagramme de BERGERON, la pression finale correspondante à la vitesse V_f .

Les temps qui suivent selon les valeurs de :

$$\theta = \frac{2 L}{a} \text{ l'augmentation } \Delta U \text{ du volume d'air}$$
$$\theta = \frac{2 \cdot L}{a} = 3,25 \text{ secondes.}$$

du réservoir, où sa diminution est exprimée par le volume d'eau qui circule dans la conduite de refoulement pendant le temps et avec une vitesse " V_m ".

Pour le premier intervalle θ , $V_{m1} = \frac{V_0 + V_f}{2}$, le volume U d'air du réservoir sera égal alors : $U_0 + \Delta U$; pour les autres intervalles de volumes s'ajoutent quand l'eau monte et se retranchent quand l'eau descend.

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

$$(Z_0 + S_0) \cdot U_0^{1,4} = Z \cdot U^{1,4}$$

S_0 : Perte de charge dans la conduite en régime normal.

Z_0 : Pression absolue dans la conduite en régime normal.

$$Z_0 = H_0 - h_0 + I_0 = 58,50 \text{ m.}$$

H_0 : Hauteur géométrique de refoulement au droit de la prise de l'anti-bélier ($H_0 = 51,50 \text{ m}$).

h_0 : Hauteur d'eau entre l'axe de la conduite de refoulement et le plan d'eau dans le réservoir d'air lors du régime normal ($h_0 = 3 \text{ m}$)

Si l'on suppose, ne pas dépasser pour la conduite, une pression de 100 m, c'est à dire 10 bars, le calcul du réservoir se fera comme suit :

- $Z_0 = 58,50 \text{ m}$
- $Z_{\max} = 100 + I_0 = 110 \text{ m}$
- $\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1,73228$

$$- \frac{h_0}{2g} = \frac{V_0^2}{2g} = 0,04389$$

$$- \frac{H_0}{Z_0} = 0,0097$$

On trouve à l'aide de l'abaque de VIBERT

$$\frac{U_0}{L.S} = 5,6 \cdot 10^{-3}, \quad \frac{Z_{min}}{Z_0} = 0,623$$

$$\text{Or L.S.} = 1750 \cdot 0,12566 = 219,91 \text{ m}^3$$

$$\text{d'ou } U_0 = 1,2315$$

$$U_{max} = \frac{U_0 \cdot Z_0}{Z_{min}} = 1,9763 \text{ m}^3$$

Afin qu'il reste encore de l'eau dans ce réservoir, même quand U aura atteint sa valeur maximale ; il sera calculé pour une capacité d'environ ($U = 2,300 \text{ m}^3$).

Par ailleurs

$$m = \frac{d^2}{D^2} = \left(\frac{100}{200} \right)^2 = 0,25$$

d : diamètre de l'orifice du clapet à battant percé ($d = 100 \text{ mm}$)

D : diamètre de la tubulure ($D = 200 \text{ mm}$).

on lit : Du graphe donnant le coefficient des pertes de charge "C"
 $C = 1,87$

- La perte de charge dans le passage de l'origine du clapet

$$\Delta h = \frac{C V_2^2}{2g} = \frac{1,87 V_2^2}{19,62} = 0,0953 V_2^2$$

$\Delta h = 0,0953$, à la descente.

$\Delta h = 0$, à la montée.

$$\text{Avec } \frac{V_2}{V_f} = \frac{D^2}{d^2} = \left(\frac{200}{100} \right)^2 = 16 \quad \text{---} \rightarrow V_2 = 16 \cdot V_f.$$

- La pression absolue dans la conduite y compris les pertes de charge s'obtient :

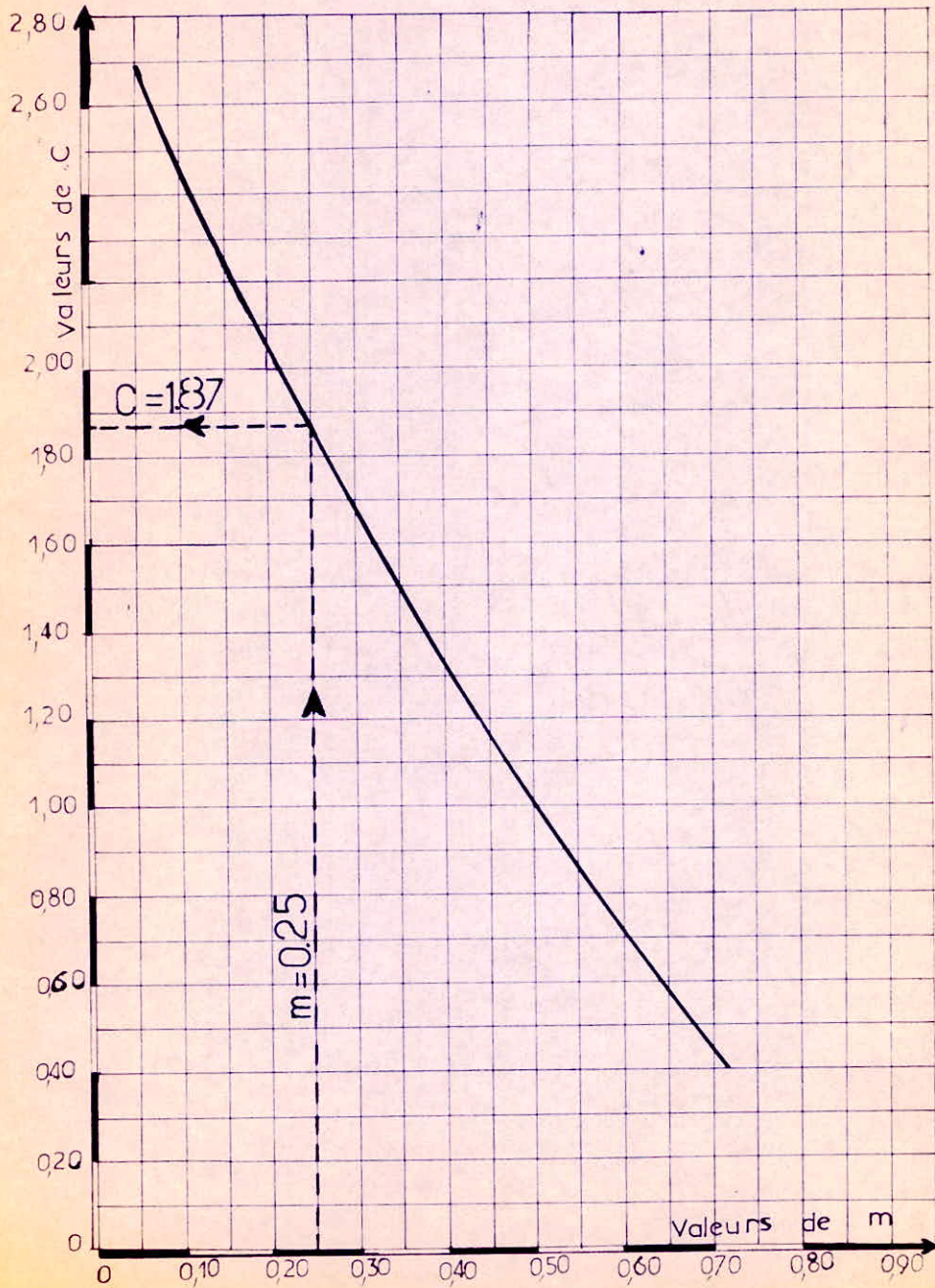
$$\text{En faisant : } \begin{array}{l} Z + h_0, \text{ à la montée} \\ Z + h_0 + \Delta h, \text{ à la descente.} \end{array}$$

- La pression finale dans la conduite, en aval du dispositif d'étranglement fictif, les pertes de charge s'obtient :

$$\text{En faisant : } \begin{array}{l} Z + h_0 - S, \text{ à la montée.} \\ Z + h_0 + S + \Delta h, \text{ à la descente.} \end{array}$$

Coefficient de perte de charge "C"

dans un Clapet - abaque 2



VIII.3.1.2. CONSTRUCTION DE L'EPURE DE BERGERON

L'axe des abscisses est graduée selon les vitesses de l'eau, la droite a/g.s part du point de coordonnées (Vo, Hg + Ho) respectivement la vitesse et la pression absolue de l'écoulement normal, l'intersection de la droite a/g.s avec l'horizontal passant par la valeur de la pression régnant dans la conduite donne un point à partir duquel la droite se refléchit sur l'horizontal passant par la valeur Zo.

- La pente de la droite a/g.s

$$\frac{a}{g.s} = 872,13$$

* Echelle des pressions

$$\begin{array}{l} A \text{ cm} \longrightarrow 2\text{m} \\ x \text{ cm} \longrightarrow 872,13 \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} A \\ x \end{array}} \right\} \longrightarrow X = 436,06$$

* Echelle des vitesses

$$\begin{array}{l} A \text{ cm} \longrightarrow 0,1 \text{ m/s} \\ \text{soit : } 0,1 \cdot 0,12566 \\ \text{d'ou } \text{tg} \alpha = 5,48 \longrightarrow \alpha = 79,66 \end{array}$$

C O N C L U S I O N

- Pendant la phase de dépression, le volume de l'air, de 3500 m³ du départ, passe à 4,3493 m³ à la fin de dépression, la pression dans la conduite tombe à 50,49 soit une dépression de 67,21 - 50,49 = 16,72 m.c.e.

- Pendant la phase de surpression, le volume de l'air passe à 3,3863 m³ à la fin de la surpression, soit une faïlle pression

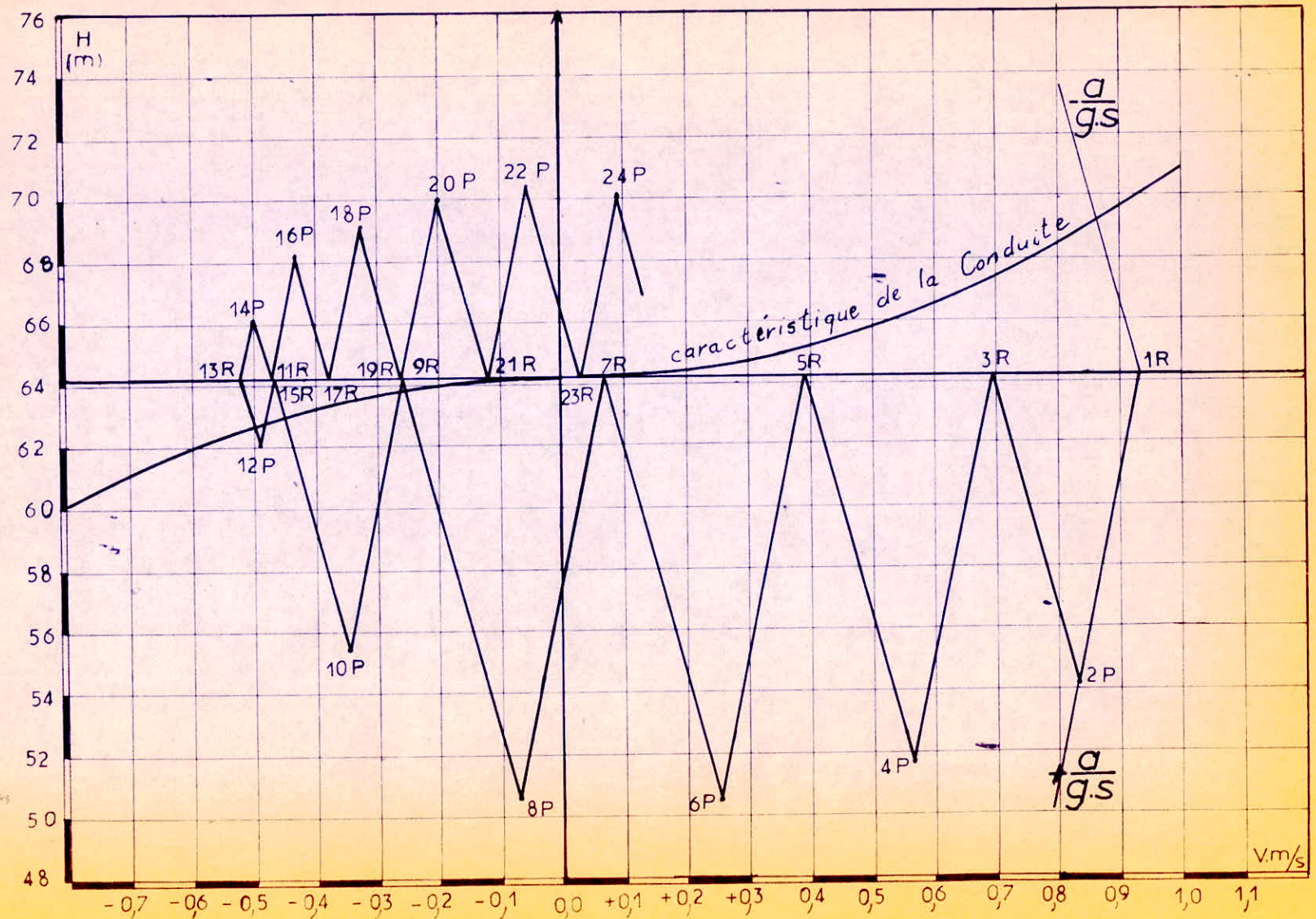
$$70,31 - 67,21 = 3,10 \text{ m.c.e}$$

ARRET BRUSQUE DU GROUPE - (F_D - R)

