

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

Alimentation en eau potable
et assainissement de la ville
de Rebahia (W. Saïda)

5 PLANS

Proposé par :

SETHYOR

Etudié par :

H. TAHAR. AMAR

B. TENNAH

Dirigé par :

BEDNARCZK

PROMOTION : JANVIER 1985

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

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

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

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE
«O»

PROJET DE FIN D'ETUDES
«O»

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

Alimentation en eau potable
et assainissement de la ville
de rebahia (W. saida)

Proposé par :

SETHYOR

Etudié par :

Dirigé par :

BEDNAR ^{czyk} ~~zyck~~

B. TENNAH

H. TAHAR - AMAR

Promotion Janvier 1985





بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

أَقْرَبُ رَيْحِ الْمَاءِ الَّذِي يَشْرَبُونَ، أَلْوَجُّهُ أَوْزَلُ لَمَعِهِ مِنَ الْبُرِّ وَالْأَمْعِ عَيْنِ

الْمَنْزِلِ وَسِينِ

صِدْقِ اللَّهِ الْعَظِيمِ

وَجَعَلْنَا مِنْ الْمَاءِ كُلِّ شَيْءٍ حَيٍّ

صِدْقِ اللَّهِ الْعَظِيمِ

Je dédie ce modeste ouvrage :

à ma mère,

à mon père,

pour tous les sacrifices consentis à mon égard, et avec toutes
mes reconnaissances pour les aides mauraux et matériels dont
j'ai bénéficié de leur part

à mes soeurs,

à mes beau-frères,

à mes neveux et nièces,

à tous mes amis.

TAHAR AMAR Hasni

DEDICACES

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance

à la mémoire de mon père,

à ma mère,

à Laredj pour tout son sacrifice consacré à mon égard pour
que je réussisse,

à tous mes amis.

TENNAH Bahous

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

à Monsieur BEDNARCZYK

Au terme de cette étude nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à Monsieur BEDNARCZYK notre professeur et guide , promoteur de ce projet pour les connaissances multiformes qu'il n'a cessé de nous communiquer durant toute cette étude.

à Monsieur G. LAPRAY

Nous avons l'honneur d'être ses élèves, de profiter de son savoir, de son expérience et d'admirer sa largeur d'esprit et de compréhension.

à Monsieur A. KHETTAB

Nous tenons à le remercier pour son aide et sa disponibilité permanente.

Nos remerciements vont également à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation et à la réalisation de ce projet.

TENNAH Bahous

TAHAR AMAR Hasni

CHAPITRE I

- <u>Généralités</u>	I
1 Introduction	
2 Situation géographique	
3 Situation topographique	2
4 Situation climatique	
5 Structures d'habitat	

CHAPITRE II

- <u>Population</u>	
1 Mode de vie et démographie	4
2 Evolution de la population	4

CHAPITRE III

- <u>Etude des besoins en eau</u>	
1 Besoins en eau pour l'horizon 1984	5
2 Besoins en eau pour l'horizon 2005	6

CHAPITRE IV

1 Etude comparative des ressources	9
2 Caractéristiques du forrage F4	9

CHAPITRE V

Etude des problèmes posés par les variations des débits	
1 Coefficient horaire	10
2 Coefficient journalier	
3 Coefficient de pointe	
4 Calcul du débit de pointe de du débit d'apport	

CHAPITRE VI

<u>Réservoirs</u>	
1 Rôle des réservoirs	12
2 Emplacement des réservoirs	
3 Capacité du réservoir	
4 Méthode de calcul	13
5 Détermination du diamètre du réservoir	
6 Equipement des réservoirs	16

CHAPITRE VII

<u>Réseaux de distribution</u>	
1 Dimensionnement de la conduite réservoir point I	18
2 Détermination de la cote du radier	20
3 Détermination des débits en noeuds	
4 Calcul du réseau de distribution	23
5 Calcul des pressions au sol	28
6 Equipement du réseau de distribution	

CHAPITRE VIII

<u>Adduction</u>	
1 Dimensionnement de la bache de reprise	31
2 Choix du tracé	35
3 Choix du type de tuyaux	
4 Calcul du diamètre économique	35
5 Choix des pompes	

CHAPITRE IX

Protection des conduites contre le coup de bélier 41

CHAPITRE X

Protection contre la corrosion 50

1 Protection externe

2 Protection interne 51

CHAPITRE XI

Pose des conduites

1 Pose des conduites en tranchée 53

2 Traversée des routes

3 Désinfection des conduites 54

DEUXIEME PARTIE assainissement

CHAPITRE I

1 Introduction 56

2 Présentation du site

3 Principe de disposition et construction du réseau 57

CHAPITRE II

1 Eau de ruissellement 59

2 Fréquence des précipitations

3 Calcul de la précipitation

CHAPITRE III

Calcul des collecteurs

1 Dimensionnement 60

2 Etape de calcul

CHAPITRE IV

Les eaux usées domestiques 62

CHAPITRE V

Calcul du déversoir d'orage 63

CHAPITRE VI

Station d'épuration

1 Données climatologiques 65

2 Structure des terrain 66

3 Résultat des analyses

4 Variation des débit de l'effluent pour divers horizons

5 Les ouvrages composant la station d'épuration 67

6 Délai et prix de réalisation 68

CHAPITRE VII

Hoix du type des tuyaux et ouvrages annexes du réseau d'assainis.

1 Choix du type de tuyaux 69

2 ouvrages annexes

PREMIERE PARTIE

II-2 II-E II-1

II H A P I T R E I

GENERALITES

I -) INTRODUCTION

Durant cette décennie, la sécheresse qu'a connu la région et la surexploitation de la nappe de Saïda ont pesé lourd sur ce petit centre urbain de Rabahia.

C'est ainsi que la source d'"Oum Séoualef" qui alimentait ce centre par un débit évalué à 32 l/s ne débite actuellement qu'un seul litre à la seconde (1 l/s) engendrant ainsi un déficit énorme de l'apport par rapport à la consommation.

Certes le stade de la prévention est dépassé mais tout est pour l'amélioration de la situation à savoir, le cadre juridique et la volonté politique au niveau central et local.

On note dans ce sens la décision du Ministre des Industries légères au nom du Ministre de l'Hydraulique lors d'une visite d'inspection dans la wilaya de suspendre et jusqu'à nouvel ordre tout forrage dans cette nappe et de la protéger contre toute sorte de pollution, et celle de l'A.P.C de Rebahia prévoyant l'alimentation de ce centre provisoirement par un branchement "pirate" effectué dans la conduite de refoulement destinée à l'alimentation en eau potable de Dar El Beida à partir du F 62.

Notre étude vient alors pour compléter les efforts entrepris et trouver une solution durable au problème.

Pour l'AEP elle se fera à partir du F4 situé à 1 km au nord du centre sur la nationale n° 6.

Pour l'assainissement elle se fera au moyen de 2 collecteurs longeant les deux cuvettes de la ville pour déverser dans la station d'épuration de Saïda non loin du village.

2 -) SITUATION GEOGRAPHIQUE

Le centre de Rebahia est le chef lieu de la commune d'Ouled Khaled qui relève administrativement de la daïra de Saïda.

Il est situé à 4 km au nord de Saïda sur la nationale n° 6 reliant Oran à Béchar, il est délimité au sud par l'oued Nezreg et le pont de chemin de fer, à l'ouest par la voie ferrée Mohammadia Béchar, au nord par le domaine Belhadj et le site de la COFEL et à l'est par le domaine talani et Sidi ALLal.

3 -) SITUATION TOPOGRAPHIQUE

Situé sur un bassin versant, le centre de Rebahia présente un relief régulier avec une légère inclinaison vers le nord-ouest. Si l'on se réfère à la carte topographique du plan d'ensemble on constate que le point le plus haut dominant le village a pour altitude 779,51, le point le plus bas, lui, est situé à 748,30 d'altitude.

4 -) SITUATION CLIMATIQUE

De part sa situation au nord ou le bourrelet tellien contribue à la dégradation, vers l'intérieur des terres, des influences méditerranéennes, son climat est continental subaride bien isolé des influences méditerranéennes et sahariennes caractérisé par des hivers froids, une sécheresse estivale quasi absolue malgré quelques orages et un maximum de précipitations aux saisons intermédiaires.

La pluviosité annuelle est dans l'ensemble de 200 à 400 mm/an généralement en averses courtes et brutales.

Ces précipitations faibles sont très irrégulières au cours des saisons et des années, faisant naître de très importants problèmes d'eau. Cette irrégularité interannuelle (variant de 1 à 50) se traduit entre autre par des crues dévastatrices, le réseau hydrographique n'étant pas en équilibre au vue des crises climatiques.

Il est à noter que c'est une région où les gelées blanches sont les plus fréquentes (40 jours par an). Il faut compter aussi 4 à 13 jours d'enneigement en moyenne par an.

Le sirocco lui, a son aire de fréquence maximum dans la région où il souffle 20 à 30 fois par an avec une température supérieure à 40° activant ainsi l'évaporation.

Le quotient pluviothermique EMBERGER

$$Q = \frac{100 \times \text{Précipitations annuelles}}{(\text{moy. du mois le plus chaud})^2 - (\text{moy. du mois le plus froid})^2}$$

$$Q = \frac{100 \times 430}{(27,30)^2 - (7,75)^2} = 62,75$$

5 -) STRUCTURES D'HABITATS

a) Logements

* existants : le dernier recensement effectué par la CNERU révèle l'existence de 1112 logements.

* projetés : 447 logements sont inscrits au programme d'extension et ce avant l'an 2000.

b) équipements scolaires

* existants : 3 écoles primaires	I 950 élèves.
I C.E.M	800 élèves.
* projetés : 2 écoles primaires	I 000 élèves.
I internat	300 élèves.

c) équipements sanitaires

* existant : I polyclinique	20 lits.
* projeté : extension à 30 lits.	

d) équipements socio-culturels et sportifs.

I stade municipal	I 500 m ²
I mosquée	I 68 m ²

e) équipements municipaux

Darak el Watani	I 200 m ²
A.F.C.	468 m ²
C.A.P.C.S	2 II 6 m ²
Gare S.N.T.F	203 m ²
SN SEMPAC	550 m ²
Galerie	300 m ²

f) autres équipements

Abatoire (petit bétail)	20 têtes/j.
2 restaurants	150 repas/j.
2 cafés	300 clients/j.

// H A P I T R E //

POPULATION

I -) Mode de vie et démographie

L'implantation de l'une des plus importantes zones industrielles du pays au voisinage de Rebahia en application du plan spécial de développement attribué à la wilaya de Saïda dans le cadre de l'équilibre régional a fait de l'industrie un concurrent sérieux de l'agriculture et de l'élevage dans cette commune qui a connu alors un changement radical dans sa structure socio-économique et une augmentation croissante du nombre de sa population. Mais son entourage par des terres agricoles (les plus fertiles et les plus productives de la région) a exclu toute possibilité d'extension de ce centre urbain ce qui réduit considérablement l'exode rurale et stabilisa la situation.

C'est d'ailleurs ce qui nous a amené à ne prendre en considération lors du calcul des prévisions futures de la population pour divers horizons que le taux d'accroissement naturel.

d'après les renseignements recueillis auprès de la CNERU de Saïda la population actuelle est estimée à 6 669 habitants.

2 -) EVOLUTION DE LA POPULATION

L'évolution de la population est évaluée selon la formule des intérêts composés suivante :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n$$

ou

P_n : Population future pour un horizon considéré

P_0 : Population actuelle

n : Nombre d'année séparant l'année de base et l'horizon considéré

T : Taux d'accroissement de la population (pour notre cas c'est le taux d'accroissement naturel qui est égal à 3,2 %)

Les calculs de l'évolution de la population pour les deux horizons sont représentés dans le tableau suivant :

Années	Nombre d'habitants
1984	6 669
2005	12 925

II CHAPITRE III

ETUDE DES BESOINS EN EAU

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Les besoins en eau potable sont évalués suivant deux horizons 1984 et 2005.

Les consommations moyennes journalières sont adoptées selon l'importance de la population et en fonction de ressources disponibles.

I -) BESOINS EN EAU POUR L'HORIZON 1984

a) Besoins domestiques

Nous avons adopté une dotation de 150 l/j/habitant en conformité avec les directives du plan quinquennal en cours. Cette dotation sera maintenue pour l'horizon 2005 vu que le nombre d'habitants n'exède pas les 20 000 habitants.

Année	Habitants	Dotation l/j/hab	consommation m ³ /j
1984	6 669	150	1000,50

b) Besoins scolaires

Nature d'établissement	Nombre d'élèves	Dotation l/j/élève	Consommations totales m ³ /j
3 écoles primaires	1 950	80	156
1 C.E.M	800	80	64

c) Besoins sanitaires

Nature d'établissement	Nombre de lits	Dota tion l/j/lit	Consommations m ³ /j
Polyclinique	20	300	6

e) Besoins municipaux

Nombre d'établissements	Superficie m ²	Dotation l/j/m ²	Cons. moy. l3/j
Darak El Wata ni	I 200	IO	I2
A.P.C	468	IO	1,68
Stade Municipal	I5 000	2	30
CAPCS	2 II6	5	IO,58
Gare SNTF	203	2	0,406
Mosquée	I68	30	5,04
SN SEMPAC	550	2	1
Galerie	300		

f) Besoins des autres équipements

			Consommation moy
Abattoire	20 têtes/j	500 l/t.	IO
2 restaurants	I30 repas/j	50 l/r/j	6,5
2 cafés	300 clients/j	30/l/Cl/J	9

2 -) BESOINS EN EAU POUR L'HORIZON 2005

a) Besoins domestiques

Année	Habitants	Dotation l/j/hab	Consommation m ³ /j
2005	I2 925	I50	I 955,75

b) Besoins scolaires

Nature d'établissement	Nombre d'élèves	Dotation l/j/élève	Consommations totales m ³ /j
5 écoles primaires	2 950	80	236
I CEM + Internat	I 300	80	IO4

c) Besoins sanitaires

Nature d'établissement	Nombre de lits	Dotation l/j/lit	Consommations m ³ /j
Polyclinique	30	300	9

d) Besoins municipaux

Nombre d'établissements	Superficie m ²	Dotation l/j/m ²	Consom. moy. m ³ /j
Darak El Watani	1 200	10	12
APC	468	10	4,68
Stade Municipal	15 000	2	30
CAPCS	2 116	5	10,58
Gare SNTF	203	2	406
Mosquée	168	30	5,0
SN SEMPAC	550	2	1,1
Galerie	300	5	1,5

e) Besoins des autres équipements

			Consom. moy.
Abattoire	20 têtes/j	500 l/t.	10
2 restaurants	130 repas/j	50 l/l/j	6,5
2 cafés	300 clients/j	30 l/cl/j	9

TABLEAU RECAPITULATIF DES DIFFERENTS TYPES DE BESOINS POUR LES DEUX HORIZONS

Années	Types de besoins				Consommation totale	
	Domest	Scolaires	Sanit.	Mun. et Aut.	m ³ /j	l/s
1984	1000,50	220	6	90,81	1317,31	15,25
2005	1938,75	340	9	90,81	2378,56	27,55

TABLEAU RECAPITULATIF DES DIFFERENTS TYPES DE BESOINS POUR UNE MAJORATION DE 15 %

Dans le tableau qui suit nous prendrons une majoration de 15 % qui traduit le pourcentage des pertes dues aux fuites et au ramassage probable dans le réseau de distribution, Nous prévoyons cette majoration sur le débit total journalier.

Années	Consommation m ³ /j	Majoration de 15 %	Consommation totale	
			m ³ /j	l/s
1984	1 317,31	197,60	1514,90	17,53
2005	2 378,56	356,78	2735,34	31,66

CHAPITRE III

I -) ETUDE COMPARATIVE DES RESSOURCES

Les ressources disponibles dans la région sont soit des sources d'imergence dont le débit a considérablement diminué suite à la sécheresse et la surexploitation de la nappe, soit des forrages artésiens qui ne devraient pas être exploités d'une manière intensive ou abusive dans la perspective de sauvegarder cette richesse naturelle.

Le forrage (F 4) sur lequel porte notre étude est artésien. Il a été réalisé par une mission soviétique pour le compte du Complexe de Papier (SONIC) et exproprié par l'A.P.C de Rabahia pour l'alimentation du village. Ce qui n'exclut pas la possibilité d'alimenter le complexe par le débit en excès.

Le débit du forrage est de : 51 litre par seconde soit 4 406,4 m³ par jour.

Les besoins pour l'an 2005 sont de l'ordre de : 4 095,36 m³ par jour et ceux de 1984 sont de l'ordre de : 2 272,5 m³ par jour soit un surplus de : 2 134 m³ par jour en 1984 et de 311 m³ par jour en 2005. En attendant nous avons procédé à un vannage sur la conduite de captage de telle façon que le débit capté ne dépasse pas les besoins.

2 -) CARACTERISTIQUES DU FORRAGE F 4

Q = 51 l/s

Niveau dynamique :

Niveau statique :

X = 267,65 Carte n° 304 Saïda

Y = 180,05

Profondeur : 320 m

Année de réalisation : 1972

ALGERIE
NORD

D.E.M.R.H. Clairbois, Birmandraï (Alger). Tél. : 60.80 44
LABORATOIRE DE CHIMIE DES EAUX

Demandeur : D.H.W. SAIDA

But de l'analyse :

Date d'envoi :

Nom du lieu : F 4 Forage Sonic

Nature du point d'eau :

CARTE 1

CARTE 2

Code carte	Carte suite = 1 - Pas de Carte = 0		
N° du point d'eau			
Date de prélèvement	017,016,18,2		
Coordonnées			
Lombert			
N° identifi. laboratoire	1118141		
Ca en mg/l	1610	Balance Cations mé/l	3,00
Mg en mg/l	158		4,80
Na en mg/l	118		0,80
K en mg/l	11	18,61	0,01
Cl en mg/l	1138	Balance Anions mé/l	1,06
SO ₄ en mg/l	1148		1,00
CO ₃ en mg/l	1		
CO ₃ H en mg/l	137,5		6,15
NO ₃ en mg/l	13,6	8,79	0,58
Conductivité en 1/10 mmhos à 25°	11017	Minéralisation	434 mg/l
Résidu sec à 110°C en mg/l	11518,0	Somme des ions	634 mg/l
PH en 1/10	1811		
INTERPRETATION (indices et degrés) Français			
TH	TAC	TA	
SAF	15		
Potabilité chimique Consommation max en l/jour			

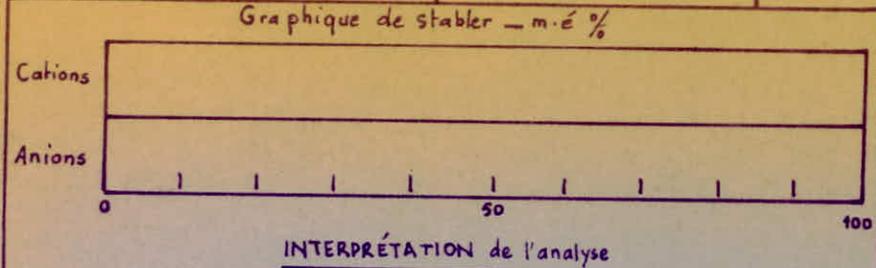
Code carte		
N° identifi. laboratoire		
année		
Profondeur de nappe en cm		
Température en °C		
N° de Traitement		
Heure de prélèvement	Base	1141215
Matière en suspension 1/10 g/l	Crue	
Turbidité en gouttes de mastic	eau brute	
	eau décantée	
	eau filtrée	
Si O ₂ en mg/l	Entartrante Agressive	18
Test marbre dépôt de CaO en mg/l		
Test chlore ml. d'eau de javel à 15°/m ³		

Valeurs codées

Nitrites NO ₂		B	5
Ammonium N H ₄		A	0
M O milieu acide en O ₂	mg/l	B	8
M O milieu basique en O ₂		A	0
Bactériologie	Eschericia coli	Colonies pour 100 cm ³	
	Coliformes		
	Streptocoques fécaux		

DBO ₅		
DCO		
Phosphates en P ₂ O ₅	mg/l	A 0
Fer en Fe ₂ O ₃		

éléments toxiques ou indésirables	chrome tot		
	chrome "6"	A B	
	mercure		
	plomb	A 4	Seuls toxiques
	cyanures	A 3	
	arsenic	A 8	
	Fluor	B 8	
culvre	A 5		



INTERPRETATION de l'analyse

L'analyse chimique nous indique une eau de bonne qualité.

Les résultats analytiques indiquent aussi une eau potable.

Date : 7-7-82

Le Chef du laboratoire,
C. MAHI

Nota - Les valeurs codées sont lues en "dair" dans les tableaux situés au dos.

- La minéralisation est obtenue par calcul à partir de la conductivité.

// CHAPITRE V

ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LES VARIATIONS DES DEBITS

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

- Les variations annuelles dépendent du niveau de vie de la population.
- Les variations mensuelles, selon l'importance des villes.
- Les variations journalières, selon le jour de la semaine.
- Les variations horaires représentent la variation la plus importante aux heures de pointe.

Le débit appelé par les consommateurs varie considérablement et présente des maximums appelés pointes. Le réseau doit donc répondre à la demande exceptionnelle. En raison de toutes ces variations il y a lieu d'affecter le débit moyen d'un coefficient de majoration pour obtenir la valeur du débit de pointe du jour le plus chargé de l'année. Ce coefficient de pointe K_p est le produit de deux autres coefficients K_o et K_j qui sont respectivement le coefficient horaire et le coefficient journalier.

D'après les statistiques faites par A. DUPONT, K_p varie entre 1,15 et 4,30.

Il est à noter que le manque de statistiques propres à notre pays nous sommes obligés de faire des assimilations avec d'autres villes qui représentent des caractéristiques proches aux nôtres ce qui est acceptable à l'heure actuelle.

1 -) COEFFICIENT HORAIRE

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

K_o est pris = 1,5

Ce qui paraît admissible du fait que les industries localisées dans cette zone sont traitées à part.

2 -) COEFFICIENT JOURNALIER

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

Ce coefficient est pris égal à 1,5 relativement au nombre de la population desservie.

3 -) COEFFICIENT DE POINTE

$$K_p = K_o \times K_j = 1,5 \times 1,5 = 2,25$$

4 -) CALCUL DU DEBIT DE POINTE ET DU DEBIT D'APPONT

Années	Consommation moyenne journal. m ³ /j	Consommation maximale journal. m ³ /j	Débit de pointe l/s
1984	1 514,90	2 272,35	40
2005	2 735,34	4 103,01 apport	72

$$Q_{\text{apport}} = Q_{\text{moy.}} \cdot Q_j$$

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

CHAPITRE VI

RESERVOIRS

I --) ROLE DU RESERVOIR

Malgré les contestations de certains techniciens sur l'utilité des réservoirs dans le cas d'une adduction par refoulement en se basant sur le fait de la régularité de fourniture du courant électrique, de la qualité du matériel électrotechnique du maillage des réseaux de distribution et surtout de leur prix de réalisation fort coûteux les projeteurs continuent à les prévoir dans leurs projets d'AEP, vus les nombreux avantages qu'ils offrent :

- Parer aux incidents survenus dans la partie adduction du réseau.
- Permettre une marche plus uniforme des pompes.
- Economiser les dépenses en énergie pendant les heures de pointe.
- Permettre les travaux d'entretien de la partie adduction y compris l'entretien de la pompe.
- Régulariser la pression dans le réseau de distribution.
- Permettre d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés.
- Combattre efficacement les incendies.

2 --) EMPLACEMENT DU RESERVOIR

Le réservoir doit être placé de telle façon à pouvoir assurer une pression suffisante à n'importe quel point de l'agglomération desservie aux heures de pointe.

En conséquence, l'altitude du radier doit être située à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau de distribution.

Son emplacement doit se faire aussi de façon à éviter les constructions existantes et celles projetées par le plan d'urbanisme ainsi nous avons choisi l'emplacement de notre réservoir à l'extérieur du périmètre à urbaniser à côté du réservoir existant de façon à les considérer comme étant deux cuves jumelées avec une côte du trop plein sensiblement égale.

3 --) CAPACITE 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 des réservoirs doit correspondre au moins au quart de la consommation journalière du réseau qu'il dessert.

.../...

* Capacité disponible à présent.

La capacité de stockage du réservoir existant est de 300 m³. Le Ntp = 802 Ce volume s'avère très insuffisant d'où la nécessité de projeter un autre, dont le volume sera déterminé dans ce qui suit.

4 -) METHODE DE CALCUL

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

Mais comme les moyens font défaut on s'est référé à un découpage approximatif selon des coefficients horaires (al%), Ces coefficients varient suivant les différentes heures de desserte.

* Volume du réservoir

a) Méthode analytique.

$$V_T = |\Delta V_{\max}^+| + |\Delta V_{\max}^-| + V_{ri}$$

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

- ΔV = volume apport - volume consommé

- volume apport = volume max. journalier

V_{ri} = volume de réserve d'incendie qui est estimé à 120 m³

(pour une durée d'extinction de 2 h)

$$\text{volume consommé} = \text{volume apport} \times \frac{ah \times 24}{100}$$

(Voir tableaux)

b) Méthode 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 extrémums 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).

