

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

2 cd

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE LA HYDRAULIQUE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

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

S U J E T

Alimentation en Eau Potable et Assainissement de la Ville de Sidi Moussa (W de Blida)

Proposé par :

URBAB

Étudié par :

Mr L. SELLEM Attou
Mr A. DEBBACHE

Dirigé par :

Mr B. SALAH

PROMOTION :

Juin 1985

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

S U J E T

**Alimentation en Eau Potable
et Assainissement de la Ville
de Sidi Moussa (W de Blida)**

Proposé par :

URBAB

Etudié par :

Mr L. SELLEM Attou
Mr A. DEBBACHE

Dirigé par :

Mr B. SALAH

PROMOTION :

Juin 1985

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

أَقْرَبُ الْمَاءِ الَّذِي تَشْرَبُونَ، أَلْتَقَى الْفَرْسُ مِنَ الْبُرِّ الْأَخْضَرِ
الْمُتَلَوِّسِ،
- صِدْقَ اللَّهِ الْعَظِيمِ -

وَجَعَلْنَا مِنَ الْمَاءِ كُلَّ شَيْءٍ حَيٍّ،
صِدْقَ اللَّهِ الْعَظِيمِ

Département: ... HYDRAULIQUE
Auteur: ... Mr. SALAH
Maître Ingénieur: DEBBACHE et SALEM ATTOU

مصلحة ..
موجه
تلميذ مهندس

- الموضوع
- الملخص
تعالج هذه الأطروحة دراسة شبكات مياه الشرب، وشبكة المجاري المائية لمدينة
سیدی موسى، ولاية البليدة.
توزع المياه من الخزان الذي يملأ انطلاقاً من مضخة المياه الموجودة بوادي علال.
أما بالنسبة لشبكة المجاري فتتضمن إيجاد أبعاد المجموع الرئيسي وسيتم
طرح مياه الصرف في الوادي مباشرة.

Sujet: A.E.P. et assainissement de la ville de SIDI MOUSSA.....

Résumé: La présente thèse traite l'étude du réseau d'alimentation d'eau potable et
d'assainissement de la ville de SIDI MOUSSA wilaya de BLIDA .

L'A.E.P: comprend l'adduction par refoulement à partir du forage situé à oued ALLEL,
et la distribution d'eau pour les usagers quant à l'assainissement, il comprend
l'étude du dimensionnement des collecteurs principaux dont le rejet se fera
directement dans l'oued.

Subject:

Abstract: The present thesis deals with study of drinking water and sewerage to the urban
agglomeration of sidi poussa.

The water is distributed from a water which is feeded of the pumping station
situated AT SIDI KHALED, then the and calculation, the main collectors of the
sewerage network. Wast water is get out directly in the river.

~~~~~ DEDICACES ~~~~~

~~~~~

Je dedie ce travail en signe de respect et de reconnaissance à :

- Ma mère
- Mon père pour tous les sacrifices consentis à mon égard, et avec toutes mes reconnaissances pour les aides mauraales et materielles dont j'ai bénéficié de leur part .
- Mes frères et soeurs .
- Tous mes amis et particulièrement MUSTAPHA et ABDEL- KADER MAZOUNI .

SELLEM ATFOU HOUARI .

~~~~~

Je dedie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

- MES PARENTS .
- Mes frères et soeurs .
- MON frère SALAH et sa famille .
- MON frère MOUTI et sa famille .
- Tous mes amis .

DEBBACHE ABDEL-KRIM .

\*\*\*\*\* & PREMIERE PARTIE\*\*\*\*\*

CHAPITRE I

- 1- Introduction
- 2- Situation géographique
- 3- Situation topographique
- 4- Situation climatologique
- 5- Structure d'habitat

CHAPITRE II

- POPULATION
- Mode de vie et démographie
- Evaluation de la population

CHAPITRE

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

- 1- Besoin en eau pour l'horizon 1985
- 2- Besoin en eau pour l'horizon 2005

CHAPITRE III

- 1- Etude comparative des ressources
- 2- Caractéristique du forage F<sub>2</sub>

CHAPITRE V

- 1- Coefficient horaire
- 2- Coefficient journalier
- 3- Coefficient de pointe

CHAPITRE VI

RESERVOIRS

- i- RÔLE DES RESERVOIRS
- 2- Emplacement du réservoir
- 3- Méthode de calcul
- 4- Volume du réservoir et détermination de son diamètre
- Schema de fontainerie

CHAPITRE VII

RÉSEAU DE DISTRIBUTION

- Détermination de la cote du réservoir
- Dimensionnement de la conduite réservoir - point
- Détermination des débits aux nœuds
- Calcul du réseau de distribution
- Équipement du réseau de distribution

## CHAPITRE VIII

- 1-Cheix du tracé
- 2-Cheix du type des tuyaux
- 3-Calcul du diametre economique
- 4-Cheix des pompes

## CHAPITRE IX

- 6-Protection des conduites contre le coup de bélier

## CHAPITRE X

### PROTECTION CONTRE LA CORROSION

- 1-Protection externe
- 2-Protection interne

## CHAPITRE XI

- 1- Pose des conduites
- 2-Traversee des routes

~~~~~ DEUXIEME PARTIE ~~~~~

CHAPITRE I

- I 6 Introduction
- 2- Presentation du site
- 3- Principes de disposition et construction du reseau