Tableau 2

INTERVALLES DE TEMPS θ (s)	VARIATION DU VOLUME D'AIR $\Delta U = S \cdot V_m \cdot \theta$ $\Delta U = 0,4084 \cdot V_m$	VOLUME D'AIR U	PRESSION DANS LE RESERVOIR D'AIR $Z = \frac{370,935}{U^{1,4}}$	VITESSE V_2 DUE AU PASSAGE D'EAU DANS TROU DU DIAPHRAGME $V_2 = 16 \cdot V_p$	PERTE DE CHARGE DANS L'ORIFICE DU CLAPET $\Delta h = 0,0953 \cdot V_2^2$	Pression dans la conduite y compris la perte de charge Montee = $Z + 3m$ descente = $Z + \Delta h + 3m$	PERTE DE CHARGE AU REFOULEMENT δ	Pression dans la conduite sans perte de charge Montee = $Z + 3,00 - \delta$ descente = $Z + \Delta h + 3 + \delta$	VITESSE V_f LUE SUR LE GRAPHE	VITESSE MOYENNE V_m	VITESSE CHOISIE $V_{f.c}$	point
0	0	$U_0 = 3,500$	64,21			67,21	5,71	61,50	$V_f = 0,930$	-	-	1R
θ	0,3594	3,83594	56,00	$\Delta h \sim 0$	LE BATTANT DU CLAPET EST OUVERT, LA PERTE DE CHARGE EST NEGLIGEABLE	59,00	4,79	54,20	0,830	0,830	0,830	2P
2 θ	0,28348	4,1442	50,68			53,68	2,11	51,57	0,565	0,6975	0,565	4P
3 θ	0,1674	4,3116	47,95			50,95	0,43	50,52	0,255	0,4100	0,255	6P
4 θ	-0,0377	4,3494	47,37			1,12	0,12	50,49	0,03	50,52	-0,070	-0,0925
5 θ	-0,08347	4,2646	48,69	5,52	2,90	54,59	0,831	55,40	-0,345	-0,2075	-0,345	10P
6 θ	-0,1705	4,0940	51,55	7,834	5,836	60,41	1,59	62,00	-0,490	-0,4175	-0,490	12P
7 θ	-0,2022	3,83918	55,36	8,00	6,10	64,46	1,66	66,12	-0,500	-0,4950	-0,500	14P
8 θ	-0,1909	3,7008	59,38	6,96	4,62	67,00	1,25	68,25	-0,435	-0,4675	-0,435	16P
9 θ	-0,1552	3,5456	63,05	5,20	2,58	68,63	0,70	69,33	-0,325	-0,380	-0,325	18P
10 θ	-0,1072	3,4384	65,82	3,20	0,96	69,78	0,26	70,04	-0,200	-0,2625	-0,200	20P
11 θ	-0,0521	3,3863	67,24	0,888	0,07	70,31	0,02	70,33	-0,055	-0,1275	-0,055	22P
12 θ	0,0071	3,3934	67,05	-	~ 0	70,05	0,05	70,00	0,090	0,0175	0,090	24P

- Arrêt brusque du Groupe - Epure du coup de bélier - (F_p - R)



graphe 3

VIII.3.2. DEMARRAGE DU GROUPE ELECTRO-POMPE

Après avoir protégé la conduite de refoulement pour atténuer l'effet du coup de betier dans le cas d'un arrêt brusque alors que l'eau contenue dans la conduite n'est pas encore en mouvement on considère un démarrage à vanne ouverte (cas le plus défavorable). La vérification se fera par la méthode graphique de BERGERON initialement la pression absolue de l'air est :

$Z_0 = 58,50$ m. A chaque instant de débit Q fourni par la pompe se divise en deux :

- q_c : débit évacué dans la conduite de refoulement qui donne lieu a une perte de charge Δ .
- q_r : débit dérivé vers le réservoir d'air, qui engendre une perte de charge Δh au passage de l'organe d'étranglement.

$$Q = q_c + q_r.$$

Soit q_m , la moyenne arithmétique des débits q_r à l'origine et à la fin de l'intervalle θ .

- La valeur du volume d'air

$$U = q_m \cdot \theta = 3,25 \cdot q_m.$$

- Le volume d'air emprisonné dans le réservoir d'air est donné par :

$U = U_0' - \Delta U$, lorsque le réservoir se remplit.

$U = U_0' + \Delta U$, lorsque le réservoir se vide.

U_0' = volume d'air initiale, (en régime normale).

Pression dans le réservoir d'air

$$Z = \frac{Z_0 \cdot U_0^{1,4}}{U^{1,4}}, \text{ avec } U_0^{1,4} = \frac{110,99}{2} \rightarrow U_0 = 3,7407$$

- vitesse de l'eau dans l'orifice du clapet

$$V = \frac{q_r}{s} = \frac{q_r}{0,007854}$$

s : étant la section offerte au passage de l'eau.

- Pertes de charge au passage de l'orifice d'étranglement.

$$h = \frac{CV^2}{2 \cdot g} = 0,0953 V^2$$

- Pression absolue dans la conduite y compris les pertes de charge

$$Z + h_0 + \Delta h$$

DONNEES DE BASE

Q = 0,11662 m³/s
∅ = 400 mm
L = 1750 m
Hg = 53,50 m
Ho = 51,50 m
D = 200 mm
d = 100 mm
Vo = 0,94 m/s
Uo = 3,7407 m³
ho = 3 m.

* tracé de la droite a/g.s
- La pente de la droite a/g.s

$$\frac{a}{g.s} = 872,13$$

• Echelle des pressions

$$\begin{array}{l} 1 \text{ cm} \longrightarrow 2 \text{ m} \\ x \text{ cm} \longleftarrow 872,13 \text{ m} \end{array} \longrightarrow x = 436,06 \text{ cm}$$

• Echelle des débits

$$1 \text{ cm} \longrightarrow 40 \text{ m}^3/\text{h}$$

soit : $\text{tg} \alpha = 4,845 \longrightarrow \alpha = 78,338^\circ$

C O N C L U S I O N

Le réservoir d'air se remplit jusqu'au temps 3 θ et le volume de l'air diminue de 3,7407 - 3,2535 = 0,4872 m³. La pression maximale dans la conduite est de 76,00 elle sera produite au temps 1 θ .

VIII.3.3. DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR D'AIR, EQUIPEMENT

Nous prendrons une cuve cylindrique équipée de deux fonds bombés dont la capacité de 4,400 m³

- volume de l'air sous les deux calottes :

si d : diamètre intérieur de la cuve (d = 1,50 m)
h : hauteur elliptique du fond (h = 0,40 m)

$$V_{ca} = \frac{2 \cdot I \cdot 4}{2 \cdot 3} \cdot \frac{\sqrt{d \cdot h}}{4} = 0,943 \text{ m}^3$$

Il reste, pour la partie cylindrique de la cuve

$$V_{cy} = 4,400 - 0,943 = 3,457 \text{ m}^3$$

$$\text{Avec une hauteur } h_{cy} = \frac{V}{S} = \frac{3,457 \cdot 4}{\sqrt{d}} = 2,935 \text{ m.}$$

Hauteur totale de l'appareil

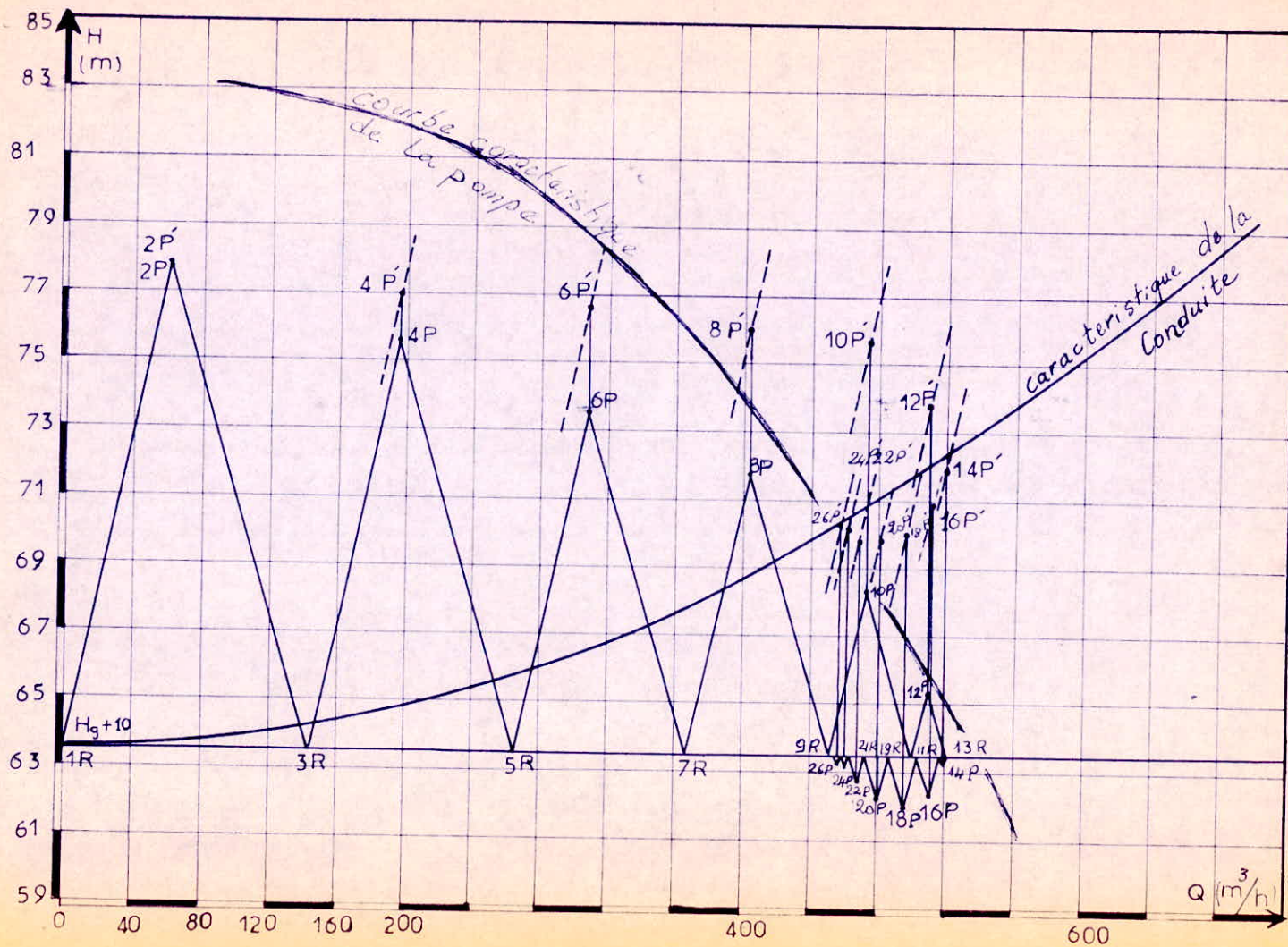
$$2,935 + 2 \cdot 0,40 = 3,735 \text{ m.}$$

-DEMARRAGE DU GROUPE - (F_D - R)