5 -) DETERMINATION DU DIAMETRE DU RESERVOIR

On prendra h = 5 m avec V = 700 m³ (c'est le volume d'eau à stoker).

$$|\Delta V| + |\Delta V^+| = 253,05 + 533,37 = 786,42 \text{ m}^3$$

$$V = 786,42 + 120 = 906,42 \text{ m}^3$$

Soit un volume standard de 1 000 m³

La capacité du réservoir projeté est alors de : 1 000 - 300 = 700m³

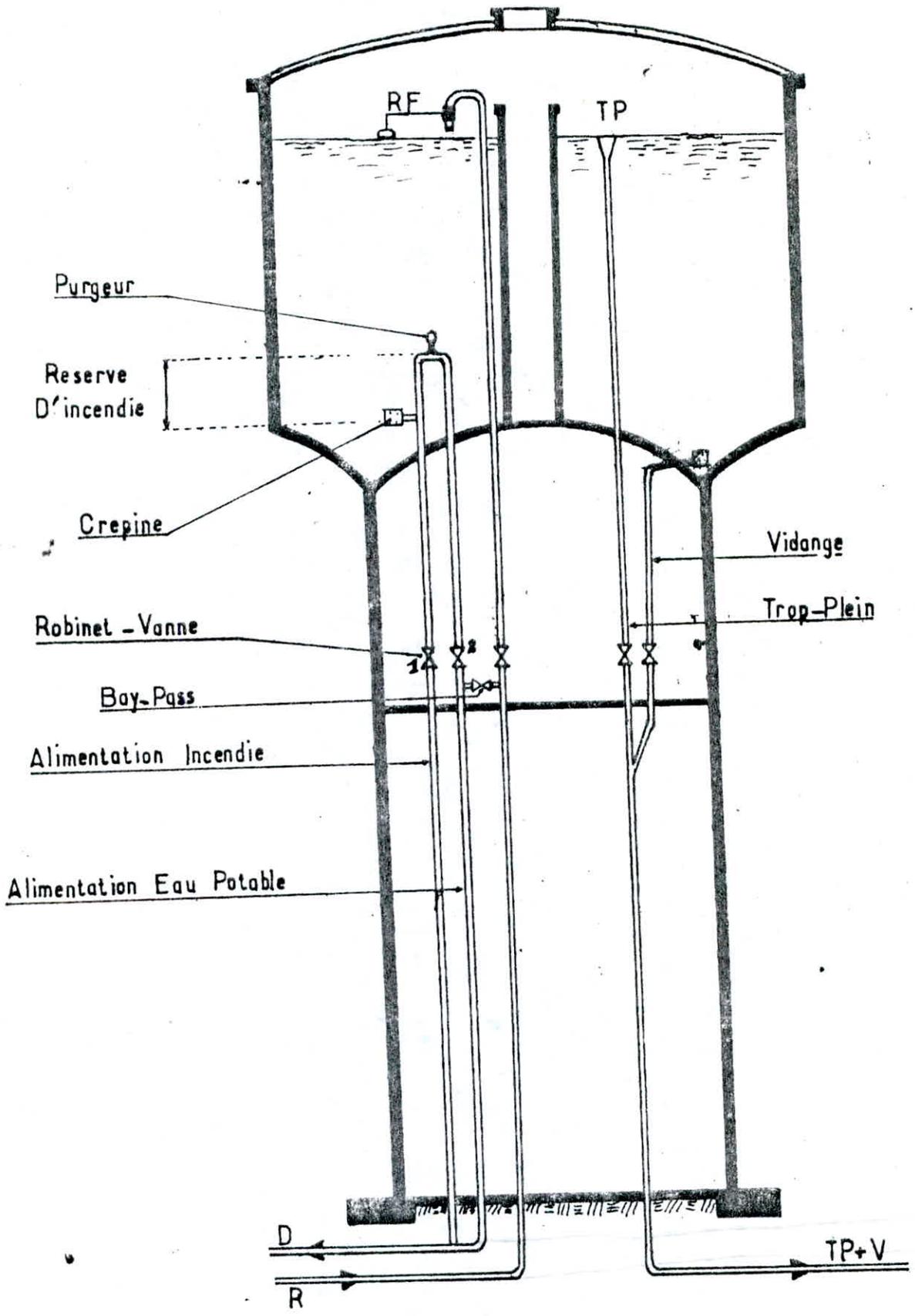
$$V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h \quad D = \sqrt{\frac{4V}{\pi h}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 700}{3,14 \cdot 5}} = 13,35 \text{ m}$$

.../...

CALCUL DE LA CAPACITÉ DU RESERVOIR

$\Delta t=1h$	ah(%)	VOLUME(m ³)		VOLUME CUMULE		DIFFERENCE(ΔV)	
		Q. Δt	Q Δt_{ch24}	V,apport	Vconsom-	ΔV^+	ΔV^-
0-1	1.50	170.96	61.55	170.96	61.55	109.41	
1-2	1.50	"	"	341.92	123.10	218.82	
2-3	1.50	"	"	512.88	184.65	328.23	
3-4	1.50	"	"	683.84	246.20	437.64	
4-5	2.50	"	102.58	854.80	348.78	506.02	
5-6	3.50	"	143.61	1025.76	492.39	533.37	
6-7	4.50	"	184.64	1196.72	677.03	519.69	
7-8	5.50	"	225.67	1367.68	902.70	464.98	
8-9	6.25	"	256.44	1538.64	1159.14	379.50	
9-10	6.25	"	"	1709.60	1415.58	294.02	
10-11	6.25	"	"	1880.56	1672.02	208.54	
11-12	6.25	"	"	2051.52	1928.46	123.06	
12-13	5.00	"	205.15	2222.48	2133.61	88.87	
13-14	5.00	"	"	2393.44	2388.76	54.68	
14-15	5.50	"	225.67	2564.40	2564.43	0.03	
15-16	6.00	"	246.88	2735.36	2810.61		75.25
16-17	6.00	"	"	2906.32	3056.79		150.47
17-18	5.50	"	225.67	3077.28	3282.46		205.18
18-19	5.00	"	205.15	3248.24	3487.61		239.37
19-20	4.50	"	184.64	3419.20	3672.25		253.05
20-21	4.00	"	164.12	3590.16	3836.37		246.21
21-22	3.00	"	123.09	3761.12	3959.46		198.34
22-23	2.00	"	82.06	3932.08	4041.52		109.44
23-24	1.50	"	61.55	4103.04	4103.07	0.03	

SCHEMA DE FONTAINERIE



On prendra un diamètre de : 14 m

6 -) EQUIPEMENT DES RESERVOIRS

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

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

a) Conduite de trop plein.

La conduite de trop plein, est destinée à maintenir le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme d'un siphon, afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

b) Vidange

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

c) Robinet flotteur

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

d) Réserve d'incendie

Le fonctionnement se fera de la manière suivante : en service normal la vanne I est fermée, la vanne 2 ouverte. En cas de sinistre on ouvre la vanne I afin que la réserve puisse être renouvelée.

o-o-o-o-o-o

.../...

/// H A P I T R E VII

RESEAU DE DISTRIBUTION

I -) DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE RESERVOIR - POINT I

Donnée de base

L = 120 m

$\xi = 1 \text{ mm}$

Q = 72 l/s = 0,072 m³/s

On se propose une vitesse de 1 m/s

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,072}{\pi \cdot 3,14}} = 0,303 \text{ m}$$

On prend le diamètre normalisé supérieur D = 350 mm et on vérifie la vitesse réelle.

$$V = \frac{4 Q}{\pi \cdot D^2} = 0,75 \text{ m/s}$$

- Vérification du régime

$$R = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{0,75 \cdot 0,35}{10^{-6}} = 2,62 \cdot 10^5$$

$$\frac{\xi}{D} = \frac{1}{350} = 0,0029$$

D'après le diagramme de MOODY
le régime est en transition

f sera déterminé d'après la formule de COLEBROOK

$$f = 0,86 \text{ lm} \left(\frac{\xi}{3,7 D} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}} \right)^{-2}$$

Détermination de j

a) par la méthode classique

$$f_n = \left(1,14 - 0,86 \text{ lm} \frac{\xi}{D} \right)^{-2} = 0,0262017$$

1e it. = 0,0268792

2e it. = 0,0268724

f_c = 0,0268725

3e it. = 0,0268725

$$J = \frac{f V^2}{D \cdot 2g} = 0,0022012$$

b) par la méthode de la longueur fluïdo-dynamique

Pour un profil circulaire plein (abaque n° 9) nous avons :

$$D_o = 1,539 ; \lambda = \frac{D}{D_o} = \frac{0,35}{1,539} = 0,2274204 \text{ m}$$

Par application de la formule

$$\frac{Q}{V_j} = \wedge^{2,5} (15,96 - 8,681 \ln \frac{\xi}{\wedge}) = 1,56 \text{ m}^3/\text{s}$$
$$Q = 0,31 \text{ m}^3/\text{s} \longrightarrow J_r = 0,00214226$$

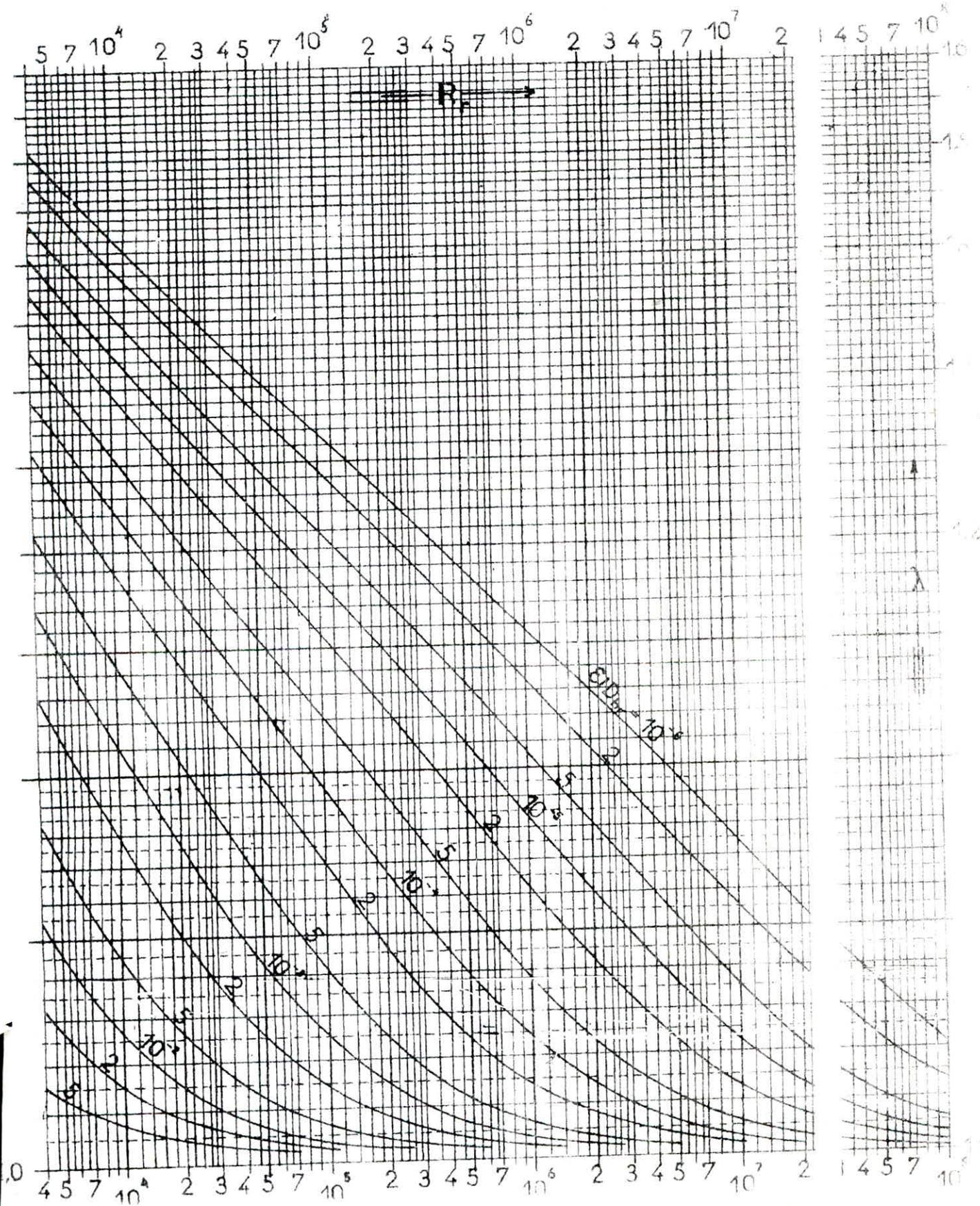
Le régime étant en transition on se réfère à la baque I7 c pour déterminer le rapport $\frac{J}{J_r}$ qui est égal à 1,025 et après interpolation

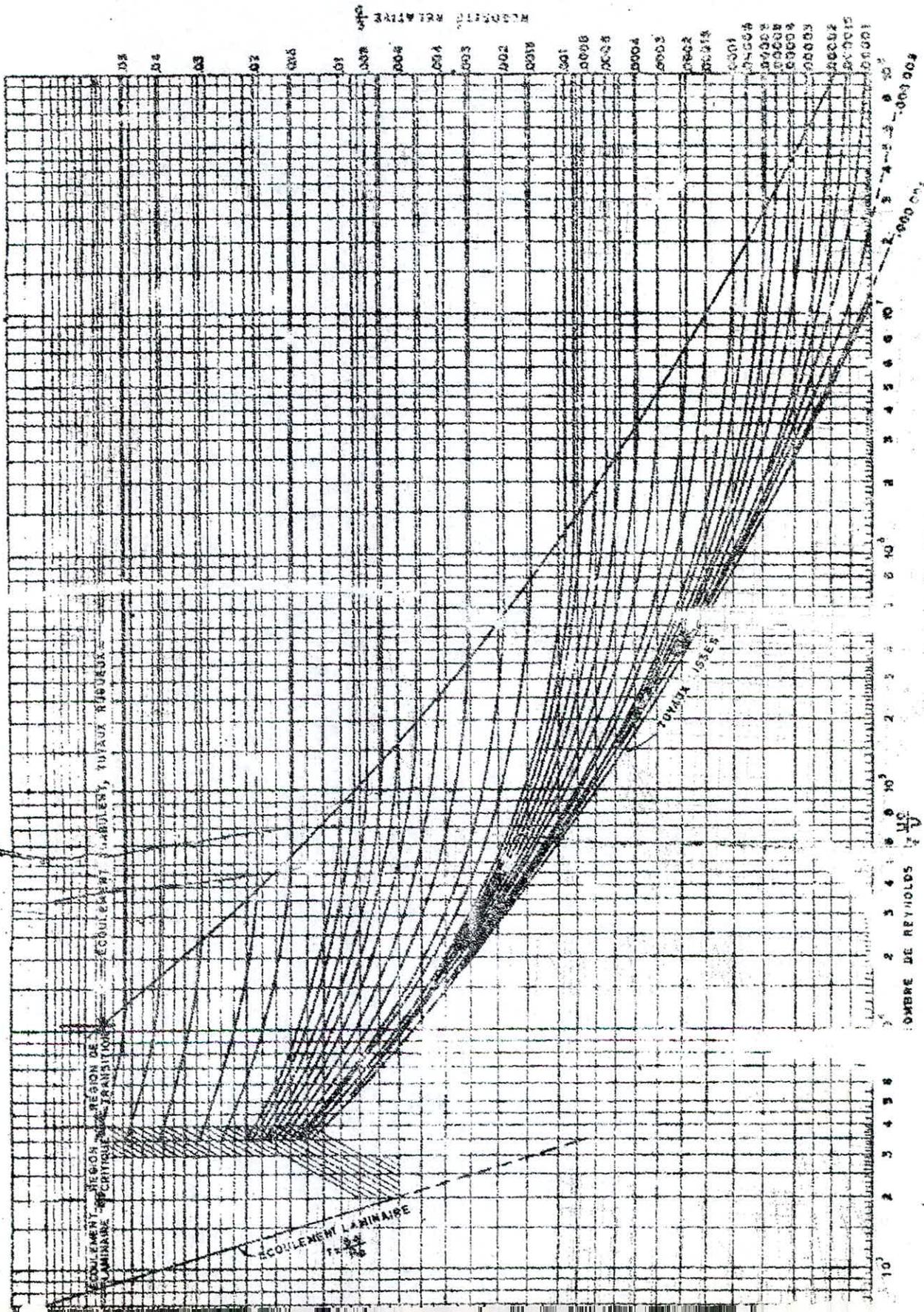
$$J = 1,025 J_r = 0,00219582$$

Les deux méthodes donnent les mêmes résultats. Nous passerons à la détermination de la perte de charge ΔH_t

$$\Delta H_T = J_{ley} = 0,0022 \times 1,15 \times 120 = 0,304 \text{ m}$$

Détermination des dimensions linéaires d'une conduite véhiculant un fluide en régime de transition.





Exemple: $Re = 3 \times 10^5$, $\frac{E}{D} = 0$, $\lambda = 0,0164$

PROFIL CIRCULAIRE PARTIELLEMENT MOUILLE

$\lambda_{opt} = 0,5$

paramètres de dimension

$D, h, D_{ho}, \frac{4}{P}, A, Q_{ko}$

$h, D, A, D_{ho}, \frac{4}{P}, Q_{ko}$

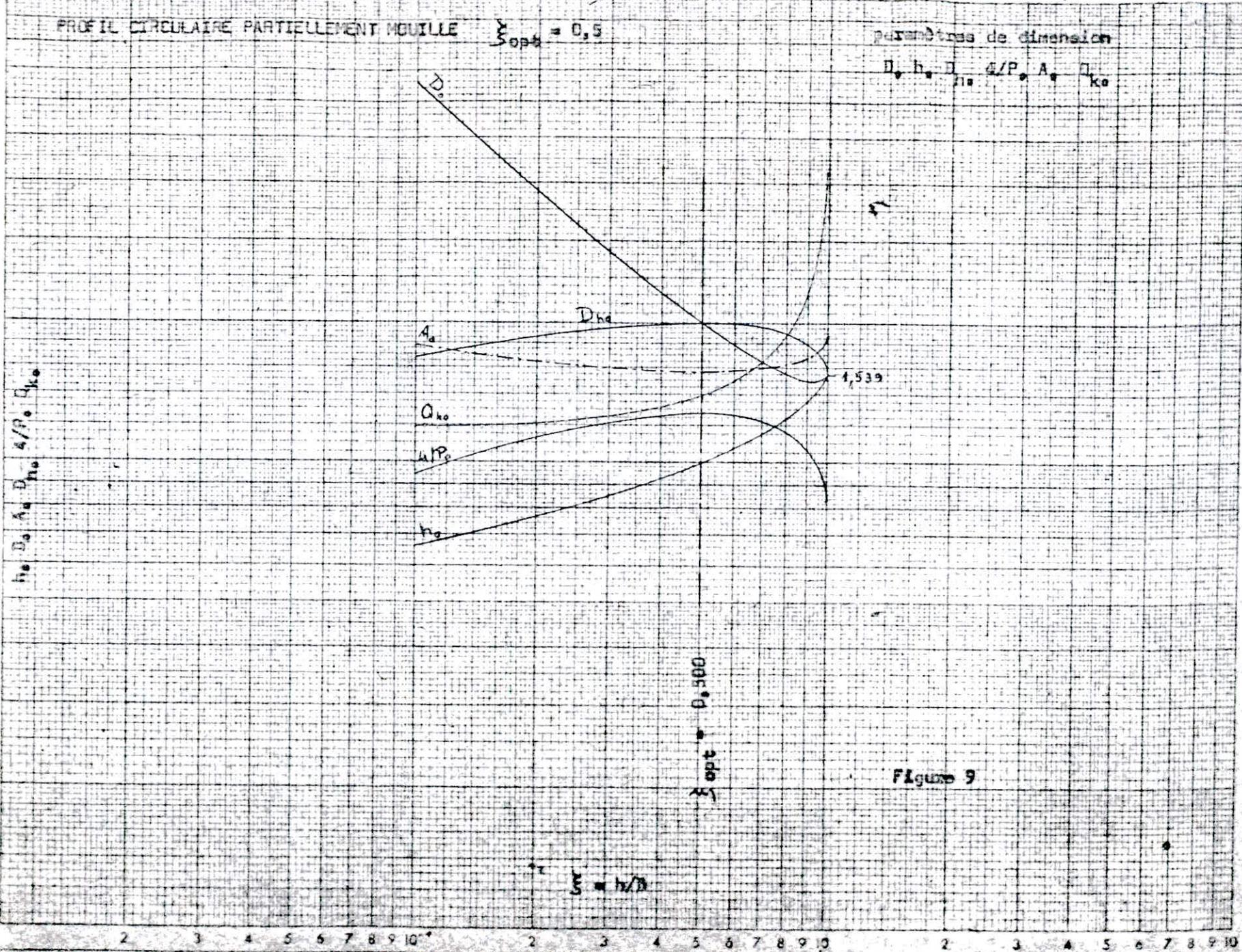
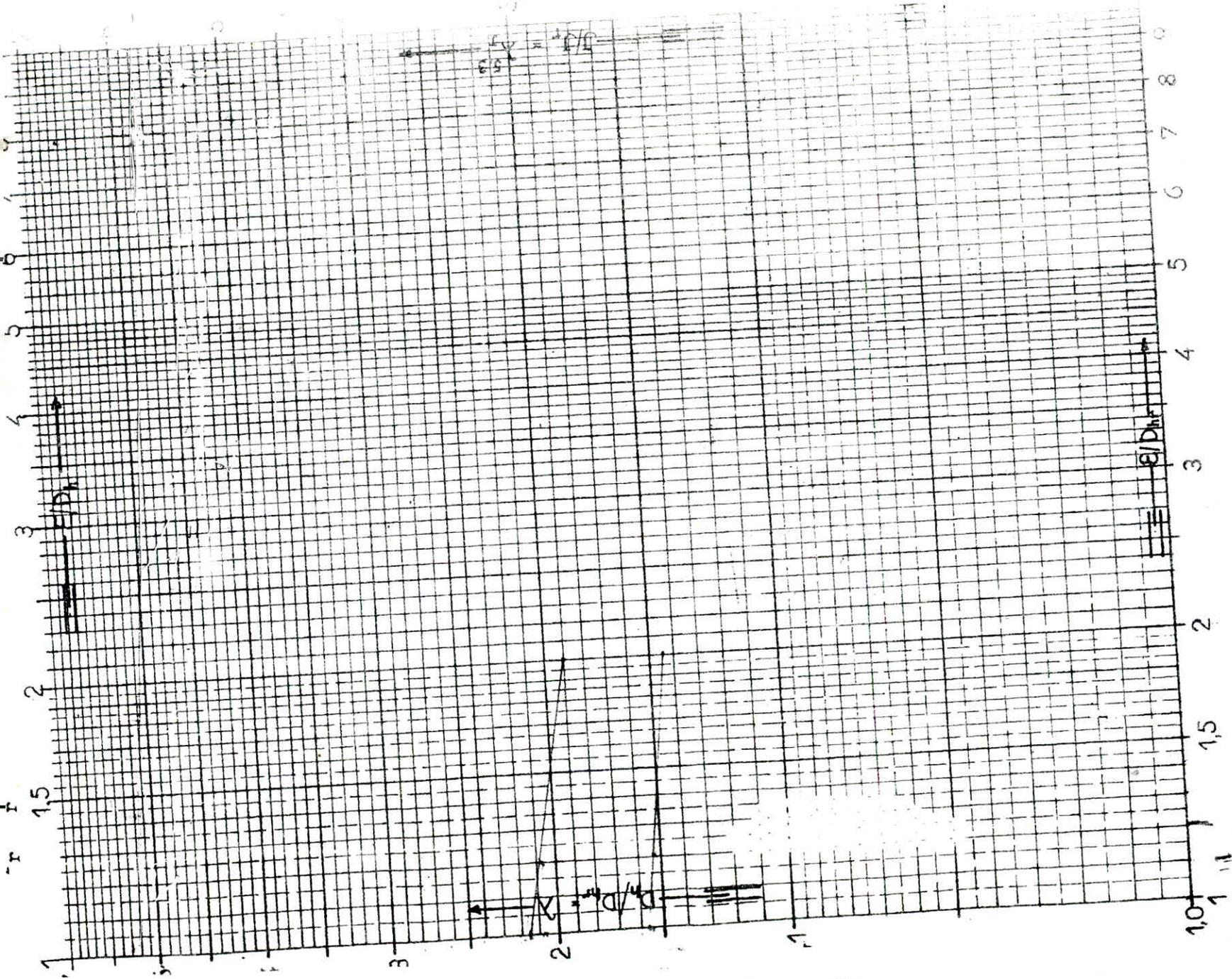


Figure 9

$\xi = h/D$



2 -) DETERMINATION DE LA COTE DU RADIER

DONNEES DE BASE

Code du terrain du réservoir : 777,76

Code du terrain du premier point : 775,80

Lr - I : 120 m

Q : 72 l/s

Cr : Ct + H + hi + Ps + hr

ou Cr : Cote du radier du réservoir

Ct : Cote du terrain du plus haut point (n° I)

hi : Perte de charge intérieure dans les immeubles

Ps : Colonne d'eau supplémentaire tenant compte des chauffe-eau, appareils etc...

hr : Perte de charge lignaire *et sing (totoles)*

H : Hauteur donnée en fonction du nombre d'étages

hi : 3 m (R + 4 étages)

Ps : 3 m

H : n . 5 : 3 . 5 : 15 (n : nombre d'étages)

hr : $\Delta Hr - I : J . L : \frac{f V^2}{D.2g} . L (I-R) \times I,15$

hr : 0,304 m

Cr : 775,8 + 15 + 3 + 3 + 0,304 : 797,10

Cote du trop plein (Ctp) : Cr + 5 + 0,5 : 802,6

3 -) DETERMINATION DES DEBITS EN NOEUDS (HORIZON 2005)

D'après le plan d'urbanisation, le centre urbain de Rabahia se compose d'une façon générale de densités sensiblement égales.

Le réseau schématique des canalisations a été tracé en fonction des structures d'habitat, tout en suivant le cheminement des rues prévues par le plan urbanistique. Nous avons circonscrit dans le périmètre à urbaniser un certain nombre de contours fermés, constituant des mailles à l'intérieur desquelles peuvent être connectées des conduites secondaires en réseaux ramifiés destinés aux abonnés. La délimitation des zones desservies par un débit supposé concentré en noeuds a été effectué par la méthode des médiatrices.

Ayant la densité, le nombre d'habitants et la consommation spécifique à chaque zone nous déduisons le débit de chaque noeud qui sera multiplié par le coefficient de pointe. On vérifie par la suite que la somme des débits qui sortent sera égale à la somme des débits qui entrent soit le débit de pointe égal à 72 l/s.

Formules de calcul

- Consommation spécifique : $q = \frac{Qm}{Nm}$ (l/j)

- Densité moyenne : $d = \frac{Nm}{Sm}$ (hab/ha)

.../...

- Consommation par noeud : $Q = Ni \cdot qi$.

Sm : superficie de la maille en ha.

Nm : nombre d'habitant dans la maille.

Si : superficie desservie par la maille en ha.