CHAPITRE II

- Eaux de ruissellement
- Coefficient de ruissellement

CHAPITRE III

- Les eaux usees domestiques

CHAPITRE IV

- Calcul des collecteurs
- I-Dimensionnement
- 2-Etape de calcul

CHAPITRE V

Calcul du reservoir d'orage

CHAPITRE vi

Choix des types de tuyau et ouvrages annexes
du reseau d'assainissement

~~~~~

GENERALITES

1) Introduction

Le but de notre présente étude. Consiste à l'alimentation et l'assainissement de la ville de Sidi Moussa.

L'état défectueux du réseau d'AEP et d'assainissement, ainsi que le développement urbain concentré surtout à l'Ouest de la ville qui est dû principalement à l'implantation de la zone industrielle. Exige renovation de ces réseaux de meme l'alimentation de la partie Ouest dite ville nouvelle.

L'alimentation se fait à partir du forage F<sub>2</sub> situé à 1,7 km à l'Ouest de la ville.

N.B. / La zone industrielle est alimentée à partir de deux forages situés dans cette même zone.

2) Situation Géographique

Sidi Moussa est attachée administrativement à la daïra de l'Arbaa wilya de Blida située à la partie orientale de la Mitidja à 35 km de Blida. Elle constitue un important carrefour des routes départementales, traversant le territoire communal et permettant la liaison entre les communes avoisinantes de même, elle est le point de transit entre les villes de Beraki et Larbaa par la CW 14 et CW 117, Dar El Baida Boufarik par la RN 61. Elle est délimitée au sud par la ligne électrique de haute tension à l'Ouest par l'oued Djemaa, à l'Est par la dérivation de RN 61 vers CW 117 et au Nord par le Domaine Ali Rabah.

3) Situation Topographique

La ville de Sidi Moussa présente un relief régulier, variant entre 30 et 60m d'altitude du Nord au Sud, la pente dominante ne dépasse pas 5% de déclivité.

4) Situation Climatologique

Elle jouit d'un climat Méditerranéen avec quelques nuances continentales et se caractérise principalement par l'alternance d'une saison chaude et sèche qui s'étale du mois de Juin à Septembre et d'une saison froide et humide d'Octobre à Mars.

5) Structure d'habitats

a) Logements

\* Existants : Le dernier recensement effectué par la CNERU l'existence de 1375 logements.

\* Projétés : 896 logements sont inscrits au programme de l'extension à l'horizon futur 2005.

b) Equipements scolaires

* Existants :	3 écoles primaires .....	1500 élèves	
	2 C.E.M. ....	800	"
	1 C.E.M. LYCEE .....	520	"
	1 Centre de formation.....	150	"
* Projetes :	2 écoles primaires.....	500	"
	2 C.E.M. ....	800	"
	LYCEE (25 classe ).....	800	"

c) Equipements sanitaires

* Existants :	Polyclinique .....	30 lits
* Projetes :	Centre de santé	
	Salle de soin	
	Polyclinique (extension à 75 lits)	

d) Equipements Municipaux

* Existants :	Darak El Watani
	A P C
	Stade Municipal
	2 Mosquées
* Projetes :	1 Mosquée

e) Autres équipements

Abatoire .....	20 têtes / J
2 Cafés .....	600 Clients / J
2 Bains - Douches.....	200 Personnes /J
2 Pompes à essence (lavage).....	20 Voitures / J

POPULATION

MODE DE VIE ET DEMOGRAPHIE

La ville de sidi moussa a connu un develeppent tres rapide dû a l'exode rural . Mais son entourage par des terres agricoles, l'Oued djemaa, la Zone industrielle et la ligne de haute tension a exclu toute possibilité d'extention urbaine . C'est d'ailleurs ce qui nous a amene a ne prendre en consideration que le taux d'accroissement naturel, donné par la CNERU de Blida ainsi que le nombre d'habitants qui est de 7295 habitants .

EVOLUTION DE LA POPULATION

Elle est évaluée selon la formule des interêts

COMPOSES SUIVANTE :

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

où  $P_n$  : Population tutute pour l'horizon consideré .

$P_0$  : Population actuelle en 1985 = 7295

n : Nombre d'années separant l'annee de reference et l'horizon consideré ( n = 20 )

T : Taux d'accroissement (pour notre cas après avoir consulté le service de recensement au niveau de l'A.P.C. de sidi Moussa T = 4%) .

Les calculs de l'evolution de la population pour les deux horizons sont representes dans le tebleau suivant :

ANNEE	NOMBRE D'HABITANT
1985	7295
2005	15985

CHAPITRE IIIEtude des besoins en EauEstimation de besoins en Eau

Cela sera évalué suivant les deux horizons 1985 et 2005. Les consommations moyennes journalières sont adoptées selon l'importance de la population et en fonction des ressources disponibles.

I) Besoins en eau pour l'horizon 1985a) Besoins domestiques

On a adopté une dotation de 100 l/j /hab. qui 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 <sup>3</sup> /j
1985	7295	100	729,5

b) Besoins scolaires

Nature d'établissement	Nombre d'élèves	Dotation l/j/élève	Consommation m <sup>3</sup> /j
3 écoles primaires	1500	80	100
2 C.E.M.	800	80	64
C.E.M. -LYCEE	520	80	41
CENTRE DE FORMATION	150	80	12

c) Besoins sanitaire

Nature d'établissement	Nombre de lits	Dotation l/j /lit	Consommation m <sup>3</sup> /j
Polyclinique	30	300	9

d) Besoins Municipaux

Nature d'établissement	Superficie m <sup>2</sup>	Dotation	Consommation m <sup>3</sup> /j
A P C			8m <sup>3</sup> /j
Stade municipal			30m <sup>3</sup> /j
2 Mosquées			25m <sup>3</sup> /j

e) Besoins des autres équipements

Nature d'établissement		Dotation l/j	Consommation m <sup>3</sup> /j
Abattoire	20 têtes/j	500l/tête/j	10m <sup>3</sup> /j
2 Cafés	600 clients/j	5 l/client/j	3m <sup>3</sup> /j
2 Bains-douche	150 personnes/j	200 l/pers./j	30m <sup>3</sup> /j
2 Pompes à Essence (lavage)	20 Voitures/j	500 l/v/j	10m <sup>3</sup> /j

Besoins en Eau pour l'horizon 2005

a) Besoins domestiques

Année	Habitants	Dotation l/j/hab.	Consommation m <sup>3</sup> /j
2005	15 985	100	1598,5

b) Besoins scolaires

Nature d'établissement	Nbre d'élèves	Dotation l/j/élève	Consommation m <sup>3</sup> /j
5 Ecoles primaires	200	80	160
4 C.E.M.	1600	80	128
Lycée (25 classes)	800	80	64
Centre de Formation	150	80	12

c) Besoins Sanitaires

Nature d'établissement	Nombre de lits	Dotation l/j:lit	Consommation m <sup>3</sup> /j
Polyclinique	75	300	22,5
Centre de santé			7,0
Salle de soin			5

d) Besoins municipaux

Nature d'établissement	Superficie m <sup>2</sup>	Dotation l./j/m <sup>2</sup>	Consommation m <sup>3</sup> /j
A P C			8
Stade Municipal			30
3 Mosquées			35

e) Besoins des autres équipements

Abattoire	40 têtes/j	500 l/j/tête	20 m <sup>3</sup> /j
Cafés	1200 clients/j	5 l/j/client	6 m <sup>3</sup> /j
Bains-Douches	200 personnes/j	200 l/pers./j	40 m <sup>3</sup> /j
Pompes à Essence	50 voitures/j	500 l/j/voiture	25 m <sup>3</sup> /j

Tableau récapitulatif des différents types de besoins pour les deux horizons

Années	TYPES DES BESOINS				CONSUMMATION	
	Domestiques	Scolaires	Sanitaires	Municipaux et Autres	m <sup>3</sup> /j	l/s
1985	729,5	217	9	116	1071,5	12,60
2005	1598,5	364	34,5	164	2161	25,01

Tableau récapitulatif des différents types des besoins plus une majoration de 15%

Dans le tableau qui suit nous prendrons une majoration de 15% qui traduit le pourcentage des pertes dues aux fuites ou gaspillage dans le réseau de distribution nous le prévoyons sur le débit total journalier :

Année	Consommation m <sup>3</sup> /j	Majoration de 15%	Consommation totale	
			m <sup>3</sup> /j	l/s
1985	1071,5	160,73	1232,23	14,26
2005	2161	324,15	2485,2	28,76

1 - ETUDE COMPARATIVE DES RESSOURCES :

L'alimentation de la ville de sidi moussa se fait a partir d'un forage situé a ouled allel qui a été réalisé par "SONAGHTER" .

Le debit du forage est de 45 l / s .

Les besoins de l'année 2005 sont de l'ordre de : 3727,80  $\frac{m^3}{j}$

et ceux de 1985 ~~SONT~~ de : 1848,35  $\frac{m^3}{j}$

soit un sur plus de 2039,65  $\frac{m^3}{j}$  en 1985 et de 160,2  $\frac{m^3}{j}$  en 2005, en attendant nous avons procedé ~~an~~ un vannage sur la conduite de telle faèon que le debit ne depasse pas les besoins .

2 - LARACTERISTIQUES DU FORAGE F2:

Q = 45 l/s

NIVEAU DYNAMIQUE :

NIVEAU STATIQUE : 22,78 m

X = 533,5

Y = 367,1

PROFONDEUR 85 m

ANNEE DE REALISATION : 1982

- ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LES VARIATIONS :

Le debit exige par le donsommateur est soumis a plusieurs variations dues a l'irrigularité de la consommation des variations sont : .

- VARIATION ANNUELLE : dependant du niveau de vie de la population .

-

- VARIATION MENSUELLE : selon l'importance, et le carataire de l'aglomeration.

- VARIATION HORAIRE : represente la variation la plus importante au heures de pointe .

CHAPITRE V

En raison de toutes les variations le réseau doit répondre à la demande exceptionnelle. Pour cela on doit effectuer le débit moyen journalier 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 représente respectivement le coefficient horaire et journalier.

D'après les statistiques faites par Dupont,  $k_p$  varie entre

Il est à noter que le manque des statistiques propres à notre pays nous oblige à 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

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

ou encore d'après les normes russes

$$k_o = \alpha \cdot \beta \quad \alpha \in [1,2 \div 1,4]$$

B: Dépend du nombre de population

Population	1000	2500	6000	10.000	20.000	50.000
B	2	1,6	1,4	1,3	1,2	1,15

En fonction du nombre de population à l'an 2005 qui est

$$\text{On prend } \beta = 1,25$$

$$\text{Et } k_o = \alpha \cdot \beta = 1,2 \cdot 1,25 = 1,5$$

2) Coefficient journalière

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

Ce coefficient est pris égal 1,5

3) Coefficient de pointe :

Représente le produit des deux coefficients déjà indiqués.

$$K_p = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25$$

4) Calcul du débit de pointe et du débit d'apport