Tableau 3

INTERVALLES DE TEMPS θ (s)	DEBIT DE LA POMPE Q (m ³ /s)	DEBIT DE LA CONDUITE q_c (m ³ /s)	DEBIT QUI ENTRE OU SORT DU RESERVOIR q_r (m ³ /s)	DEBIT MOYEN ENTRANT OU SORTANT DU RESERVOIR q_m (m ³ /s)	VARIATION DU VOLUME D'AIR $\Delta U = 3254 \cdot q_m$ (m ³)	VOLUME D'AIR U (m ³)	PRESSION Dans le Reservoir d'air $Z = \frac{370,935}{U^{1,4}}$ (m. d'eau)	VITESSE AU PASSAGE DU CLAPET $V = \frac{q_r}{0,007854}$ (m/s)	PERTE DE Charge dans le clapet $\Delta h = 0,0953 \cdot V^2$	Hauteur choisie piézométrique (valeur absolue) H_B (m)	Pression dans la conduite correspondante à H_B $H_B - 2$ (m. d'eau)	Pression dans la conduite correspondante à la presse Z dans le Reservoir d'air $Z + \Delta h + 3$ (m. d'eau)	Perte de charge δ dans la conduite δ (m)	POINT CORRESPONDANT
0	0	0	0	0	0	U=37407	Z=58350	0	0	H _B =63,5	61,50	61,50	0	1R
0	0,1027	0,0172	0,08355	0,0427	0,1390	3,6016	61,68	10,8390	11,31	78,0	76,00	75,99	0,12	2P' 2P
20	0,1077	0,0545	0,0532	0,0693	0,2254	3,3761	67,53	6,776	4,37	76,90	74,90	74,91	1,24	4P' 4P
30	0,10833	0,08361	0,0222	0,03771	0,1225	3,2535	71,12	2,829	0,76	76,70	74,70	74,88	3,10	6P' 6P
40	0,1066	0,1122	-0,0055	-0,00833	0,0270	3,2264	71,95	—	—	77,00	75,00	74,90	5,27	8P' 8P
50	0,1131	0,1316	-0,0185	-0,0120	0,0390	3,2654	70,75	—	—	75,60	73,60	73,75	7,26	10P' 10P
60	0,1200	0,1416	-0,0216	-0,0201	0,0653	3,3307	68,82	—	—	73,80	71,80	71,82	8,40	12P' 12P
70	0,1266	0,1444	-0,0177	-0,0197	0,0639	3,3946	67,01	—	—	72,00	70,00	70,01	8,73	14P' 14P
80	0,1302	0,1422	-0,0120	-0,0148	0,0483	3,4428	65,71	—	—	70,80	68,80	68,79	8,47	16P' 16P
90	0,1352	0,13830	-0,00283	-0,0074	0,0242	3,4669	65,06	—	—	70,00	68,00	68,05	7,97	18P' 18P
100	0,1331	0,13383	-0,0007	-0,0041	0,0133	3,48302	64,72	—	—	69,80	67,80	67,72	7,50	20P' 20P
110	0,1327	0,1305	0,0022	0,00083	0,0025	3,4777	64,783	0,2833	0,010	69,90	67,90	67,79	7,14	22P' 22P
120	0,1322	0,12836	0,0035	0,00283	0,0093	3,46833	65,03	0,453	0,020	70,10	68,10	68,05	6,93	24P' 24P
130	0,1322	0,12783	0,0044	0,0039	0,0129	3,4554	65,37	0,566	0,030	70,20	68,20	68,40	6,834	26P' 26P

- Démarrage du Groupe - Epure du coup de bélier - (F_p - R)



graphe 4

* Hauteur occupée par l'air en régime normal d'exploitation
volume de l'air 3,500 m³
Fond elliptique du sommet 0,471 m³

Reste pour la partie cylindrique 3,029 m³

Correspondant à une hauteur de :

$$\frac{3,029 \cdot 4}{\pi} = 2,571 \text{ m}$$

π .d

Donc le niveau normal de l'anti-belier sera situé à une distance de $0,40 + 2,571 = 2,971 \text{ m}$ du sommet de l'appareil.

* Variations maximales du niveau ci des us trouvé :

Pendant la phase de dépression, le volume de l'air augmente au maximum de $4,3494 - 3,500 = 0,8494 \text{ m}^3$; par rapport au niveau normal, le niveau d'eau va s'abaisser de :

$$\frac{0,8494 \cdot 4}{\pi} = 0,721 \text{ m}$$

π .d

Pendant la phase de surpression, le volume de l'air diminue de $3,500 - 3,3863 = 0,1137$; par rapport au niveau normal, le niveau de l'eau se s'élève de :

$$\frac{0,1137 \cdot 4}{\pi} = 0,10 \text{ m.}$$

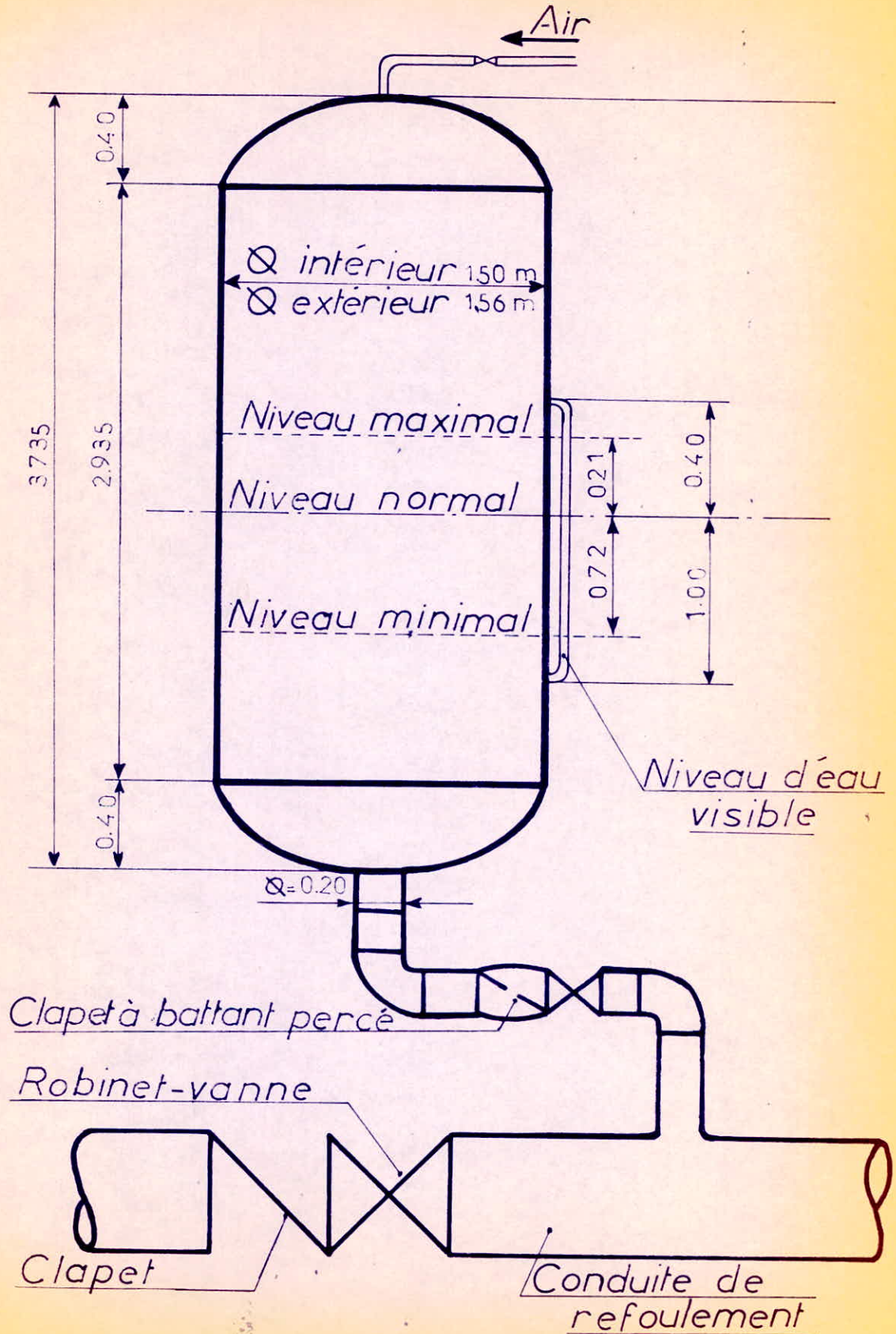
π . d

Toutefois, l'élévation maximale du niveau se produira au moment du démarrage ; elle atteindra

$$\frac{[0,4872 - (3,7407 - 3,500)] \cdot 4}{\pi} = 0,209 \text{ m}$$

π . d

-RESERVOIR D'AIR-



CHAPITRE IX - DISTRIBUTION

IX.1. CHOIX DU TYPE DE RESEAU.

D'après le plan d'urbanisation de la ZHUN de KOUDIA SUD, vue le nombre de logements et des équipements projetés, nous avons opté, pour un réseau maillé.

IX.2. DETERMINATION DES DEBITS AUX NOEUDS :

On remarque que le plan d'urbanisation du centre se composera d'une façon particulière d'une même densité (communiquée par la D.H.W.T.).

- Le réseau schématiquement des canalisations a été tracé en fonction des structures d'habitats, qui suit le cheminement des rues dans le périmètre à urbaniser nous avons circonscrit un contour fermé, constitué une maille à l'intérieur de laquelle peuvent être connectées des conduits d'un réseau ramifié.

- Concernant le débit de chaque noeud on délimite la zone desservie par ce dernier par la méthode des médiatrices.

- Ayant la densité, le nombre d'habitants et la consommation spécifique correspondante à chaque zone, nous déduisons le débit de chaque noeud qui sera multiplié par le coefficient de pointe ($K_p = 1,872$)

- formules de calcul

* consommation spécifique : $q = \frac{Q_m}{N_m}$ (L/J /Hab).

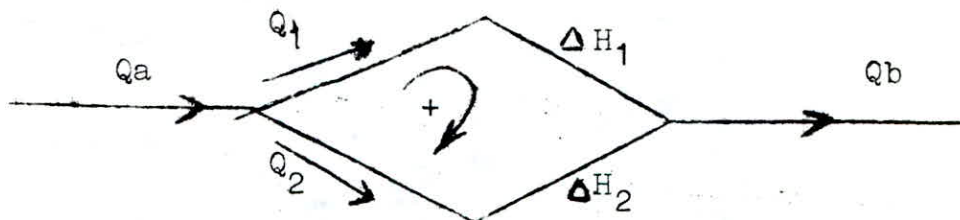
* densité _____ : $d = \frac{N_t}{S_t}$ (Hab/hac).

* Consommation par noeud : $Q_i = N_i \cdot q_i$.

IX.3. CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

(le réseau maillé)

Le calcul du réseau maillé a été fait par des approximations successives selon la méthode de HARDY -CROSS qui se repose sur deux lois :



REPARTITION DES MAILLES, CONSOMMATION SPECIFIQUE

Tableau 4

Mailles	Densité (hab/ha)	Surfaces (ha)	Population (hab)	Consommation domestique (m ³ /J)	Consommation collective (m ³ /J)	Consommation municipale (m ³ /J)	Debit total (m ³ /J)	Consommation specifique (l/J/hab)
I	590	4.98	2940	735.00	10.00	—	971.03	330.28
II	590	4.06	2397	599.25	63.35	—	863.79	360.36
III	590	7.02	4145	1036.25	17.00	34.40	1417.63	342.01
IV	590	8.72	5148	1287.00	57.35	18.65	1776.52	345.09
V	590	2.90	1712	428.00	6.00	—	565.64	330.40
VI	590	7.12	4203	1050.75	72.15	6.20	1471.65	350.14
VII.	590	6.32	3731	932.75	59.75	28.10	1330.24	356.54

Tableau 5

Nœuds	Mailles	Surfaces (ha)	Consommation Spécifique (l/j/hab)	Densité (hab/ha)	Population (hab)	Consommation par zone (l/s)	Consommation par nœud (l/s)	Coefficient de pointe (kp)	Debits soutires (l/s)	Debits soutires arrondis (l/s)
1	I	1,02	330,28	590	602	2,30	2,30	1,872	4,31	4
2	I	1,17	330,28	590	690	2,64	5,35	1,872	10,02	10
	II	1,10	360,26	590	649	2,71				
3	II	1,30	360,26	590	767	3,20	8,15	1,872	15,26	15
	III	2,12	342,01	590	1251	4,95				
4	III	1,83	342,01	590	1081	4,28	11,16	1,872	20,89	21
	IV	2,92	345,09	590	1724	6,88				
5	IV	2,04	345,09	590	1204	4,81	4,81	1,872	9,00	9
6	I	1,50	330,28	590	886	3,39	5,24	1,872	9,81	10
	V	0,82	330,40	590	484	1,85				
7	I	1,29	330,28	590	762	2,91	6,42	1,872	12,02	12
	II	0,81	360,28	590	479	2,00				
	V	0,67	330,40	590	395	1,51				
8	II	0,85	360,26	590	502	2,10	11,94	1,872	22,35	23
	III	1,60	342,01	590	944	3,74				
	V	0,72	330,40	590	425	1,63				
	VI	1,87	350,14	590	1104	4,47				
9	III	1,47	342,01	590	869	3,44	15,62	1,872	29,24	29
	IV	1,93	345,09	590	1139	4,55				
	VI	1,71	350,14	590	1009	4,10				
	VII	1,45	356,54	590	856	3,53				
10	IV	1,83	345,09	590	1081	4,32	7,61	1,872	14,25	14
	VII	1,35	356,54	590	797	3,29				
11	V	0,69	330,40	590	408	1,56	5,10	1,872	9,55	10
	VI	1,48	350,14	590	874	3,54				
12	VI	2,06	350,14	590	1216	4,93	9,58	1,872	17,93	18
	VII	1,91	356,54	590	1128	4,65				
13	VII	1,61	356,54	590	950	3,02	3,02	1,872	7,21	7

- Première loi :

En chaque noeud du réseau, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants $Q_a = Q_1 + Q_2$

- Deuxième loi :

Le long du parcours orienté et fermé la somme algébrique des pertes de charge est nulle

$$\Delta H_1 - \Delta H_2 = 0$$

IX.3.1. METHODE DE HARRY - CROSS

IX.3.1.1. PRINCIPE

Il consiste à se fixer dans chaque maille une répartition supposée des débits ainsi un sens d'écoulement de façon à satisfaire la première loi et à calculer la perte de charge dans chaque tronçon de la maille.