STRUCTURE DES MAILLES

N° de la maille	Population	Surface ha	Densité hab/ha
I	1939	8,57	227
II	3231	11,24	288
III	2327	8,47	275
IV	2844	11,6	246
V	2585	9,43	275

N° de la maille	Dotat.	Consommation				Popu lat.	Consommation totale	
		Domest.	Sanit.	Scolaire	Municip.		Totale	T + 15%
I	150	290,85	-	-	11,1	1939	301,95	347,24
II	150	484,65	-	47,2	1,5	3231	533,35	613,35
III	150	349,05	-	198,4	17,04	2327	564,49	649,16
IV	150	426,90	9	47,2	11,59	2844	494,39	568,54
V	150	387,75	-	47,2	49,58	2585	484,53	557,21

Maille I

Nm = 1939 hab
 Qm = 347,24 m³/j
 Sm = 8,57 ha
 d = 227 hab/ha
 q = 179,08 l/j/hab

Maille II

Nm = 3231 hab
 Qm = 613,35 m³/j
 Sm = 11,24 ha
 d = 288 hab/ha
 q = 189,83 l/j/hab

Maille IV

Nm = 2844 hab
 Qm = 568,54 m³/j
 Sm = 11,60 ha
 d = 246 hab/ha
 q = 199,91 l/j/hab

Maille V

Nm = 2585 hab
 Qm = 557,21 m³/j
 Sm = 9,43 ha
 d = 264 hab/ha
 q = 215,56 l/j/hab

CALCUL DES DEBITS SOUTIRES

NŒUDS	MAILLES	SURFACES (ha)	CONSOMMAT- SPECIFIQUES (l/j)	DENSITE (hab/ha)	POPULATION (hab)	CONSOMMAT PAR ZONE(l/s)	CONSOMMAT PAR NŒUD(l/s)	COEFFICIENT DE POINTE	DEBITS SOUTIRES (l/s)	DEBITS ARRONDIS (l/s)
1	I	1.93	179.08	227	438	0.91	1.62	2.25	3.65	4
	II	1.12	189.83	288	323	0.71				
2	I	1.39	179.08	227	316	0.65	3.60	"	8.10	8
	II	1.48	189.83	288	426	0.94				
	III	2.26	278.97	275	622	2.01				
3	I	0.68	179.08	227	154	0.32	1.75	"	3.94	4
	III	1.61	278.97	275	443	1.43				
4	III	2.32	278.97	275	638	2.06	4.08	"	9.18	9
	IV	3.55	199.91	246	873	2.02				
5	II	3.04	189.83	288	876	1.92	7.20	"	16.20	16
	III	2.28	278.97	275	627	2.02				
	IV	2.70	199.91	246	664	1.54				
	V	2.50	215.56	275	688	1.72				
6	II	2.34	289.83	288	674	1.48	3.22	"	7.25	7
	V	2.53	215.56	275	696	1.74				
7	IV	2.64	199.91	246	649	1.50	2.80	"	6.30	6
	V	1.88	215.56	275	517	1.30				
8	I	2.37	179.08	227	538	1.12	1.12	"	2.52	3
9	IV	2.51	199.91	246	667	1.54	1.54	"	3.47	4
10	V	2.72	215.56	275	693	1.73	1.73	"	3.89	4
11	II	3.26	189.83	288	939	2.06	2.06	"	4.64	5
12	I	2.20	179.08	227	500	1.04	1.04	"	2.34	2

Maille III

$$N_m = 2327 \text{ hab}$$

$$Q_m = 649,16 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$S_m = 8,47 \text{ ha}$$

$$d = 275 \text{ hab/ha}$$

$$q = 278,97 \text{ l/j/hab}$$

4 - CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

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

Première loi En chaque noeud du réseau, la somme des débits qui entrent est égale à la somme des débits qui sortent.

Deuxième loi Le long d'un parcours orienté fermé, la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

Première loi. $Q_A = Q_1 + Q_2 = Q_C$

Deuxième loi. $H_1 - H_2 = 0$

Les débits et les pertes de charge correspondants ont le même signe.

PRINCIPE DE LA METHODE DE HARDY-CROSS

La méthode consiste à se fixer dans chaque maille une répartition arbitraire des débits ainsi qu'un sens d'écoulement de façon à satisfaire la première loi et calculer la perte de charge dans chaque trançon de la maille pour essayer par approximations successives de satisfaire la deuxième loi.

a) Détermination des diamètres des canalisations.

Les diamètres sont choisis de façon à avoir des vitesses d'écoulement dans la fourchette de (0,4 à 1,4 m/s). Pour cela on se fixe une vitesse égale à 1 mètre par seconde, on détermine le diamètre et on prend le diamètre supérieur normalisé de la série (60 - 80 - 100 - 150 - 200 - 250 - 300 - 350 - 400 - 500).

$$Q = V.A \quad (V = 1 \text{ m/s}) \quad D = \left(\frac{4.Q}{3,14.1} \right)^{0,5}$$

B) Perte de charge totale.

La perte de charge se produisant le long d'une conduite est exprimée par la formule de Darcy Waissbach.

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

$$\Delta H_t = (L_{eq} + L_G) \frac{V^2}{2g Dh}$$

L_{eq} : longueur équivalente.

L_G : longueur géométrique

H_s : pertes de charges singulières.

H_L : pertes de charges linéaires.

On a estimé la longueur équivalente à 15 % de la longueur géométrique. C'est en quelque sorte une conversion conventionnelle des pertes de charges singulières en perte de charge linéaires.

$$L_T = L_G + 0,15 L_G \quad L_T = 1,15 L_G$$

$$H_t = 1,15 \frac{L_G}{D} \frac{V^2}{2g} \quad H_t = \frac{L_T}{g D^5} \frac{8Q^2}{11^2}$$

$$r = \frac{L_T \cdot 8}{g D^5 11^2} \quad H_t = r Q^2$$

r : résistance de la conduite

Q : en m³/s

r en s²/m⁵

c) Coefficient de frottement

Le choix de la formule de calcul du coefficient de frottement nécessite une connaissance préalable de la nature du régime, c'est ainsi qu'en régime turbulent rugueux ce coefficient ne dépend pas du nombre de Reynolds.

La formule correspondante à ce régime est la formule de Nekuradsé $f_n = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2}$

Alors qu'en régime de transition le coefficient de frottement dépend du Reynolds et par conséquent la formule adoptée à ce régime sera celle de Colebrook.

$$f_c = (-0,86 \ln (\frac{2,51}{Re \sqrt{f_c}} + \frac{\epsilon}{3,7D}))^{-2}$$

mais puisque cette dernière formule est valable pour les deux régimes, son utilisation nous épargne la vérification du régime.

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

d) Détermination du débit correctif : Q

.../...

Supposant que Q_I retranché de Q_2 et ajouté à Q_I pour satisfaire la première loi.

$$Q_A : Q_I + Q_2$$

$$Q_I : Q_I + Q_I$$

$$Q_2 : Q_2 - Q_2$$



d'après la deuxième loi on a :

$$R_I (Q_I + \Delta Q_I)^2 - R_2 (Q_2 - \Delta Q_I)^2 = 0$$

$$R_I (Q_I + \Delta Q_I)^2 - R_2 (Q_2 - \Delta Q_I)^2 = 0$$

$$R_I (Q_I^2 + 2Q_I \Delta Q_I + \Delta Q_I^2) - R_2 (Q_2^2 - 2Q_2 \Delta Q_I + \Delta Q_I^2) = 0$$

Q_I est un infiniment petit qu'on néglige.

$$R_2 Q_2^2 - R_I Q_I^2 = 2R_I Q_I \Delta Q_I + 2R_2 Q_2 \Delta Q_I$$

$$Q_I = \frac{R_2 Q_2^2 - R_I Q_I^2}{2(R_I Q_I + R_2 Q_2)}$$

avec $R_I Q_I = \frac{\Delta H_1}{Q_I}$ et $R_2 Q_2 = \frac{\Delta H_2}{Q_2}$

On aura en définitif $Q_I = - \frac{\sum R Q^2}{2 \sum R Q}$

- Chaque maille est calculée séparément. Les corrections à apporter aux débits de la première répartition sont :
- Correction propre à la maille avec le signe de ΔQ
 - Correction propre à la maille adjacente avec signe contraire de ΔQ

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

Les approximations seront poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de ΔQ convergent vers 0 et jusqu'à ce que les pertes de charges le long d'un contour fermé convergent eux aussi vers 0 (le calcul sera arrêté pratiquement pour des valeurs de ΔQ inférieures à un 1/s et ΔH inférieure à 0,5 m).

e) Programme de calcul (établi sur T.I.59)

e -1 Programme de calcul du coefficient de frottement par Nekuradsé
 2 nd LbL A (I, I4-RCL OA Lnx X 0,86) X² $\frac{I}{X}$

STO 05 - RCL I4 R/S

e - 2 Programme de calcul du coefficient de frottement par Colebrook
 2nd LbL B 4 X RCL: OI : RCL 09 : RCL 00 = STO 03 INV SBR.

e 3 Programme de calcul du nombre de Reynolds

.../...

2nd LbL C (RCL 02 : 3,7 + 2,5I RCL 03 : RCL 05 \sqrt{X})

Lmx X 0,86 = $\frac{I}{x}$ X X2 STO 06 RCL 05

STO 04 RCL 06 STO 05 RCL 06 -- RCL 04 = 2nd X

2nd X t C RCL 06 R/S

INTRODUIRE

RESULTATS

_____ STO 02
Dh _____

A _____ Fn Nikuradzé

D _____ STO 00

B _____ Reynolds

Q _____ STO 01

C _____ Fc Colebrook

II _____ STO 09

Précision X t 0,000001

—o—o—o—o—o—o—o—

e-4 Programme pour le calcul du réseau maillé sur " T.I.59"

2nd lbl	.	X	.	2nd II	RCL
A		+		2	09
2nd stflg		RCL		:	+/-
8		03		9	SUM
RCL		:		:	09
0)		3		8	RCL
:		:		:	11
RCL		7		:	+/-
00		:		RCL	SUM
=		RCL		00	11
2nd Log		00		Y ^x	RCL
x		=		5	12
2	.	2nd Log		=	R/S
+/-		x		STO	
+		2		07	
1		+/-		R/S	
.		=		x	
1		2		RCL	
4		x		02	
=		1/x		=	
2		STO		STO	
x		06		08	
1/x		-		SUM	
STO		RCL		09	
05		05		R/S	
2nd lbl		=		:	
=		2nd X		RCL	
2		INV		01	
.		2nd X t		=	
5		x ²		STO	
1		x		10	
x		RCL		SUM	
RCL		06		11	
00		STO		R/S	
		05			

1) Introductions

Hi STO 00
 Qi STO 01
 Li STO 02
 STO 03
 STO.04
 Précision x=t 0,000001

2) Résultats

Appuyer sur:
 A Ji
 R/S Hi
 R/S Hi
 Qi

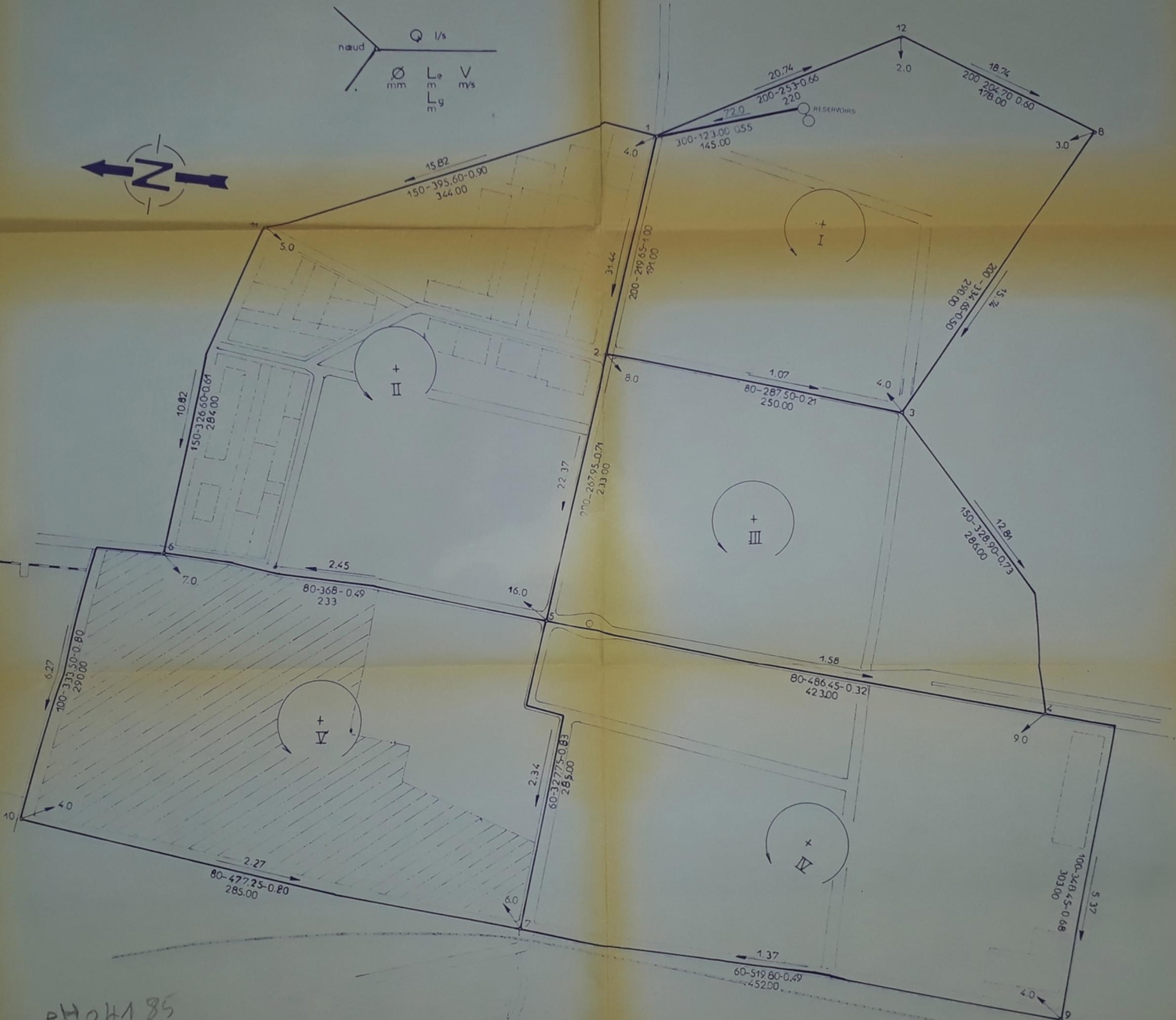
Répéter la même chose pour les
 , les "n" tronçons puis, appuyer
 sur:

B Hi
 R/S Hi/Qi
 R/S $Q = - \frac{Hi}{2 \frac{Hi}{Qi}}$

ALIMENTATION DE REBAHIA

PLAN DE SITUATION DU RESEAU DE DISTRIBUTION

REPARTITION DEFINITIVE DES DEBITS DANS LES DIFFERENTS TRONCONS



PH04185

Avant p. 28

ECHELLE 1/2000

5 -) CALCUL DES PRESSIONS AU SOL.

La pression demandée au droit d'un immeuble est donnée par la formule :

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

ou

n : représente le nombre d'étages.

Le chiffre 3 représente la hauteur d'un étage.

Le chiffre 5 englobe la valeur de la pression prévue sur les orifices de puisage les plus élevés.

Dans le cas de Rebahia l'immeuble le plus élevé est de trois étages, pour les immeubles dépassant la hauteur maximale prévue par le projet, les organismes logeurs se trouvent dans l'obligation d'installer des surpresseurs dans le sous-sol.

La détermination de la pression de service en un noeud quelconque du réseau de distribution est obtenue en retranchant les pertes de charge en valeur absolue de la cote piézométrique du noeud précédent en respectant le sens de l'écoulement.

Pour le premier point cette opération se fera entre celui-ci et le réservoir.

$$\text{Pression au sol} = \text{cote piézométrique} - \text{cote du terrain naturel.}$$

6 -) EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

a) Type de canalisation

Le réseau de distribution est constitué de tuyaux en acier de diamètres compris entre 60 et 200 mm. Ce choix a été fait sur plusieurs critères économiques et sanitaires ayant en vue la nature du terrain du site de la ville.

b) Appareils et accessoires

- Robinet-vanne : Le rôle de ces appareils, est de permettre l'isolement des divers tronçons du réseau, afin de pouvoir effectuer les réparations éventuelles. Ils permettent aussi de régler les débits si la situation l'exige.

La commande de ces appareils, lorsqu'ils sont enterrés exige l'installation, d'un ensemble permettant d'atteindre leur carré de manoeuvre à l'aide d'une clef dite "clef à béquille".

- Vantouses : L'air dissout dans l'eau s'en sépare quand la température augmente ou quand la pression diminue. Sa présence peut avoir lieu aussi au moment de la mise en service ou de la remise en service après réparation d'un réseau ou d'une conduite, ou lors d'une pénurie d'alimentation en période de manque d'eau.

.../...

DETERMINATION DE LA PRESSION AU SOL

mailles	trouçon	COTE DU TERRAIN		P-D-C (m)	COTE PIEZOMETR-		D C	PRESSION
		AMONT	AVAL		AMONT	AVAL		
I	1-2	775.830	767.91	1.76	796.79	795.03	1	21.00
	1-12	775.830	771.60	0.839	796.79	795.90	12	24.30
	2-3	767.91	762.22	0.36	795.03	794.67	2	27.12
	3-8	762.22	753.39	0.683	794.67	795.35	3	32.45
	8-12	753.39	771.60	0.60	795.35	795.95	8	41.96
II	1-2	775.830	767.91	1.76	796.79	795.03	1	21.00
	2-5	767.91	758.52	1.09	795.03	793.94	2	27.12
	5-6	758.52	757.15	2.42	793.94	791.52	5	35.42
	1-11	775.830	770.11	3.75	796.79	793.04	11	22.93
	11-6	770.11	757.15	1.43	793.04	791.61	6	34.46
III	2-3	767.91	762.22	0.36	795.03	794.67	2	27.12
	2-5	767.91	758.52	1.09	795.03	793.94	5	35.42
	4-5	756.99	758.52	1.39	792.55	793.94	4	35.56
	3-4	762.22	756.99	2.06	794.61	792.55	3	32.39
IV	4-5	756.52	758.52	1.39	792.55	793.94	4	35.56
	5-7	758.91	750.91	9.05	793.94	784.89	5	35.42
	4-9	756.88	751.88	3.05	792.55	789.50	9	37.62
	9-7	751.91	750.91	5.01	789.50	784.49	7	33.58
V	5-6	758.15	757.15	2.42	793.94	791.52	6	34.37
	5-7	758.91	750.91	9.05	792.55	784.89	5	35.42
	7-10	750.19	752.19	2.66	784.89	787.15	7	33.98
	6-10	757.19	752.19	4.29	791.61	787.23	10	35.04

Les cantonnements d'air se traduisent par plusieurs inconvénients à savoir le ralentissement ou l'arrêt total des débits, les craquements au point de prise et peuvent même aller à la détérioration de la canalisation.

Pour remédier à cet inconvénient, nous avons prévu la mise en place systématique aux points hauts d'appareillage dénommés purgeurs ou vantouses. Ils seront branchés au moyen d'un Té à bride, aux points considérés.

- Bouches d'incendie : Pour parer aux éventuelles incendies qui peuvent se déclencher dans les différents points de la ville nous avons prévu l'installation des bouches d'incendie qui seront installées en bordure des trottoirs et espacées de 150 à 200 m. Ces appareils seront branchés sur les conduites de faible pression.

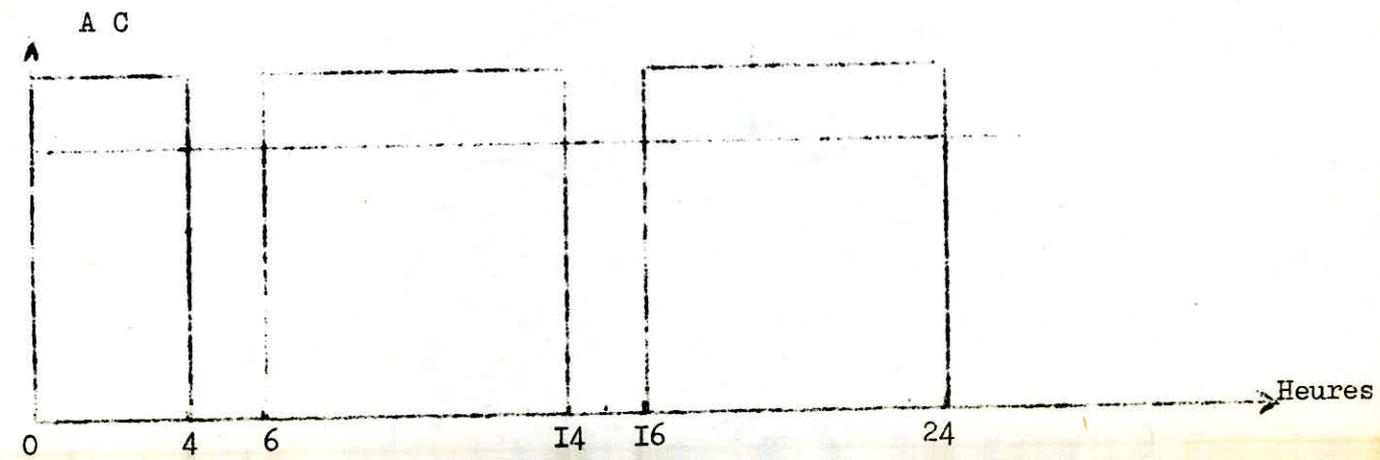
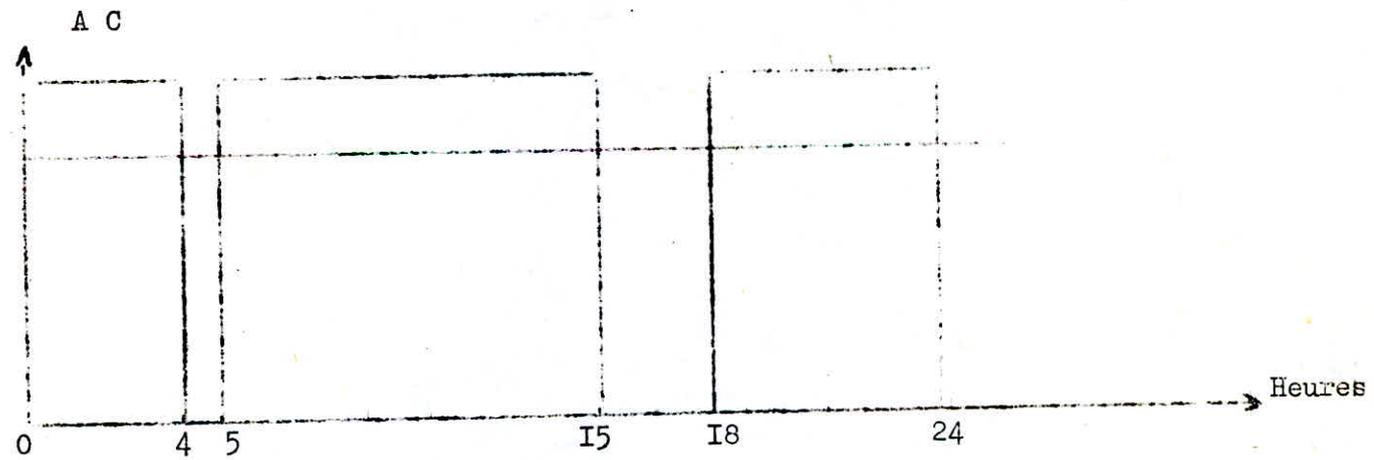
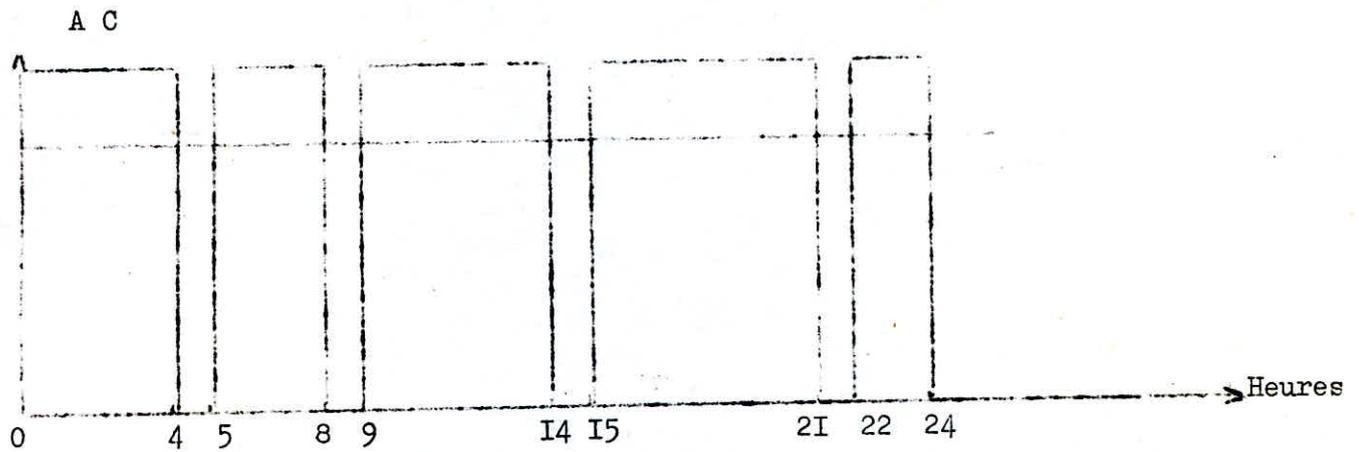
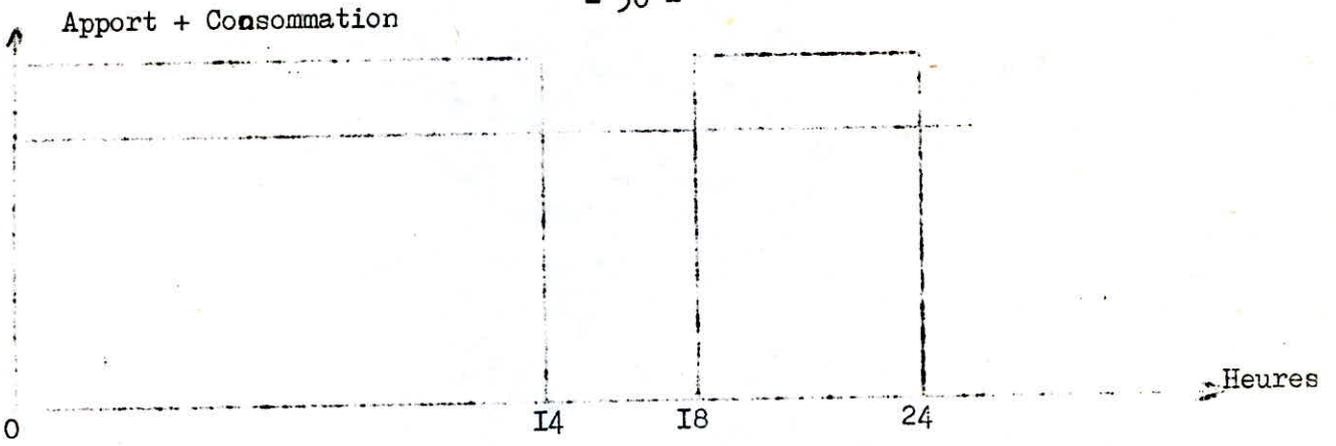
- Robinets de décharge : Les robinets de décharge, sont placés au niveau des points les plus bas du réseau afin de faciliter le vidange des conduites pouvant être entartrées par des dépôts provenant du sein des eaux charriées. Un robinet de décharge est également prévu dans le point bas de la conduite de refoulement pour le même but. L'eau déchargée de cette conduite sera reconduite vers un collecteur du réseau d'assainissement et équipé de deux vannes pour empêcher la montée des eaux usées vers la conduite de refoulement.