Année	Consommation Moy. / jour m <sup>3</sup> /j	Consommation Max. / jour m <sup>3</sup> /j	Débit de pointe l/j
1985	1232,23	1848,35	32,09
2005	2485,20	3727,80	64,72

$Q_{\text{Apport}} = Q_{\text{Moy.}} \cdot K_j$  avec lequel sera dimensionné le réservoir

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

## RESERVOIRS

Pour répondre aux fluctuations des besoins d'eaux au cours de la journée avec une pression au sol suffisante pour n'importe quel point de la zone desservie, en particulier le point défavorable (le plus élevé) les techniciens prévoient la construction de ces ouvrages appelés réservoirs .

### 1 - ROLES DES RESERVOIRS

- 1°- Permettant une marche plus uniforme de pompes .
- 2°- Parer aux incidents survenus dans l'adduction .
- 3°- Economiser les dépenses d'énergie lors des heures de pointe .
- 4°- Permettre d'assurer le débit maximum demandé pendant les heures de pointe .
- 5°- Maintenir l'eau à l'abri des risques de contamination et le préserver contre les fortes variations de température .
- 6°- Combattre efficacement les incendies .

### 2 - EMPLACEMENT DU RESERVOIR

Le réservoir doit être implanté 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 réservoir doit être située à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau de distribution .

Pour notre cas . On a adopté un réservoir surélevé vu l'uniformité du relief à l'extérieur de l'agglomération .

### 3 - METHODE DE CALCUL

Le découpage en tranches, 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 ( $a_h$ ) qui varient suivant les différentes heures de journée .

\* VOLUME DU RESERVOIR

a) Methode Analytique .

$$V_T = |\Delta V_{MAX}^+| + |\Delta V_{MAX}^-| + V_{Ri}$$

 $\Delta V_{MAX}^+$  : L'excès l'ors des differentes heures de la journée .

 $\Delta V_{MAX}^-$  : Difficite lors des differentes heures de la journée .

 $V_{Ri}$  : Reserve d'incendie estimée a  $120 \text{ m}^3$  (pour une durée d'extinction de deux heures )

Voir tableaux .

b) METHODE GRAPHIQUE .

\* Representation de la courbe des apports .

\* Representation de la courbe des consommations .

Le volume est obtenu, en sommant la valeur absolue des ecarts des deux extremums par rapport a la courbe d'apport .  $\Delta V_1 + \Delta V_2$

En lui ajoutant la reserve d'incendie, on obtient le volume total du reservoir ( Voir graphe ) .

4 - VOLUME DU RESERVOIR ET DETERMINATION DE SON DIAMETRE

$$V_T = \Delta V_{MAX}^+ + \Delta V_{MAX}^- + V_{Ri}$$

$$484,63 + 229,85 + 120 = 834,48 \text{ m}^3$$

On prend  $h = 5,5 \text{ m}$  ( hauteur d'eau dans le reservoir ) .

$$v = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot h}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 834,48}{3,14 \cdot 5,5}} = 13,90 \text{ m}$$

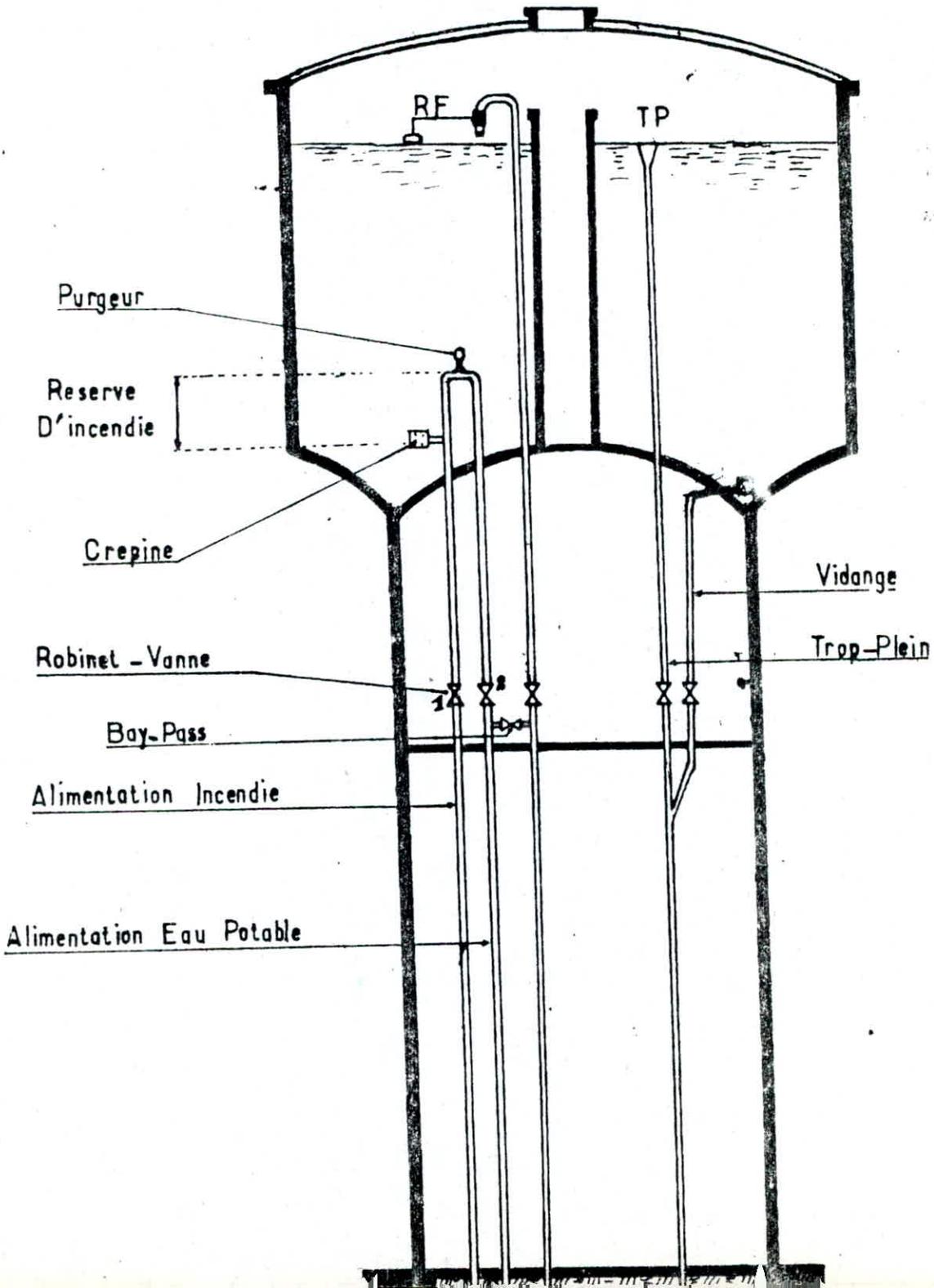
On prend  $D = 14 \text{ m}$  .

# CAPACITE DU RESERVOIR

## HORIZON FUTUR

$\Delta t =$ 1h	$q_n$ (%)	VOLUME (m <sup>3</sup> )		VOLUME CUMMULE		DIFFERENCE ( $\Delta V$ )	
		$Q \cdot \Delta t$	$Q \cdot \Delta t \cdot q_n \cdot 24$	APPORT	CONSOMME	$\Delta V^+$	$\Delta V^-$
0-1	1.5	155.33	55.92	155 33	55 92	99 41	
1-2	"		"	310 66	111 84	198 82	
2-3	"		"	465 99	167 76	298 23	
3-4	"		"	621 32	223 68	397 64	
4-5	2.5		93.20	776 65	316 88	459 77	
5-6	3.5		130.47	931 98	447 35	484 63	
6-7	4.5		197.75	1087 31	615 10	472 21	
7-8	5.5		205.03	1242 64	820 13	422 51	
8-9	6.25		233.00	1397 97	1053 13	344 84	
9-10	"		"	1553 30	1286 13	267 17	
10-11	"		"	1708 63	1519 13	189 50	
11-12	"		"	1863 96	1752 13	111 83	
12-13	5.0		186.39	2019 29	1938 52	80 77	
13-14	5.0		"	2174 62	2124 91	49 71	
14-15	5.5		205.03	2329 95	2329 94	0 01	
15-16	6.0		223.67	2485 28	2553 61		68 33
16-17	6.0		"	2640 61	2777 28		136 67
17-18	5.5		205.03	2795 94	2982 31		186 37
18-19	5.0		186.39	2951 27	3168 70		217 43
19-20	4.5		167.75	3106 60	3336 45		229 85
20-21	4.0		149.11	3261 93	3485 56		223 63
21-22	3.0		111.83	3417 26	3597 42		180 16
22-23	2.0		74.56	3572 59	3671 99		99 40
23-24	1.5		55.92	3727 92	3727 91		0 01

# SCHEMA DE FONTAINERIE



Détermination de la côte du réservoir

$$C_R = C_t + H + H_{wi} + P_{st} + H_{we}$$

Dans laquelle :

$C_R$  : Côte du radier du réservoir

$C_t$  : Côte du terrain au point le plus élevé

H : Hauteur prise en fonction du nombre d'étages

$H_{wi}$  : Pertes de charge singulières

$P_s$  : Colonne d'eau supplémentaire tenant compte des chauffe eau et autres appareils utilisant l'eau.

$$C_t = 54\text{m}$$

$$H = 15\text{m pour } (R + 4)$$

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

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

Côte approximative du réservoir

$$C_R = 54 + 15 + 3 + 3 = 75\text{m}$$

Nous projetons notre réservoir à la côte 52m

La conduite maîtresse de distribution sera égale à 100m

Dimensionnement de la conduite réservoir - point 2

Données de base

$$L = 100\text{m}$$

$$Q = 64,72 \text{ l/s} = 0,06472 \text{ m}^3/\text{s}$$

on prend une vitesse de 1m/s

Etude de la rugosité

Suivant l'abaque de Peter-LAMONT

$\epsilon$  : Rugosité absolue à l'état neuf;

t : Durée de vie de la conduite (t = 30ans)

$\alpha$  : 0,03 pour l'eau à faible agressivité . (tirée de l'Abaque)

$$\text{D'où } \epsilon = 0,1 + 0,03 \cdot 30 = 1\text{mm}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,072}{1 \cdot 3,14}} = 0,287\text{m}$$

On prend un diamètre normalisé supérieur  $D = 300\text{m}$  et on vérifie la vitesse

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = 0,92 \text{ m/s}$$

Vérification du régime

$$R = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{0,92 \cdot 0,3}{10^{-6}} = 2,76 \cdot 10^5 \quad \left. \begin{array}{l} \text{D'après le diagramme de MOODY} \\ \text{Le régime en transition.} \end{array} \right\}$$

$$\frac{\epsilon}{D} = 0,0033$$

$f$  : sera déterminé d'après la formule de Colbrook.

$$f = \left[ -0,86 \text{ Ln} \left( \frac{\epsilon}{3,70h} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}} \right) \right]^{-2}$$

Détermination du gradient de perte de chages

a) par la méthode classique

$$f_n = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D} \right)^2 = 0,0273635$$

$$1^{\text{ere}} \text{ it} \rightarrow f_{n1} = 0,0279688$$

$$f_{n2} = 0,0279637$$

$$f_{n3} = 0,0279637$$

$$\text{d'ou } f_c = 0,0279637$$

$$J = \frac{f \cdot V^2}{D \cdot 2g} = 0,0040253$$

b) Par la méthode de la longueur Fluida-dynamique

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

$$D_0 = 1,539 \quad 1 = \frac{0,300}{1,539} = 0,19493177$$

Par application de la formule :

$$\frac{Q}{\sqrt{J_n}} = 1^{2,5} (15,96 - 3,631 \cdot \frac{\epsilon}{D}) = 1,0356 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 0,06072 \text{ m}^3/\text{s} \quad J_n = 1,0039$$

Le régime étant en transition on se refere à l'abaque 17c pour déterminer le rapport  $\frac{J}{J_n} = 1,032$

$$J = 1,0332 \cdot 0,0039 = 0,0040253$$

Les deux méthodes donnent le même résultat

Donc la perte de charge  $\Delta H_E$  est :

$$\Delta H_E = J \cdot L_e = 0,0040253 \cdot 1,15 \cdot 100 = 0,46290 = 0,46 \text{ m}$$

### Gote définitive du radier du réservoir

$$\begin{aligned} C_2 &= C_f + H + H_{wi} + P_s + H_{we} + 0,15 \Delta H_{we} \\ &= 54 + 15 + 3 + 3 + 0,46 = 75,46 \text{ m} \end{aligned}$$

### Détermination des débits en noeuds

La ville de Sidi Moussa, d'après son plan d'urbanisation, ne se compose pas de densités Egales.

C'est en fonction des structures d'habitats, en suivant le cheminement des rues, qu'on a effectué les tracés des contours fermés dits "Mailles" à l'intérieur desquelles peuvent être connectées d'autres conduites secondaires en réseaux ramifié les limites des zones desservies par un débit supposé concentré en noeud, sont effectuées par la méthode rationnelle.

Sachant la densité, le nombre d'habitant, et la consommation spécifique de chaque zone desservie, nous déduisons le débit de chaque noeud, qui, sera multiplié par le coefficient de pointe. La somme des débits soutirés nous donne le débit de pointe qui est égal à 65 l/s.

### Formules de calcul

\* Consommation spécifique :  $q_i = \frac{Q_m}{N_m}$  (l/j/hab)

\* Consommation par Noeud :  $Q = N_i \cdot q_i$

$S_m$  : Superficie de la maille en ha.

$N_m$  : Nombre d'habitant dans la maille

$S_i$  : Superficie desservie par la maille en ha.

$Q_m$  : Débit moyen journalier de la maille

$N_i$  : Nombre d'habitant de la zone desservie.

\* Densité de la maille :  $d_i = \frac{N_m}{S_m}$  hab/ha

\* Population dans la zone desservie :  $P_i = d_i \cdot S_i$

## STRUCTURE DES MAILLES

N° DE LA MAILLE	POPULATION (hab)	SURFACE (ha)	DENSITE (hab/ha)
I	2015	10.70	188
II	1570	7.50	209
III	3503	16.08	218
IV	2751	11.71	235
V	2397	10.07	238
VI	3749	15.75	238

N° DE LA MAILLE	DATATION (l/j)	POPULATION (hab)	CONSOMMATION (m <sup>3</sup> /j)				TOTAL	T+15%
			DOMEST-	SCOLAIRE	SANIT-	MUNICI-		
I	100	2015	201.50	32	—	24.5	258	296.70
II	"	1570	157.00	32	—	30	219	251.85
III	"	3503	350.30	106	—	30	486.30	559.25
IV	"	2751	275.10	98	12	24	409.10	470.47
V	"	2397	239.70	32	—	33	304.70	350.41
VI	"	3749	374.90	64	22.5	22.5	483.90	556.49
Σ	/	15985	1598.50	364	34.5	164	2161	2485.2

Maille I

$$\begin{aligned}
 N_m &= 2015 \text{ hab} \\
 Q_m &= 296.70 \text{ m}^3/\text{j} \\
 S_m &= 10.70 \text{ ha} \\
 d &= 188 \text{ hab/ha} \\
 q &= 147.25 \text{ l/j/hab}
 \end{aligned}$$

Maille II

$$\begin{aligned}
 N_m &= 1570 \text{ hab} \\
 Q_m &= 251.85 \text{ m}^3/\text{j} \\
 S_m &= 7.50 \text{ ha} \\
 d &= 209 \text{ hab/ha} \\
 q &= 160.41 \text{ l/j/ha}
 \end{aligned}$$

Maille III

$$\begin{aligned}
 N_m &= 3503 \text{ hab} \\
 Q_m &= 559.25 \text{ m}^3/\text{j} \\