IX.3.1.2. DIAMETRE DES CONDUITES DU RESEAU

On prend une vitesse comprise entre (0,5 ÷ 1,5)m/s

$$Q = V.A. \longrightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}}$$

Avec Q : débit de la première répartition.

On prend des diamètres normalisés.

IX 3.1.3. PERTE DE CHARGE TOTALE

La perte de charge qui se produit dans une conduite est calculée par la formule de DARCY-WEISBACH

$$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_l = (L_{ey} + L_g) \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot \frac{f}{D}$$

$$L_{ey} = 0,15 L_g$$

$$\Delta H_t = 1,15 \cdot L_g \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot \frac{f}{D} = 9,2 \cdot \frac{L_g \cdot f \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5}$$

$$r = \frac{9,2 \cdot L_g \cdot f}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \longrightarrow \Delta H_t = r Q^2$$

ou :

- ΔH_t : perte de charge totale (m)
- ΔH_l : perte de charge linéaire (m)
- ΔH_s : perte de charge singulière (m)
- Lg : longueur géométrique (m)
- Ley : longueur équivalente (m)
- f : résistance de la conduite (s²/m⁵)

IX.3.1.4. COEFFICIENT DE FROTTEMENT :

Ce dernier, pour un régime turbulent rugueux, il ne dépend que de la rugosité absolue et du diamètre de la conduite

Pour le réseau de distribution, on prend la rugosité absolue $\epsilon = 0,13 \cdot 10^{-4} \text{ m}$, nous utilisons pour le calcul la formule de COLEBROOK

$$F_c = \sqrt{-0,86 \cdot \ln \left(\frac{\epsilon}{3,7 \cdot D} + \frac{2,517}{R \cdot \sqrt{f_n}} \right)^{-2}}$$

C_u F_n : coefficient de frottement calculé par la formule de NIKIRADSE.

$$F_n = (1,14 + 0,86 \cdot \ln \frac{\epsilon}{D_h})^{-2}$$

Le principe d'équilibre, des pertes de charge le long d'une maille, se traduit donc par :

$$\sum \Delta H_t = \sum r \cdot Q_i^2 = 0$$

Cette égalité n'est pas vérifiée du premier coup, donc il faut modifier la répartition initiale supposée des débits Q_0 , afin de rectifier les valeurs des pertes de charge.

IX.3.1.5. DETERMINATION DU DEBIT CORRECTIF ΔQ

Il faut que $\Delta H_t = \sum r \cdot Q_i^2 = 0$, doit être nulle dans chaque circuit fermé pour satisfaire la deuxième loi.

- soit :
- Q_0 = débit en première approximation
 - Q_1 = débit corrigé
 - ΔQ_0 = terme correctif.

Donc pour chaque conduite, on aura, $Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$
l'équation devient donc.

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

ΔQ_0^2 est négligeable par rapport à Q_0 .

on aura donc :

$$Q_0 = - \frac{\sum r \cdot Q_0^2}{2 \cdot \sum r \cdot Q_0}$$

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

- Corrections propres à la maille considéré avec le signe de ΔQ_0 .
- Corrections propres à la maille adjacente (conduite commune aux 2 mailles) avec signe contraire de ΔQ_0 .

Il suffit de faire la somme algébrique de ces deux corrections et l'ajouter au débit Q_0 pour avoir le nouveau débit Q_1 . Les approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de ΔQ soient voisines de zéro (pratiquement pour $\Delta Q < (0,4 \text{ m}^3/\text{S})$) et jusqu'à ce que les pertes de charge sur le contour fermé soient inférieure à 0,50 m.

N.B. : Le calcul du réseau maille a été mené à l'aide d'un programme applicable à la T.I. 59.

IX.4. CALCUL DES PRESSIONS AU SOL

La détermination de la pression de service en un noeud quelconque est obtenue à partir de la cote piérométrique du noeud précédent en retranchant les pertes de charge occasionnés le long d'un tronçon et la cote du noeud considéré toute en respectant le sens de l'écoulement.

Pression au sol = côté piérométrique - côté du terrain
notamment cette pression au sol, doit être calculée pour satisfaire au conditions de pressions suivantes :

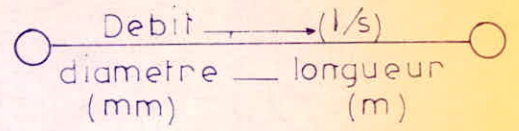
IX.4.1. LA PRESSION DEMANDEE AU DROIT D'UN IMMEUBLE

$$P_{\text{sol}} = n \cdot 3 + 5.$$

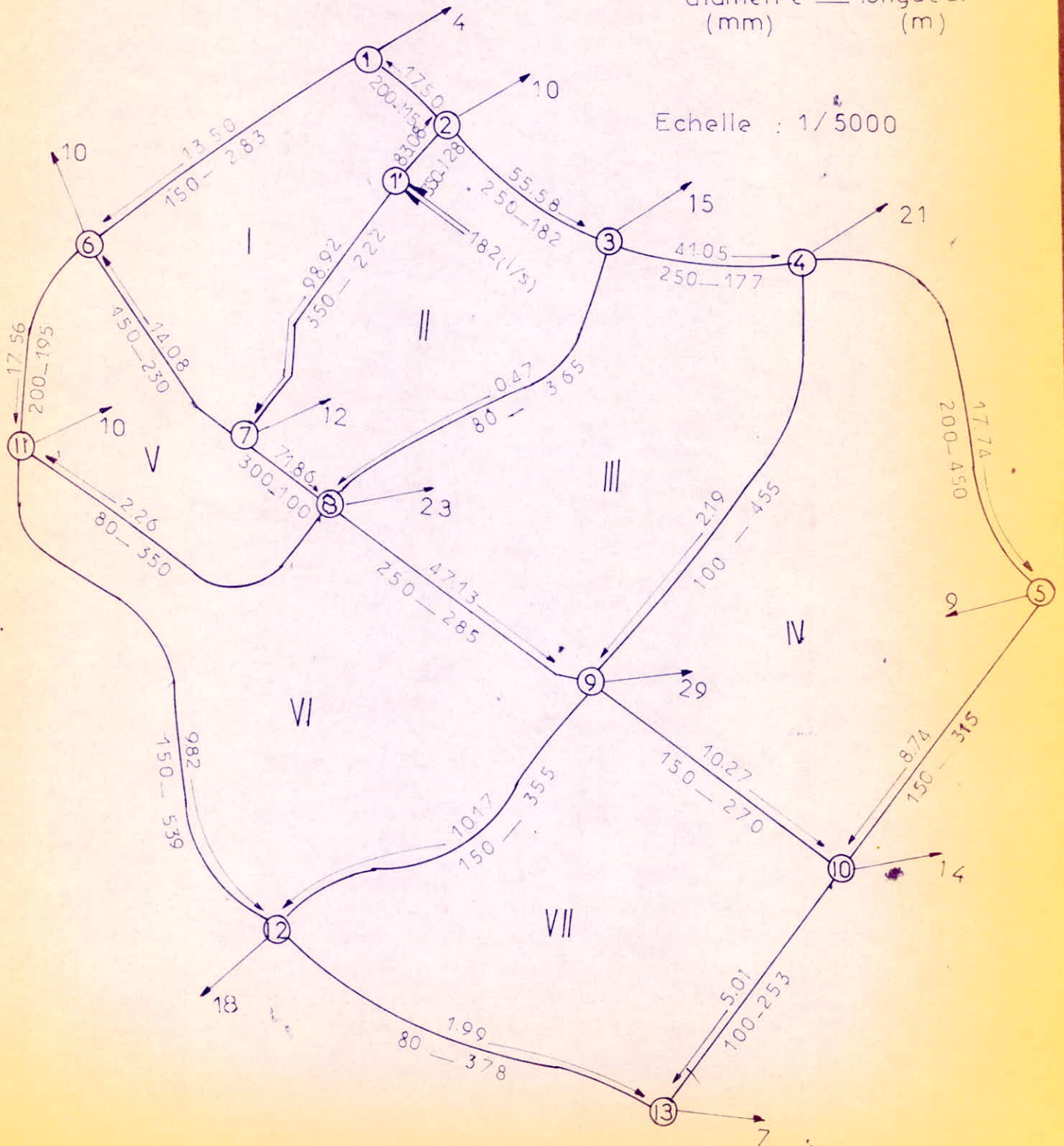
avec : n : nombre d'étages.
 3 : représente la hauteur d'un étage
 5 : représente et englobe la valeur de la pression prévue sur les orifices de puisage les plus élevés.

IX.4.2. En vue de la bonne tenue des canalisations et, notamment de leurs joints, il y a lieu d'éviter des pressions supérieurs à 40 m qui risquent d'apporter des désordres (fuites) et certains bruits désagréables.

REPARTITION DEFINITIVE DES DEBITS DANS LES DIFFERENTS TRONÇONS DE LA ZHUN DE KOUDIA



Echelle : 1/5000



IX.6. EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION :

Notre réseau sera constituée d'un assemblage de tuyau noir type S.N.S. de diamètre compris entre 60 mm et 250 mm pouvant supporter une pression de 500 m.

- appareils et accessoires.

* Robinets vannes.

Ils permettent d'isolement des divers, tronçons du réseau pour le pouvoir d'effectuer des répartitions comme ils permettent aussi le réglage des débits, la manoeuvre de ces robinets s'effectue à partir du sol au moyen d'un clé.

* Robinets de décharges

Pour faciliter le vidange et l'évacuation des dépôts ces robinets seront placés au niveau des points les plus bas du réseau.

* Ventaises :

Pour éviter la présence d'air dans les conduits qui peut provoquer des perturbations de l'écoulement et parfois même la détérioration de la canalisation, nous prévoyons des ventouses au droit de chaque point haut.

* Bouches d'incendie

Ces derniers seront installées en bordures des trottoirs espacées de 200 m pour des risques importants et de 400 m pour des risques faibles. Ces appareils seront branchés sur des conduits de faibles pressions.

* Clapets

Nous prévoyons des clapets, pour empêcher le retour de l'eau, on sens inverse.

* Tes et coudes : pour permettre la prise des conduites secondaires des conduites principales.

* Cônes de raccordements :

Pour raccorder les tuyaux de différents diamètres.