- Clapets de retenue : Les clapets de retenue sont des appareils de robinetterie à fonctionnement automatique destinés à empêcher le retour de l'eau en sens inverse comme c'est le cas du clapet équipant la station de pompage, la partie basse de la canalisation d'aspiration et la tuyère du réservoir d'air (quoique ce dernier a un fonctionnement un peu spécial).

Pour l'équipement du réseau de distribution nous avons utilisé les pièces suivantes :

* Tés et coudes pour permettre la prise des conduites secondaires à partir des canalisations principales.

* Cônes de raccordement : pour raccorder les tuyaux de différents diamètres.



CHAPITRE VIII

ADDUCTION

I -) DIMENTIONNEMENT DE LA BACHE DE REPRISE

La bache de reprise est un réservoir qui sert de moyen de captage du forrage artésien.

Son dimensionnement est fonction du volume d'apport, du volume de pompage et du temps de pompage.

Nous avons fixé le temps de pompage à 20 h/ 24 h pour permettre l'entretien de la pompe et les réparations éventuelles des pannes qui peuvent avoir lieu dans la partie adduction du réseau. Ces quatre heures d'arrêt de la pompe peuvent être réparties de quatre façons différentes, représentant des variantes que nous allons étudier afin de choisir celle qui minimise au maximum le volume de la bache de reprise tout en s'avérant réalisable pratiquement.

DONNEES DE BASE

Q du forrage = 51 l/s

Q apport = 47,5 l/s

Par suite du réglage de la vanne nous aurons

Q_f = Q_{app} = 47,5 l/s

PREMIERE VARIANTE

Q_{pompe} = 57 l/s

Quatre heures d'arrêt consécutives : 4 X I de I4 h à

I8 h.

Heures	V. refoulé	V. d'apport	Cum. ref.	Cum. d'ap.	Diff. cuml.
0 - I4	2 394	2872,8	2 394	2872,8	- 478,8
I4 - I8	684	0	3 078	2872,8	205,2
I8 - 24	I 026	I23I,2	4 I04	4I04	0

V = 684 m³

DEUXIEME VARIANTE

.../...

Heures d'arrêt : 4 x 1 h : 4 - 5, 8 - 9, 14 - 15, 21 - 22.

Heures	V. refoulé	V. d'apport	Cum. de ref.	Cum. d'ap.	Diff. cum.
0 - 4	684	820,8	684	820,8	- 136,8
4 - 5	171	0	855	820,8	34,2
5 - 8	513	615,6	1 368	1 436,4	- 68,4
8 - 9	171	0	1 539	1 436,4	102,6
9 - 14	855	1 026	2 394	2 462,4	- 68,4
14 - 15	171	0	2 565	2 462,4	102,6
15 - 21	1 026	1 231,2	3 591	3 693,6	- 102,6
21 - 22	171	0	3 762	3 693,6	64
22 - 24	342	410,4	4 104	4 104	0

$$V = 239,4 \text{ m}^3$$

TROISIEME VARIANTE

Heures d'arrêt : 3 x 1 h + 1 x 1 h : 4 - 5 et 15 - 18

Heures	V. refoulé	V. d'apport	Cum. de ref.	Cum. d'ap.	Diff. cum.
0 - 4	684	820,8	684	820,8	- 136,8
4 - 5	171	0	855	820,8	34,2
5 - 15	1710	2 052	2 565	2 872,8	- 307,8
15 - 18	513	0	3 078	2 872,8	205,2
18 - 24	1026	1 231,2	4 104	4 104	0

$$V = 513 \text{ m}^3$$

Quatrième variante

Heures d'arrêt : 2 x 2 h : 4 - 6 et 14 - 16

Heures	V. refoulé	V. d'apport	Cum. de ref.	Cum. d'ap.	Diff. cum.
0 - 4	684	820,8	684	820,8	136,8
4 - 6	342	0	1 026	820,8	205,2
6 - 14	1 368	1 641,6	2 394	2 462,4	- 68,4
14 - 16	342	0	2 736	2 462,4	273,6
16 - 24	1 368	1 641,6	4 104	4 104	0

$$V = 410,4 \text{ m}^3$$

La détermination du volume dans chaque variante a été faite par sommation des plus grandes valeurs négatives et positives des différences cumulées en valeurs absolues.

$$V = |\Delta V^-| + |\Delta V^+|$$

La deuxième variante est celle qui minimise au maximum le volume de la bache de reprise mais en vue de sa réalisation difficile et par mesure de sécurité nous avons opté pour la quatrième.

Nous prenons alors un volume standard $V = 500 \text{ m}^3$.

La bache de reprise sera réalisée en forme rectangulaire de dimensions en plan 25 x 20 avec $h = 5 \text{ m}$. Elle sera semi enterrée et équipée comme le cas d'un réservoir semi-enterré et sera recouverte d'une dalle en béton armé sur laquelle on installe la station de pompage.

2 -) CHOIX DU TRACE

Dans la perspective de minimiser au maximum et dans la mesure du possible, les frais de réalisation et les frais de l'énergie, le choix du tracé et celui du diamètre de la conduite de refoulement nécessitent une étude technico-économique rigoureuse.

A cet effet, il importe :

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

- d'éviter, en effet, les contre-pentes qui au droit des points hauts ainsi formés, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.

De plus, en cas d'arrêt inopiné, et si les dispositions

anti-bellier n'ont pas été suffisantes, il peut apparaitre en ces ponts hauts en régime transitoire, par suite de la dépression résultant dans la conduite, une cavitation entraînant la rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de la canalisation au cours de la phase de surpression qui succède.

- de prévoir des coudes largement ouverts, dans le cas où le tracé en plan l'exige, afin d'éviter les butées importantes.

Toutefois nous n'avons pas pu répondre à tous ces impératifs en raison des conditions topographiques spécifiques au lieu. C'est ainsi que pour suivre le tracé le plus court nous nous trouvons dans l'obligation de passer par des terrains accidentés qui rendent les travaux de terrassement difficiles, ou par des terrains appartenant au secteur privé difficiles à acquérir en raison du nombre important d'arbres fruitiers à abattre (ce qui est interdit par la réglementation en vigueur) et le plus important c'est le passage par un terrain réservé à l'extension de la ville ce qui nous a obligé à suivre les accotements des routes : la route nationale n° 6 jusqu'au centre ville et la route de Ain Sulttan jusqu'au réservoir.

3 -) CHOIS DU TYPE DU TUYAU

Généralement, les tuyaux les plus utilisés pour les aductions gravitaires ou par refoulement sont en acier, en suite viennent les autres types (amiante-ciment, tuyaux en béton armé, tuyaux en béton armé à âme de tôle et les tuyaux en PVC).

Lors de notre projet toutes les canalisations ont été prises en acier pour diverses raisons.

- Les tuyaux en acier sont très économiques, solides résistants.
- Ils sont disponibles sur le marché.
- Ne demandent pas des dispositions spéciales lors du transport et la mise en tranchées.
- Peuvent supporter les pressions élevées.

4 -) CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE

Ce calcul consiste à déterminer les diamètres économiques parmi une série de diamètres ayant comme critère de comparaison les frais d'amortissement des canalisations à installer et les frais d'exploitation des différentes pompes utilisées.

4 - I Méthode de calcul

Le calcul de la POMPE dans un diamètre approximatif qui

nous servira de base pour limiter la gamme de diamètres à mettre à l'épreuve

$$D = \sqrt[4]{Q}$$

Q : débit à transiter en m³/s

D'après la formule $Q = V.A$ on détermine la vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite $V = \frac{4.Q}{\pi D^2}$

La nature du régime d'écoulement, est fonction du nombre de Reynolds et de la rugosité absolue. $R = \frac{V.D}{\nu}$

V = vitesse moyenne d'écoulement en m/s

ν = viscosité cinématique.

Ayant ces paramètres, on peut déterminer le régime d'écoulement en se référant au diagramme de Moody.

En régime turbulent rugueux, le coefficient de frottement est donné par la formule de Nikuračič.

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

ou ϵ = rugosité absolue

D_h = diamètre hydraulique

En régime de transition, le coefficient de frottement est donné par la formule de Colebrook.

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

Pour la détermination des pertes de charge totales occasionnées dans la conduite de refoulement, nous avons utilisé les formules suivantes :

- Les pertes de charge sont déterminées par la méthode de Darcy-Weisbach

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

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

$$\Delta H_s = \frac{FLey.V^2}{2g.D_h}$$

Ley : longueur équivalente

F : coefficient de frottement

D : diamètre de la conduite

V : vitesse moyenne d'écoulement

- Les pertes de charge dues au frottement, sont exprimées par la formule suivante :

$$\Delta H_f = F \frac{L_g V^2}{2g.D}$$

L_g : longueur géométrique

- Les pertes de charge sont :

$$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_f$$

- longueur équivalente est estimée à 15 % de la longueur géométrique.

$$L_t = L_g + L_{eq} = 1,15 L_g$$

$$\Delta H_t = 1,15 \cdot \frac{F.L.G.Q.^2}{2g.A^2}$$

Calcul de la hauteur manométrique totale. (Hmt)

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_t + H_a$$

H_g : hauteur géométrique de refoulement

H_a : hauteur géométrique d'aspiration

ΔH_t : perte de charge totale

Après la détermination de la Hmt nous nous référons au catalogue des pompes, qui nous donne la Hmt pratique et le rendement de la pompe correspondante.

Puissance absorbée.

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

η : rendement de la pompe.

Calcul de l'énergie. (E) dans le cas d'une adduction 20 h/ 24 h.

$$E = P \cdot 20 \cdot 365$$

Tarif de l'énergie (e)

$$e = a + c.P_c + d.P_a + e_h.n_h$$

a : redevance fixe = 28 DA par mois

cPc : puissance mise à disposition

dPa : puissance absorbée

eh : coefficient de pondération

Avec C = 2,10 DA / KW / mois

d = 9,8 DA / KW / mois

CPc + dPa = terme de puissance

eh.nh = consommation effective d'énergie

En général on distingue trois tarifs d'énergie au cours de la

journée.

.../...

* Heures de pointe I7 h 2I h ; eh = 0,4735 DA /KWH

$$nI \cdot hI = \frac{4}{20}$$

* Heures pleines 6 h I7 h et 2I h 22 h 30 ; eh = 0,098I DA/KWH

$$n2 \cdot h2 = \frac{10,5}{20}$$

* Heures creuses 22 h 30 6 h ; eh = 0,0248 DA /KWH

$$n3 \cdot h3 = \frac{5,5}{20}$$

$$eh \cdot nh = 0,153$$

d'où le tarif de l'énergie = e = 0,201 DA /KWH (d'après la tarification de la SONEGAS).

Frais avec annuité. L'annuité est déterminée d'après la formule suivante :

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

i = taux d'annuité = 8 % (adopté en Algérie)

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

Le diamètre économique est celui qui converge à la plus faible somme des frais d'amortissement et ceux d'exploitation A = 0,088827

Données de base.

$$I = I \text{ mm} \quad L = 2 \text{ 070}$$

Q = 47,5 l/s dans le cas ou le pompage se fera 24 / 24, mais étant donné que le temps de pompage n'est que de 20 h/ 24 le débit sera alors

$$Q = \frac{47,5 \times 24}{20} = 57 \text{ l/s}$$

Ctp = 802,6 Ctf = 765,85 La hauteur de l'eau dans la bache h = 5 m

Cote d'aspiration = 763,95

Hg = 38,65 m

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

On choisit un rendement $\eta = 75 \%$

.../...

ϕ	V m/s	Re 10^4	fn	fc	J	H	Hmt
200	1,81	36,20	0,030816	0,0312472	0,02609	62,10	100,75
250	1,16	29,00	0,0288401	0,0293774	0,00806	19,18	57,83
300	0,81	24,30	0,0273635	0,0280253	0,003124	7,44	46,09
350	0,59	20,65	0,0262017	0,0270131	0,0013693	3,26	41,91
400	0,45	18,00	0,0252541	0,0262284	0,0006768	1,61	40,26

Frais d'amortissement

A = 0,088827

ϕ	Prix de la conduite D.A / m.l	Longueur	Prix de la conduite	Annuité L.A
200	229,56	2 070	475 139,20	42 209,631
250	267,22	2 070	553 145,40	49 134,246
300	333,07	2 070	689 454,90	61 242,21
350	437,60	2 070	905 832,00	80 462,339
400	500,44	2 070	1 035 910,80	92 016,849

Frais d'exploitation

P = 0,82 Hmt

ϕ	Hmt	Puissance (kw)	Energie P.20.365	Prix de l'én. à 0,201 DA
200	100,75	82,63	603 174,82	121 233,14
250	57,83	47,43	346 219,35	69 590,09
300	46,09	37,80	275 933,77	55 462,69
350	41,91	34,37	250 908,75	50 432,66
400	40,26	33,02	241 030,45	48 447,12

Bilan

ø	200	250	300	350	400
F. d'exploit.	42 209,63	69 590,09	55 462,69	50 432,66	48 447,12
F. d'amortis.	42 209,63	49 134,25	61 242,21	80 462,34	92 016,85
TOTAUX	163 447,77	118 724,34	116 704,9	130 895,00	140 463,97
Observations			Le plus économique		

CHOIX DES POMPES

Le choix d'une pompe s'effectue en choisissant le type normalisé de pompe dont les caractéristiques se rapprochent le plus des données à respecter ;

débit à élever , hauteur d'élévation et rendement

pour notre projet , nous avons choisi une pompe à axe vertical
On installera une seconde pompe de même type pour le secours en cas de panne de la première .

C A R A C T E R I S T I Q U E S

$$Q = 205.20 \text{ M}^3/\text{H} = 0,057\text{M}^3/\text{S}$$

$$H = 46.09 \text{ m}$$

les catalogues JEUMONT SCHNEIDER , pour les pompes immergées à axe nous ont permis de choisir le type de pompe

Une pompe : Type 12220 R.2/GB50

JEUMONT SCHNEIDER

FREQUENCE : 50 H Z

N : 2850 tours minutes

η : 75%

Le point P représenté sur la figure est le point de fonctionnement désiré avec un débit $Q = 205.20 \text{ M}^3/\text{H}$ et une hauteur $H = 46.09\text{m}$
la courbe (Q/H) passe un peu plus haut que le point P et coupe la courbe caractéristiques de la conduite un point P'.

vu la différence existante entre les points P et P' , on étudiera les différentes possibilités pour les rapprocher .

1 ère Solution

Si on gardera le point de fonctionnement P' , on devra diminuer le temps de pompage .

Pour le point P' ou a :

$$Q' = 217 \text{ M}^3/\text{h} = 0.060 \text{ M}^3/\text{S}$$

$$H' = 46.75 \text{ m}$$

$$\eta = 75\%$$

pour le point P ou a :

$$Q = 205.20 \text{ M}^3/\text{H} = 0.057$$

$$H = 46.09 \text{ m}$$

Le volume entrant dans le réservoir $V = 4104 \text{ M}^3$ pendant 20 h
le temps de pompage se réduira et sera de :

$$T = \frac{V}{Q'} = \frac{4104}{217} = 18 \text{ h } 54' = 18.91 \text{ heures}$$

La puissance absorbée par la pompe sera

$$WP = 9.8 \cdot \frac{Q' \cdot H'}{\eta} = \frac{9.8 \cdot 0.060 \cdot 46.75}{0.75} = 36.65 \text{ KW}$$

Pour prévenir certains imprévus d'exploitation, il sera prudent de majorer la puissance absorbée par la pompe de 10%

$$\text{Donc } WP = 40.50 \text{ KW}$$

2 ème Solution : Cette solution consiste à vanner sur le refoulement pour créer une perte de charge . $P.P^W = 48.59 - 46.09 = 2.50 \text{ m}$
ce qui provoquera une augmentation de la hauteur manométrique en gardant le débit désiré, dans ce cas on aura un gaspillage d'énergie

$$Wp = \frac{9.8 \times 0.057 \times 48.59}{0.75} = 36.19$$

$$Wp \text{ majorée } 40 \text{ K W}$$

3 ème solution : si l'on désire faire passer la courbe (Q/H) par le point P, la solution consistera à rogner l'impulseur de la pompe en conservant la même vitesse de rotation N et d'après les relations

$$Q'' = H'' = D^2$$

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

Le diamètre de la pompe rognée sera d et devra notamment correspondre au débit Q désiré .

$$\text{En posant } d = m \cdot D$$

ou m : coefficient de rognage

L'expression précédente devient

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

.../... SUITE

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

$$Q'' = 210 \text{ M}^3 / \text{h.}$$

$$H'' = 48,125 \text{ m.}$$

$$m = \left(\frac{Q}{Q''} \right)^2 = \left(\frac{205,20}{210} \right)^2 = 0,9885$$

Le pourcentage de rognage sera donc :

$$1 - m = 1 - 0,9885 = 1,15 \%$$

La Puissance absorbée par la pompe sera :

$$W P = \frac{9,8 \cdot Q \cdot H''}{\eta} = \frac{9,8 \cdot 0,058 \cdot 48,125}{0,75} = 36,47 \text{ KW.}$$

$$W P \text{ majorée} = 40 \text{ KW.}$$

CONCLUSION /

On constate que la puissance absorbée par la pompe est identique dans les 3 cas. On optera pour la solution qui consiste à un rognage de la roue avec un pourcentage de 1,15 %.

CARACTERISTIQUES DE LA CONDUITE

$Q=205.2$; $D=300\text{mm}$; $H_g=38.65$; $\epsilon=10^{-3}\text{m}$; $\nu=10^{-6}\text{m}^2/\text{s}$; $L=2070\text{m}$

Q	V	Re	f_n	f_c	J	L	ΔH Linéaire	ΔH Totale	Ht
$\text{m}^3/\text{s} \cdot 10^3$	m/s	10^4	-	-	mm	m	m	m	m
33.33	0.47	14.10	0.0273635	0.0283891	0.0010654	2070	2.21	2.54	41.19
38.89	0.55	16.50		0.0282645	0.0014526		3.01	3.46	42.11
44.44	0.63	18.90		0.0281706	0.0018996		3.93	4.52	43.17
50.00	0.71	21.30		0.0280972	0.0024064		4.98	5.73	44.38
55.56	0.79	23.70		0.0280382	0.0029729		6.15	7.08	45.73
61.11	0.86	25.80		0.0279954	0.003577		7.28	8.37	47.02
66.67	0.94	28.20		0.0279541	0.0041964		8.69	9.99	48.64
72.22	1.02	30.60		0.0279192	0.0049349		10.22	11.75	50.40
77.78	1.10	33.00	0.0273635	0.0278892	0.0057332	2070	11.87	13.65	52.30

COURBES CARACTERISTIQUES

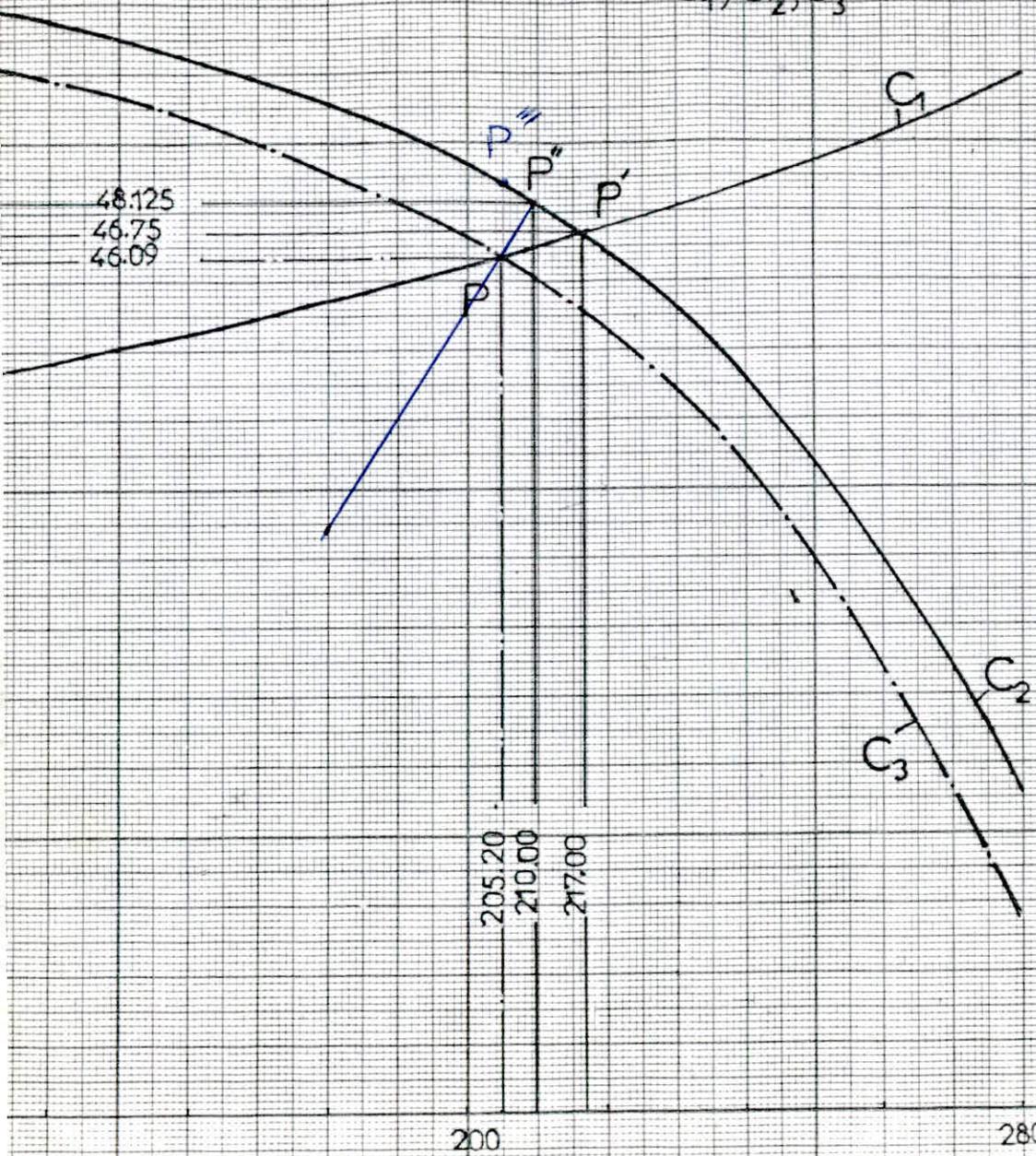
C_1, C_2, C_3

POMPE IMMERGEE
JEUMONT-SCHNEIDER
TYPE 12220.R.2/GB.50

Freq: 50 Hz
N : 2850 tours/min
 η : 75%

C_1 : CONDUITE
 C_2 : POMPE CHOISI
 C_3 : POMPE HOMOLOGUE

Echelles: Vert. 1 → 2.5
Horiz. 1 → 10



Q, m³/h

CHAPITRE IX

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Phénomène du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire caractérisé par une onde de pression positive ou négative causée par :

- un arrêt brutal, par disjonction inopinée de la pompe alimentant la conduite de refoulement. La colonne liquide ne s'arrête pas aussitôt et poursuit son élan vers le réservoir grâce à son inertie mais n'étant plus alimentée il en résulte derrière elle une dépression ; l'eau se déprime et chaque tranche de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre.

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage vers le réservoir avec une vitesse appelée célérité et désignée par a.

Grace à son élasticité, la conduite reprend son diamètre initial et cela de proche en proche.

Toute la masse d'eau revient vers la pente et va heurter le clapet qui entre temps s'est fermé.

La présence de cet obstacle oblige la première tranche d'eau lui arrivant à se comprimer entraînant une dilatation de la conduite.

Les tranches suivantes vont se heurter entre elles produisant le même effet ce qui donne naissance à une dépression au niveau du clapet. L'onde change alors de sens et va se propager une deuxième fois vers le réservoir.

Ainsi le phénomène continue son mouvement oscillatoire jusqu'à ce qu'il se trouve amorti par les forces de frottement.

- la même chose se passe au démarrage d'une pompe alimentant une conduite de refoulement avec un changement de phases c'est à dire si pour le premier cas le phénomène commence par une dépression, il commence dans ce cas par une surpression.