 S_m &= 16.08 \text{ ha} \\
 d &= 218 \text{ hab/ha} \\
 q &= 159.65 \text{ l/j/hab}
 \end{aligned}$$

Maille IV

$$\begin{aligned}
 N_m &= 2751 \text{ hab} \\
 Q_m &= 470.47 \text{ m}^3/\text{j} \\
 S_m &= 11.71 \text{ ha} \\
 d &= 235 \text{ hab/ha} \\
 q &= 171.02 \text{ l/j/hab}
 \end{aligned}$$

Maille V

$$\begin{aligned}
 N_m &= 2397 \text{ hab} \\
 Q_m &= 350.41 \text{ m}^3/\text{j} \\
 S_m &= 10.07 \text{ ha} \\
 d &= 238 \text{ hab/ha} \\
 q &= 146.19 \text{ l/j/ha}
 \end{aligned}$$

Maille VI

$$\begin{aligned}
 N_m &= 3749 \text{ hab} \\
 Q_m &= 556.49 \text{ m}^3/\text{j} \\
 S_m &= 15.75 \text{ ha} \\
 d &= 238 \text{ hab/ha} \\
 q &= 148.44 \text{ l/j/hab}
 \end{aligned}$$

# CALCUL DES DEBITS SOUTIRES

Nœuds	Mailles	Surface Desservie (ha)	Consommation Spécifiques (l/l/hab)	Densité (hab/ha)	Population (hab)	Consommation Par Zone (l/s)	Consommation Par Nœud (l/s)	Coefficient de Pointe	Débits Soutirés (l/s)	Débits Arrondis (l/s)
1	II	2.76	159.65	218	602	1.112	1.112	2.25	2.502	2.50
2	II	3.05	160.41	209	637	1.183	2.264	"	5.099	5.10
	I	3.37	147.25	188	634	1.091				
3	I	1.88	147.25	188	353	0.593	0.593	"	1.334	1.3
4	I	3.59	147.25	188	675	1.150	1.150	"	2.588	2.6
5	I	1.86	147.25	188	350	0.596	1.045	"	2.351	2.4
	II	4.16	160.41	209	242	0.449				
6	II	2.69	160.41	209	562	1.043	2.577	"	5.798	5.80
6	II	3.75	148.44	238	893	1.534				
7	II	3.75	148.44	238	893	1.534	1.534	"	3.452	3.5
8	II	4.50	148.44	238	1071	1.840	3.39		"	7.628
	I	3.85	146.19	238	916	1.550				
9	II	1.79	146.19	238	426	0.721	0.721	"	1.622	1.6
10	II	1.57	146.19	238	374	0.633	2.165		"	4.97
	II	3.29	171.02	235	774	1.532				
11	II	2.86	146.19	238	680	1.151	2.626	"	5.909	5.90
	II	3.47	171.02	235	745	1.475				

### Calcul du réseau de distribution

Le calcul du réseau maille a été effectué par la méthode de Hardy-CROSS, qui se repose sur deux lois :

Première loi : En chaque noeud du réseau la somme des débits entrant est égale à la somme des débits sortants.

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

Le débit et les pertes de charges correspondants ont le même signe.

### Principe de la méthode de Hardy-CROSS

La méthode consiste à fixer dans chaque maille une répartition arbitraire des débits ainsi qu'un sens d'écoulement de façon à satisfaire la première loi. Et calculer les pertes de charge dans chaque tronçon de la maille et, par approximations successives, 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 pour cela on se fixe une vitesse égale à 1m/s, on détermine le diamètre et on prend le diamètre supérieur normalisé de la série (60 - 80 - 100 - 150 - 200 - 250 - 300 - 350 - 400 - 500).

$$Q = V \cdot A \quad (v = 1\text{m/s}) \quad D = \left( \frac{4 Q}{3,14 \cdot 1} \right)^{\frac{1}{2}}$$

#### b) Perte de charge totale

La perte de charge se produisant le long d'une conduite est exprimée par la formule de DARCY WAISSBACH

$$\Delta H_c = \Delta H_s + \Delta H_L = (L_{eq} + L_g) \frac{f \cdot v^2}{2g D_h} = L_c \frac{f \cdot v^2}{2g D_h}$$

$L_{eq}$  : Longueur équivalente

$L_g$  : Longueur géométrique

$H_s$  : Pertes de charge singulières

$H_l$  : " " Linéaires

$L_c$  : Longueur équivalente totale.

La longueur équivalente a été estimée à 15% de la longueur géométrique.

C'est une conversion conventionnelle des pertes de charge singulières en pertes de charge linéaires.

$$\begin{aligned}\Delta H_T &= \Delta H_S + \Delta H_L \\ &= 0,15 \Delta H_L + \Delta H_L = 1,15 \Delta H_L\end{aligned}$$

$$\Delta H_L = 1,15 \cdot L \cdot g \cdot f \frac{V^2}{2gD} \quad Dh = D$$

En exprimant la vitesse en fonction du débit d'après l'équation de continuité

$$Q = V \cdot A \implies V = \frac{Q}{A} \implies V^2 = \frac{16 Q^2}{\pi^2 \cdot D^4}$$

r : résistance de la conduite  $S^2/m^5$

### c) Coefficient de frottement

Le choix de la formule de calcul du coefficient de frottement nécessite une connaissance préalable du régime d'écoulement. En régime turbulent rigoureux ce coefficient ne dépend pas du nombre de Reynolds. Dans ce cas il est exprimé à l'aide de la formule de NIKURADSE

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

Alors qu'en régime de transition il est exprimé à l'aide de la formule de COLEBROOK qui tient compte de sa dépendance du nombre de Reynolds.

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

Cette dernière formule est valable pour les deux régimes.

### Détermination du débit correctif

#### Première loi

$$\text{Noeud A : } Q_A = Q_1 + Q_2$$

#### Deuxième loi

Dans le contour fermé ABA

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

Si la deuxième loi n'est pas vérifiée on devra corriger la répartition des débits.

$$Q_1 \rightarrow Q_1 + \Delta Q$$

$$r_1 (Q_1 + \Delta Q)^2 - r_2 (Q_2 - \Delta Q)^2 = 0$$

$$r_1 (Q_1^2 + 2Q_1 \cdot \Delta Q + \Delta Q^2) - r_2 (Q_2^2 - 2\Delta Q \cdot Q_2 + \Delta Q^2) = 0$$

$\Delta Q^2$  est infiniment petit qu'on le n'égale.

On aura

$$\sum v_1 Q_1^2 + 2 \sum v_1 Q_1 \Delta Q = \sum v_2 Q_2^2 + 2 \sum v_2 Q_2 \Delta Q = 0$$

$$d'ou \Delta Q = \frac{\sum v_1 Q_1^2 - \sum v_2 Q_2^2}{2(\sum v_1 Q_1 + \sum v_2 Q_2)} = \frac{-\sum v_1 Q_1^2}{2 \sum v_1 Q_1}$$

$\Delta Q$  : C'est le débit correctif

Chaque maille est calculée séparément. Les corrections à apporter à la première répartition sont :

- Correction propre à la maille avec le signe de  $\Delta Q$
- Correction propre à la maille adjacente avec le signe contraire de  $\Delta Q$

Il suffit de faire la somme algébrique de ces deux corrections et l'ajouter au débit  $Q_0$  pour avoir  $Q_1$

Les approximations seront poursuivies jusqu'à ce que les pertes de charge le long d'un contour fermé converge vers zéro, de même  $\Delta Q$  converge vers zéro.

(Pratiquement les calculs seront arrêtés pour  $\Delta Q < 1l/s$  et  $\Delta H < 0,5m$ ).

### Equipement du réseau de distribution

#### a) Type de canalisation

Le réseau de distribution est constitué de tuyaux en acier de diamètres compris entre 200mm et 80mm ce choix a été fait sur plusieurs critères économiques et sanitaires ayant en vue la nature du terrain de la ville.

#### b) Appareils et accessoires

- Robinets vanne : permettent l'isolement des divers tronçons, afin de pouvoir effectuer les réparations éventuelles. Ils permettent de régler les débits. La commande de ces appareils lorsqu'ils sont en terres exige l'installation d'un ensemble permettant d'atteindre leur carré de manœuvre à l'aide d'une clef dite " clef à Bequille ".
- Ventouses : l'air dessout dans l'eau s'en sépare quand la température augmente ou la pression diminue. Sa présence peut avoir lieu lors de la mise en service ou la remise en service après la réparation d'un réseau ou d'une conduite. Les contournement d'air peut contrarier grandement l'écoulement et entraîner parfois des ruptures. Pour remédier à ces inconvénients on prévoit la mise en place systématique aux points hauts, les ventouses.
- Bouches d'incendie.
  - Seront installées sur des canalisations capables de fournir un débit minimal de 17 l/s où la pression est de 0,6 bars au minimum.
  - Elles seront installées en bordure des trottoirs espacées de 400m.
- Robinets de vidange : Places aux points les plus bas du réseau en vue de la vidange de la conduite et de l'évacuation des dépôts, qui s'effectue à l'égout voisin ou dans le fossé si le point est hors la ville.

- Clapet de retenue :

Sont des appareils à fonctionnement automatique destinés à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et de l'arrêter dans le sens opposé.

Le clapet de retenue trouve son utilisation à la station de pompage ou il doit obligatoirement équiper la conduite de refoulement à la sortie de la pompe.

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

\* Tés et coupes

pour permettre la prise des conduites secondaires à partir des conduites principales.

\* Cones de Raccordement :

pour raccorder les tuyaux de différents diamètres .

Calcul des pressions au sol

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

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

ou n : représente le nombre d'étage

le chiffre 3 représente la hauteur d'un étage.

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

Tout fois cette pression ne doit pas dépasser les 40m pour cela si la pression est inférieure à cette demande on devra installer des groupes surpresseurs.

De même si la pression est supérieure à 40m, on installera sur le réseau des réducteurs de pression.

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

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

Pression au sol = Côte piezométrique - côte du terrain.

DETERMINATION DES PRESSIONS AUX SOUS

	TRONÇON	COTE DU TERRAIN		P.D.C (m)	COTE PIEZOMETRIQUE		NOEUD	PRESSION
		AMONT	AVAL		AMONT	AVAL		
I	2-3	51.21	52.6	0.333	75	74.67	2	23.8
	3-4	52.6	53.5	1.443	74.67	73.23	3	22.07
	4-5	53.5	51.8	0.829	73.23	72.40	4	19.73
	2-5	51.2	51.8	2.604	75.0	72.40	5	20.60
II	2-5	51.2	51.8	2.604	75.0	72.40	5	20.60
	5-6	51.8	51.7	1.565	72.40	70.84	6	19.14
	6-12	51.7	50.2	5.997	70.84	64.85	12	14.65
	1-12	51.1	50.2	7.508	72.36	64.85	1	21.26
III	2-1	51.2	51.1	2.645	75	72.36	2	23.80
	1-12	51.1	50.2	7.508	72.36	64.85	12	14.65
	12-13	50.2	47.2	4.263	64.85	60.59	13	13.39
	14-13	48.1	47.2	7.314	67.90	60.59	14	19.80
	15-14	49.3	48.6	3.522	71.42	67.90	15	22.12
IV	1-15	51.1	49.3	0.99	72.36	71.37	1	21.26
	12-13	50.2	47.2	4.263	64.85	60.59	13	13.39
	12-11	50.2	50.3	1.873	64.85	62.98	12	14.65
	11-10	50.3	47.8	5.573	62.98	57.41	11	12.68
V	13-10	47.2	47.8	3.304	60.71	57.41	10	9.61
	11-8	50.3	46.6	3.74	62.98	59.24	11	12.68
	9-8	47.4	46.6	2.874	62.11	59.24	8	12.64