PRESSIONS AU SOL SANS DEBIT D'INCENDIE

Tableau 6

N° des Mailles	N° des Tronçons	Cotes du terrain (m)		Perdite charge ΔH (m)	Cotes piezometriques (m)		N° des Nœuds	Pressions au sol (m)
		Amont	Aval		Amont	Aval		
I	1 - 2	755.00	734.21	0.24	761.00	760.76	1	6.00
	2 - 1	734.21	729.28	0.19	760.76	760.57	2	26.55
	1 - 6	729.28	729.85	1.16	760.57	759.41	1	31.29
	6 - 7	729.85	731.00	1.02	759.41	760.43	6	29.56
	7 - 1'	731.00	755.00	0.57	760.43	761.00	7	29.43
II	1 - 2	755.00	734.21	0.24	761.00	760.76	1'	6.00
	2 - 3	734.21	739.20	0.33	760.76	760.43	2	26.55
	3 - 8	739.20	727.30	0.08	760.43	760.51	3	21.23
	8 - 7	727.30	731.00	0.30	760.51	760.81	8	33.21
	7 - 1'	731.00	755.00	0.57	760.81	761.38	7	29.81
III	3 - 4	739.20	730.20	0.46	760.51	760.05	3	21.31
	4 - 9	730.20	706.50	0.50	760.05	759.55	4	29.85
	9 - 8	706.50	727.30	0.96	759.55	760.51	9	53.05
	8 - 3	727.30	739.20	0.08	760.51	760.43	8	33.21
	4 - 5	730.20	700.80	0.75	760.05	759.30	4	29.85
IV	5 - 10	700.80	702.60	0.59	759.30	758.71	5	58.50
	10 - 9	702.60	706.50	0.68	758.71	759.39	10	56.11
	9 - 4	706.50	730.20	0.50	759.39	759.89	9	52.89
	6 - 7	729.85	731.00	1.02	759.41	760.43	6	29.56
V	7 - 8	731.00	727.30	0.30	760.43	760.13	7	29.43
	8 - 11	727.30	709.80	1.19	760.13	758.94	8	32.83
	11 - 6	709.80	729.85	0.32	758.94	759.26	11	49.14
	8 - 9	727.30	706.50	0.96	760.13	759.17	9	52.67
VI	9 - 12	706.50	702.60	0.87	759.17	758.30	12	55.70
	12 - 11	702.60	709.80	1.04	758.30	759.34	12	55.70
	11 - 8	709.80	727.30	1.19	759.34	760.53	8	33.23
	9 - 10	706.50	702.60	0.68	759.17	758.49	9	52.67
VII	10 - 13	702.60	704.70	1.23	758.49	757.26	10	55.89
	13 - 12	704.70	702.60	1.03	757.26	758.29	13	52.56
	12 - 9	702.60	706.50	0.87	758.29	759.16	12	55.69

PRESSIONS AU SOL AVEC DEBIT D'INCENDIE

Tableau 7

N° des Mailles	N° des Tronçons	Cotes du terrain (m)		Pertes de charge ΔH	Cotes piezométriques (m)		Nœuds	Pressions
		Amont	Aval		Amont	Aval		
I	1 2	755.00	734.21	0.29	761.00	760.71	1	6.00
	2 1	734.21	729.28	0.21	760.71	760.50	2	26.50
	1 6	729.28	729.85	1.30	760.50	759.20	1	31.22
	6 7	729.85	731.00	1.08	759.20	760.28	6	29.35
	7 1	731.00	755.00	0.66	760.28	760.94	7	29.28
II	1 2	755.00	734.21	0.29	761.00	760.71	1	6.00
	2 3	734.21	739.20	1.06	760.71	759.65	2	26.50
	3 8	739.20	727.30	0.70	759.65	760.35	3	20.45
	8 7	727.30	731.00	0.37	760.35	759.98	8	33.05
	7 1	731.00	755.00	0.66	759.98	760.64	7	28.98
III	3 4	739.20	730.20	0.32	759.65	759.33	3	20.45
	4 9	730.20	706.50	0.28	759.33	759.61	4	29.13
	9 8	706.50	727.30	1.24	759.61	760.85	9	53.11
	8 3	727.30	739.20	0.70	760.85	760.15	8	33.55
IV	4 5	730.20	700.80	0.42	759.33	758.91	4	29.13
	5 10	700.80	702.60	0.27	758.91	758.64	5	58.11
	10 9	702.60	706.50	1.13	758.64	759.77	10	56.04
	9 4	706.50	730.20	0.28	759.77	759.49	9	53.27
V	6 7	729.85	731.00	1.06	759.20	760.26	6	29.35
	7 8	731.00	727.30	0.37	760.26	759.85	7	29.26
	8 11	727.30	709.80	0.72	759.85	759.17	8	32.85
	11 6	709.80	729.85	0.36	759.17	759.53	11	49.37
VI	8 9	727.30	706.50	1.24	759.85	758.61	8	33.55
	9 12	706.50	702.60	0.85	758.61	757.76	9	55.16
	12 11	702.60	709.80	1.66	757.76	759.42	12	49.62
	11 8	709.80	727.30	0.72	759.42	760.14	11	32.84
VII	9 10	706.50	702.60	1.13	759.61	758.48	9	53.11
	10 13	702.60	704.70	1.16	758.48	757.32	10	55.88
	13 12	704.70	702.60	1.55	757.32	758.87	13	52.62
	12 9	702.60	706.50	0.85	758.87	759.72	12	53.22

/// HAPITRE X. PROTECTION CONTRE LA CORROSION

X.1. Protection des conduites contre la corrosion.

Les phénomènes de corrosions sont des réactions chimiques ou électro-chimiques qui se manifestent à la surface de séparation métal-milieu ambiant

X.1.1. CORROSION INTERNE

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

- PH
- Teneur en oxygène dissout dans l'eau.
- Vitesse de circulation de l'eau.

Pour cela on a procédé par protection de la conduite contre la corrosion interne en interpolant un film entre l'eau et le métal, constitué d'un enduit bitumineux.

X.1.2. CORROSION EXTERNE

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

- avec des installations électriques
- avec la nature du sol.

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

X.1.2.1. CORROSION PAR FORMATION DE PILE

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

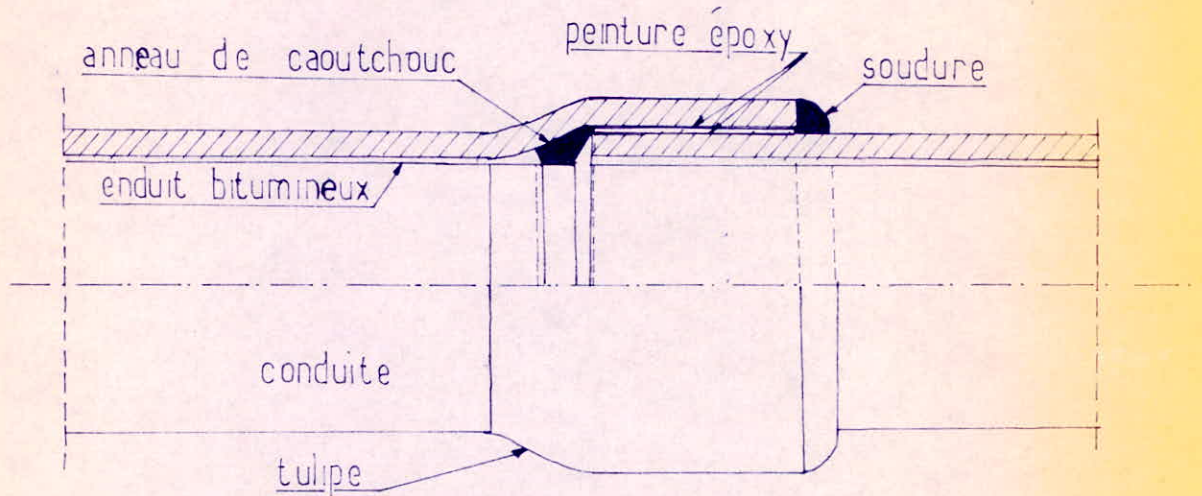
X.1.2.2. CORROSION PAR SUITE D'INFLUENCE D'UNE SOURCE ELECTRIQUE

EXTERIEURE, Cette corrosion est produite par électolyse due à des courants vagabonds.

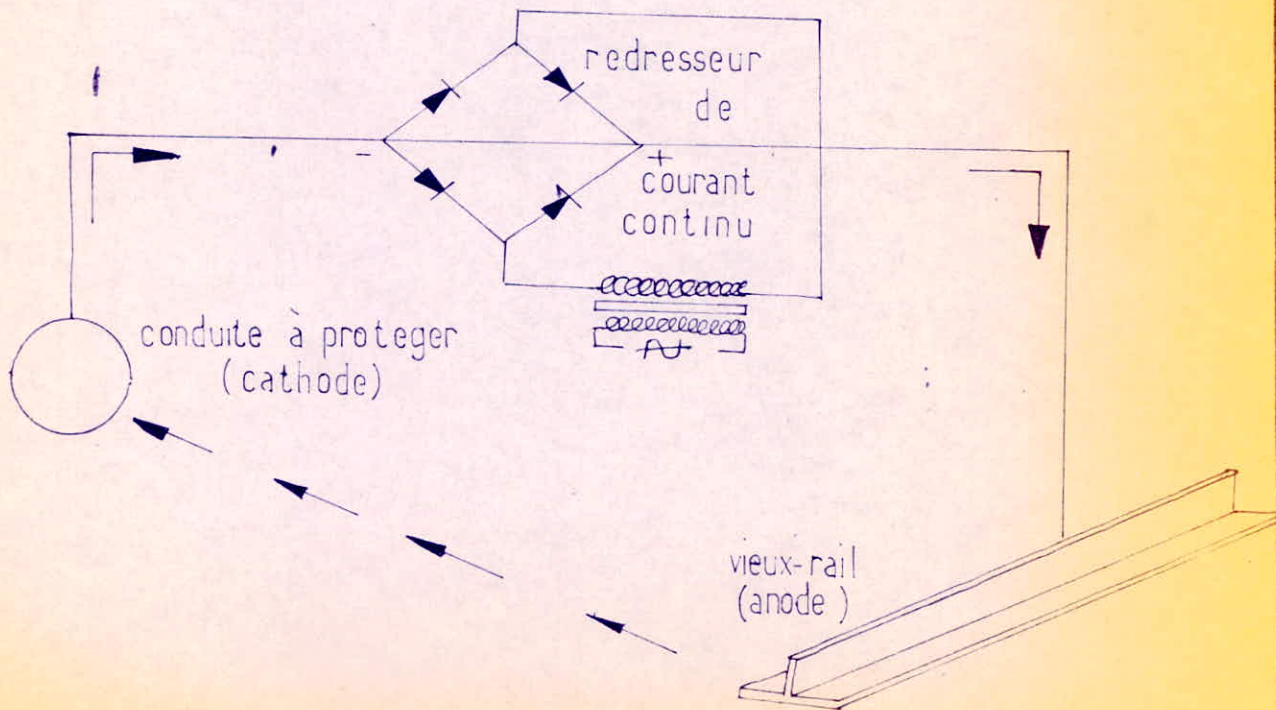
Protection cathodique pour soutirage décourant le, procédé consiste à relier électriquement par courant continue, (alternatif redressé) la conduite à borne négative, la borne positive étant reliée à une prise de tenu constituée par des pièces métalliques enfoncés dans un milieu humide.

Le courant en quittant la prise de terre, regagnera la borne négative de la source électrique en passant par la conduite et ce sont les pièces métalliques qui vont se corroder au profit de la conduite (voir

PROTECTION DES CONDUITES



PROTECTION INTERIEUR PAR ENDUIT BITUMINEUX



PROTECTION EXTERIEUR PAR SOUTIRAGE DE COURANT

// CHAPITRE XI POSE DES CONDUITES

XI.1. STOCKAGE ET APPROVISIONNEMENT

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

XI.2. POSE DES CONDUITES EN TRANCHEES :

Les conduites seront posées en tranchée dans la fouille sera faite par tronçons successifs en commençant par les points les plus hauts pour faciliter l'écoulement naturel des eaux d'infiltration s'il y aura lieu.

XI.2.1. LARGEUR DE LA TRANCHEE

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

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

B = largeur de la tranchée en mètre

D = Diamètre de la conduite en mètre.

0,30 = est l'espace de chaque côté de la conduite.

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

XI.2.2. PROFONDEUR DE LA TRANCHEE

La profondeur de la tranchée est choisie de telle manière que la Température de l'eau reste constante, par conséquent d'éviter les dégâts qui pourront être causés par gelées et de mesurer la conduite contre les sollicitations des charges mobiles, donc la profondeur est donnée par la relation suivante :

$$H = D + h_1 + h_2$$

H = profondeur de la tranchée.

D = diamètre de la conduite.

h_1 = hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface de la terre (0,6 m $\leq h_1 \leq$ 1,2 m).

h_2 = épaisseur du lit de fouille (0,15 $\leq h_2 \leq$ 0,20 m)

XI.2.3. FOND DE LA TRANCHEE

Le fond de la fouille de la tranchée, doit être débarrassé des pierres, et le plan tout le long d'une même pente, ensuite recouvert d'un lit de pose bien nivelé, il est constitué généralement par :

- du sable ou gravier pour les terrains ordinaires
- de la pierre cassée pour les terrains imperméables et rochers formant ainsi des drains.