La vitesse de propagation ou célérité est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{\sqrt{K/P}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{E \cdot e}}} = \frac{\sqrt{2,15 \cdot 10^9}}{10^3} = 1143,24 \text{ m/s}$$

vit de l'eau

$$\sqrt{1 + \frac{KD}{E \cdot e}} \text{ comp}$$

$$\sqrt{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,3}{2 \cdot 10^{11} \cdot 5 \cdot 10^{-3}}}$$

ou

A : Célérité de l'onde. (m/s)

D : Diamètre intérieur de la conduite (m)

E : Module d'élasticité de la conduite ($E = 2,10^{11}$ Pa pour l'acier)

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

P : Masse volumique de l'eau 10^3 Kg / m³

e : Epaisseur de la conduite

K/P donne la célérité des ondes de pression pour le cas des tuyaux très rigides.

$$\sqrt{\frac{I}{I + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}}}$$

traduit la contribution de l'élasticité dans la conduite
+ compte

Ce phénomène d'oscillation peut atteindre une valeur maximale de :

$$b = a \cdot V_0 / g$$

V₀ : Vitesse d'écoulement en régime permanent m/s

g : Accélération de la pesanteur.

La valeur maximale de la pression dans la conduite peut s'exprimer par :

- cas de surpression Hg + b

- cas de dépression Hg - b

ou

Hg : Pression dans la conduite avant l'apparition du coup de bélier.

Moyens de protection

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

Pour diminuer l'intensité du coup de bélier, et ses conséquences néfastes, il existe les moyens suivants qui sont les plus utilisés :

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

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

- Les cheminées d'équilibre peuvent limiter les dépressions ainsi que les surpressions. Ces dernières sont adoptées lorsque les hauteurs de refoulement sont relativement faibles.

- Les réservoirs d'air protègent les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

Ces réservoirs sont excessivement simples du point de vue installation.

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

Réservoir d'air

a) Arrêt brusque du groupe électropompe

a - I Principe

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

Au moment d'un arrêt brusque de la pompe, le clapet se ferme, une partie d'eau est chassée dans la conduite en ce moment la pression de l'air de la cloche, est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite au réservoir. La vitesse diminue progressivement et s'annule l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche.

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

a - 2 Méthode de calcul

Les valeurs de la dépression et de la surpression, seront déterminées par l'épure de BERGERON, après avoir fixé les caractéristiques du réservoir d'air en régime normal, et son dispositif d'étranglement.

Cette méthode, consiste à déterminer par approximations successives, la vitesse de l'eau dans la conduite au niveau des réservoirs d'air.

L'intervalle de temps entre les vitesses successives est :

$$\theta = \frac{2L}{a} \quad \begin{array}{l} \text{(Temps d'un aller retour)} \\ \text{d'une onde} \end{array}$$

En passant d'un volume initial du réservoir d'air, arbitrairement choisi, en utilisant la valeur choisie pour la vitesse finale (V_f) de l'eau dans l'intervalle du temps considéré θ on calcule successivement à la fin de cette intervalle, la pression dans le réservoir, puis celles en aval de l'étranglement, et en aval du diagramme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite. On vérifie alors, en menant une horizontale passant par la valeur de la pression finale, que cette droite coupe $\frac{a}{VS}$ au droit de VS, sinon on refait les calculs avec une autre valeur de $\frac{a}{VS}$.

- Vitesse moyenne pour chaque intervalle :

$$V_{Sm} = \frac{VS(n-1) + VS(n)}{2}$$

.../...

Le volume U d'air du réservoir, sera égal à la fin du premier intervalle Δt , au volume d'air choisi arbitrairement U_0 au départ augmenté de la quantité trouvée à la colonne précédente.

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

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

$$Z = \frac{Z_0 \cdot U_0^{1,4}}{U^{1,4}} \quad \text{avec } Z_0 = H_0 + I_0 - h_0$$

ou

H_0 : Hauteur géométrique de refoulement.

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

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

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

Cette perte de charge peut s'exprimer par :

$$Ah = \frac{C \cdot V^2}{2g}$$

ou

C : Coefficient de perte de charge déterminé par l'abaque suivante :
(tiré de A Dupont tome II).

$$\frac{V}{VS} = \frac{\phi}{d} \quad V = \frac{\phi}{d} \quad VS$$

ϕ : Diamètre de la conduite de refoulement.

d : Diamètre de l'orifice du clapet.

U : Variation du volume d'air.

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

- Volume d'air emprisonné dans la cloche :

U : $U_0 - \Delta U$ lorsque le réservoir d'air se remplit.

U : $U_0 + \Delta U$ lorsque le réservoir d'air se vide.

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

b) Démarrage du groupe électro-pompe

Tout comme lors de l'arrêt brusque, la conduite de refoulement doit être protégée contre les effets néfastes du coup de bélier au démarrage du groupe électro-pompe.

Le coup de bélier à l'arrêt brusque étant plus dangeureux qu'au démarrage nous nous sommes limités à l'étude de ce phénomène pour ce cas, quant au démarrage il se fera à vanne fermée qu'on ouvrira lentement.

Donnée de base

$$Q = 57 \text{ l/s} = 0,057 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$L = 2\ 070 \text{ m}$$

$$H_g = 38,65 \text{ m}$$

$$H_o = 35,65 \text{ m}$$

$$D = \phi \text{ tubulure} = 150 \text{ mm}$$

$$d = \text{orifice du clapet} = 70 \text{ mm}$$

$$V_o = 0,806 \text{ m/s}$$

$$U_o = 1 \text{ m}^3$$

$$h_o = 3 \text{ m}$$

$$S = 0,070686 \text{ m}^2$$

$$\text{La célérité } a = 1\ 143,24 \text{ m/s}$$

Le coup de bélier peut atteindre la valeur :

$$b = \frac{aV_o}{g} = \frac{1\ 143,24 \times 0,81}{9,81} = 94 \text{ m d'eau}$$

ce qui donne une surpression de : $H_o + b = 35,65 + 94 = 130 \text{ m d'eau}$.

et une dépression = $H_o - b = 35,65 - 94 = -59 \text{ m d'eau}$.

Temps d'aller - retour d'une onde : θ

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 2070}{1143,24} = 3,62 \text{ s}$$

Perte de charge dans l'orifice du clapet.

La section de passage est :

$$S = \frac{\pi d^2}{4} = 0,00385 \text{ m}^2$$

$$m = \frac{d^2}{D^2} = 0,22$$

De l'abaque on tire le coefficient de perte de charge $C = 2,18$

La perte de charge dans le passage par l'orifice du clapet

est donc de :

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

Pression dans le réservoir d'air.

$$Z = \frac{((38,65 - 3) + 10) \cdot 1^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{45,65}{U^{1,4}}$$

Tracé de la droite a/g.s

$$S = 0,0707 \text{ m}^2 \quad g = 9,8 \text{ m/s}^2 \quad a = 1143,24 \text{ m/s}$$

Si l'échelle des pressions est graduée à raison de 1 cm pour 5 m de pression

a/g.s = 1650,36 sera représentée par 330,07 cm, et si l'échelle des débits est graduée à raison de 1 cm pour 0,0035 m³/s, 1 m³/s sera représenté par 600 cm.

La pente de cette droite sera alors de $\frac{330,07}{283} = 1,17$ à l'échelle de l'épure.

$$\text{tg } \alpha = 1,17 \implies \alpha = 50^\circ$$

Dimensionnement du réservoir

$$+ \Delta U = S \cdot V_m \cdot \theta = 0,0707 \cdot 3,62 \cdot V_m = 0,256 V_m$$

La pression de l'air dans l'installation en régime de marche est de 46,15 m d'eau.

$$U_0^{1,4} = \frac{45,65}{46,15} \implies U_0 = 0,992 \text{ m}^3$$

Vitesse dans l'orifice du clapet V_0

$$\frac{V_0}{V_f} = \frac{300^2}{70^2} = 18,37$$

$$V_0 = 18,37 V_f$$

Pendant l'arrêt brusque, le volume maximal d'eau est de 1,3514 m³ à la fin de la dépression. La pression dans la conduite en tenant compte des pertes de charge est de 31,813 m, soit une dépression de $9 - 31,813 = 10,09$ m et la surpression sera de l'ordre de $54,991 - 41,9 = 13,09$ m.

Nous choisissons comme réservoir d'air une cuve cylindrique équipée de deux fonds elliptiques :

- diamètre intérieur = 1,00 m
- diamètre extérieur = 1,06 m
- la hauteur des fonds = 0,20 m

La capacité de la cuve sera de 2,5 m³ puisque le volume maximal d'air peut atteindre la valeur de 1,3716 m³ de façon à laisser une certaine quantité d'eau dans la cloche, hors de la dépression maximale.

- Volume des deux calottes

$$V_c = 4/3 \cdot \pi (0,5)^2 \cdot 0,2 = 0,2094 \text{ m}^3$$

- Volume de la partie cylindrique

$$V_{cy} = 2,5 - 0,2094 = 2,2906 \text{ m}^3$$

- Section de la cuve

$$S = 0,7854 \text{ m}^2.$$

- Hauteur de la partie cylindrique

$$h = \frac{2,2006}{0,7854} = 2,92 \text{ m}$$

- Hauteur totale de la cuve

$$H = 2,92 + 2.020 = 3,32 \text{ m}$$

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

Volume : 0,992

Volume de la calotte : 0,1047 m³

Volume de la partie cylindrique : 1,1453 m³

Ce qui correspond à une hauteur de $\frac{1,1453}{0,7854} = 1,46 \text{ m}$

d'où le niveau normal dans la cuve à partir du sommet de l'appareil se trouve à $1,46 + 0,2 = 1,66$.

- Variation maximale du niveau d'eau.

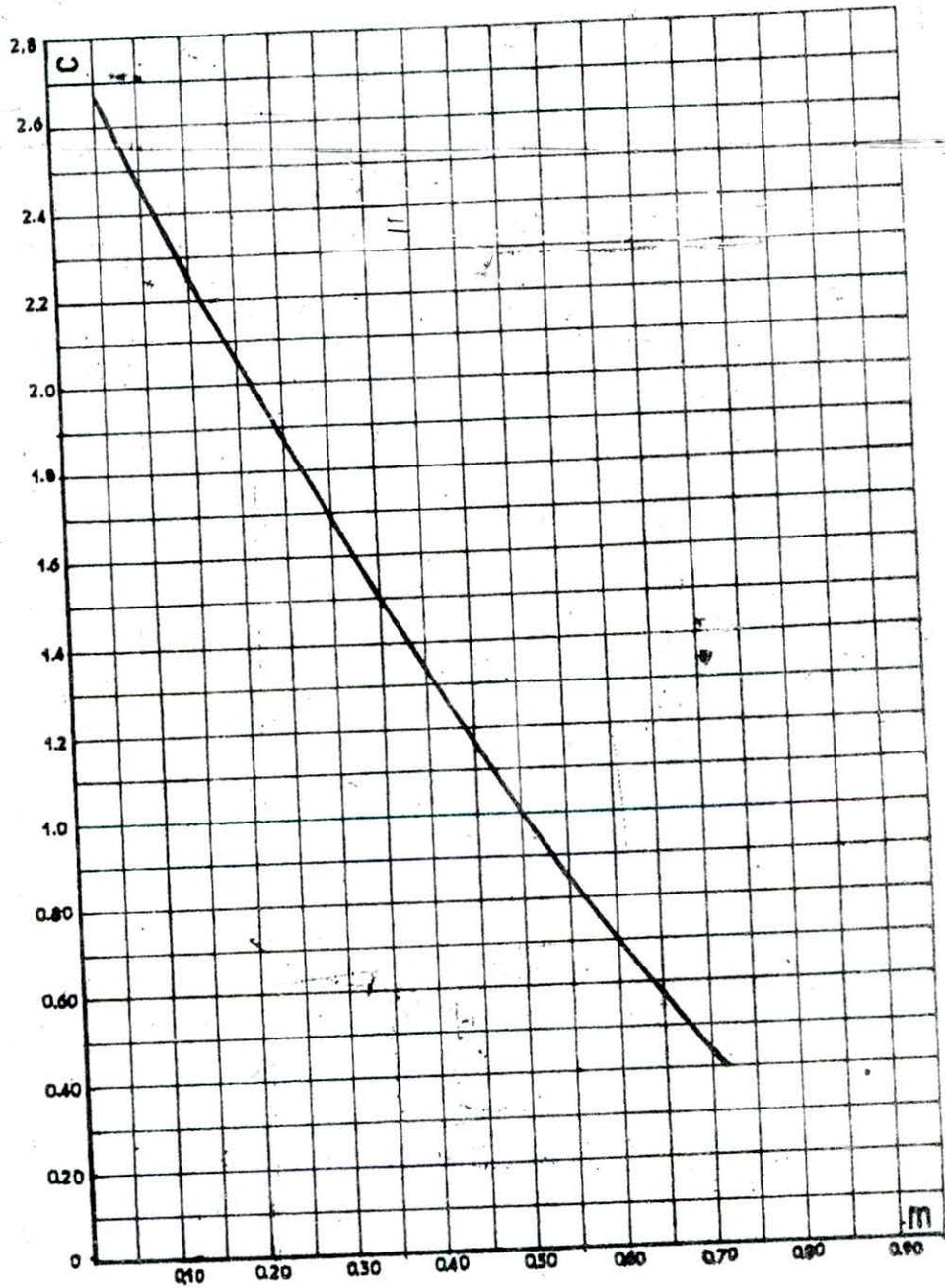
Lors de la dépression maximale dans le cas d'un arrêt brusque le volume d'air passe de 0,992 à 1,3716 soit une augmentation de 0,3796 m³. Le niveau de l'eau dans la cuve s'abaisse de $\frac{0,3796}{0,7854} = 0,48 \text{ m}$

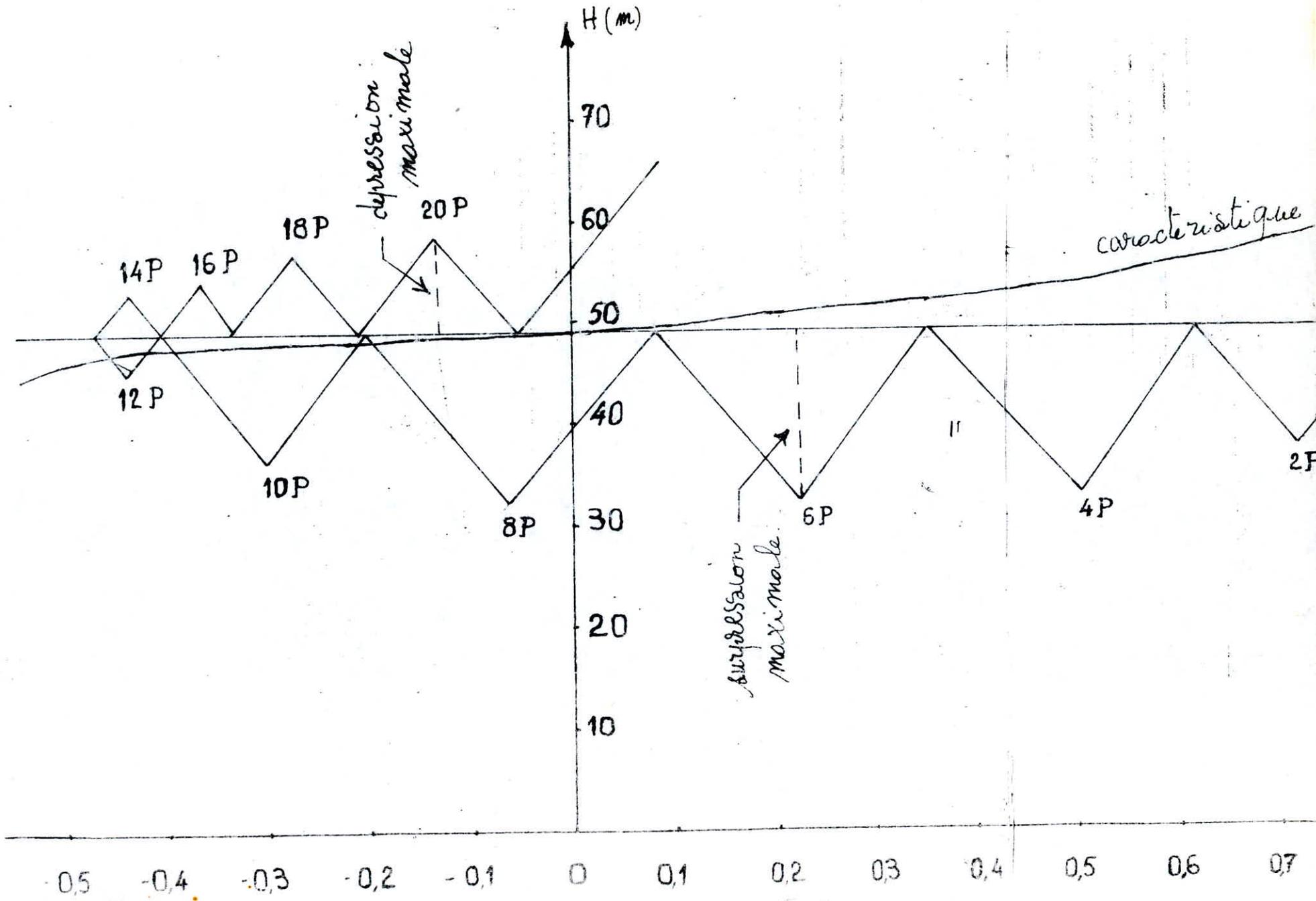
-o-o-o-o-o-o-

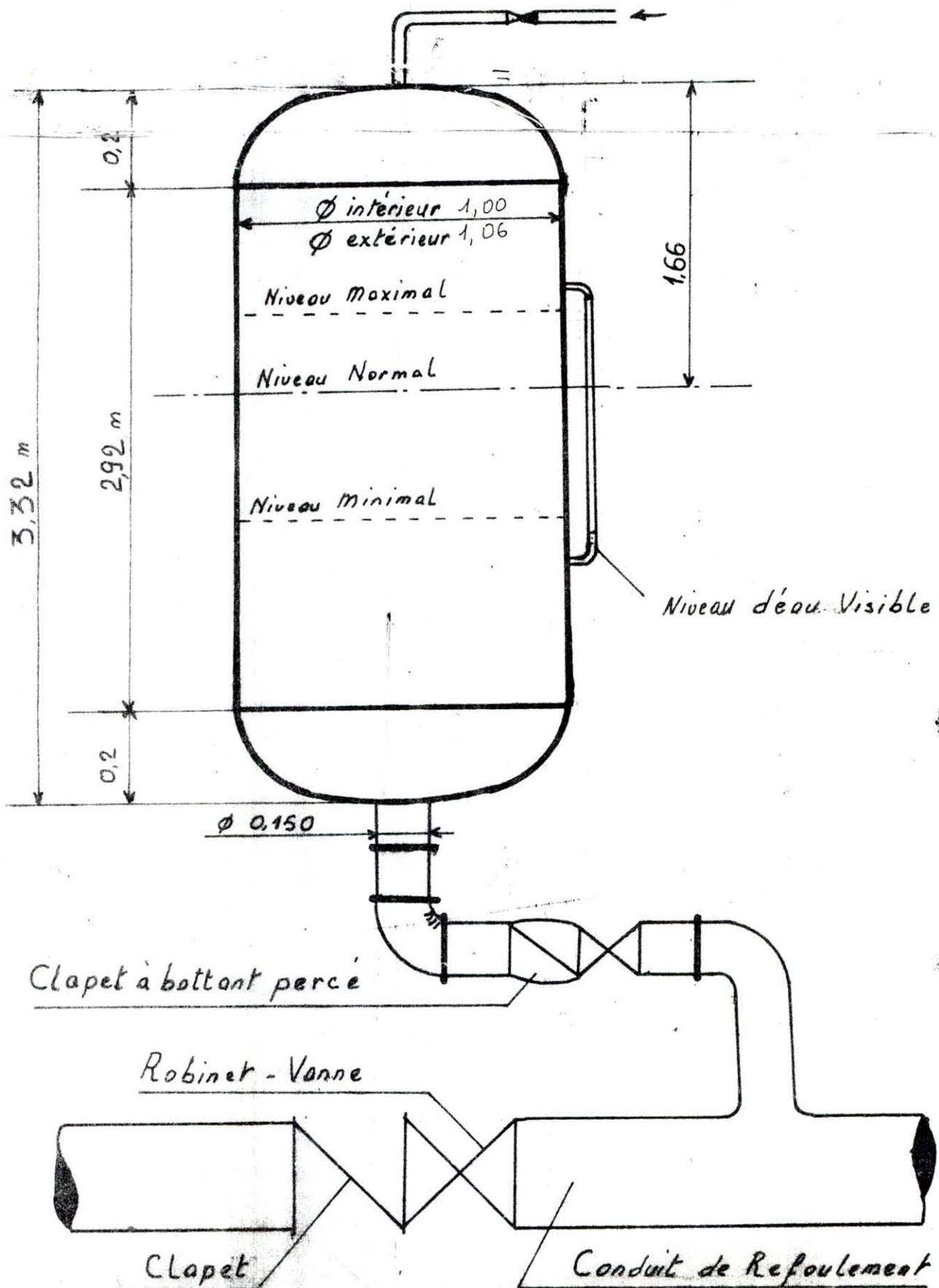
int	IR	2P	4P	6P	8P	10P	12P	14P	16P	18P	20P	22P
-----	----	----	----	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Interv. de temps θ--	Variat. du vol. d'air U	Volume d'air U	Pression dans le r. d'air	Veip+I	Perte de de ch. ds l'or. Le clapet est ouv. La perte de charg. est négligeable	Pression dans la c. y c. PC	Perte de charge au ref.	Pression ds la c. sans PDC	Vit. m. moyen.	Veip	Vites. affect. choisies	Q	Point
0	0	0,9920	46,15			48,15	6,25	41,90	0,806				IR
1 θ	0,1943	1,1074	40,01	0,617		42,01	4,88	37,13	0,712	0,759	0,712	0,0503	2P
2 θ	0,1536	1,2610	33,36	0,359		35,36	2,29	33,06	0,488	0,600	0,488	0,0345	4P
3 θ	0,0904	1,3514	30,27	0,079		32,27	0,46	31,81	0,219	0,353	0,219	0,0155	6P
4 θ	-0,0201	1,3716	29,65	-0,201	0,1264	31,78	-0,04	31,816	-0,061	0,079	-0,061	-0,0043	8P
5 θ	-0,0460	1,3256	31,10	-0,394	2,9684	36,07	-0,85	36,924	-0,298	-0,180	-0,298	-0,0210	10P
6 θ	-0,0927	1,2329	34,43	-0,460	6,1077	42,53	-1,76	44,290	-0,427	-0,362	-0,427	-0,0302	12P
7 θ	-0,1116	1,1212	39,32	-0,431	6,6430	47,96	-1,91	49,872	-0,445	-0,436	-0,445	-0,0315	14P
8 θ	-0,1062	1,0151	45,19	-0,338	4,9440	52,14	-1,42	53,560	-0,384	-0,415	-0,384	-0,0272	16P
9 θ	-0,0837	0,9314	50,98	-0,2013	2,4338	55,41	-0,70	56,112	-0,270	-0,327	-0,270	-0,0191	18P
10 θ	-0,0498	0,8816	55,06	-0,0380	0,4796	57,54	-0,14	57,673	-0,120	-0,195	-0,120	-0,0085	20P
11 θ	-0,0095	0,8721	55,90	0,1290		57,90	0,0198	57,878	0,045	-0,037	0,045	0,0032	22P

Coefficient de perte de charge dans un clapet







CHAPITRE X

PROTECTION CONTRE LA CORROSION

L'utilisation des canalisations en acier représente un nombre considérable d'avantages ; cependant la sensibilité de l'acier à la corrosion nécessite un examen judicieux des causes chimiques et électro-chimiques de ce phénomène et de l'entartrage qui trouve son origine dans l'eau charriée.

L'acier non protégé, au contact avec l'eau se trouve normalement corrodé, l'étendue, la vitesse, la gravité de cette corrosion naturelle dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- Le pH ;
- La teneur en oxygène dissout ;
- La vitesse de circulation de l'eau en contact.

D'autres facteurs viennent s'ajouter à ceux énumérés à savoir la nature du sol dans lequel les conduites sont enterrées et les courants électriques vagabonds dus à la présence de mise en terre des installations électriques urbaines ou ceux provenant d'un grand consommateur d'électricité (zone industrielle).

Etant donné que la présence de la majorité de ces facteurs est fort probable à Rebahia nous préconisons deux types de protection des différentes conduites composant le réseau.

I -) PROTECTION EXTERNE

I - 1 Enrobage Les conduites doivent être convenablement revêtues d'une enveloppe en laine de verre et de butume. Cet enrobage doit être continu de façon à englober les joints et les cones de raccordement

I - 2 Protection cathodique. Pour remédier aux défauts d'isolation de la conduite on procède à une protection cathodique qui consiste à :

- soit à constituer avec un métal électro-négatif (plus que le fer) comme le magnésium, l'aluminium, le zinc ou leur alliage un couple artificiel dans lequel le fer joue le rôle de cathode.
- soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie électrique extérieure (borne négative) et d'autre part à une anode enfoncée dans le sol et destinée à se corroder.

I - 3 Protection par anode réactive

Cette méthode consiste à relier différents points de la conduite à une pièce de métal plus électro-négative que le fer de façon à former des piles dont la cathode est la canalisation. La pose des anodes...

s'effectuer dans les sols de basse résistivité, Pour faciliter le passage du courant. Mais il est préférable, de choisir les lieux susceptibles de retenir les eaux (sols imperméables). Les anodes doivent être posées de deux à trois mètres de la conduite.

Ce dispositif convient pour la protection des tronçons de petit diamètre et de faible longueur, car il nécessite un nombre limité d'anodes.

Toutefois l'utilisation de ce procédé en présence de courants vagabonds est à déconseiller.

I - 4 Protection cathodique par soutirage de courant

Cette méthode consiste à provoquer la chute du potentiel de la conduite.