	10-9	47.8	47.4	4.516	57.41	62.11	9	14.71
VI	11-10	50.3	47.8	5.573	62.98	57.41	10	9.61
	12-11	50.2	50.3	1.873	64.85	62.98	12	14.65
	11-8	50.3	46.6	3.74	62.98	59.24	11	12.68
	7-8	50.2	46.6	6.174	65.41	59.24	8	12.64
	6-7	51.7	50.2	5.41	70.84	65.43	7	15.23
	6-12	51.7	50.2	5.997	70.84	64.85	6	19.14

APPROXIMATION											APPROXIMATION						
M A L L E	M adj	TRONCO ON	LONG	D	Q	2RQ <sup>2</sup> (ΔH)	2RQ	CMP	CMA	T O T	Q	RQ <sup>2</sup>	2RQ	CPM	CMA	TOTAL	Q
Nº			(m)	mm	1/s	m	s <sup>2</sup> /m <sup>5</sup>	1/s	1/s	1/s	1/s	m	s <sup>2</sup> /m <sup>5</sup>	1/s	1/s	1/s	1/s
I		2-3	287.5	200	12.23	0.35	57.36	-0.27		-0.27	11.96	0.34	56.14	-0.04		-0.04	11.92
		3-4	345	150	10.93	1.53	279.56	"		-0.27	10.66	1.45	272.92	"		-0.04	10.62
		4-5	345	150	08.33	0.89	214.63	"		-0.27	8.06	0.84	207.89	"		-0.04	8.02
	I	5-2	379.5	200	-29.13	-2.57	176.49	"	0.1	-0.17	-29.3	-2.6	177.50	"	0.02	-0.02	-29.32
					Σ: 0.28 728.04					Σ: 0.03 714.35							
					ΔQ = -0.27					ΔQ = -0.04							
II	I	2-5	379.5	200	29.13	2.57	176.49	-0.1	0.27	0.17	29.3	2.60	177.50	-0.02	0.04	0.02	29.32
		5-6	161	200	35.06	1.58	89.87	"		-0.1	34.96	1.57	89.61	"		-0.02	34.94
	II	6-12	287.5	150	24.03	6.07	505.42	"		-0.1	23.92	6.02	503.13	"	-0.02	-0.04	23.88
	III	12-1	345	100	-8.17	-7.33	1794.23	"	-0.01	-0.01	-8.26	-7.49	1813.71	"	0.01	-0.01	-8.27
		1-2	207	150	-18.54	-2.61	281.71	"	0.01	-0.09	-18.64	-2.64	283.20	"		-0.02	-18.66
					Σ: 0.28 2847.72					Σ: 0.06 2867.15							
					ΔQ = -0.1					ΔQ = -0.02							

$\Delta Q = -0.1$  $\Delta Q = -0.02$ 

III	I	1-12	345	100	8.17	7.33	1794.23	-0.01	0.1	-0.09	8.26	7.49	1813.71	-0.01	0.02	0.02	8.27
	IV	12-13	414	100	5.81	4.47	1540.23	"	-0.08	-0.09	5.72	4.34	1516.86	"	-0.04	-0.05	5.67
		13-14	345	80	-4.47	-7.25	3243.49	"		-0.01	-4.48	-7.28	3250.63	"		-0.01	-4.49
		14-15	287.5	100	-6.17	-3.50	1134.53	"		"	-6.18	-3.51	1136.34	"		-0.01	-6.19
		45-1	425.5	150	-7.87	-0.99	250.54	"		"	-7.88	-0.99	250.85	"		-0.01	-7.89
				$\Sigma: 0.06 \quad 7923.02$						$\Sigma: 0.05 \quad 7967.39$							
				$\Delta Q = -0.01$						$\Delta Q = -0.01$							
IV	III	13-12	414	100	-5.81	-4.47	1540.23	0.08	0.01	0.09	-5.72	-4.34	1516.86	0.04	0.01	0.05	-5.67
	VI	12-11	310.5	450	12.69	1.85	291.15	"	-0.01	0.07	12.96	1.87	292.72	"	-0.02	0.02	12.78
	V	11-10	540.5	80	3.13	5.61	3584.02	"	-0.1	0.07	3.11	5.54	3561.66	"	-0.03	0.01	3.12
		10-13	322	100	-5.78	-3.44	595.95	"		0.08	-5.70	-3.35	1175.74	"		0.04	-5.66
				$\Sigma: -0.45 \quad 6011.35$						$\Sigma: -0.28 \quad 6545.98$							
				$\Delta Q = 0.08$						$\Delta Q = 0.04$							

Y	11 - 8	264.5	80	3.56	3.54	1929.06	0.1	-0.01	0.09	3.65	3.72	2038.28	0.03	-0.02	0.01	3.66
	8 - 9	517.5	80	-2.41	-3.21	2660.84	"		0.1	-2.31	-2.91	2553.77	"		0.03	-2.28
	9 - 10	230	80	4.19	4.25	2029.20	"		0.1	4.29	4.45	2076.74	"		0.03	4.32
	IV 10 - 11	540.5	80	-3.13	-5.61	3584.02	"	-0.08	0.02	-3.11	-5.54	3561.66	"	-0.04	-0.01	-3.12
				$\Sigma: -1.03 \quad 10263.12$					$\Sigma: -0.02 \quad 10230.45$							
				$\Delta Q = 0.1$					$\Delta Q = 0.03$							
II	12 - 11	310.5	150	-12.69	-1.85	291.15	0.01	-0.08	0.02	-12.96	-1.87	292.72	0.02	-0.04	-0.02	-12.78
	V 11 - 8	264.5	80	-3.56	-3.54	1929.06	"	-0.10	-0.09	-3.65	-3.72	2038.28	"	-0.03	-0.01	-3.66
	8 - 7	402.5	60	1.73	5.97	6889.22	"		0.01	1.74	6.04	6938.13	"		0.02	1.76
	7 - 6	609.5	100	5.23	5.35	2045.78	"		0.01	5.24	5.37	2049.60	"		"	5.26
	II 6 - 12	287.5	150	-24.03	-6.07	505.42	"	0.10	0.11	-23.92	-6.02	503.13	"	0.02	0.04	-23.88
				$\Sigma: -0.14 \quad 11730.63$					$\Sigma: -0.2 \quad 11821.86$							
				$\Delta Q = 0.01$					$\Delta Q = 0.02$							

## PROTECTION CONTRE LA CORROSION

L'utilisation des connalisations en alier represente un nombre considerable d'avantages, cependant la sensibilité de l'acier a la corrosion necessite un examen judicieux des causes chimiques et electro - chimiques de ce phenomene et de l'entartrage qui trouve son origine dans l'eau charriée .

l'Acier non protesé, en contacte avec l'eau, se corrode, l'etendue, la vitesse, et la gravite de cette lorrosion dependent d'un certain nombre de facteurs :

- Le PH
- La teneur en oxygène dissout .
- La vitesse de circulation en contacte .

D'autres facteurs viennent s'ajouter à ceux enumeres a savoir la nature du sol, dans lequel les conduites sont enterrées et les courants electriques vagabonds dues a la présence de mise en terre des installations electriques urbaines ou ceux provenant d'un grand consommateur d'electricité ( Zone industrielle ) .

La presence de la majorite de ces facteurs est fort probable a sidi-Moussa, nous préconisons deux types de protection des differentes conduites composant le réseau .

### 1 - PROTECTION EXTERNE

a) ENROBAGE : Les conduites doivent être convenablement revetues d'une enveloppe en laine de verre et de bitume. cet enrobage doit etre continu de façon a englober les joints et les cones de raccordement .

### b) PROTECTION CATHODIQUE

Pour remedier aux défauts d'isolation de la conduite on prodede a une protection cathodique qui consiste a :

- Soit a constituer avec un métal electro-négatif (plus que le fer ) comme le magnesium, l'alimilium, le zinc ou leur alliage un couple artificiel dont le fer joue le rôle de cathode .
- Soit a relier la conduite d'une part a une source d'energie electrique exterieure (borne negative ) et d'autre part a une anode enfoncée dans le sol et destinee a se corroder .

c) PROTECTION PAR ANODE PEACTIVE :

Cette methode consiste a relier les differents points de la conduite a une pièce de métal plus electro-negative que le fer de façon a former des piles dont la cathode et la conalisation . La poses des anodes, doit s'effectuer dans les sols de basses restivités, pour faciliter le passage du courant .

Mais il est preferable de choisir les lieux susceptibles de retenir les eaux (sols imperméables) Les anodes doivent etre posees de deux a trois metre de la conduite.

Ce dispositif convient pour la protection des tronçons de petit diametre et de faible longueur, car il nesessite un nombre limite d'anodes .

Toutefois, l'utilisation de ce procede en presence des courants vagabonds et a déconseiller .

d) PROTECTION ~~PAR~~ SOUTIRAGE DE COURANT

Cette methode consiste a provoquer la chute de potentiel de la conduite .

A partir d'une source electrique de courant continu (courant alternatif redressé) on relie la conduites a la borne positive, étant raccordee a de vieux rails disposée a une profondeur d'environ 1,20 m .

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

e) PROTECTION INTERNE

Les eaux naturelles ne sont en fait pas pures, et continnent differents elements chimiques qui peuvent parfois provoquer la corresion interne des conduites .

Pour s'eloigner de cet inconvenient en prévoir un revêtement interieur à base de bitume .

### POSE DES CONDUITES

Le relief de sidi moussa et nonotone ce qui facilite la pose des conduites. Toute fois on est appele a passer par des routes et des rues lors de la realisation du reseau de distribution et de refoulement, pour cela voici un detail des différents types de pose qui s'imposent .

#### 1 - POSE DES CONDUITES EN TRANCHEE

Les conduites sont posées en tranchée ouverte, par tronçons successifs et en commençant parlés points hauts de manière a assurer, s'il y a lieu l'ecoulement naturel des eaux d'infiltration .

La largeur doit être telle qu'un homme puisse y travailler .

La profondeur minimale est de 0,70m pour les retits diametre et elle est superieure au fur et a mesure que le diametre augmente .

Au droit des joints il est pratiqué dans les parois lateroles de la tranchée des elargissements apreles niches le fond de la tranchée doit etre bien nivemmé tout le long et couvert d'un lit de sable .

Les tuyaux sont soudés a l'exterieur de la tranchée et enterrés ensuite. Dans le cas où les travaux se deroulent en été, la descente en fouille des canalisations en acier soudé ne doit avoir heures les plus fraiches de la journée.

Le remblai doit se faire en sable ou en terre tamisée qui sera damée etarrosée par couche jusqu'a 30 cm au delà de la conduite .

Le reste du remblai est executé a l'aide d'une terre ordinaire purgée de gros element .

#### 2 - TRAVERSEE DES ROUTES

En raison des charges supportées, qui peuvent amener de ruptures et par consequent des infiltrations nuisibles la conduite et a la route la traversée des routes doit etre limitée dans la mesure de possible. On distingue deux cas de traversée .

Dans le cas où la route est secondaire et peut être déviée, la traversée se pera par tranchée on repare les degats causes juste après .

Dans le cas où la route est a grande circulation ou qui ne peut pas être dévitiée, la traversee de fera en introduisant sous cette route des gaines formées des tuyaux bien etanches, dépassant l'ouvrage de part et d'autre et débouchant a chaque extremité dans un regard en maçonnerie muni d'un robinet - vanne a l'interieur desquelles un fait passe ces conduites .

#### DESINFECTATION DES CONDUITES

Avant la livraison de l'eau a la consommation publique il sera recommandé de proceder a la desinfection des conduites suivant les instructions d'un laboratoire .

## Partie : ADDUCTION

### 1° Choix du tracé :

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

- choisir un tracé le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement.
- Eviter les contres pentes , qui , au droit du point haut ainsi formé peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnements d'air plus ou moins difficile à évacuer ( cavitation )
- Suivre les accotements des routes , si cela est possible