XI.2.4. REMBLAYAGE DES FOUILLES

La mise en place du remblai depuis le fond jusqu'à une hauteur de 0,30 m au dessus de la génération supérieure de la conduite est effectué avec de la terre tamissée soigneusement tassée et arrosée. A partir de la hauteur fixée ci-dessus, le remblai se fait avec du tout venants.

XI.3. MODALITES ET PRECAUTIONS A PRENDRE

- Avant la descente en fouille des tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui ont reçus des chocs.
- Avant la pose des tuyaux, les revêtements doivent être reconstitués portant ou ils aurait être détériorisés.
- Avant de procéder du remplage un essai de joint doit être effectuée avec une pression égale à 1,5 fois la pression de service.
- Ne pas remblayer lorsque la conduite est sous pression.
- La côte du fond de la tranchée d'une conduite d'EP est supérieur à celle des eaux cesses.
- La descente en fouille des canalisations ne doit s'effectuer qu'aux heures fraiches de la journée.

XI.4. TRAVERSEE DES ROUTES

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

XI.5. DESINFECTION DES CONDUITES

Avant la liaison de l'eau à la consommation publique, il sera recommandé de procéder à la désinfection des conduites suivant les instructions d'un laboratoire.

- DEUXIEME PARTIE -

=====

-oOo- A S S A I N I S S E M E N T -60o-

- ASSAINISSEMENT -

CHAPITRE I :

I.1. INTRODUCTION :

La croissance démographique liée vigoureusement à l'éessor de l'économie du pays a conduit à des besoins en eau à caractère exponentiel qui est traduit par un accroissement permanent du volume des rejets polluants dont l'abondance et la diversité des produits nocifs qu'ils charrient neutralisent une fonction de plus en plus importante de la masse limitée par avance de la ressource globale en eau.

- Dans le souci de préserver cette ressource et de prévenir la dégradation de l'environnement, nous projetons dans notre mode de travail, l'assainissement de l'agglomération du centre de Koudia.

I.2. Données de base

- carte à l'échelle 1/1000.
- données de la population 24276 hab.
- les consommations en eau totales prises des résultats trouvés en première partie (AEP)
- les données pluviométriques communiquées par la DHWT (117 l/s . ha).

CHAPITRE II

RECONNAISSANCE

II.1. SITUATION EXISTANTE

Le terrain de la ZHUN de Koudia est un terrain montagneux aux pentes assez fortes, les eaux pluviales sont évacuées par ces oueds par la forme du terrain.

La topographie du terrain ne permet pas l'évacuation de toutes les eaux dans un même sens c'est pour cette raison que deux points de rejet sont nécessaires.

II.2. CONDITIONS DE FONCTIONNEMENT DU RESEAU D'EGOUT

Le réseau d'égout doit fonctionner selon le mode gravitaire un réseau de type initial doit, dans toute la mesure du possible être autoporteur de telle manière que :

- Les sables soient automatiquement entraînés pour des débits pluviaux atteints assez fréquemment.
- Les vases fermentables soient également entraînées par le débit moyen des eaux cessées.

La condition d'autoportage ne serait satisfaite que pour des vitesses se situant entre 0,6 m/s et 4 m/s.

Toutefois, dans le souci de prévenir la dégradation des joints des ouvrages non visitables et d'assurer la sécurité de l'ensemble des ouvrages visitables, la vitesse de l'eau ne devra pas dépasser 4 m/s.

En principe le diamètre minimum des collecteurs est de 300 mm pour les réseaux à système unitaire.

CHAPITRE III ETUDE PRELIMINAIRE

III.1. CALCUL DES DEBITS.

III.1.1. TYPE D'EAUX A EVACUER.

Notons que la ZHUN de Koudia Sud, il n y a pas d'industrie projetée ces seules eaux à évacuer seront :

- * les eaux pluviales ou de ruissellement.
elles comprennent les eaux de pluies, les eaux de lavage et les eaux de drainage.
- * les eaux usées d'origine domestique.
ces eaux usées d'origine domestique se divisent en deux parties bien distincts.
 - les eaux ménagères (eau de lessive ; de cuisine , de toilette etc...).
 - les eaux vannes (provenant des WC, matière fécales et urânes).

III.2.2 CONCEPTION DU RESEAU A SYSTEME UNITAIRE

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

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

III.1.3. METHODES DE CALCUL DES RESEAUX

III.1.3.1. LES EAUX FLUVIALES : Le calcul des eaux pluviales est effectuée selon la méthode "rationnelle" faisant intervenir :

- i = intensité des précipitations (l/s/ha)
- s = surface du bassin d'apport en (ha)
- e = coefficient de ruissellement varie selon l'inclinaison et la densité de la surface à drainer

$$Q = c . i . S$$

Q = débit à l'exutoire.

III.1.3.2. LES EAUX USEES

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

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

Etant donné que la consommation moyenne journalière de notre ZHUN est de 8396,50 m³/j.

III.1.3.2.1. Le débit d'eau usée est de

$$Q_m = \frac{8396,50 \cdot 0,8 \cdot 1000}{3600 \cdot 24} = 77,75 \quad \text{l/s}$$

III.1.3.2.2. Coefficient de pointe

il est calculé à partir de 2 formules suivantes :

$$* Cp_1 = 2,5 - 0,4 \cdot \log \frac{H}{1000}$$

H = population 24276 hab;

$$Cp_1 = 2,05$$

$$* Cp_2 = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}}$$

$$Cp_2 = 1,78$$

On prend le coefficient de pointe le plus grand en valeur numérique

$$Cp = 2,05$$

III.1.3.2.3. Débit de pointe d'eau usée.

$$Q_p = Q_m \cdot Cp = 159,39 \quad \text{l/s}$$

III.1.3.2.4. Débit spécifique

$$q_{sp} = \frac{Q_{usée}}{S} = \frac{159,39}{80,10} = 1,989 \quad \text{l/s/ha.}$$

CHAPITRE IV - CALCUL DES COLLECTEURS

IV.1. DIMENSIONNEMENT

Les égouts collecteurs sont construits en fonction des conditions climatiques c'est à dire sur la base des précipitations. Toutefois leur construction ne prévoit pas l'évacuation des débits pluvieux maximaux car cela rendrait les frais de construction trop élevés. Il s ne seront dimensionnés que pour évacuer les débits de pluie se repetant trop souvent, cela n'empêche pas de permettre volontairement une surcharge de canalisation qui se produit à certains intervalles, les dommages qui en résultent sont moins graves relativement aux frais de dimensionnement.

En raison de l'importance des débits pluviaux comparés au débits des eaux usées domestiques le choix du diamètre a été fait et pour chaque tronçon en fonction de la pente (J) et des débits totaux (débits pluviaux plus les débits des eaux usées).

Ansi en fonction de Q_t et de J on détermine le diamètre de l'égout, la vitesse à pleine section (V_{ps}) et la vitesse réelle (V_r). Cette dernière ne devant pas dépasser les limites de la fourchette (0,6 - 4 m/s). Si cette condition n'est pas satisfaite on refait les calculs en opérant à des changements de la pente jouant sur la profondeur de la tranchée.

IV.2. ETAPE DE CALCUL

* Calcul du débit total

Le débit total est la somme des débits pluviaux et des débits des eaux usées.

$$Q_t = Q_p + Q_u$$

Q_t : débit total.

Q_p : débit pluvial

Q_u : débit d'eau usée.

* Détermination de la pente (d'exlivity).

$$J \text{ ‰} = \frac{\text{Côte anont} - \text{côte aval}}{\text{longeur du tronçon}} = (\text{m/km}).$$

* Détermination du diamètre de la canalisation

Le diamètre de la canalisation est tiré de l'abaque IX de MANNING - STRICKLER en fonction de la pente et du débit. Dans le cas ou le diamètre tiré de l'abaque n'est pas normalisé on prend le diamètre supérieur normalisé.

* Débit et vitesse a pleine section.

Les débits et les vitesses a pleine section sont déterminés à l'aide de l'abaque VII De BAZIN.

Ainsi on peut déterminer facilement le rapport des débits

$$r_Q = \frac{Q_t}{Q_{ps}} \text{ et à partir de ce rapport et en utilisant}$$

l'abaque X de BAZIN on détermine les hauteurs de remplissage r_H ainsi que le rapport de vitesses r_V

* Hauteur de remplissage

$$H = \varnothing \cdot r_H$$

* Vitesse réelle

$$V_r = V_{ps} \cdot r_V$$

* Vitesse d'autocurage :

La vitesse d'autocurage est la vitesse de l'eau lorsque le débit dans la conduite sera égale à 1/10 du débit à pleine section. Elle sera déterminée en multipliant la vitesse à pleine section par 0,6.

CONCLUSION :

L'examen des différents calculs (tableau))

montre que :

- Les conditions d'autocurage sont satisfaites.
- Les vitesses dans les différents tronçons sont inférieure à 4 m/s.

/// HAPITRE V : ELEMENT CONSTITUTIFS DU RESEAU D'EGOUT

Les éléments constitutifs du réseau d'égout se subdivisent en :

- ouvrages principaux
- ouvrages annexes.

V.1. Ouvrages principaux.

Ils comprennent les tuyaux cylindriques ou ovoïdes préfabriqués normalisés.

Pour notre étude, nous avons préconisé des tuyaux cylindriques en béton armé pour leur résistance aux charges permanentes et pour la gamme de diamètre fabriquées de \varnothing 250 mm jusqu'à 3000 mm.

Ceci correspondrait bien à notre cas où les diamètres se situent entre 300 et 1200 mm.

Ces tuyaux de longueur utile d'au moins 2 m, sont normalement assemblés par joints souples préfabriqués réalisés avec bagues d'étanchéité en élastomère, livrés avec les tuyaux.

V.2. Ouvrages annexes.

Parmi les ouvrages, on a utilisé les regards de visite (voir schéma VIII).

V.2.1. R O L E

Ils permettent d'assurer l'entretien et la ventilation des réseaux. Ils comportent en partie supérieure, un dispositif de fermeture constitué d'un cadre et d'un tampon.

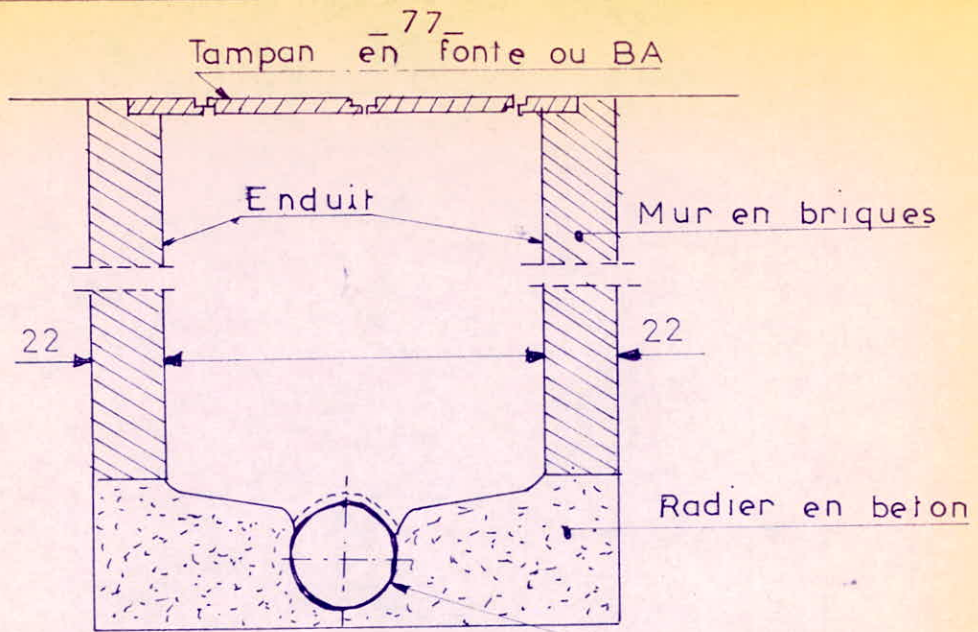
V.2.2. ESPACEMENT ET EMPLACEMENT

Sur les canalisations un regard de visite doit être installé

- à chaque changement de direction.
- à chaque jonction de canalisation.
- dans les parties droites et en pentes régulières tous les 80 m au maximum.