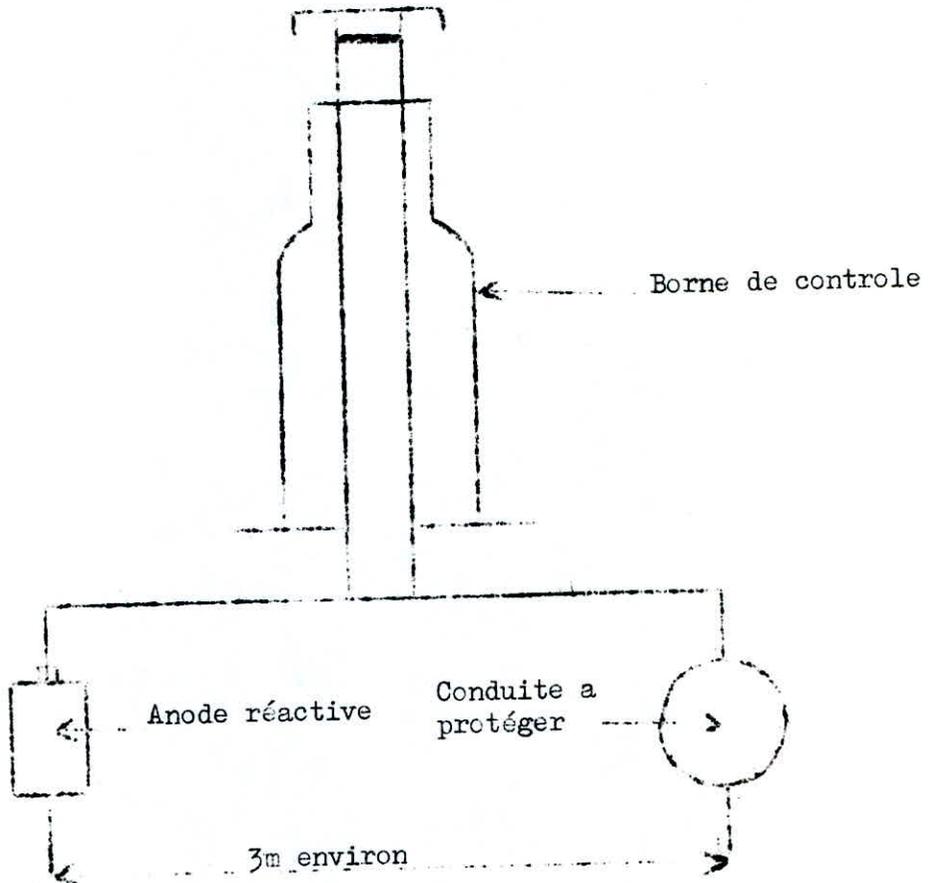
A partir d'une source électrique de courant continu (courant alternatif redressé) on relie la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive étant raccordée à des vieux rails disposés à une profondeur d'environ 1,20 m.

La distance minimale séparant la conduite aux rails est de 50 m.

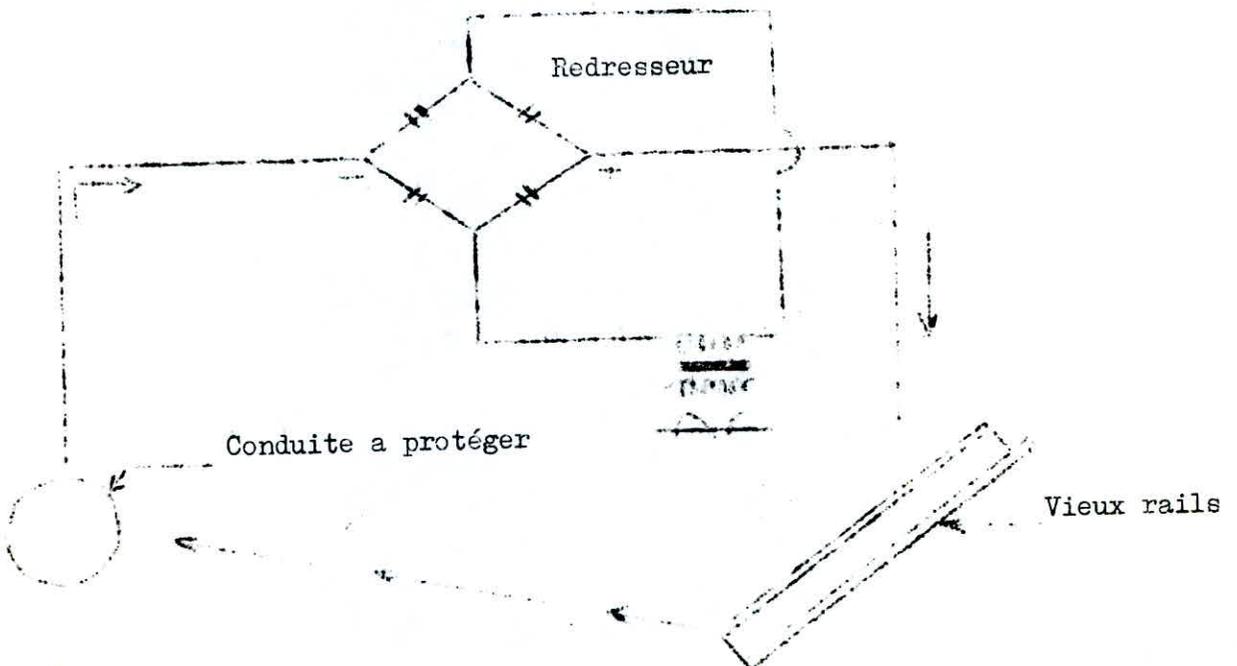
2 -) PROTECTION INTERNE

Les analyses faites par la DHW de Saïda montrent que les eaux sont peu minéralisées ce qui nécessite une protection contre l'oxydation au moyen d'un enduit avec lequel les parois internes de la conduite seront revêtues.

protection par anodes réactives



Protection cathodique par soutirage de courant



CHAPITRE XI

POSE DES CONDUITES

Le relief du site de Rebahia est monotone ce qui facilite pour beaucoup la pose des conduites. Toutefois on est appelé à passer par des routes et des rues lors de la réalisation du réseau de distribution et de la conduite de refoulement, c'est pour cette raison que nous allons détailler les différents types de pose qui s'imposent.

I -) POSE DES CONDUITES EN TRANCHEE

Les conduites sont posées en tranchée ouverte, par tranchées successives et en commençant par les points hauts de manière à assurer, s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltration.

La largeur de la tranchée doit être telle qu'un homme puisse y travailler. Sa profondeur minimale est de 0,70 m pour les petits diamètres et elle est supérieure au fur et à mesure que le diamètre augmente.

Au droit des joints il est pratiqué dans les parois latérales de la tranchée des élargissements appelés niches.

Le fond de la tranchée doit être bien nivelé tout le long d'une même pente et couvert d'un lit de sable.

Les tuyaux sont soudés à l'extérieur de la tranchée et enterrés ensuite.

Dans le cas où les travaux se déroulent en été, la descente en fouille des canalisations en acier soudé ne doit avoir lieu qu'aux heures les plus fraîches de la journée.

Le remblai doit se faire en sable ou en terre tamisée qui sera damée et arrosée par couche jusqu'à 30 cm au delà de la conduite. Le reste du remblai est exécuté à l'aide d'une terre ordinaire purgée de gros éléments.

2 -) TRAVERSEE DES ROUTES

En raison des charges supportées, qui peuvent amener des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite et à la route, la traversée des routes doit être limitée dans la mesure du possible.

Du point de vue mode de traversée on distingue deux cas

se fera par tranchée à condition de réparer les dégats causés à la fin des travaux.

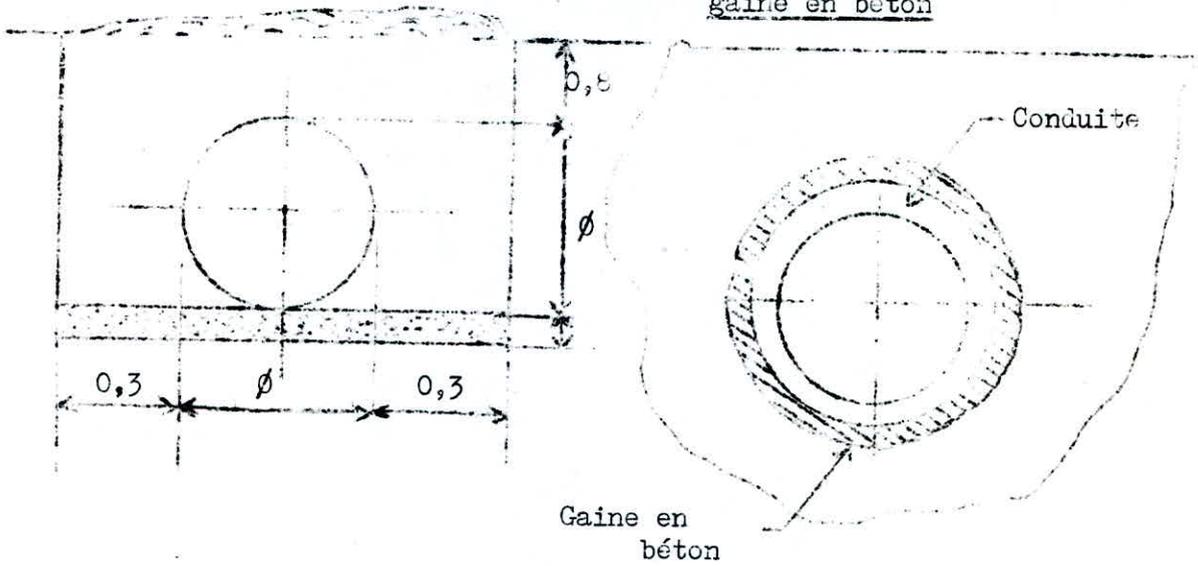
- Dans le cas où la route est à grande circulation ou qui ne peut pas être déviée la traversée se fera en introduisant sous cette route des gaines formées de tuyaux à joints bienétanches, dépassant l'ouvrage de part et d'autre et débouchant, à chaque extrémité dans un regard en maçonnerie muni d'un robinet-vanne à l'intérieur desquelles on fait passer la conduite.

3 -) DESINFECTION DES CONDUITES

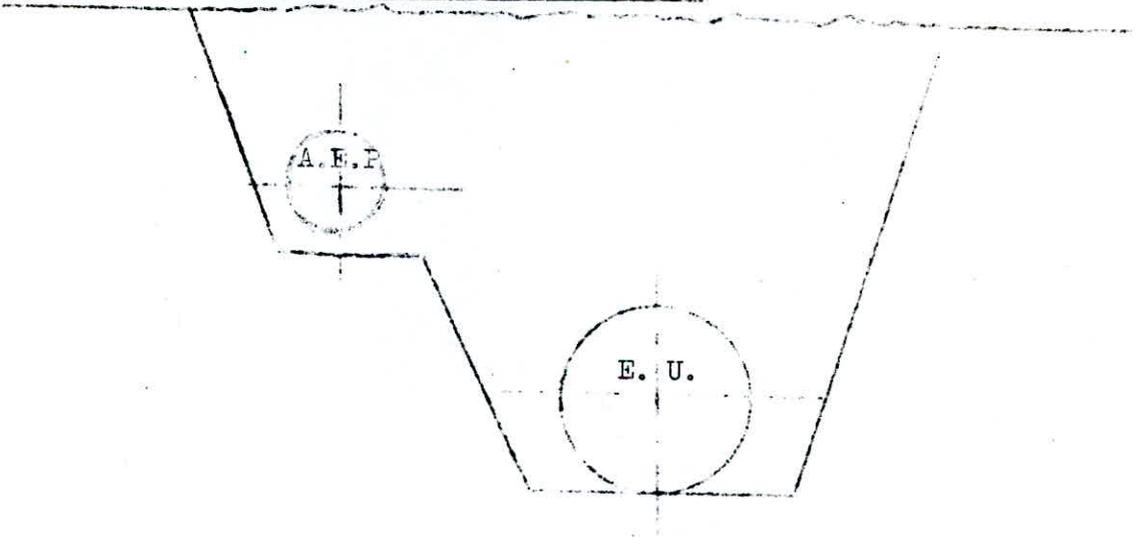
Avant la livraison de l'eau à la consommation publique, il sera recommandé de procéder à la désinfection des conduites suivant les instructions d'un laboratoire.

Pose dans une tranchée

Traversée d'une route au moyen d'une gaine en béton

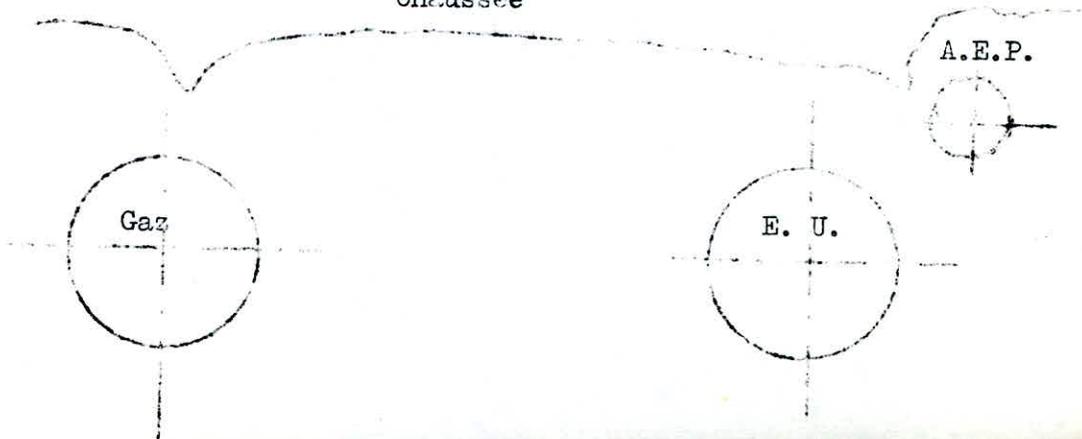


Pose a proximité d'une conduite d'eau usée



Profil type de la pose des conduites de diverses natures

Chaussée



DEUXIEME PARTIE

//--2 S S A I N I S S E M E N T

II CHAPITRE I

I -) INTRODUCTION

L'assainissement des agglomération est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique, au plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation possible, les eaux usées de divers origines (domestiques, industrielles et pluviales) provenant d'une agglomération humaine, de façon à ce que ces eaux ne peuvent pas souiller l'environnement chose qui n'est réalisable qu'au moyen d'une station d'épuration implantée à l'aval de l'agglomération de laquelle cette eau peut être rejetée dans la nature ou récupérée.

Ainsi l'assainissement sera envisagé dans le double cadre d'une lutte globale contre la pollution et d'objectif de qualité définissant les conditions de réutilisation des eaux épurées.

2 -) PRESENTATION DU SITE

Vu que le périmètre d'urbanisme renferme deux petits bassins, limités par une ligne de crête, un premier bassin situé au nord et un deuxième bassin situé au sud de cette ligne et dans le but de minimiser les dimensions des collecteurs secondaires et tertiaires, nous avons proposé l'emplacement de deux collecteurs principaux qui vont se rejoindre dans le point bas du périmètre urbanisé formant ainsi un seul collecteur. Celui-ci sera reconduit vers la station d'épuration après son passage par le déversoir d'orage.

L'examen du plan d'ensemble de Rebahia révèle l'impossibilité d'une évacuation gravitaire de l'effluent.

Du fait que le terrain réservé au lotissement ouest se trouve à une cote égale et parfois inférieure à celle du collecteur principal de la station d'épuration à cet effet nous avons procédé à l'analyse de deux variantes:

1ère variante : Dans cette variante nous prévoyons l'installation d'une usine élévatrice à l'aval du collecteur principal qui refoule l'effluent dans celui de la station d'épuration qui se trouve à 3 m de dénivelé au dessus du collecteur provenant de l'agglomération.

2ème variante : Dans cette variante nous avons limité le périmètre pouvant être évacué par par gravité.

.../...

PH 04285
avant p. 57

ASSAINISSEMENT DE REBAHIA

PLAN DE SITUATION DES 2 COLLECTEURS PRINCIPAUX



247 LOTISSEMENTS + ECOLE
(EN PROJET)



ECHELLE 1/4000

Il s'est avéré, que pratiquement tout le périmètre urbanisé satisfait à cette condition excepté la partie réservée aux lotissements ouest qui sera évacué par pompage. A cet effet nous avons prévu l'installation d'une usine élévatrice beaucoup moins importante que celle prévue dans la première variante, vu le volume réduit qu'elle relève et qui refoule l'effluent provenant de cette zone dans un des regards les plus proches appartenant au deuxième collecteur.

Il est clair que cette variante est la plus économique et par conséquent elle sera adoptée.

Il est à noter qu'avant l'inauguration de ces lotissements l'évacuation des eaux usées de Rebahia se fait exclusivement par gravité.

3 -) PRINCIPES DE DISPOSITION ET DE CONSTRUCTION DU RESEAU

- Le réseau d'assainissement est choisi unitaire. Un réseau de ce type prévoit l'évacuation en commun et dans la même conduite des eaux usées domestiques et des eaux pluviales. Cette évacuation doit se faire généralement par gravité sauf cas contraire.

- En se référant à la carte topographique du lieu et en raison du caractère régulier du relief nous avons pu choisir pour chacun des deux collecteurs un cheminement longeant les routes prévues par le plan d'urbanisme.

- Lors du tracé du cheminement de chacun des deux collecteurs nous avons évité au maximum les contre-inclinaisons et les virages.

- Les égouts collecteurs secondaires et tertiaires qui n'ont pas été pris en considération lors de ce projet du point de vue calcul doivent être placés dans de grandes rues larges, à circulation peu intense.

Le périmètre d'urbanisme a été divisé en bassins d'apport partiel alimentant les canalisations selon la situation topographique. Ces bassins se rencontrent aux lignes de partage des eaux, chacun de ces bassins est drainé par un égout collecteur principal. Ceux-ci suivent toujours les points les plus bas du bassin d'apport et conduisent les eaux usées par la voie la plus courte possible jusqu'à la station d'épuration.

C'est dans les égouts collecteurs principaux que débouchent les égouts secondaires, ces derniers collectent les eaux usées des branchements domestiques.

CALCUL DES SURFACES

Troncons N.	L(m)	Désign. du bas.	Surfaces			Surfaces restantes	Collecteurs
			Bassins	Toits	Routes		
75		A	2,649	0,423	0,070	2,156	
110		B	1,175	0,718	0,045	0,412	
80		C	2,628	0,897	0,032	1,699	
52		D	2,499	0,963	0,022	1,514	
43		E	0,743	0,463	0,018	0,262	
102		F	2,678	1,223	0,171	1,284	
65		G	3,221	1,461	0,248	1,512	
78		H	1,318	0,367	0,211	0,740	
59		I	0,769	0,449	0,074	0,246	
30		J	1,591	0,685	0,079	0,827	
28		K	0,614	0,190	0,012	0,412	
21		L	2,528	0,888	0,036	1,604	
160		M	0,432	0,309	-	0,123	
70		N	1,642	0,780	0,018	0,844	
129		A'	3,260	1,243	0,080	1,937	
71		B'	1,783	0,900	0,060	0,823	
63		C'	2,229	1,268	0,114	0,847	

CALCUL DES SURFACES

Troncons N.	L(m)	Désign. du bas.	Surfaces			Surfaces restantes	Collecteurs
			Bassins	Toits	Routes		
75		A	2,649	0,423	0,070	2,156	
110		B	1,175	0,718	0,045	0,412	
80		C	2,628	0,897	0,032	1,699	
52		D	2,499	0,963	0,022	1,514	
43		E	0,743	0,463	0,018	0,262	
102		F	2,678	1,223	0,171	1,284	
65		G	3,221	1,461	0,248	1,512	
78		H	1,318	0,367	0,211	0,740	
59		I	0,769	0,449	0,074	0,246	
30		J	1,591	0,685	0,079	0,827	
28		K	0,614	0,190	0,012	0,412	
21		L	2,528	0,888	0,036	1,604	
160		M	0,432	0,309	-	0,123	
70		N	1,642	0,780	0,018	0,844	
129		A'	3,260	1,243	0,080	1,937	
71		B'	1,783	0,900	0,060	0,823	
63		C'	2,229	1,268	0,114	0,847	
59		D'	1,306	0,471	0,057	0,778	
50		E'	1,581	0,857	0,170	0,554	
158		F'	1,113	0,459	0,152	0,502	
63		G'	2,155	0,936	0,103	1,116	
90		H'	1,632	0,672	-	0,960	
98		I'	0,772	0,361	-	0,411	
105		J'	0,315	0,169	-	0,146	
35		K'	1,050	0,064	0,327	0,659	

II CHAPITRE II

LES EAUX PLUVIALES

I -) EAUX DE RUISSELEMENT

En raison de l'anisotropie du terrain naturel les eaux de pluie qui tombent diffèrent par rapport à la proportion qui arrive à ruisseler.

Toutes ces eaux seront recueillies au moyen des égouts collecteurs qui longent les principales de la ville exceptée la quantité qui s'évapore ou qui s'infiltré de ce fait il apparaît la notion de coefficient de ruissellement.

* Coefficient de ruissellement. Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau qui ruissèle de cette surface au volume d'eau tombé sur celle-ci.

Ce coefficient varie en fonction du périmètre récepteur. C'est ainsi que pour les toits, les routes goudronnées et les terres cultivées il prendra les valeurs suivantes (cours d'assainissement O.P.U)

toits : $C = 0,9$

routes goudronnées : $C = 0,4$

Terres cultivées : $C = 0,2$

C'est donc la fraction de précipitation qui arrive à ruisseler. Si on prend par exemple le cas des toits, 90 % des précipitations qui tombent sur les toits arrivent à ruisseler.

2 -) FREQUENCE DES PRECIPITATIONS

Les données pluviométriques de Rebahia :

- Durée de la précipitation $t = 10$ mn

- Période de retour : deux ans

- Intensité de la pluie $c = 32,4$ mm/h

3 -) CALCUL DE LA PRECIPITATION

Le système pour évaluer les précipitations fortes équivalentes peut être résumé comme suit :

$$i = \frac{\text{hauteur}}{\text{durée}} = \frac{N}{T} \quad (\text{mm/min.})$$

$$i = 32,4 \text{ mm/h} = 0,54 \text{ mm/min.}$$

A partir de l'intensité i on calcule la précipitation r

$$r = \frac{10\ 000 (l/ha/mm)}{60(s/min)} \quad i \text{ (mm/min)} = 166,7 \quad i \text{ (l/s/ha)} = 90 \text{ l/s/ha}$$

.../...

II H A P I T R E III

CALCUL DES COLLECTEURS

I -) DIMENTIONNEMENT

Les égouts collecteurs sont construits en fonction des conditions climatologiques c'est-à-dire sur la base des précipitations. Toutefois leur construction ne prévoit pas l'évacuation des débits pluviaux maximaux car cela rendrait les frais de construction trop élevés. Ils ne seront dimensionnés que pour évacuer les débits de pluie se répétant 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 aux 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 pluviaux tout en négligeant les débits des eaux usées.

Ainsi en fonction de Q_p 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.

Il est à noter que pour notre cas le changement de pente est très limité du fait que nous nous disposons que d'une petite dénivelée et que le point d'exutoire est fixe (collecteur principal de la station d'épuration). C'est pour cette raison que dans certains points nous avons dépassé la limite minimale admissible de la mise en tranchée des conduites. Nous avons prévu dans ces points soit une protection avec une dalle en béton armé soit le passage au moyen d'une gaine si cette conduite passe sous une route.

2 -) ETAPE DE CALCUL

a) Calcul des débits pluviaux

Lors du calcul des débits pluviaux nous avons utilisé la méthode rationnelle en raison des petites dimensions des bassins d'apport.

D'après cette méthode le débit véhiculé par chaque tronçon est fonction du coefficient de ruissellement C , de l'intensité de la pluie i et de la superficie du bassin d'apport A .

.../...

$$Q_p = C. i. A$$

b) Détermination de la pente (d'éclivité)

$$J (0/00) = \frac{\text{Côte Amont} - \text{Côte aval}}{\text{longueur du tronçon}}$$

c) 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 où le diamètre tiré de l'abaque n'est pas normalisé on prend le diamètre supérieur normalisé.

d) Débit et vitesse à pleine section

Les débits et les vitesses à pleine section sont déterminés à l'aide de l'abaque construite d'après la formule de BAZIN (abaque VII).

Ainsi on peut déterminer facilement le rapport des débits $rQ = \frac{Q_p}{Q_{ps}}$

et à partir de ce rapport et en utilisant l'abaque X de BAZIN on détermine les hauteurs de remplissage rH ainsi que le rapport des vitesses rV .

e) Hauteur de remplissage

$H = \phi . rH$ H prendra les unités du diamètre, le rapport étant sans unité.

f) Vitesse réelle

$V_r = V_{ps} . rV$ ou V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s)

rV : rapport des vitesses

g) Vitesse d'autocurage

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

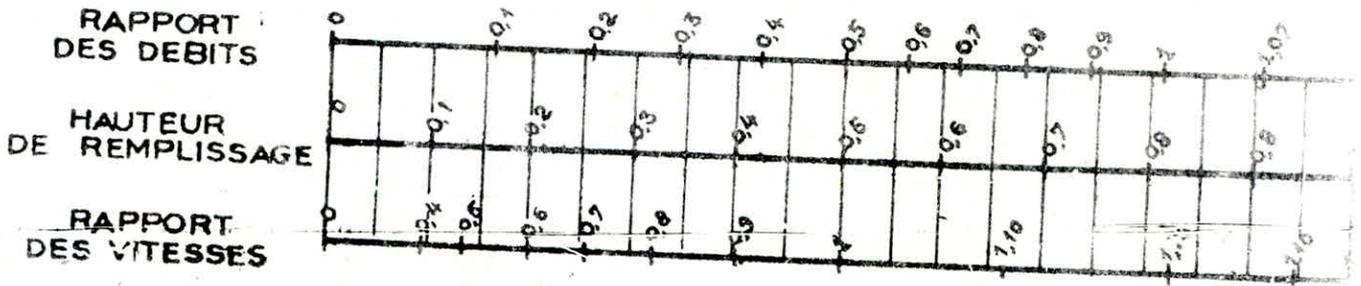
N.B : Lorsque la vitesse dans un tronçon quelconque des deux collecteurs est faible et pouvant ainsi favoriser les dépôts de matériaux en suspension il faut prévoir des chasses d'eau dans ce tronçon.