- Chercher un profil en long aussi régulier que possible
- Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

De plus en cas d'arrêt inopiné , et si les dispositions anti-bélier n'ont pas été suffisantes , il peut apparaître en des points hauts, en régime transitoire , par suite de la dépression régnant 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.

Toutefois , on a essayé à répondre à ces impératifs notre conduite va suivre la route départementale 117 et va passer sous le pont du Oued Djemaà déjà existant.

### 2° Choix du type de tuyau :

Généralement les tuyaux les plus utilisés pour les adduction gravitaires ou par refoulement sont en acier , ensuite viennent les autres types ( amiante-ciment , tuyaux en béton armé , tuyaux en béton armé à âme de tôle et les tuyaux en P.V.C.

Lors de notre projeté toutes les canalisations ont été prises en acier pour diverses raisons :

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

### 3° Calcul du diamètre économique

Le 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.

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 Nikuradsé :

$$F_n = \left( 1.14 - 0.86 \ln \frac{D_h}{\epsilon} \right)^{-2}$$

où :

ε : rugosité absolue.  
D<sub>h</sub> : diamètre hydraulique

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

$$F_c = 0.86 \ln \left( \frac{2.51}{3.7 D_h R f} \right)^{-2}$$

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

- Les pertes de charges sont déterminées par la formule de Darcy Weisbach :

$$H_s = \frac{F L_{eq} V^2}{2 g D_h}$$

- $f$  : coefficient de frottement
- $L_{eq}$  : longueur équivalente
- $D_h$  : diamètre hydraulique de la conduite égal à  $D$  ( conduite forcée )
- $V$  : vitesse moyenne d'écoulement

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

$$H_f = f \frac{L_g V^2}{2 g}$$

$L_g$  : longueur géométrique

- Les pertes de charge sont :

$$H_t = H_s + H_f$$

En pratique on peut estimer que les pertes de charge singulières représentent les 15 % des pertes de charge linéaires d'où on peut écrire que :

$$H_t = H_l + 0.15 H_l$$

$$H_t = 1.15 \frac{f L g Q^2}{2 g A^2}$$

Calcul de la hauteur manométrique totale ( Hmt )

La Hmt créée par une pompe quelconque est en fonction de la hauteur géométrique entre le plan d'eau dans le forage et la cote de la crosse de la conduite au niveau du réservoir , et la somme des p.d.c créés dans la conduite d'aspiration et refoulement donc :

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

En fonction du Hmt et du Q , nous déterminons notre pompe d'après le catalogue qui répondra aux conditions déterminées avec un rendement déterminé , cette pompe doit avoir une puissance de :

$$P = \frac{g Q H_{mt}}{\eta}$$

η : rendement de la pompe

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

$$E = P \times 24 \times 365$$

Tarif de l'énergie ( e )

$$e = a + C P_c + d P_a + e_h n_h$$

a : redevance fixe = 28 DA par mois

C P<sub>c</sub> : puissance mise à la disposition

d P<sub>a</sub> : puissance absorbée

e<sub>h</sub> : coefficient de pondération

avec C = 2.10 DA/KW/mois

d = 9.8 DA/KW/mois

e<sub>h</sub> n<sub>h</sub> = consommation effective d'énergie

En général on gistingue trois tarifs d'énergie au cours de la journée :

- heures de pointe :	eh = 0.4735 DA/KWh	$n_1 h_1 =$	4
- heures pleines :	eh = 0.0981 DA/KWh	$n_2 h_2 =$	20
- heures creuses :	eh = 0.0248 DA/KWh	$n_3 h_3 =$	10.5
			20
			5.5
			20

$$en nh = 0.153$$

D'où le tarif de l'énergie e = 0.201 DA/KWh ( d'après la tarification de la SONELGAZ )

Frais avec annuité :

L'annuité est déterminé d'après la formule suivante :

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

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

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

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 :

$$: 1 \text{ mm} \quad L = 1980 \text{ m} \quad Q = 43.15 \text{ l/s}$$

La côte du trop plein :

$$C_{tp} = 81.46 \text{ m}$$

$$\text{Côte d'aspiration} = 48.6 - 2 = 46.6 \text{ m}$$

Hauteur géométrique :

$$Hg = C_{tp} - C_{asp} = 81.46 - 46.6 = 34.86 \text{ m}$$

$$D = Q = 0.04315 = 0.207$$

$$\text{Diamètre normalisé } D_N = 200 \text{ mm}$$

$$\text{On choisit un rendement} = 75 \%$$

Tableau de calcul :

	V	$\text{Re } 10^4$	$f_c$	J	$H_t$	Hmt
200	1.374	27.48	0.031332	0.015090	34.36	69.22
250	0.879	21.975	0.029481	0.004649	10.536	45.446
300	0.61	18.30	0.028206	0.001785	4.064	38.924

Frais d'amortissement :

$$A = 0.088827$$

	Prix de la conduite ( DA/m l )	Longueur ( m )	Prix de la conduite ( DA )	Annuité ( DA )
200	229.56	1980	454528.8	40374.43
250	267.22	1980	529095.6	46997.975
300	333.07	1980	659478.6	58579.5056

Frais d'exploitation :

$$P = 0.56 \text{ Hmt}$$

	Hmt	Puissance KW	Energie P.24.365	Prix de l'energie à 0.201 DA
200	69.22	38.763	339563.88	68252.34
250	45.446	25.450	222942.00	44811.34
300	38.924	21.797	190941.72	38379.28

Bilan :

	Frais d'exploitation	Frais d'amortissement	Totaux	Observation
200	68252.34	40374.43	108626.77	
250	44811.34	46997.97	91809.31	le plus économique
300	38379.28	58579.50	96958.78	

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

$$V = 0.879 \text{ m/s}$$

$$H_{\text{int}} = 45.446 \text{ m}$$

$$Q = 0.04315 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$P = 25.45 \text{ KW}$$

$$H_t = 10.586 \text{ m}$$

## S T A T I O N D E P O M P A G E

Groupes élévatoires :

Un groupe élévatoire comprend :

- un moteur , généralement électrique , il peut être thermique particulièrement pour les groupes de secours .
- une pompe .

Hauteur géométrique d'aspiration est la distance qui sépare le niveau d'eau à l'aspiration :

- de l'axe de la pompe ( pompe à axe horizontal )
- du plan moyen des arrêts d'entrée des aubes de la première roue ( pompe à axe vertical )

Pour notre cas la hauteur géométrique entre le plan d'eau et l'axe de la pompe est prise à une distance de 2 m.

Hauteur géométrique de refoulement :

La hauteur géométrique de refoulement est la distance verticale qui sépare le niveau d'eau dans le réservoir de l'axe de la pompe .

**La cote du trop-plein du réservoir surélevé 81.46 m.**

Celle de l'axe de notre pompe horizontale 48.60 m.

D'où la hauteur géométrique de refoulement :

$$H_g = 81.46 - ( 48.6 - 2 ) = 34.86 \text{ m}$$

Pertes de charge :

La pompe doit compenser les dissipations d'énergie dans la conduite tant d'aspiration que de refoulement , elles sont généralement exprimées en colonne d'eau ( en mètre ) .

Hauteur manométrique pratique :

La hauteur manométrique pratique d'élévation totale est la somme des trois valeurs définies précédemment. Cette somme est dite pratique car la hauteur théorique comprendrait le terme  $\frac{V^2}{2g}$

Pour ce qui est de notre cas , selon l'étude économique de la conduite elle était de  $34.86 + 10.586 = 45.446$

( p.d.c singulière a été estimée à 15 % des p.d.c linéaire )  
comprise.

Puissance :

Elle est égale au travail effectué pendant l'unité de temps pour élever le débit correspondant à une hauteur égale à la hauteur manométrique pratique d'élévation totale. Elle est donnée par la formule :

$$P = \frac{g Q H_{mt}}{\eta}$$

$\rho$  : masse volumique de l'eau

$g$  : accélération de la pesanteur

$Q$  : débit en  $m^3/s$

$H_{mt}$  : hauteur manométrique totale

$\eta$  : rendement de la pompe

Selon l'étude économique  $P = 25.45 \text{ KW}$ .

## CHOIX DES POMPES

Le choix de la 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
- rendement.

Pour notre projet , on a choisi une pompe à moteur horizontal sur le sol on installera une seconde pompe de même type pour le secours en cas de panne de la première.

Caractéristiques :

$$Q = 0.04315 \text{ m}^3/\text{s} = 155.34 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{mt} = 45.446 \text{ m}$$

Les catalogues Jeumont Schneider , pour les pompes immergées à axe horizontal nous ont permis de choisir le type de pompe :

une pompe : type MEN 80-200

JEUMONT SCHNEIDER

Fréquence =

$$N = 2900 \text{ tr/min}$$

$$= 75 \%$$

Le point P représenté sur la figure est le point de fonctionnement désiré avec un débit  $Q = 155.341 \text{ m}^3$  et une hauteur  $H = 45.446 \text{ m}$ .

La courbe  $Q/H$  ( $C_2$ ) passe un peu plus haut que le point P et coupe la courbe caractéristique de la conduite ( $C_1$ ) en un point P'.

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

lère solution

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

Pour le point P' on a :

$$Q' = 165 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H' = 46.7 \text{ m}$$

$$= 75 \%$$

Pour le point P on a :

$$Q = 155.340 \text{ m}^3/\text{h} = 0.04315 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = 45.446 \text{ m}$$

le volume entrant dans le réservoir  $V = 3726.92 \text{ m}^3$  pendant 24 h  
le temps de pompage se reduira et sera de :

$$T = \frac{V}{Q'} = \frac{3727.92}{165} = 22.59 \text{ HEURES} = 22^{\text{h}}35'$$

alors que le calcul du volume du reservoir a été trouvé pour 24 sur 24 heures

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$W_P = \frac{9.8 \times Q' \times H'}{3600 \times 0.75} = \frac{9.8 \times 165 \times 46.7}{3600 \times 0.75} = 27.968 \text{ KW}$$

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

$$\text{Donc } W_P = 30.8 \text{ KW}$$

2ème solution

Cette solution consiste à vanner sur le refoulement pour créer une perte de charge  $PP'' = 47,5\text{m} - 45,446 = 2,054 \text{ m}$   
ce qui provoquera une augmentation de la hauteur monométrique .

En gardant le débit désiré, dans ce cas on aura un gaspillage d'énergie