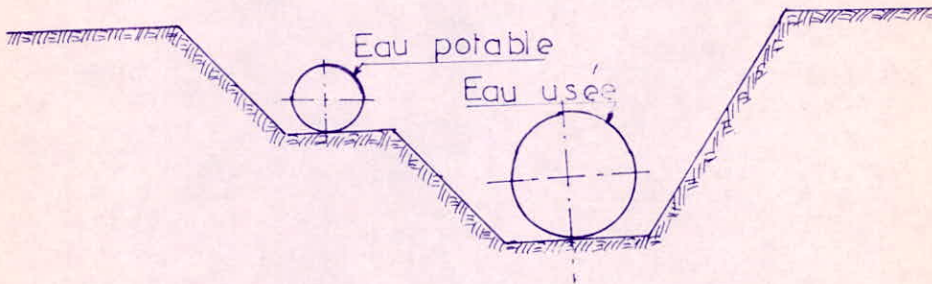
* BOUCHES D'EGOUT

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

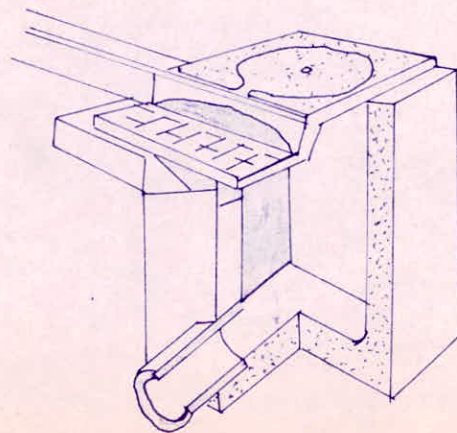


1/2 caniveau en grès de même diamètre que la canalisation

REGARD DE VISITE



Pose des conduites



Bouche à accès sur le dessus (Grille Avaloir AT)

/// HAPITRE VI - POSE DES CANALISATIONS -

VI.1. EMPLACEMENT

Dans les rues de moins de 15 m de largeur, les égouts sont placés, en général dans l'axe de la chaussée, les branchements d'immeubles ont, de ce fait, la même longueur.

Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.

VI.2. EXECUTION DE LA TRANCHEE

- La largeur de la tranchée doit être égale au minimum à 0,50 m ou au diamètre extérieur de la canalisation augmenté de 0,50 m.
- Les profondeurs minimales sont disposées suffisamment bas pour franchir par en-dessus sans difficultés les autres canalisations (AEP, gaz, électricité) et surtout pour éviter la pollution de l'eau potable par infiltration.
- Le lit de pose
 - * Si le tronçon étudié présente un bon terrain, les canalisations seront posés sur un lit de sable.
 - * Dans le cas contraire il faut disposer d'un grand lit de sable ou de confectionner une dalle en béton sur laquelle reposeront les canalisations.

VI.3. CONFECTION DES JOINTS :

Les joints doivent être confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux. Dans le cas de joint au mortier de ciment sur des canalisations dont le diamètre est supérieur ou égal à 0,60 m, le joint doit faire l'objet à l'intérieur de la canalisation d'un ragreage au mortier de ciment.

VI.4. POSE DES CANALISATIONS EN TRANCHEE :

Les tuyaux doivent être posés à partir de l'aval, l'emboîtement étant dirigé vers l'amont.

Le calage provisoire des tuyaux doit s'effectuer à l'aide de mottes de terres tassées ou de coins en bois, l'usage des pierres étant proscrit.

VI.5. EPREUVE DES CANALISATIONS ET ESSAI DU RESEAU

Elle doit avoir lieu avant remblaiement sur les tronçons compris entre deux regards consécutifs. L'épreuve à l'eau est plus pratique. Lors de l'essai à l'eau chaque tronçon essayé et fermé à son extrémité avale, le regard amont étant complètement rempli d'eau, il ne doit se produire aucune fuite durant trois minutes.

VI.6. REMBLAIEMENT DES TRANCHEES :

Un premier remblai doit être effectuée à une hauteur de 0,15 m au dessus de la génératrice supérieure de la canalisation il doit être réalisé à la main avec du sable, terre, franche, ou gravier. Ce remblai doit être soigneusement damé à la main.

L'épaisseur maximale de chaque couche de remblai ne doit pas excéder 0,30 m.

/// HAPITRE VII. ENTRETIEN DES RESEAUX D'EGOUT

L'exploitation des réseaux d'égout comprend des opérations d'entretien courant telle que :

- débouchages accidentels.
- curages journaliers.
- Nettoyages périodiques.
- Réparation des fuites.

VII.1. DEBOUCHAGES ACCIDENTELS

Ce sont les opérations ponctuelles qui n'ont lieu qu'en cas d'obstructions causées par des dépôts importants ou par des racines. Elles se font à l'aide des Jongs manoeuvrés à la main.

VII.2. CURAGES JOURNALIERS

La solution idéale des curages journaliers des canalisations d'égouts, afin d'éviter les dépôts de boues et les fermentations, consiste à l'auto-curage de celles-ci.

VII.3. NETTOYAGES PERIODIQUES :

On fait appel au nettoyage sous forte pression d'eau à l'aide d'engins comportant une pompe entraînée par un moteur électrique ou thermique.

VII.4. REPARATION DES FUITES :

Les tuyaux peuvent sous l'effet d'un tassement différentiel du sol, se fissurer ou se rompre.

Il est actuellement, possible de procéder à un examen intérieur par une caméra de télévision qui permet de localiser avec précision la nature des dommages.

/// CHAPITRE VIII. - PROTECTION DES CANALISATIONS -

Les moyens de protection les plus couramment utilisés sont des revêtements à base de résines epoxydes ou de brai epoxy.

Les premières sont moins souples, par contre, les secondes présentent une bonne souplesse, résistant mieux à l'abrasion.

Divers autres moyens de protection ont été utilisés, parmi lesquels peuvent être cités :

- la mise en place de mortier de ciment allumineux.
- L'utilisation de fluosilicates de Zinc ou de magnésium.
- La mise en oeuvre d'une solution chaude de silicate de sodium.
- L'emploi de fluorure de silicium (ocration).
- La fixation de plaques préfabriquées en matières plastique.
- Le revêtement en caoutchouc chlore.

-o0-



-o0-

Le long de ce étude, nous avons été guidés par les impératifs techniques auxquels doivent répondre les diverses installations, tout en égard vu les considérations économiques du projet.

L'un des problèmes auquel nous nous sommes heurtés est l'absence d'éléments numériques et des coeff. expérimentaux (indice de fluide, dotations, coef. ah%, etc....).

Pour obtenir certains éléments numériques, on a souvent eu recours, faute de ~~mécan~~, à des ouvrages ou des publication étrangères.

Nous pensons que les services de la statistique et les différents laboratoires concernés doivent élargir leurs informations et se doivent aussi d'établir des données propres à notre pays.

Aussi par manque d'information sur la production nationale en matière d'équipements hydraulique, nos choix se sont portés sur les équipements produits par les entreprises étrangères. (le choix des pompes aurait pu être effectué sur les pompes "SONACOME - BEROUAGHIA" à la place de pompes "JEUMONT - SCHNEIDER").

Enfin nous souhaitons que cette modeste étude puisse servir de référence pour le projet d'alimentation en eau potable et l'assainissement de la Z H U N-KOUDIA-SUD.



* B I B L I O G R A P H I E *

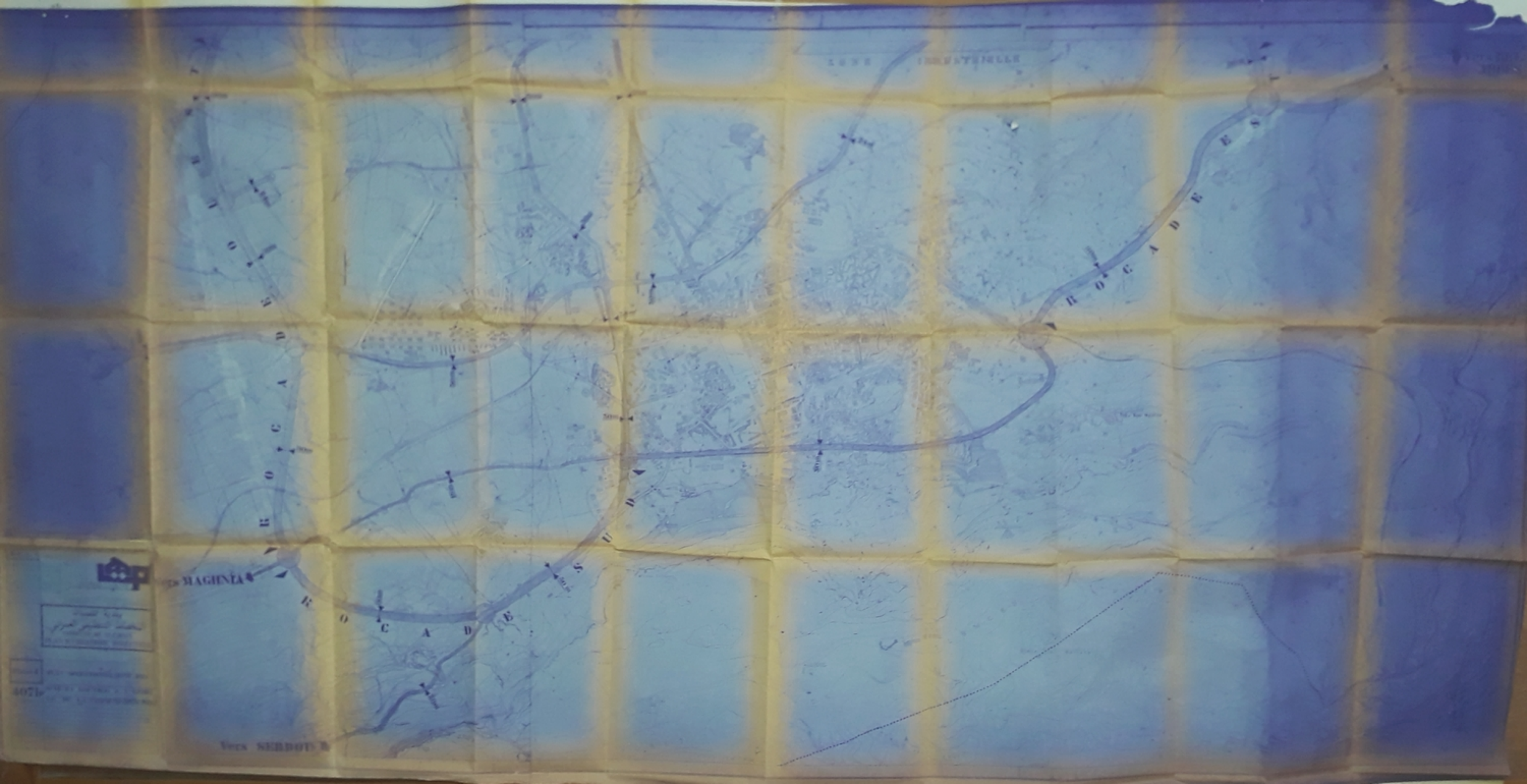
A. E. P.
=====

- * A. DUPONT : Edition Eyrolles
-HYDRAULIQUE URBAINE-
Tome II
- * G. LAPRAY :
THEORIE DE LA LONGUEUR FLUIDO-DYNAMIQUE
- * C. GOMELLA ET H. GUERREE : Edition Eyrolles
DISTRIBUTION D'EAU DANS LES AGGLOMERATION
URBAINES ET RURALES.
- * M. CARLIER : Edition Eyrolles
HIDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE
- * J. BAUNNIN :
AIDE-MEMOIRE D'HYDRAULIQUE URBAINE
- * CATALOGUE DES POMPES : " JEUMONT-SCHIEDER."

* A S S A I N I S S E M E N T S *

- =====
- * COURS D'ASSAINISSEMENT URBAINE
Université technique d'Alger
 - * LES EAUX USEES DANS LES AGGLOMERATION URBAINES
ET RURALES (TOME I et II) . C. GOMELLA; H. GERREE
 - * LES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT : Regis bourrier.