ANNEXE X

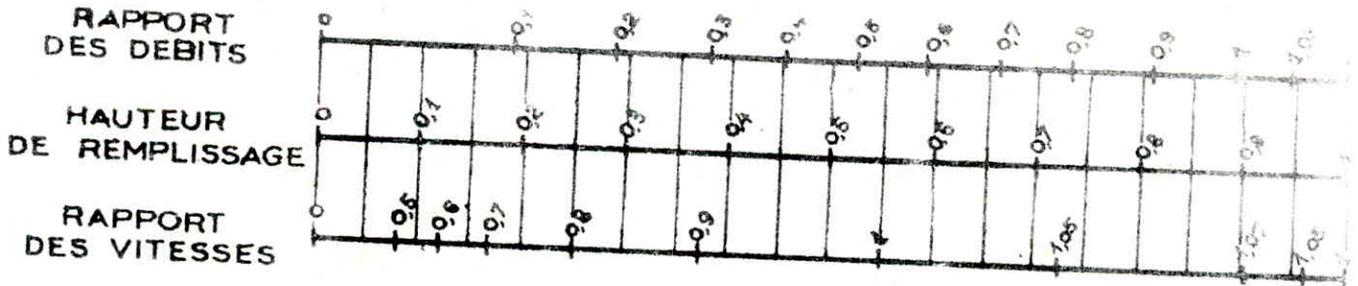
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés

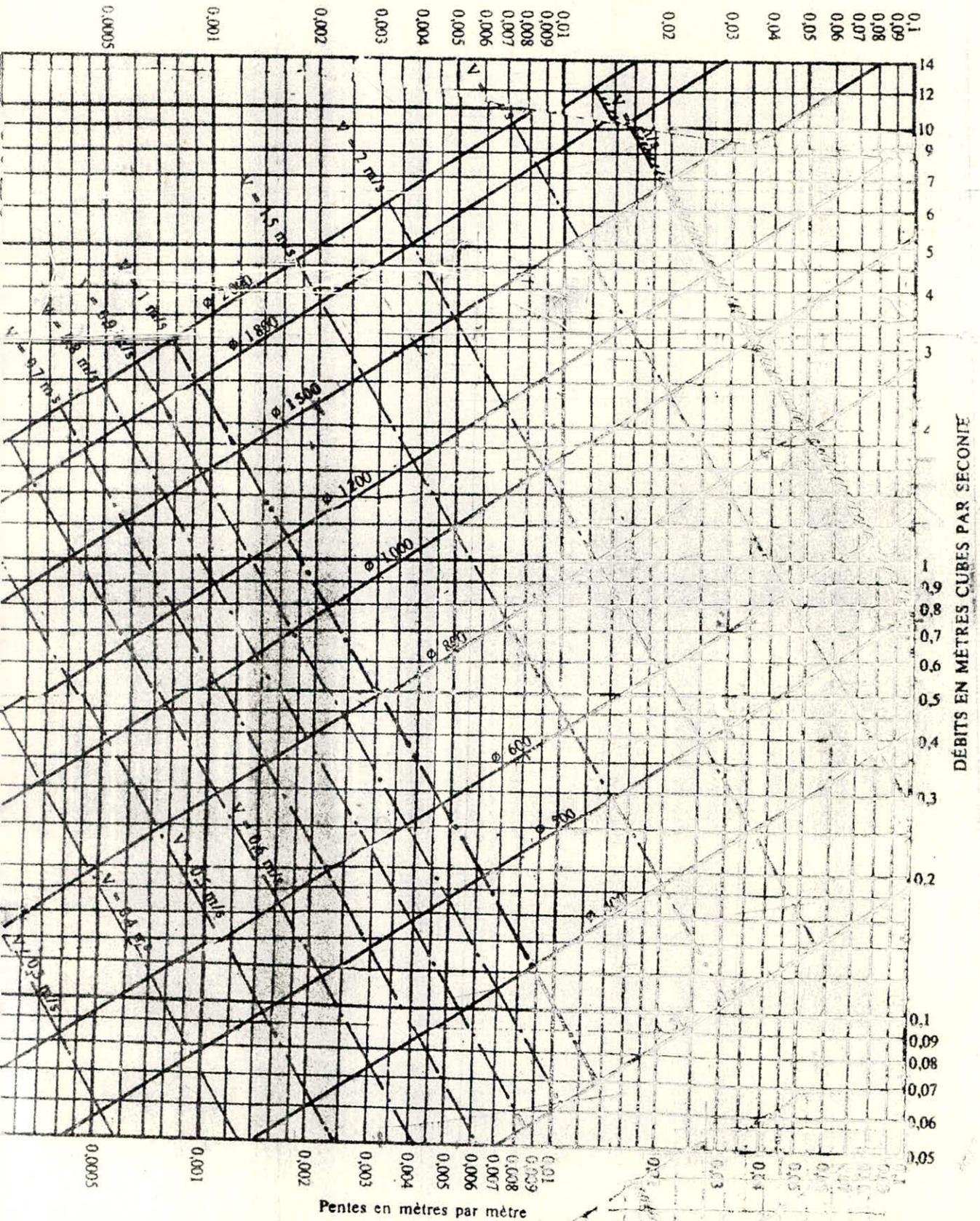


Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $3/10$, le débit est les $2/10$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $78/100$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section

ANNEXE VII

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)



DIMENSIONNEMENT DU COLLECTEUR PRINCIPAL "I..

TRONCONS	POINTS D'APPORT	SURFACES			SURFACES CUMULEES			COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT			SURFACES REDUITES			SURFACES REDUITES TOTALES	LONGUEURS DES TRONCONS		INTENSITE DE RUISS-PLUVIALES	DEBITS DES EAUX PLUVIALES	COTES				PENTES	DIAMETRES	PLEINE SECTION		H	V	Σ (1/10) Q _{ps}	DEBITS DES EAUX USEES				
		TOITS	ROUTES	RESTANTES	TOITS	ROUTES	RESTANTES				TOITS	ROUTES	RESTANTES		Partielle	Cumulées			DU SOL		DU RADIER				Q _{ps}	V _{ps}				r _h	r _v	Portals	Cumulés	
								AMONT	AVAL	AMONT									AVAL															
		1	2	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha		m	m			l/s/ha	l/s	m	m			m	m				m/km	mm	l/s	m/s	—
16 17	16	1 243	0 0630	1 937	1 243	0 0630	1 937	0 9	0 4	0 2	1 119	0 032	0 367	1 536	129	129	90 00	136 42	766 35	765 31	766 65	763 61	23	400	200	1625	0 69	0 62	1 07	246	1 74	0 96	3 67	3 67
17 18	17	0 900	0 060	0 823	2 143	0 140	2 760				1 929	0 056	0 552	2 537	71	200		226 33	765 31	761 94	763 61	760 44	47	400	265	2350	0 60	0 66	1 10	272	2 56	1 41	2 13	6 00
18 19	18	1 266	0 114	0 847	3 411	0 254	3 607				3 070	0 102	0 721	3 693	63	263		350 37	761 94	759 43	760 44	757 93	34	500	445	2300	0 79	0 66	1 10	340	2 53	1 36	1 69	7 69
19 20	19	0 471	0 057	0 776	3 632	0 311	4 385				3 494	0 124	0 677	4 495	59	322		404 55	759 43	757 65	757 93	756 15	30	500	420	2200	0 96	0 76	1 13	390	2 49	1 32	1 77	9 66
20 21	20	0 657	0 170	0 554	4 739	0 461	4 939				4 265	0 192	0 966	5 445	50	372		490 05	757 65	757 03	756 15	755 23	16 4	600	560	1950	0 66	0 73	1 12	436	2 16	1 17	1 50	11 16
21 22	21	0 459	0 152	0 502	5 196	0 633	5 441				4 676	0 253	1 066	6 019	156	530		541 71	757 03	756 30	755 23	754 00	6	600	600	1625	0 66	0 60	1 06	460	1 72	0 96	4 76	15 90
22 23	22	0 936	0 103	1 116	6 134	0 736	6 557				5 521	0 294	1 311	7 126	63	593		641 34	756 30	756 07	754 00	753 07	16	600	1070	2275	0 60	0 55	1 04	440	2 37	1 36	1 69	17 79
23 24	23	0 064	0 327	0 659	6 196	1 063	7 216				5 576	0 425	1 443	7 446	35	626		670 14	756 07	756 26	753 07	752 26	22 5	600	1160	2700	0 56	0 55	1 04	440	2 61	1 62	1 05	16 64
24 25	24	0 672	0 —	0 960	6 670	1 063	6 176				6 163	0 425	1 635	6 243	90	716		741 67	756 26	752 57	752 26	751 27	11 2	600	950	1675	0 76	0 66	1 10	544	2 06	1 12	2 70	21 54
25 26	25	0 361	0 —	0 411	7 231	1 063	6 567				6 506	0 425	1 717	6 650	96	616		776 50	752 57	753 34	751 27	751 04	23	1000	600	1025	0 97	0 76	1 13	760	1 16	0 61	2 94	24 66
26 11	26	0 169	0 —	0 146	7 400	1 063	6 733	0 9	0 4	0 2	6 660	0 425	1 747	6 632	105	921	90 00	794 66	753 34	753 74	750 04	750 74	26	1000	675	1125	0 91	0 75	1 12	750	1 26	0 66	3 15	27 63

PH 0485
Avant p. 62. 1.

DIMENSIONNEMENT DU COLLECTEUR PRINCIPAL II..

PH 04185
Avant 62-2

TRONCONS	POINTS D'APPORT	SURFACES			SURFACES CUMULEES			COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT			SURFACES REDUITES			SURFACES REDUITES TOTALES	LONGUEURS DES TRONCONS		INTENSITE de RUSSELLEMENT	DEBITS DES EAUX PLUVIALES	COTES				PEENTES	DIAMETRE Ø	PLEINE SECTION		r ₀	r _H	r _V	H	V	Σ	DEBITS DES EAUX USEES								
		TOITS	ROUTES	RESTANTES	TOITS	ROUTES	RESTANTES				TOITS	ROUTES	RESTANTES		Partielles	Cumulées			AMONT	AVAL	AMONT	AVAL			Q _{PS}	V _{PS}							Partiels	Cumulés							
		ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha	m		m	l/s/ha			l/s	m	m	m			m	mm							l/s	m/s	m	m	m	m	m	l/s	l/s
		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14		15	16			17	18	19	20			21	22							23	24	25	26	27	28	29	30	31
1-2	1	0.423	0.070	2.156	0.423	0.070	2.156	0.9	0.4	0.2	0.3831	0.0283	0.431	0.8340	75	75	90.00	75.60	774.38	772.73	772.83	771.23	22	300	837	1.775	0.837	0.72	1.12	216	1.99	1.06	2.26	2.26							
2-3	2	0.718	0.045	0.412	1.410	0.115	2.568				1.027	0.046	0.514	1.5837	110	185		142.83	772.73	768.23	771.23	766.73	41	400	265	2.125	0.54	0.53	1.02	212	2.17	1.27	3.30	5.56							
3-4	3	0.897	0.032	1.699	2.038	0.147	4.267				1.834	0.059	0.853	2.748	80	265		247.14	768.23	764.76	766.73	763.26	43	400	275	2.200	0.90	0.74	1.12	296	2.46	1.32	2.50	8.06							
4-5	4	0.963	0.022	1.514	3.001	0.169	5.781				2.701	0.068	1.156	3.925	52	317		353.25	764.76	762.15	763.26	760.65	50	500	540	2.800	0.65	0.59	1.05	295	2.94	1.68	1.66	9.72							
5-6	5	0.463	0.018	0.262	3.464	0.187	6.043				3.118	0.075	1.209	4.402	43	360		396.83	762.15	760.83	760.65	759.38	30	500	425	2.175	0.93	0.76	1.12	380	2.44	1.30	1.38	11.10							
6-7	6	1.223	0.171	1.284	4.687	0.358	7.327				4.218	0.143	1.465	5.826	102	462		524.34	760.83	758.40	759.38	756.90	24	600	625	2.250	0.84	0.70	1.11	420	2.50	1.35	3.16	14.26							
7-8	7	1.463	0.248	1.512	6.148	0.606	8.839				5.533	0.242	1.768	7.543	65	527		678.87	758.40	758.29	756.90	755.79	17	800	1167	2.350	0.88	0.55	1.04	440	2.44	1.41	2.05	16.31							
8-9	8	0.367	0.211	0.740	6.515	0.817	9.579				5.864	0.327	1.916	8.107	78	605		729.63	758.29	755.88	755.79	753.58	28	800	1450	3.000	0.50	0.50	1.00	400	3.00	1.80	2.44	18.75							
9-10	9	0.449	0.074	0.246	6.964	0.891	9.825				6.268	0.356	1.965	8.589	59	664		773.01	755.88	754.20	753.58	752.20	23	800	1213	2.725	0.64	0.59	1.05	472	2.86	1.63	1.77	20.52							
10-11	10	0.685	0.079	0.827	7.649	0.970	10.652				6.884	0.388	2.130	9.402	30	694		846.83	754.20	753.74	752.20	750.74	49	800	1900	3.850	0.45	0.46	0.96	368	3.70	2.31	0.90	21.42							
11-12	11+Col	0.190	0.012	0.412	15.239	2.045	19.797				13.715	0.818	3.959	18.492	28	722		1664.28	753.74	752.88	750.74	750.58	6	1200	2100	1.850	0.79	0.68	1.10	816	2.03	1.11	0.84	22.26							
12-13	12	0.888	0.036	1.604	16.127	2.081	21.401				14.514	0.832	4.280	19.626	21	743		1766.34	752.88	752.44	750.58	750.44	6.6	1200	2200	1.960	0.80	0.68	1.10	816	2.16	1.18	0.63	22.89							
13-14	13	0.309	-	0.123	16.436	2.081	21.524				14.792	0.832	4.305	19.929	160	903		1793.61	752.44	752.57	750.44	750.17	1.7	1500	2050	1.220	0.87	0.72	1.12	1080	1.37	0.73	4.80	27.69							
14-15	14	0.780	0.018	0.844	17.216	2.099	22.368	0.9	0.4	0.2	15.494	0.840	4.474	20.808	70	973	90.00	1872.72	752.57	751.66	750.74	750.00	2.4	1500	2400	1.420	0.78	0.68	1.10	1020	1.56	0.85	2.28	29.97							

CH A P I T R E IV

LES EAUX USEES DOMESTIQUES

Les eaux usées domestiques sont évaluées sur la base des consommations totales, recensées au jour de la plus forte consommation de l'année. Mais en raison des pertes d'eau dans le réseau suite aux fuites et au gaspillage nous avons estimé que l'eau rejetée représente les 80 % de l'eau consommée.

$Q_{eu} = 0,8.Q_p$ Q_p étant le débit de pointe des eaux consommées.

* Calcul

Le découpage de la ville en zone de densité différente de consommation connue lors de l'étude précédente d'A.E.P va nous permettre dans cette partie de connaître avec exactitude la valeur du débit rejeté.

Il suffit de repérer le tronçon pour lequel on veut déterminer le débit des eaux usées, par quelle zone il passe et la proportion qu'il représente par rapport à cette zone pour avoir le débit qu'il véhicule ou encore en utilisant la consommation spécifique q_{sp} en procédant ainsi :

- Débit des eaux usées dans chaque tronçon

$$Q = q_{sp} \cdot L$$

- Débit total des eaux usées

$$Q.E.U. = Q_T \cdot 0,8 \quad Q_T = \text{Consommation totale}$$

- Débit de pointe

$$Q_p = Q_t \cdot 0,8 \cdot 2,05$$

- Consommation spécifique

$$q_{sp} = \frac{Q_p}{L}$$

- Débit des eaux usées dans chaque tronçon

$$Q_{1.2} = q_{sp} \cdot L_{1.2}.$$

$$Q_{2.3} = q_{sp} \cdot L_{2.3}.$$

"

"

"

"

"

"

$$Q_{i-i+1} = q_{sp} \cdot L_{i-i+1}$$

II H A P I T R E V

CALCUL DU DEVERSOIR D'ORAGE

Dans la perspective d'éviter la surcharge de la station d'épuration déjà saturée par les eaux pluviales qui peuvent être rejetées à la nature sans conséquence néfaste pour celle-ci nous avons projeté un déversoir d'orage avec seuil de déversement pour la séparation des eaux. Malgré que ce procédé est très incertain du point de vue calcul il demeure le plus employé actuellement.

Données de base

- diamètre de l'égout collecteur débouchant dans l'ouvrage = I 500 mm
 - pente = 2,4 0/00
 - ϵ = I mm
 - débit de temps de pluie = I 872 l/s
 - débit de temps sec = 57 l/s
 - QT24 = $I7I \times 0,8 = I36,8$ m³/h
 - débit par temps pendant la journée (petite ville) = QT16
- $$QT16 = QT24 \frac{24}{I6} = 57 \text{ l/s}$$

Nous avons estimé que quand la dilution sera égale à 5 (une partie d'eau usée contre quatre parties d'eau pluviale) est atteinte par rapport de temps sec (QT16) ces eaux ne sont plus polluantes et peuvent être rejetées sans crainte dans la nature.

a) Alors le débit allant vers la station d'épuration Q_{st} sera égal à :

$$Q_{st} = 57 + 4 \times 57 = 285 \text{ l/s}$$

et le débit allant vers l'oued Q_0 sera égal à :

$$Q_0 = I 872 - 285 = I 587 \text{ l/s}$$

b) Calcul du niveau d'eau dans le tuyau d'arrivage ($\phi I500$)

$$\text{- Par débit de temps de pluie } \frac{QT}{Q_v} = \frac{I 872}{2 400} = 0,78 \quad h_T = 68 \%$$

La hauteur de remplissage sera : $0,68 \times I 500 = I 020$ mm

$$\text{- Par 5 fois le débit de temps sec } \frac{QT}{Q_v} = \frac{285}{2400} = I2 \% \quad h_T = 24 \%$$

La hauteur de remplissage sera : $0,24 \times I 500 = 360$ mm = hauteur du seuil.

c) Calcul du déversement

.../...

$$Q_d = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{1,5}$$

d'où

$$b = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_d}{\mu \sqrt{2g} \cdot h^{1,5}}$$

ou

$$Q_d = 1,587 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mu = 0,6$$

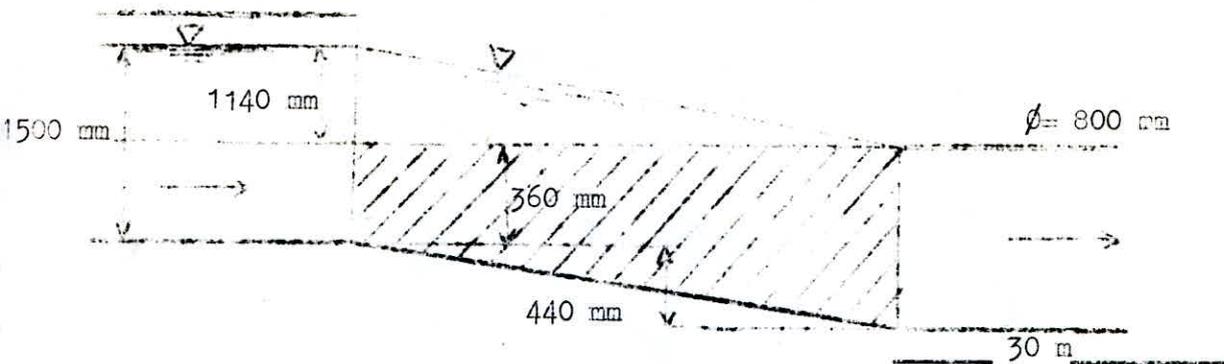
hd hauteur de la lame déversante = 1 020 - 360 = 660 mm

Tout calcul fait $b = 4,72$ et sera pris $b = 5,5$ m avec une marge de sécurité de 16,5 %.

d) Calcul du tuyau d'étranglement

Le tuyau d'étranglement est à construire de telle façon qu'il ne peut transiter que le débit $Q_{st} = 285$ l/s sur une longueur de 30 m.

Ayant la pente J (o/oo) = 2,24 et le débit à transiter $Q_{st} = 285$ et d'après l'abaque de MANNING-STRICKLER le diamètre de ce tuyau sera égal à 300 mm.



- 64 ' -

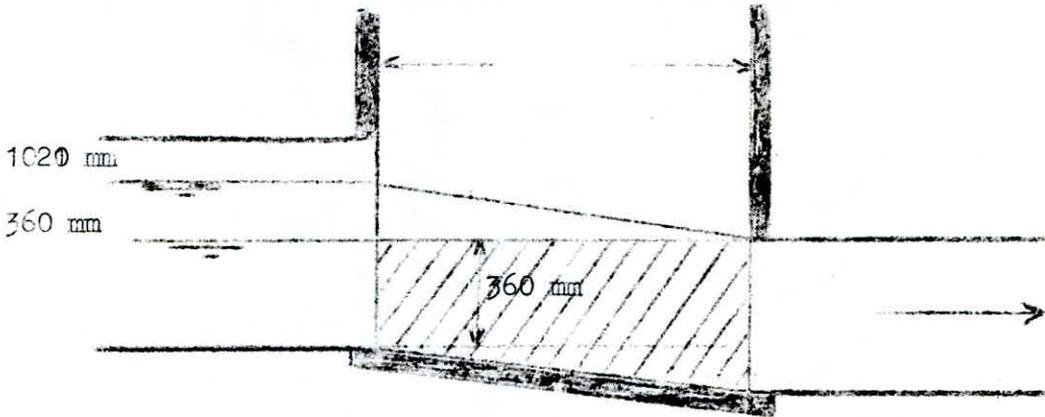
1872 l/s

$\varnothing = 1500 \text{ mm}$

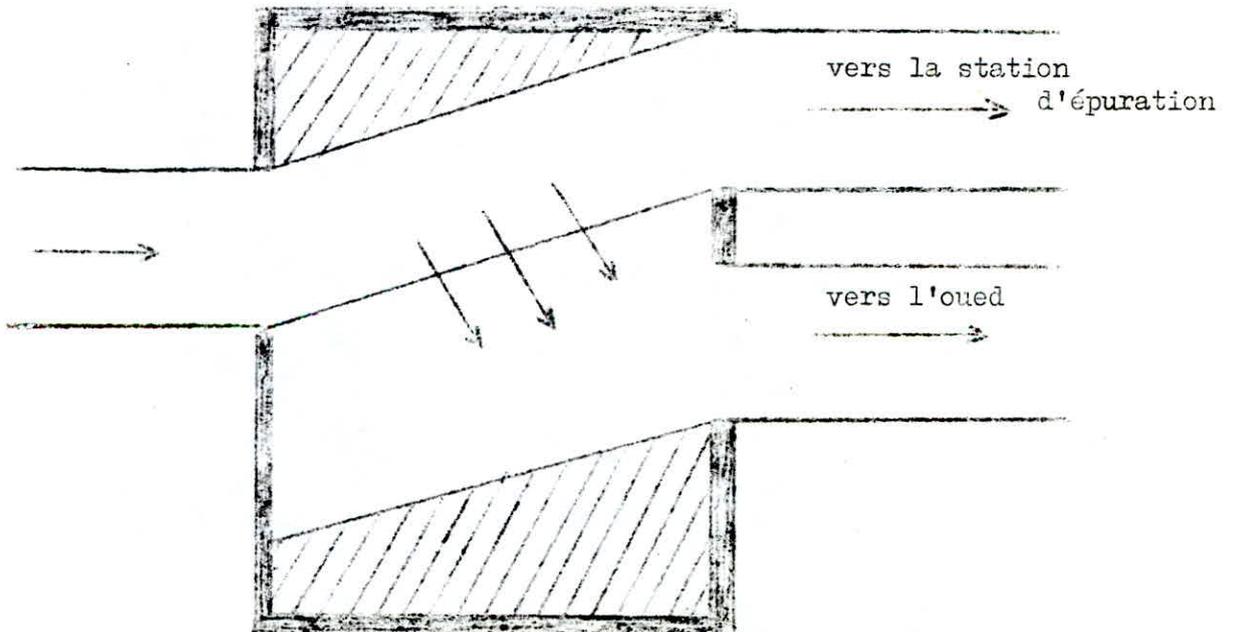
285 l/s vers la station
d'épuration

1587 l/s vers l'oued

Coupe transversale du deversoir d'orage



Coupe horizontale du déversoir d'orage



CHAPITRE VI

STATION D'EPURATION

L'épuration des eaux usées a pour but de permettre le rejet de ces eaux sans inconvénient sérieux pour le milieu récepteur. Les consignes d'épuration et par suite des techniques appliquées. Etablies règlementairement doivent donc tenir compte du contenu nuisible des eaux, tout comme des propriétés du milieu récepteur et de ses possibilités d'accepter sans nuisance une certaine pollution. En effet tant que les pollutions riveraines d'eaux courantes ou stagnantes ont été en petit nombre, et par suite ont rejeté des eaux usées peu abondantes, le problème de la pollution aquatique ne s'est pas posé, le milieu naturel s'adaptant bien à cette faible pollution et la "digérant" sans difficulté.

Mais en raison de l'introduction de certains produits chimiques dangereux dans les eaux usées suite au développement technologique les choses ont changé et le traitement ou l'épuration est devenue indispensable.

La station d'épuration conçue à cet effet est destinée à l'épuration des eaux usées provenant de Saïda. Elle travaille suivant le principe des boues activées, sa capacité est de 78 000 équivalent-habitant et par conséquent elle ne peut plus, théoriquement, répondre même au seul besoin de la ville de Saïda dotée d'une population actuelle de 84 000 habitants. Mais étant donné que seul le 1/3 de cette population est branché à la station et en vue de la dotation réelle réduite relativement à celle prévue dans les calculs de la station, nous pouvons sans crainte lui ajouter les eaux usées de Regahia.

I -) DONNEES CLIMATOLOGIQUES

a) Température

- moyenne minimale annuelle = 9,6°
- moyenne maximale annuelle = 23,3°
- température minimale absolue = - 7°
- température maximale absolue = 46°

b) Pluies

- la moyenne de précipitation est de 376 mm/an

suivant le recensement de longue durée de 1913 à 1953

- pluie journalière max. = 75 mm enregistré en 1943

c) Vents dominants

Les vents dominants sont ceux du sud avec une fréquence allant de 14 au mois de décembre jusqu'à 41 au mois de novembre.