$$W_P = \frac{9.8 \times 0.04315 \times 47.5}{0.75} = 26.80 \text{ KW}$$

$$W_P \text{ majorée} = 30.00\text{KW}$$

3<sup>ème</sup> solution

Si l'on desire faire passer la courbe ( Q/H ) c'est à dire ( C<sub>2</sub> ) par le point P, la solution consistera à rogner l'impulsateur de la pompe en conservant la même vitesse de rotation N et d'après les relation :

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

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

En posant :  $d = m D$

ou m : coefficient de rognage

l'expression précédente devient :

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

a Ayant les triangles semblables OPQ et OP'Q' on peut écrire :

$$\frac{Q'}{Q} = \frac{H'}{H}$$

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

$$Q'' = 160 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H'' = 47.5 \text{ m}$$

$$m = \frac{Q}{Q''} = \frac{155.34}{160} = 0.985$$

le pourcentage de rognage sera donc :

$$1 - m = 1 - 0.985 = 0.015 \text{ soit } 1,5 \%$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$W_P = \frac{9.8 \times Q'' \times H''}{0.75} = \frac{9.8 \times 0.044 \times 47.5}{0.75} = 27.31 \text{ KW}$$

$$W_P \text{ majorée} = 30 \text{ KW}$$

Conclusion :

On constate que la puissance absorbée par la pompe est grande à la première solution et identique à la 2ème et 3ème solution. On optera donc pour la troisième solution qui consiste à un rognage de la roue avec un pourcentage de rognage de 1.5 %.

# CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE

$Q = 155,34 \text{ m}^3/\text{h}$  -  $D = 250 \text{ mm}$  -  $H_g = 34,86 \text{ m}$  -  $\epsilon = 10^{-3} \text{ m}$  -  $L_g = 1980 \text{ m}$

Q		V	R	$f_e$	J	$L_g$	$\Delta H$ Linéaire	$\Delta H$ Totale	$H_t$
$\text{m}^3/\text{h}$	$\text{m}^3/\text{s} \cdot 10^{-3}$	$\text{m/s}$	$10^4$			$\text{m}$	$\text{m}$	$\text{m}$	$\text{m}$
70	19.44	0.396	9.9	0.0300924	0.0009631	1980	1.91	2.19	37.05
100	27.78	0.566	14.15	0.02977209	0.0019465	"	3.85	4.43	39.29
130	36.11	0.736	18.40	0.0295956	0.0035163	"	6.96	8.01	42.87
150	41.67	0.849	21.225	0.0295165	0.0043419	"	8.60	9.89	44.75
170	47.22	0.962	24.05	0.0294555	0.0055631	"	11.15	12.67	47.53
190	52.78	1.076	26.90	0.0294067	0.0069482	"	13.76	15.82	50.58
200	55.56	1.132	28.30	0.0293863	0.007685	"	15.22	17.50	52.36

## C H A P I T R E

### PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Phénomène du coup de Belier :

Le coup de béliier est un phénomène oscillatoire caractérisé par une onde de pression positive et 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  $a$  .

Grâce 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 retrouve amorti.

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

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

$$a = \frac{K D}{1 + \frac{K D}{E e}}$$

où :

a : célérité de l'onde ( m/s )

D : Diamètre intérieur de la conduite ( m )

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

K : coefficient de compressibilité de l'eau (  $K = 2.51 \cdot 10^9$  Pa )

: masse volumique de l'eau =  $10^3$  kg/m<sup>3</sup>

e : épaisseur de la conduite

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

$\frac{1}{1 + \frac{K D}{E e}}$  traduit la contribution de l'élasticité dans la conduite

Ce phénomène oscillatoire peut atteindre une valeur maximale de  $b = a \cdot V_0 / g$ .

$V_0$  : 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 sur pression  $H_g + b$

- cas de dépression  $H_g - b$

où :  $H_g$  : pression dans la conduite avant l'apparition du coup de bélier.

Moyens de protection :

Le coup de bélier est susceptible d'entraîner des ruptures des conduites et des destructions des 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 on prévoit :

- un réservoir d'air qui protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépression.

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.

RESERVOIR D'AIR :

a ) Arrêt brusque du groupe électropompe

a-1. 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 :

$$= \frac{2 L}{a} \quad (\text{ temps d'un aller retour d'une onde } )$$

En passant d'un volume initial du réservoir d'air arbitrairement choisi , en utilisant la valeur choisie pour la vitesse finale ( Vf ) de l'eau dans l'intervalle du temps considéré 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 charges dans la conduite . On vérifie alors en menant une horizontale passant par la valeur de la pression finale

au droit de VS , sinon on refait les calculs avec une autre valeur de 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 , au volume d'air choisi arbitrairement U<sub>0</sub> 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 reservoir d'air sera exprimée par :

$$Z = \frac{Z_0 \times U_0^{1.4}}{U^{1.4}} \quad \text{avec } Z_0 = H_0 + 10 - h_0$$

où :  $H_0$  = hauteur géométrique de refoulement.

$h_0$  = hauteur d'eau entre l'axe de la conduite et le plan 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 ce clapet se forme et les pertes de charges sont en fonction du rapport  $m$  de la section concentrée ( diamètre  $d$  ) et la tubulure ( Diamètre  $D$  )

Cette perte de charge peut s'exprimer par :

$$Ah = \frac{C \times V_1^2}{2 \times g}$$

où :

$c$  : coefficient de perte de charge déterminé par l'abaque suivante :  
( tiré du livre A. Dupont Tome II ).

$$\frac{V_1}{VS} = \frac{d}{D} \quad V_1 = \frac{VS}{D} \times d$$

$D$  : Diamètre de la conduite de refoulement

$d$  : Diamètre de l'orifice du clapet

$U$  : variation du volume d'air

$$U = S \times x \times V_m$$

- volume d'air emprisonné dans la cloche :

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

$U : U_0 + U$  lorsque le réservoir se vide

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

b ) Démarrage du groupe électropompe :

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 électropompe.

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

CARACTERISTIQUE DE REFOULEMENT

Diamètre de la conduite	$D = 250 \text{ mm}$
Longueur géométrique	$L = 1980 \text{ m}$
Section	$S = 0.049 \text{ m}^2$
Epaisseur	$e = 5 \text{ mm} = 5 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
Matériau du tuyau	Acier
module d'élasticité	$E = 2.0 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$
rugosité absolue	$= 1 \text{ mm} = 10^{-3} \text{ m}$
module d'élasticité de l'eau	$K = 2.15 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$
Débit de refoulement initial	$Q_0 = 43.15 \text{ L/s}$
Vitesse initiale	$V_0 = 0.879 \text{ m/s}$
Hauteur géométrique	$H_g = 34.86 \text{ m}$
Masse volumique de l'eau	$= 10^3 \text{ kg/m}^3$

- Célérité de l'onde dans la conduite :

$$a = \frac{K}{1 + \frac{K D}{E e}} = \frac{2.15 \cdot 10^9}{1 + \frac{2.15 \cdot 10^9 \cdot 0.25}{2 \cdot 10^{11} \cdot 5 \cdot 10^{-3}}}$$

D'où :

$$a = 1182.53$$

- Intervalle de temps aller et retour de l'onde :

$$= \frac{2 L}{a} = \frac{2 \times 1980}{1182.53} = 3.35 \text{ secondes}$$

- Maximum du coup de bélier :

$$b = \frac{a V_0}{g} = \frac{1182.53 \times 0.879}{9.8} = 106.07 \text{ m}$$

- La surpression maximale dans la conduite

$$b + H_g = 106.07 + 34.86 = 140.93 \text{ m environ } 14 \text{ Bars}$$

- La dépression est :

$$H_g - b = 34.86 - 106.07 = -71.21 \text{ m}$$

Pour diminuer les effets du coup de bélier, un réservoir d'air équipera l'installation.

Ce réservoir est raccordé sur la conduite de refoulement par une tubulure de diamètre

$$D = \frac{250}{2} = 125 \text{ mm}$$

Supposons que l'on dispose d'une tuyère de diamètre  $d = 65 \text{ mm}$  cette tuyère est incorporée dans la tubulure ( $D = 125 \text{ mm}$ ) pour amortir les oscillations rapidement.

Perte de charge dans l'orifice du clapet :

à la montée de l'eau , la tuyère ayant un coefficient de débit de 0.92 , le rapport des vitesses  $V$  est égal au rapport inverse des carrés des diamètres :

$$\frac{V_1}{V_s} = \frac{d^2}{0.92 d^2} = \frac{(250)^2}{0.92 \times (65)^2} = 16.1$$

d a été bien choisi car  $K = 16.1$  est bien compris entre 15 et 20  
d'où :  $V_1 = 16.1 V_s$

$$m = \frac{(0.92 d)^2}{D^2} = \frac{(0.92 \times 65)^2}{(125)^2} = 0.23$$

La valeur de  $m = 0.23$  est reportée sur le graphique des coefficients des pertes de charges dans une tuyère figurant dans l'ouvrage hydraulique urbaine Tome II Dupont à la page 286 lui correspond une valeur de  $C = 0.6$  .

d'où la perte de charge dans le passage par l'orifice du clapet est :

$$h_1 = \frac{C V_1^2}{2g} = \frac{0.6 V_1^2}{19.6} = 0.0306 V_1^2$$

- Descente de l'eau dans le réservoir de stockage :

à la descente de l'eau , la tuyère agit comme un ajutage de Borda avec un coefficient de contraction égal à 0.5 . Dans ce cas le rapport des vitesses de l'eau dans la tuyère  $V_2$  et dans la conduite  $V_f$  est:

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \frac{(250)^2}{(65)^2} = 29.59$$

d'où  $V_2 = 29.59 Vf$   
 et  $m' = 0.5 \frac{d^2}{D^2} = 0.5 \frac{65^2}{125^2} = 0.135$  du même graphique on lit

$C' = 2.35$   
 donc :  $h_2 = 2.35 \frac{V_2^2}{19.6} = 0.12 V_2^2$

Variation du volume d'air dans l'anti-belier :

$U = S \quad V_m = 0.049 \times 3.35 \times V_m = 0.164 V_m$

Pression dans le réservoir d'air :

$$Z = \frac{(Z_0 + o) \times U_0^{1.4}}{U^{1.4}}$$

$o$  : perte de charge dans la conduite en régime normal  $o = 10.586$  m pour les autres intervalles de temps, est donnée en fonction de  $Vf$  par la courbe caractéristique de la conduite .

$Z_0 = H_g + 10 = 34.86 + 10 = 44.86$  m

$U_0$  : volume d'air initial dans le reservoir pris égal à  $1 \text{ m}^3$

donc :  $Z = \frac{(44.86 + 10.586) \times (1)^{1.4}}{U^{1.4}} = \frac{55.446}{U^{1.4}}$