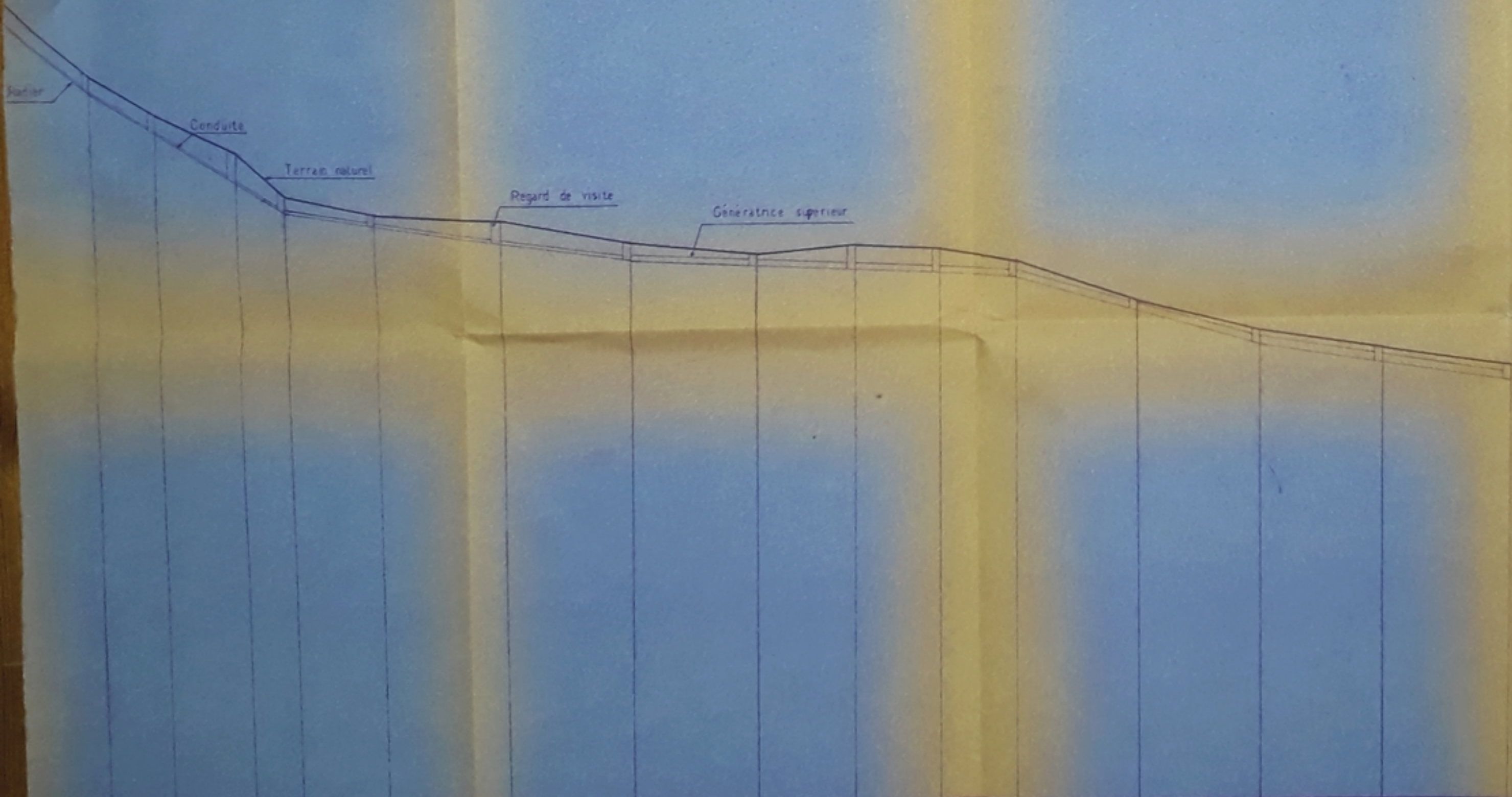
MAGENTA

V. SERRAVALLO

Legenda
MAGENTA
R. TICINO

Scala
1:50.000

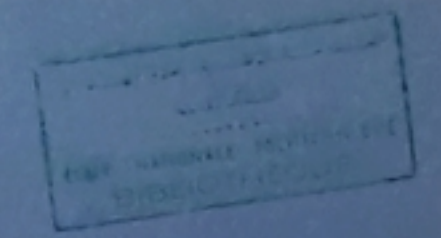
PH 028/85
03 -



4	5	6	2B	7	8	5B	9	10	11	4B	12	13	14	5B
600				1000			1200				1200			
52	65	36	70	100	100	100	80	70	60	100	100	100	100	
7048 7040 380	7116 7041 432	7048 7040 427	7053 7055 625	7038 7050 585	7034 7046 665	7034 7046 725	7039 7046 665	7010 7022 965	7006 7018 1035	6996 7011 752	6963 6975 200	6996 6992 200	6925 6937 400	6910 6922 450
L=155m	L=270m	1444	L=315m	571	L=200m	2890	L=200	1441						

PH 028/85

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



ENPA

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE
PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE	ASSAINISSEMENT DE LA ZONE DE Koudia	
DESSIN	PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL B	
PROPOSE PAR	DHW Tlemcen	Date: Juin 1985
DESSINE PAR	HAMZA CHERIF & BENZEROUJ	Echelle: 1/1000
VERIFIE PAR	M. BEMINDY	DESSIN A: 9

DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS PRINCIPAUX

الجامعة الوطنية للعلوم والتقنية
 المكتبة
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 BIBLIOTHEQUE

COLLECTEUR PRINCIPAL .A.

Tronçons du collecteur principal	Tronçons du collecteur secondaire	Points d'apport	Superficie du bassin d'apport (A)	Coefficient de ruissellement (C)	Intensité de ruissellement (I)	Estimation des débits ruisselés $Q_r = C I A$	Estimation du débit des eaux usées (Q_{us})			Estimation du débit en système unitaire		Longueur des tronçons	Cotes				Pentes ‰	Données hydraulique à pleine section			Degré de remplissage					Vitesse d'auto-nettoyage (V) pour $Q_{ps}/10$ (0,6Vps)
							domestique Q_d	industrielle Q_i	$Q_{us} = Q_d + Q_i$	$Q_r + Q_{us} = Q_e$	cumulé		du sol		du radier			diamètre \varnothing	débits Q_{ps}	vitesses V_{ps}	$r_d = \frac{Q_r}{Q_{ps}}$	$r_H = \frac{H_r}{H_{qs}}$	$r_V = \frac{V_r}{V_{qs}}$	$H_r = \phi / r_H$	$V_r = V_{ps} / r_V$	
													amont	aval	amont	aval										
													1/s	1/s	1/s	1/s										
1A-2A	1A	1.35	0.55	117	86.87	2.68	-	2.68	89.55	89.55	133	745.05	739.20	894.06	738.00	43.93	300	120	1.736	0.75	0.64	1.095	192	1.90	1.04	
2A-3A	2A	3.25	0.50	117	190.12	6.46	-	6.46	196.58	286.13	410	739.20	721.50	738.00	720.30	43.17	500	485	2.555	0.59	0.54	1.04	270	2.66	1.53	
	6A-3A-6A	1.85	0.50	117	108.22	3.68	-	3.68	111.90	111.86	170	729.85	721.50	728.65	720.30	49.11	300	133	1.881	0.84	0.69	1.11	207	2.10	1.12	
3A-4A	3A	1.80	0.45	117	94.77	3.58	-	3.58	98.35	496.38	105	721.50	713.20	720.30	712.00	79.05	500	682	3.558	0.73	0.62	1.09	310	3.87	2.13	
4A-5A	4A	2.85	0.45	117	150.05	5.67	-	5.67	155.72	652.10	170	713.20	700.10	712.00	698.90	77.06	500	672	3.500	0.97	0.77	1.10	385	3.85	2.10	

COLLECTEUR PRINCIPAL .B.

6A-1B	6A	4.25	0.57	117	283.43	8.45	-	8.45	291.88	291.88	230	729.85	727.00	728.65	725.80	12.39	600	450	1.605	0.65	0.57	1.06	342	1.70	0.96	
	1A-1B	2.30	0.51	117	137.24	4.57	-	4.57	141.81	141.81	232	745.05	727.00	743.85	725.80	77.80	500	163	2.370	0.87	0.71	1.12	213	2.65	1.42	
1B-2B	1B	3.70	0.60	117	259.74	7.36	-	7.36	267.10	700.79	285	727.00	706.50	725.80	705.30	71.93	600	1095	3.911	0.64	0.56	1.00	336	3.91	2.35	
	6B-2B	6B	6.40	0.55	117	411.84	12.73	-	12.73	424.57	424.57	455	730.00	706.50	728.80	705.30	51.65	500	550	2.815	0.77	0.64	1.10	320	3.10	1.69
2B-3B	2B	2.85	0.52	117	173.39	5.67	-	5.67	169.06	1304.42	270	706.50	702.60	705.30	701.40	14.44	1000	2010	2.592	0.65	0.57	1.06	570	2.75	1.55	
	7B-3B	7B	1.45	0.78	117	132.32	2.88	-	2.88	135.20	135.20	165	709.05	702.60	707.85	701.40	39.09	400	261	2.074	0.52	0.50	1.01	200	2.10	1.24
	8B-3B	8B	3.15	0.80	117	294.84	6.26	-	6.26	301.10	301.10	160	704.95	702.60	703.75	701.40	14.87	600	490	1.763	0.61	0.55	1.045	330	1.84	1.06
3B-4B	3B	3.40	0.70	117	278.46	6.76	-	6.76	285.22	2025.94	315	702.60	700.80	701.40	699.60	5.71	1200	2066	1.868	0.98	0.795	1.135	954	2.12	1.12	
	6B-4B	6B	8.05	0.72	117	678.13	16.02	-	16.02	694.15	694.15	450	730.00	700.80	728.80	699.60	64.88	600	1050	3.764	0.66	0.58	1.06	348	3.98	2.26
4B-5B	4B	3.75	0.71	117	311.51	7.46	-	7.46	318.97	3039.06	400	700.80	692.20	699.60	691.00	2.150	1200	3900	3.588	0.78	0.65	1.10	780	3.94	2.15	

COLLECTEUR PRINCIPAL .C.

6A-1C	6A	2.10	0.45	117	110.56	4.18	-	4.18	114.74	114.74	205	729.85	709.80	728.65	708.60	97.80	300	185	2.674	0.62	0.555	1.05	16650	2.80	1.60	
	6C-1C	6C	0.55	0.45	117	28.95	1.09	-	1.09	30.04	30.04	70	716.25	709.80	715.05	708.60	92.14	300	180	2.700	0.16	0.24	0.67	72	1.81	1.61
1C-2C	1C	1.00	0.45	117	52.65	1.98	-	1.98	54.63	199.41	207	709.80	705.20	708.60	704.00	22.22	500	350	1.828	0.57	0.53	1.03	265	1.88	1.10	
	6C-5C	6C	1.20	0.52	117	73.00	2.38	-	2.38	75.38	75.38	95	716.25	708.20	715.05	707.00	84.73	300	175	2.503	0.43	0.45	0.95	135	2.38	1.50
	1B-5C	1B	1.15	0.48	117	64.58	2.28	-	2.28	66.86	66.86	185	727.00	708.20	725.80	707.00	101.62	300	190	2.703	0.35	0.39	0.90	117	2.43	1.62
	5C-2C	5C	0.15	0.45	117	7.89	0.29	-	0.29	8.18	150.42	60	708.20	705.20	707.00	704.00	50.00	400	290	2.407	0.52	0.50	1.01	200	2.43	1.44
2C-3C	2C	3.10	0.45	117	163.21	6.17	-	6.17	169.38	519.21	240	705.20	701.20	704.00	700.00	16.66	600	530	1.894	0.97	0.77	1.13	462	2.14	1.14	
	7B-8C	7B	1.55	0.58	117	105.18	3.08	-	3.08	108.26	108.26	88	709.05	704.70	707.85	703.50	49.43	300	133	1.881	0.81	0.63	1.105	189	2.08	1.13
	9C-8C	9C	3.85	0.58	117	261.26	7.66	-	7.66	268.92	268.92	120	706.60	704.70	705.40	703.50	15.83	500	316	1.592	0.85	0.70	1.12	350	1.78	0.95
	8C-7C	8C	5.10	0.55	117	328.18	10.14	-	10.14	338.32	715.50	90	704.70	702.60	703.50	701.40	23.33	800	1340	2.703	0.53	0.51	1.015	408	2.74	1.62
	2B-7C-2B	5.20	0.57	117	346.72	10.34	-	10.34	357.12	357.12	378	706.50	702.60	705.30	701.40	10.32	600	405	1.453	0.88	0.72	1.125	432	1.63	0.87	
7C-3C	7C	1.00	0.45	117	52.65	1.98	-	1.98	54.63	1127.25	355	706.50	701.20	705.30	700.00	14.93	1000	2070	2.629	0.54	0.52	1.02	520	2.68	1.60	
3C-4C	3C	2.05	0.70	117	167.89	4.07	-	4.07	171.96	1646.46	105	701.20	698.30	700.00	697.10	27.62	1000	2807	3.571	0.58	0.54	1.04	540	3.71	2.14	
4C-10C	4C	1.70	0.49	117	97.46	3.38	-	3.38	100.84	1747.30	120	698.30	693.50	697.10	692.30	40.00	1000	1795	3.628	0.97	0.77	1.10	616	3.99	2.18	