2 -) STRUCTURE DES TERRAINS

Profondeur	Sondage n° 1	Sondage n° 2	Sondage n° 3
0 - 0,30m	Terre végétale	Terre végétale	Terre végétale
0,30-2,1m	Argile calcaire compacte brun rou.	Calcaire argileux blanc	Calcaire argil. avec Oxy. de f.
2,1-3m	"idem"	Argile calcaire grise grumeleuse très peu plastique	Argile calcaire grise grumeleuse peu plastique

3) RESULTAT DES ANALYSES

Les résultats du prélèvement effectués dans le collecteur principal de Saïda le 20 aout 1969 sont :

- PH : 8,26
- Matière organique. Milieu acide : 24,46 mg/l
Milieu basique : 14,46 mg/l
- Transports solide : 219 mg/l

N.B Le laboratoire d'hydrochimie du S.E.S. n'est pas actuellement équipé pour la mesure de la D.B.O.5 et les matières en suspension séparables ou non par décantation.

4 -) VARIATION DES DEBITS DE L'EFFLUENT POUR DIVERS HORIZONS

.../...

	Situation		
	1970	1985	2000
Volume moyen journalier de l'effluent (temps sec) m ³	4 360	9 380	18 060
Débit moyen réparti sur 24 h temps sec (l/s)	45,5	109	209
temps d'orage (l/s) R	4,5	7	11
S	230	510	990
Total	234,5	517	1 011
Débit moyen diurne réparti sur 18 h (temps sec)	61	145	279
Débit de pointe (temps sec)	85	188	350
Population raccordée	45 500	75 000	131 000
Apport moyen journalier des principales industries			
- moulins, petites tanneries, entreprise lainière artisanale m ³	60	150	260
- abattoirs m ³	150	600	1 100
Population fictive	36 500	78 000	150 000
Charge journalière DBO ₅ kg/j	1 970	4 200	8 100

5 -) LES OUVRAGES COMPOSANT LA STATION D'EPURATION

a) Prise d'eau et by-pass

Un batardeau en bois imprégné au carbonyl avec glissière scellée équipée d'une échelle pour l'accès.

b) Dégrillage

Une grille mécanique à nettoyage automatique du type rotatif de largeur = 1,45 m. L'espacement entre les barreaux de la grille est de 0,025 m.

c) Déssablage

Un déssableur du type escargot de diamètre 5,50 m muni d'un groupe motoréducteur de puissance 0,75 kw avec Q = 43 m³ / h et de Hmt = 6 m

d) Décanteur

Un décanteur de diamètre = 25 m, et de Hv = 2,9 m. La pente de son radier est de 1/12 muni d'un bipasse biologique.

e) Cuves d'aération

Deux aérateurs de surface comprenant chacun une turbine de diamètre = 2 200 mm en acier.

f) Clarification type hsf

Une cuve en béton de diamètre = 25 m, H_v = 2,90 m. Sa pente du radier est de 1/12.

g) Comptage

Le dispositif de mesure du débit est placé sur une conduite de diamètre = 100 mm.

h) Pompage des boues de retour

Un groupe électro-pompe de débit Q = 390 m³/h, de H_{mt} = 2,8m et de diamètre de refoulement = 250 mm.

i) Contrôle de régulation

j) Digesteur

Le digesteur a un diamètre de 20 m vers lequel se fait le pompage des boues fraîches et les écumes.

k) Gazomètre

C'est une cloche gasométrique en acier de volume = 200 m³

l) Chaufferie

La chaufferie est composée d'un échangeur à spirales de puissance = 265 000 Kkal/h et d'une chaudière de puissance = 285 000 Kkal/h. La chaufferie fonctionne au CH₄ qui provient du gazomètre. L'origine de ce CH₄ est la dégradation des matières organiques à défaut la chaufferie peut fonctionner au fiul.

m) Circuit des boues

Les boues circulent dans une canalisation à diamètre variable de 100 à 150 mm.

n) Le lit de séchage

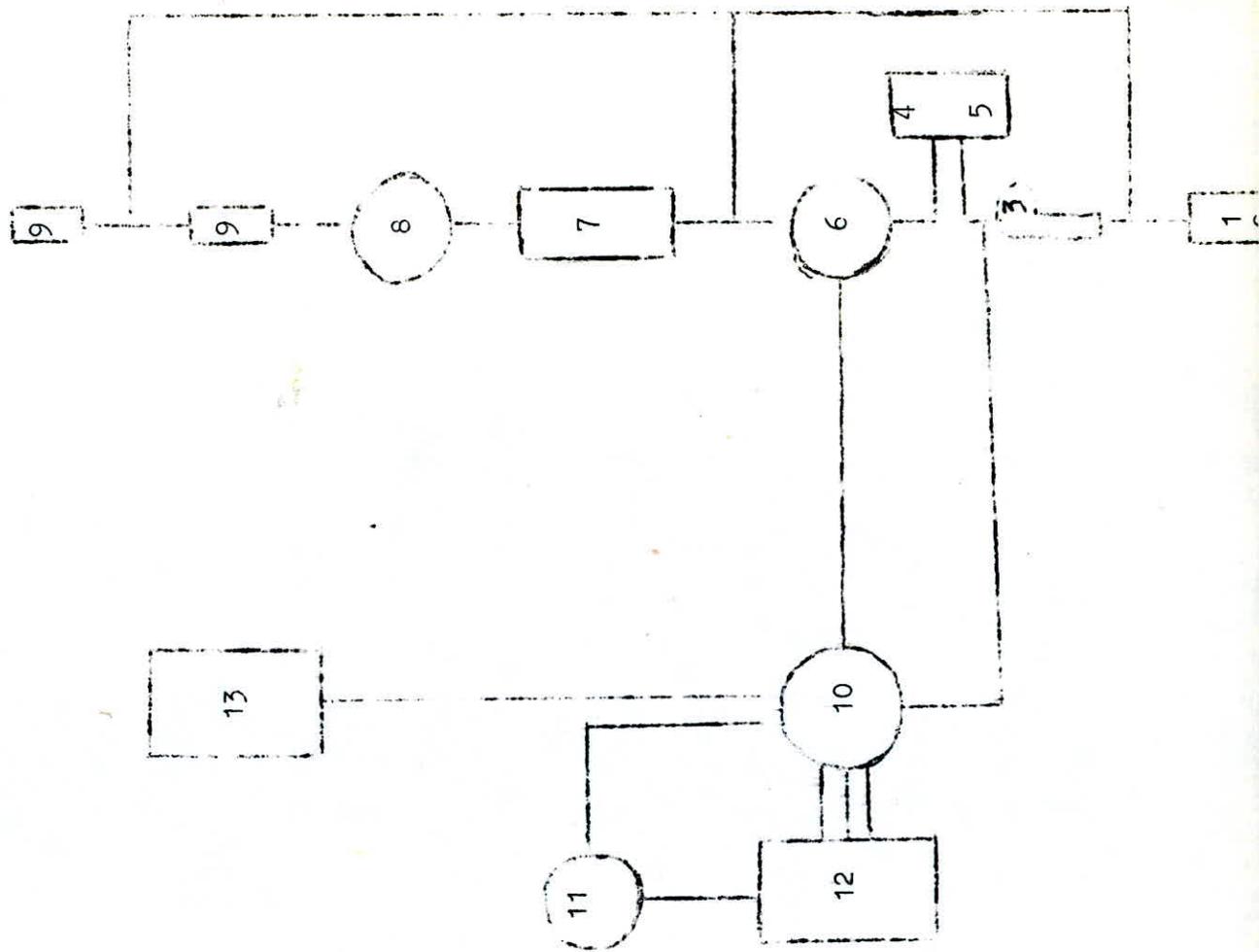
Ce sont des périmètres aménagés en rectangle et réservés au séchage des boues dont lesquels débouche une conduite de diamètre = 150 MM

6 -) DELAI DE REALISATION ET PRIX DE REALISATION

Le prix de réalisation de cette station s'élève à :
3 979 410 D.A. Le délai de réalisation est de 18 mois.

Représentation schématique de la station d'épuration

- I Fosse à batard
- 2 Dégrillage automatique
- 3 Dessablage
- 4) Déshuileur neutralisateur
- 5
- 6 Décanteur
- 7 Bassin d'aération
- 8 Clarificateur
- 9 Poste de comptage
- 10 Digesteur anaérobie
- 11 Gazomètre
- 12 Chaufferie
- 13 Lits de séchage



CHAPITRE VII

CHOIX DU TYPE DES TUYAUX ET OUVRAGES ANNEXES DU RESEAU DE DISTRIBUTION

I -) CHOIX DU TYPE DU TUYAU

Les matériaux avec lesquels sont fabriqués les tuyaux devant véhiculer les eaux usées doivent être conçus de telle manière à pouvoir résister aux attaques statiques, mécaniques et chimiques.

a) Attaque statique

L'attaque statique se résume dans la pression des eaux du terrain et des surcharges transmises aux conduites sous l'effet du passage d'une charge mobile à ceci.

b) Attaque mécanique

Les agents de corrosion les plus dangereux sont l'acide sulfurique et sulfureux (H_2SO_4 et H_2SO_3). Les eaux domestiques ne dégagent de l'hydrogène sulfuré que dans le cas d'une fermentation anaérobie consécutivement à des stagnations. Seul, ce gaz serait sans action sur le ciment mais sous l'influence de diverses bactéries et de la température l'hydrogène sulfuré est transformé en acide sulfurique.

Ainsi en se basant sur ces recommandations nous avons opté pour l'utilisation des tuyaux en béton armé.

2 -) OUVRAGES ANNEXES

a) Les regards

Les divers tronçons des collecteurs seront pourvus de regards à tous les 50 m en vue de la surveillance de la ventilation et du nettoyage du réseau d'assainissement. Les regards seront placés aussi dans chaque cas de changement de direction et aux points de chute (regards avec chute).

b) Étanchéité

L'étanchéité d'un tuyau dépend de la compacité du matériau constitutif, toutefois cette condition est supposée satisfaite, l'étanchéité dépend essentiellement des joints, une mauvaise étanchéité se manifeste par des fuites provenant surtout des joints. Les assemblages sont faits à l'aide de bagues d'étanchéité nous préconisons des joints en caoutchouc.

Ces joints sont étanches aux eaux extérieures et intérieures, la mise à joint s'effectue par emboîtement du bout mâle dans le

.../...

collet ce qui entraîne la compression de l'anneau de caoutchouc.

c) Dégrilleurs

Les dégrilleurs sont destinés à retenir les déchets les plus lourds l'emplacement des dégrilleurs trouve son interprétation dans le fait que les eaux drainées vers les collecteurs proviennent aussi des surfaces cultivées, donc ces eaux pouvant transporter, des branches, des feuilles etc... seraient d'une nuisance importante, les dégrilleurs sont placés dans ce sens.

d) Bouches d'égouts

Les bouches d'égouts servent à l'absorption de l'eau de surface de la rue et du trottoir, garantissent une meilleure aération du réseau.

e) Exploitation

Le réseau d'égout en exploitation, nécessite des opérations d'entretien courant : curage journalier, nettoyages périodiques. Un nettoyage à des périodes très proches, devra être effectué sur les tronçons des canalisations ayant tendance à s'obstruer. Un nettoyage journalier, est recommandé, au niveau des regards.

- BIBLIOGRAPHIE -

- *- A. - DUPONT : Edition Eyrolles
Hydraulique urbaine Tome II
- *- G. - LAPRAY
Longueur fluïdo-dynamique
- *- C. - GOMELLA et H. GUERREE : Edition Eyrolles
Distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales
- *- M. - M. CARLIER : Edition Eyrolles
Hydraulique générale et appliquée
- *- J. - BONNIN : Edition Eyrolles
Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de
petite et moyenne importance.
- *- -- CATALOGUES DES POMPES
JEUMONT SCHNEIDER

- PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL I -

PH 04135
- 6



N° DES REGARDS DE VISITE		R16	R17	R18	R19	R20	R21	R22	R23	R24	R25	R26	R27	
DISTANCE REGARDS	PARTIELLES		129.00	75.00	63.00	58.00	50.00	56.00	102.00	63.00	35.00	90.00	78.00	40.00
	CUMULEES		129.00	204.00	267.00	325.00	372.00	428.00	530.00	593.00	628.00	718.00	758.00	798.00
PENTES			2.3	4.7	3.4	3.0	18.4	8	8	15	22.5	11.2	2.3	28
DIAMETRES			400	400	500	500	600	800	800	800	800	600	400	400
PROFONDEUR - FOUILLE		1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
COTES DE LA TRANCHEE		736.00	736.00	736.00	736.00	736.00	736.00	736.00	736.00	736.00	736.00	736.00	736.00	736.00
COTES DU TERRAIN NATUREL		736.50	736.50	736.50	736.50	736.50	736.50	736.50	736.50	736.50	736.50	736.50	736.50	736.50

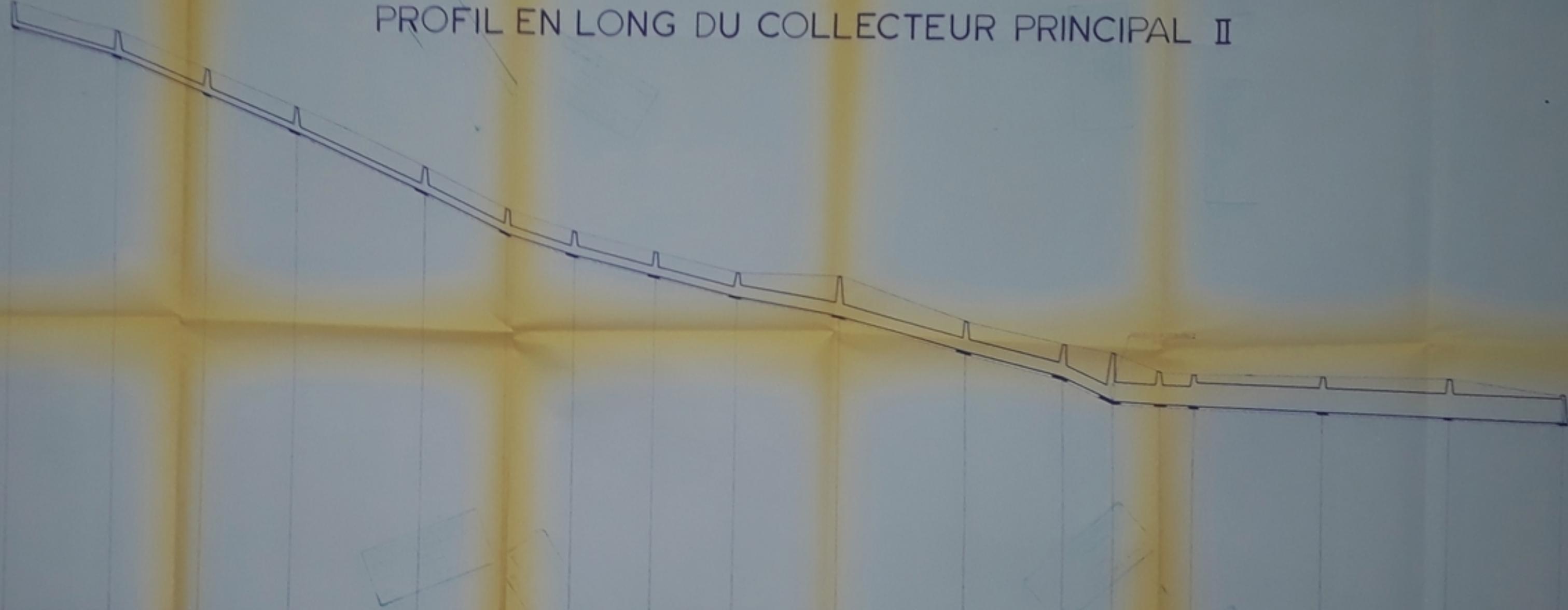
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ENPA

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE
PROJET DE FIN D'ETUDES

TITRE DE L'ETUDE	ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE REBAHIA	
TITRE DU DESSIN	PROFIL EN LONG DU COLLECT-PRINCIPAL I	
PROPOSE PAR	SETHYOR	DATE: JANV 85
DESSINE PAR	TAHAR AMAR H. TENNAH B	ECHELLE: 1/1000 1/1000
VERIFIE PAR	BEDNARZYCK	DESSIN N° 1

PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL II



N° DES REGARDS DE VISITE	PARTIELLES	DISTANCE ENTRE LES REGARDS CUMULEES																			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
DISTANCE ENTRE LES REGARDS		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
PENTES		0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
DIAMETRES		100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
PROFONDEUR DE LA TRANCHEE		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
COTES DE LA TRANCHEE		75.00	75.00	75.00	75.00	75.00	75.00	75.00	75.00	75.00	75.00	75.00	75.00	75.00	75.00	75.00	75.00	75.00	75.00	75.00	75.00
COTES DU TERRAIN NATUREL		76.00	76.00	76.00	76.00	76.00	76.00	76.00	76.00	76.00	76.00	76.00	76.00	76.00	76.00	76.00	76.00	76.00	76.00	76.00	76.00

ENPA
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL II

N° 123456789

DATE: 10/10/2023

LIEU: ...

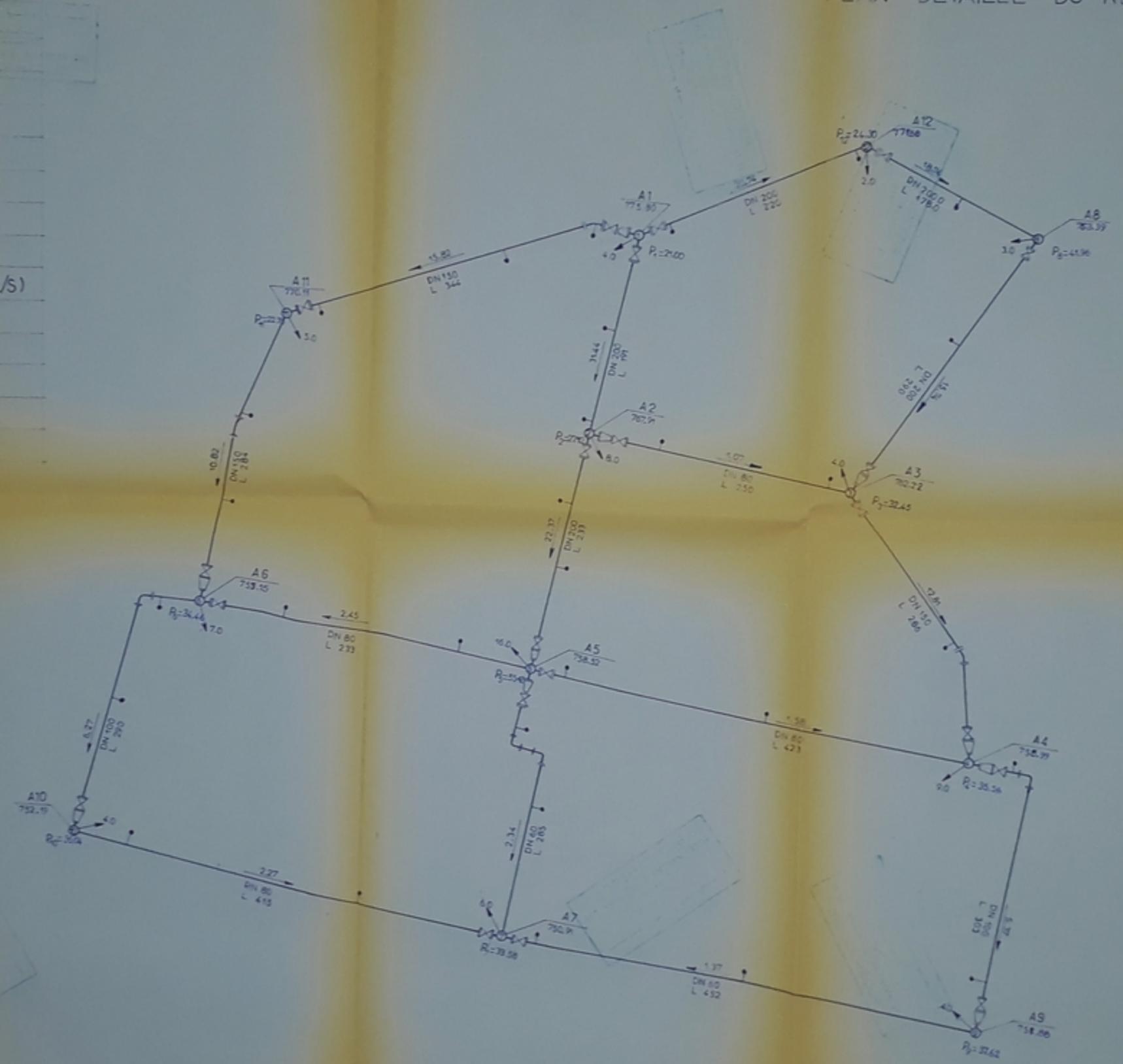
PH04185
-3

ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE REBAHIA

PLAN DETAILLE DU RESEAU DE DISTRIBUTION

LEGENDE

	JOINT GIBOULT
	ROBINET - VANNE
	CÔNE DE REDUCTION
	TE
	BOUCHE D'INCENDIE
	COUDE
	DEBIT SOUTIRE (L/S)
	DEBIT DE POINTE VEHICULE (L/S)
	LONGUEUR DU TRONCON (m)
	POINT DE CALCUL
	DIAMETRE NOMINAL
	ALTITUDE
	PRESSION DE SERVICE (m)



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
ALGERIE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ENPA

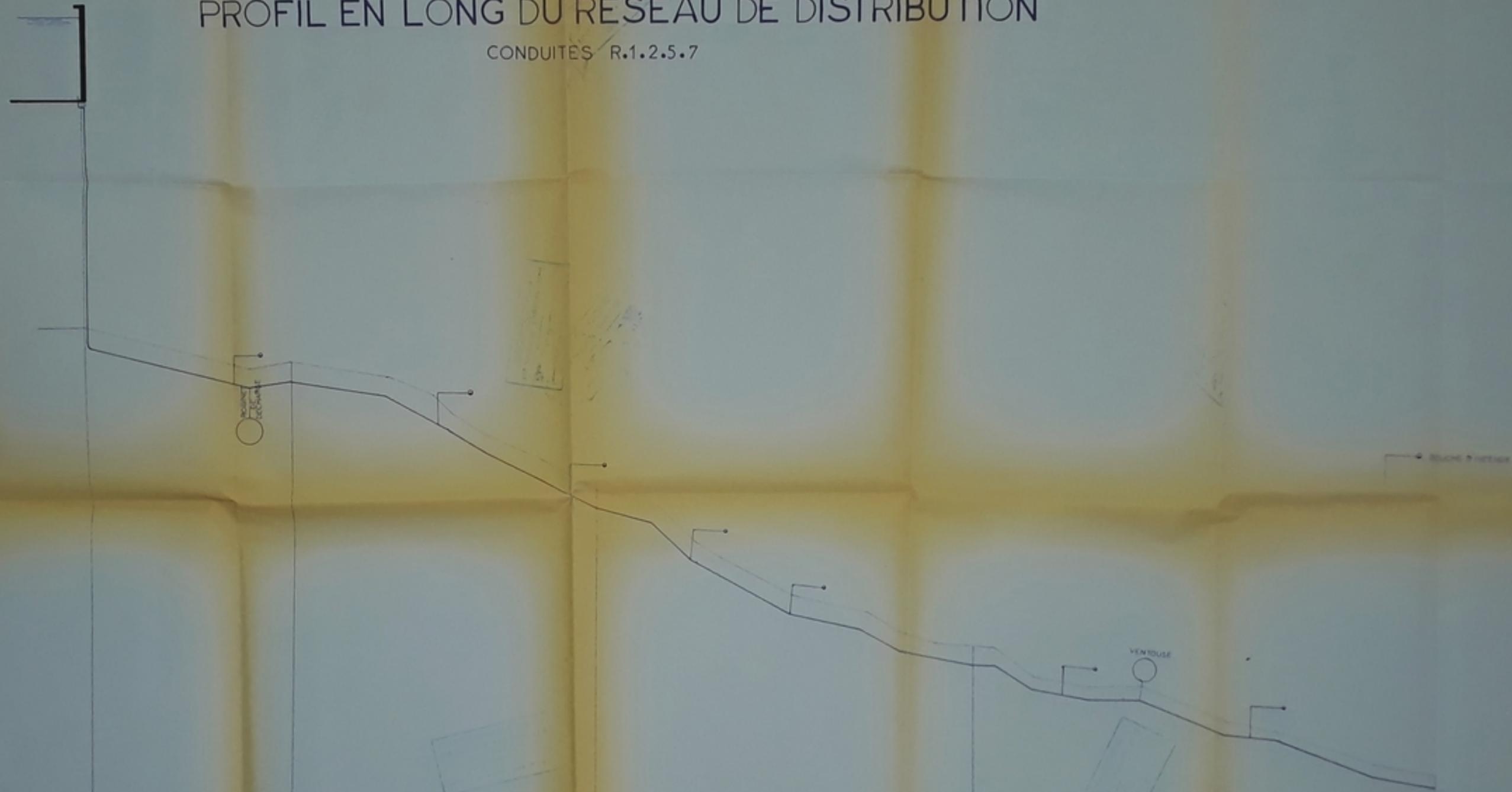
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

OBJET	ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA VILLE DE REBAHIA
TITRE	PLAN DETAILLE DU RESEAU DE DISTRIBUTION
DATE	2007 - JANVIER
PROJETANT	TAHAR MANSOUR
ECHELLE	1:2000
FEUILLE	3

PROFIL EN LONG DU RESEAU DE DISTRIBUTION

CONDUITES R.1.2.5.7



Phase 2
04

BOUCHE FIN DE RESEAU

VAN ROUSE

NUMEROS DES POINTS		RESERVOIR	1	2	3	4
DISTANCE	PARTIELLES	0	100	150	233.00	283.00
	CUMULEES					
DIAMETRES		400	300	150	60	
PRESSION DE SERVICE						
PROFONDEUR TRANCHEE						
COTE DU TERRAIN NATUREL		100.00	110.00	120.00	130.00	140.00
COTE PIEZOMETRIQUE		100.00	110.00	120.00	130.00	140.00

المعهد الوطني للهندسة المدنية
الجامعة اللبنانية - بيروت

ENPA
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DE LA ZONE DE LA MARIJA

PROFIL EN LONG DU RESEAU
CONDUITES R.1.2.5.7

DATE: 2011/05/20

SCALE: 1:1000