Pression dans la conduite avec perte de charge

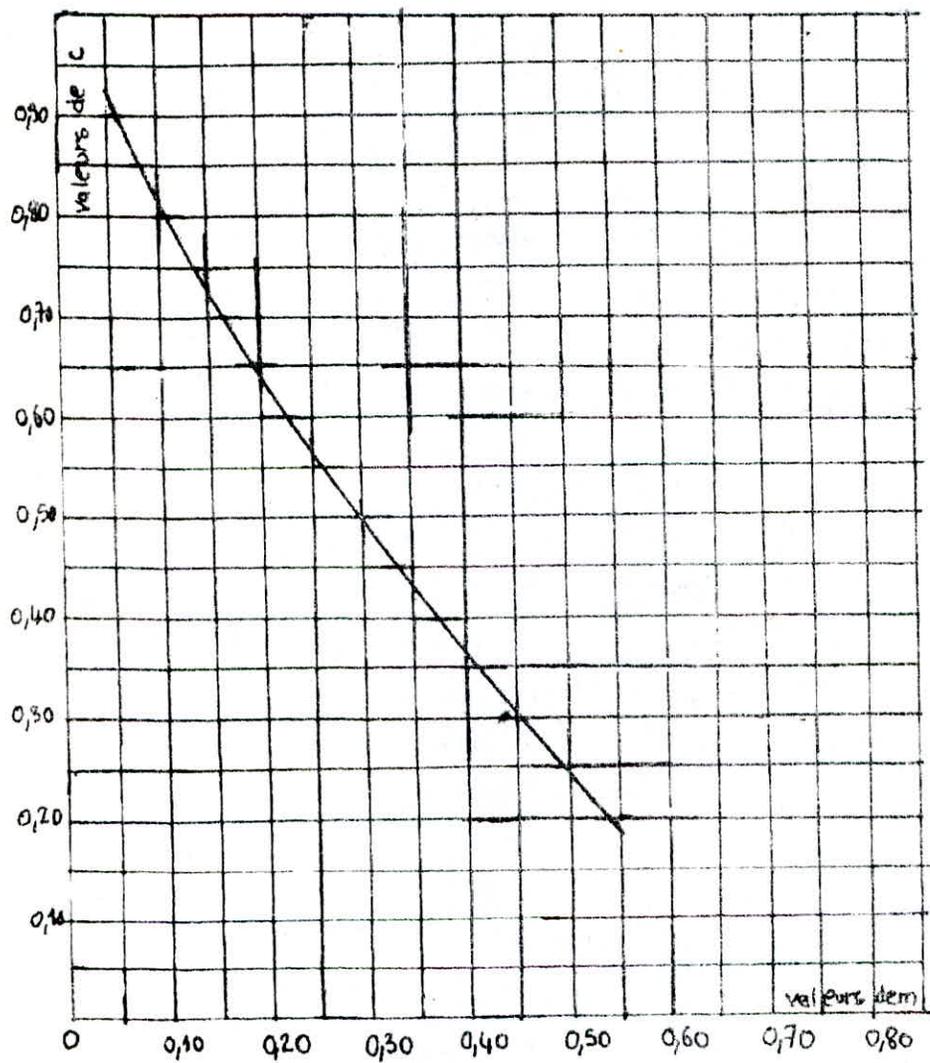
cas de montée de l'eau :  $Z - h_1$

cas de descente de l'eau :  $Z + h_2$

Pression dans la conduite sans perte de charge

Montée de l'eau :  $Z - h_1 -$

Descente de l'eau :  $Z + h_2 +$



Coefficient de perte de charge  $c$  dans  
une tuyère

Pente de la droite :

$$\begin{array}{rcl} a & 1182.53 & b \\ = & & = 2457.56 = \\ g.S & 9.8 \times 0.0491 & q \end{array}$$

- Echelle des pressions : du graphique du coup de belier

$$\begin{array}{rcl} 1 \text{ cm} & 5 \text{ m} & X = 491.512 \text{ cm} \\ X & 2457.56 \text{ m} & \end{array}$$

- Echelle des vitesses :

$$1 \text{ cm} \quad 0.1 \text{ m}$$

- Echelle des débits :  $Q = V.S$

$$\text{pour } 1 \text{ cm} \quad Q = 0.1 \times 0.0491 = 0.00491 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Y \quad q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$$

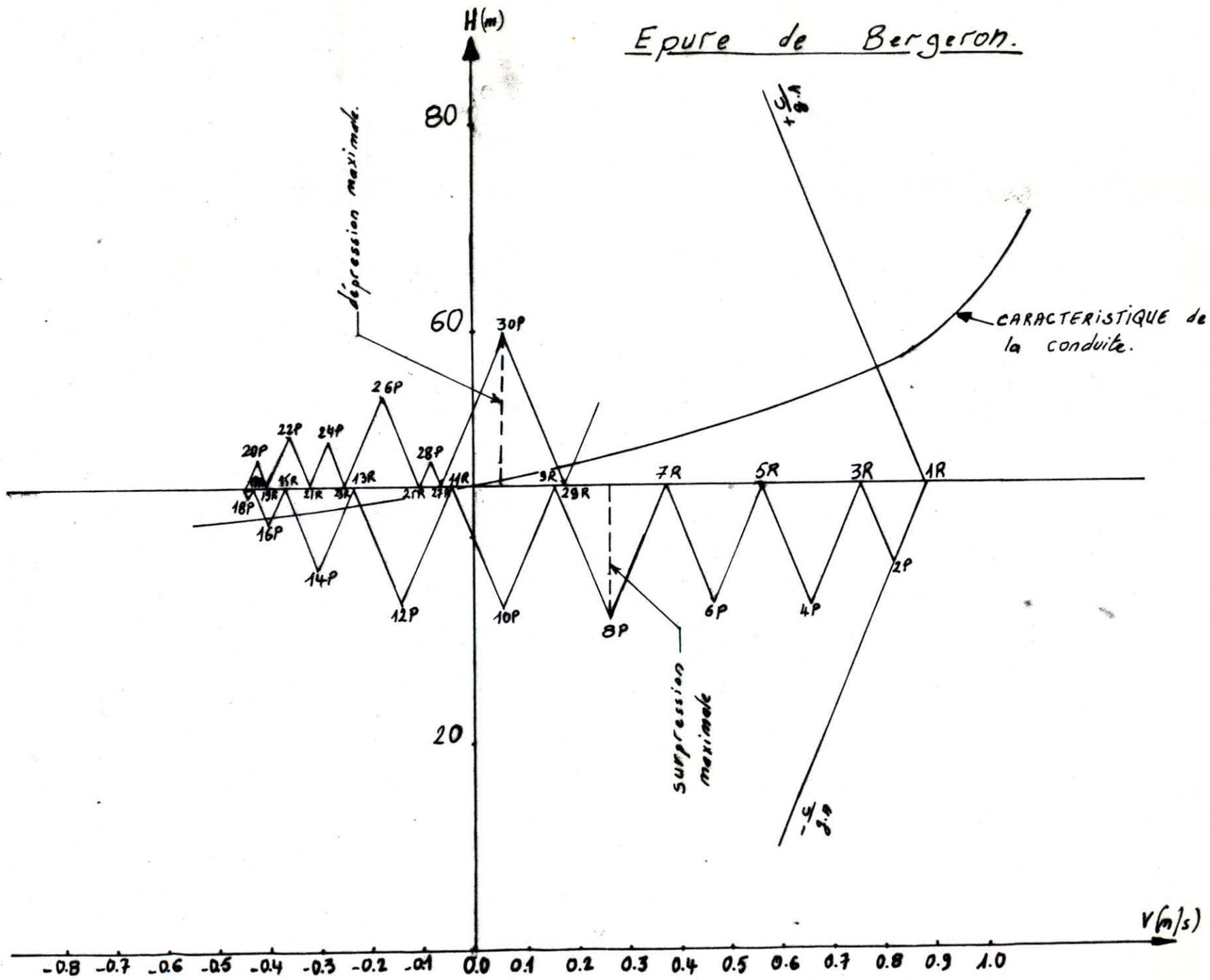
d'où  $Y = 203.67 \text{ cm}$

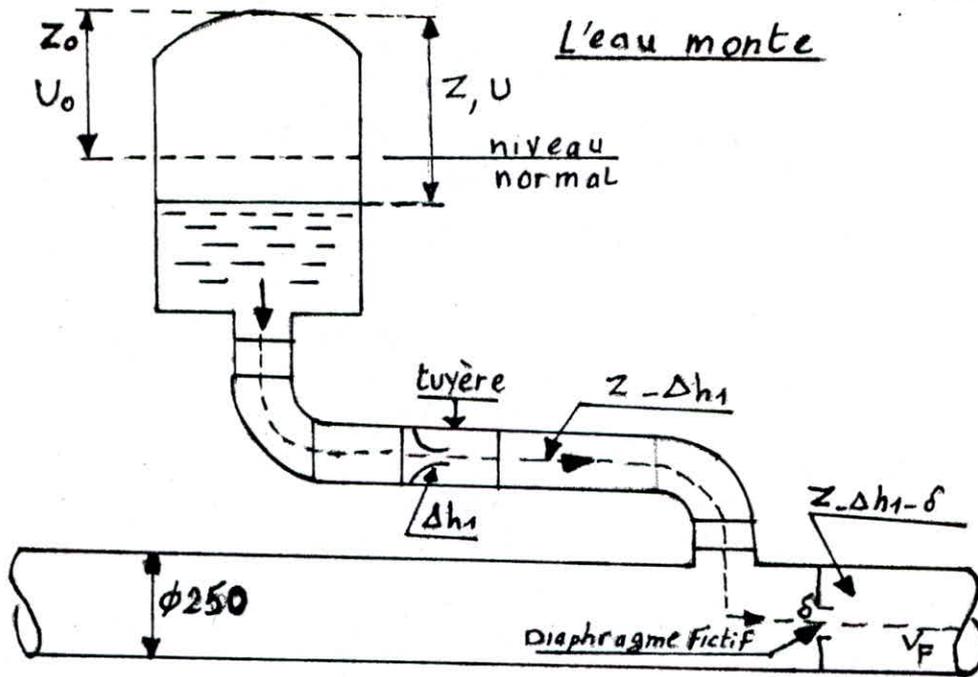
$$\text{ainsi } \operatorname{tg} = \frac{X}{Y} = \frac{491.512}{203.67} = 2.41$$

par conséquent :  $= 67.49 = 67^\circ 29'$

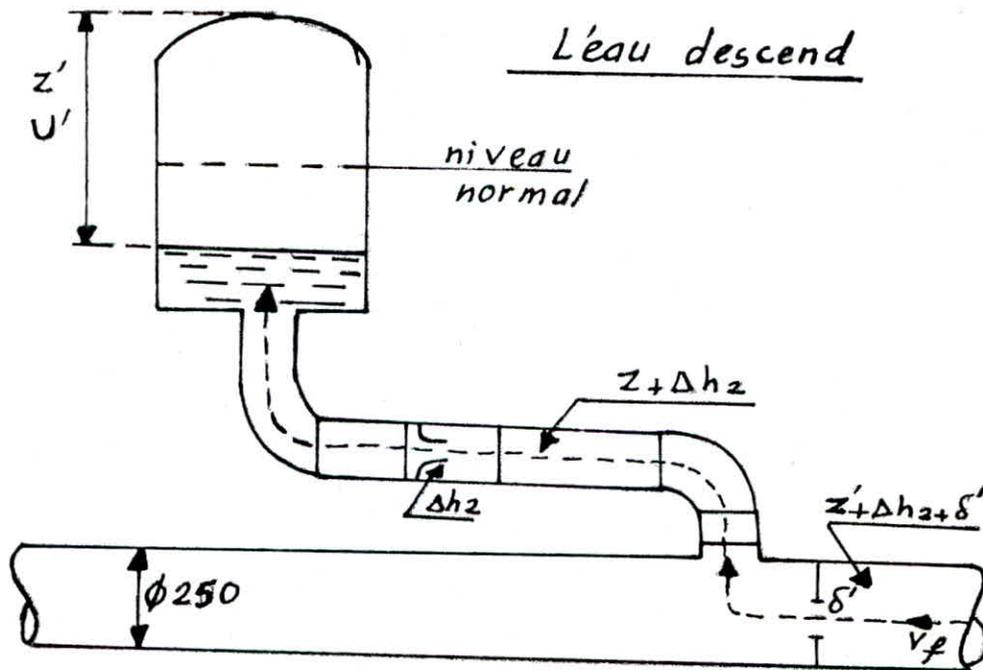
Intervalles de temps $\theta$ (s)	Variation du volume d'air (m <sup>3</sup> )	Volume d'air (m <sup>3</sup> )	Pression ds le reservoir d'air (m)	$\frac{v_{rip}}{v_{chois}}$	Pertes de charge dans l'orifice	Pression ds la conduite avec P. d.c	Pertes de charge au rajoutement	Pression dans la conduite sans P. d.c	Vitesse moyenne	$v_{rip}$	vitesse choisies	$Q_{rip}$	Point
0						44,86				0,879	0,879		1R
10	0,139	1,004	39,654	0,748		42,654	7,711	34,943	0,846	0,813	0,813	0,040	2P
20	0,121	1,124	33,822	0,564		36,822	5,018	31,804	0,735	0,656	0,656	0,032	4P
30	0,092	1,216	30,292	0,364		33,292	2,514	30,778	0,560	0,464	0,464	0,023	6P
40	0,06	1,276	28,327	0,160		31,327	0,800	30,527	0,363	0,262	0,262	0,013	8P
50	0,026	1,302	27,730	-0,045		30,730	0,038	30,692	0,160	0,057	0,057	0,0028	10P
60	-0,007	1,296	27,733	-0,236	0,397	31,130	-0,230	31,360	-0,041	-0,140	-0,140	-0,007	12P
70	-0,07	1,259	28,863	-0,370	1,844	33,707	-1,068	34,775	-0,221	-0,303	-0,303	-0,015	14P
80	-0,06	1,201	30,829	-0,434	3,252	37,082	-1,883	38,965	-0,352	-0,402	-0,402	-0,020	16P
90	-0,07	1,132	33,489	-0,439	3,839	40,329	-2,223	42,552	-0,419	-0,437	-0,437	-0,021	18P
100	-0,07	1,062	36,637	-0,4	3,544	43,182	-2,053	45,235	-0,428	-0,420	-0,420	-0,020	20P
110	-0,064	0,997	39,991	-0,328	2,666	45,656	-1,544	47,200	-0,392	-0,364	-0,364	-0,018	22P
120	-0,05	0,944	43,163	-0,232	1,578	47,741	-0,914	48,655	-0,322	-0,280	-0,280	-0,013	24P
130	-0,037	0,907	45,678	-0,119	0,621	49,299	-0,359	49,655	-0,228	-0,176	-0,176	-0,009	26P
140	-0,019	0,888	47,710	0,002	0,069	50,140	-0,040	50,18	-0,117	-0,058	-0,058	-0,003	28P
150	0,0002	0,888	47,054	0,12		50,550	0,044	50,594	0,001	0,061	0,061	0,003	30P

# Epure de Bergeron.





Pertes de charge successives à la montée de l'eau dans la conduite



Pertes de charge successives à la descente de l'eau dans le réservoir

# SCHEMA DU RESERVOIR D'AIR

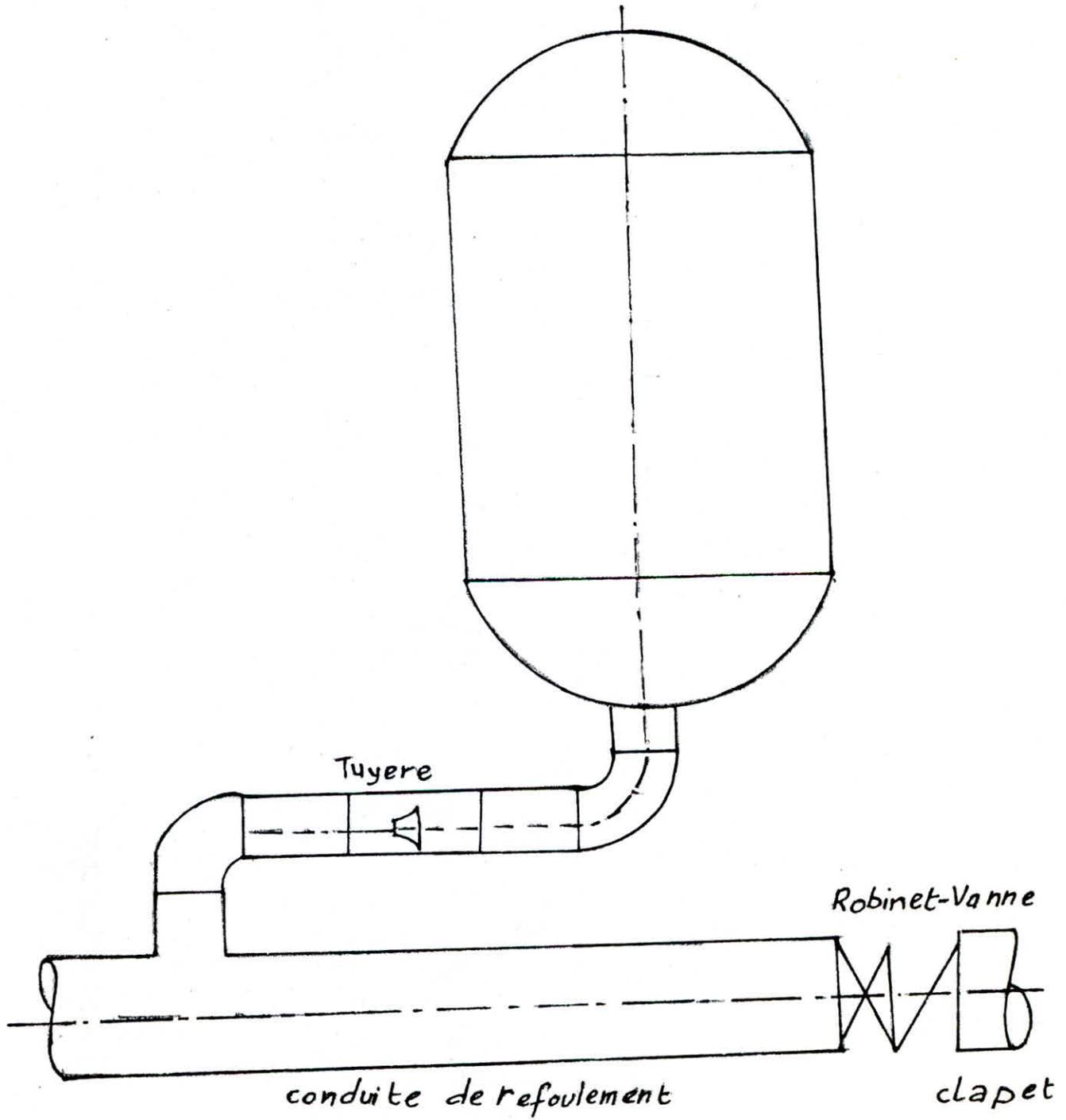


Fig.

## C H A P I T R E I

## 1. INTRODUCTION

L'assainissement des agglomérations est une technique qui consiste à évaluer par voie hydraulique , au plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation les eaux usées de diverses origines provenant d'une agglomération humaine. De façon à ce que les eaux ne souillent pas l'environnement , chose qui n'est réalisable qu'au moyen d'une station d'épuration , implantée à l'aval de l'agglomération.

## 2. PRESENTATION DU SITE

....Le périmètre urbanistique renferme trois petits bassins. Dans le but de minimiser les dimensions de collecteurs secondaires et tertiaires , nous avons proposé l'emplacement des trois collecteurs , qui vont se rejoindre au point bas urbanisé. Formant ainsi un seul collecteur. Celui-ci sera conduit vers la station d'épuration après son passage par le déversoir d'orage.

Principe de disposition et de construction du réseau

- Le réseau d'assainissement est choisi unitaire , réseau qui prévoit l'évacuation dans la même conduite et les eaux pluviales et les eaux domestiques.  
Cette évacuation doit se faire par gravité.
- On a choisi pour chacun des trois collecteurs un cheminement longeant les rues , en évitant au maximum les contre-inclinaison ainsi que les virages.
- Les égouts collecteurs secondaires et tertiaires qui n'ont pas été pris en considération lors de ce projet de point de vue calcul , doivent être placés dans les grandes rues larges , à circulation peu intense. Ils collectent les eaux usées des branchements domestiques.

## C H A P I T R E II

## LES EAUX PLUVIALES

## 1. EAUX DE RUISSELLEMENT :

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

- Toutes les eaux seront recueillies au moyen des collecteurs , exceptée la quantité qui s'évapore ou qui s'infiltré. De ce fait il apparaît la notion du coefficient de ruissellement.

## Coefficient de ruissellement

C'est le rapport du volume d'eau qui ruisselle au volume d'eau tombé sur une surface donnée.

Il varie en fonction du périmètre receptr.

Pour les toits par exemple ce coefficient est :  $c = 0.9$

C'est 90 % des précipitations qui tombent sur les toits arrivent à ruisseler.

## CALCUL DES SURFACES

LONG (m)	NOM DU BASSIN	SURFACES			
		BASSINS	Toits	ROUTES	RESTANTES
80	A	2.30	1.92	0.20	0.18
120	B	5.90	4.90	0.09	0.91
57	C	2.50	1.88	0.41	0.21
110	D	1.66	1.28	0.23	0.15
150	E	1.72	0.30	0.21	1.21
170	F	1.55	0.37	0.19	0.99
150	G	1.70	0.23	0.23	1.24
100	H	2.50	0.39	0.25	1.86
180	I	3.75	3.07	0.62	0.06
100	J	4.24	3.43	0.70	0.11
110	K	2.50	1.30	0.40	0.80
150	L	1.89	0.85	0.31	0.73
100		5.12	2.95	0.82	1.35
140	A'	1.75	0.26	0.09	1.40
130	B'	2.45	0.28	0.21	1.96
170	C'	4.15	0.72	0.31	3.32
150	d'	3.25	0.54	0.11	2.60
100	e'	2.75	0.32	0.23	2.20
105	f'	2.30	0.36	0.10	1.84
100	M	4.32	1.30	0.86	2.16
160	N	4.37	1.34	0.87	2.16
150	O	2.85	0.86	0.57	1.42
100	P	2.77	0.84	0.55	1.38
130	Q	3.03	0.90	0.61	1.52
140	R				

## C H A P I T R E III

## 1. DIMENSIONNEMENT

Les égouts collecteurs sont construits en fonction des conditions climatologiques ; c'est-à-dire sur la base des précipitations. Toutefois leurs constructions ne prévoient pas l'évacuation des débits pluviaux maximaux à cause de l'importance de leur frais. Donc ils ne seront dimensionnés que pour évacuer les débits de pluie se répétant trop souvent. Cela n'empêche pas volontairement une surcharge de canalisation qui se produit à certain intervalle. Les dommages qui en résultent sont moins graves relativement aux frais de dimensionnement.

En raison de l'importance des débits des eaux usées domestiques. Le choix du diamètre a été fait , pour chaque tronçon , en fonction de la pente ( J ) et le débit pluvial tout en négligeant celui des eaux usées domestiques.

Ainsi en fonction de  $Q_p$  ( pluvial ) et de ( J ) on détermine le diamètre de l'égout , la vitesse en pleine section (  $V_{ps}$  ) et la vitesse réelle (  $V_R$  ). Cette dernière ne doit pas dépasser les limites de la fourchette (  $0.6 + 4 \text{ m / s}$  ). Si cette condition n'est pas vérifiée on refait les calculs en opérant à des changements de pente en jouant sur la profondeur de la tranchée.

## 2. ETAPE DE CALCUL

## a ) Calcul des débits pluviaux.

On a utilisé la méthode rationnelle en raison des petites dimensions des bassins d'apport.

D'après cette méthode le débit véhiculé par chaque tronçon dépend du coefficient de ruissellement ( c ) de l'intensité de la pluie i et de la superficie du bassin d'apport ( A ).

## b ) Détermination de la pente ( Déclivité )

$$= \frac{\text{Côte amont} - \text{Côte aval}}{\text{Longueur du tronçon}}$$

## c ) Détermination du diamètre de la canalisation

Le diamètre de la canalisation est tiré de l'abaque de BAZIN (Abaque) en fonction de la pente et le débit dans le cas où le diamètre tiré n'est pas normalisé on prend le diamètre supérieur.

## d ) Débit et vitesse en pleine section

Le débit et la vitesse en 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 :

$$r_Q = \frac{Q_P}{Q_{ps}}$$

et à partir de ce rapport en utilisant l'abaque (X) de BAZIN on détermine les hauteurs de remplissage  $r_H$ . Ainsi que les rapports des vitesses  $r_V$

## e ) Hauteur de remplissage

$$H = r_H \times$$

H : Prendra l'unité du diamètre ; le rapport étant sans unité.

## f ) Vitesse réelle

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

où  $V_{ps}$  : Vitesse en pleine section ( m / s )

$r_V$  : Rapport des vitesses

## g ) Vitesse d'autocourage

La vitesse d'autocourage est la vitesse de l'eau lorsque le débit dans la conduite sera à 1 / 10 du débit en pleine section. Elle sera déterminée en multipliant la vitesse en pleine section par 0.6

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

## C H 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 de pertes d'eau dans le réseau suite aux fuites et au gaspillage nous avons estimé l'eau rejetée à 80 % de l'eau consommée

$$Q_{ep} = 0.8 Q_p$$

$Q_p$  : 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 certitude 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 pos-

- Débit des eaux usées dans chaque tronçon :

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

- Débit total des eaux usées :

$$Q_{E.U} = Q_T \times 0.8$$

$Q_T$  : consommation totale

- Débit de pointe :

$$Q_p = Q_T \times 0.8 \times 2.6$$

- Consommation spécifique :

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

- Débit des eaux usées dans chaque tronçon :

$$Q_{1-2} = q_{sp} \times L_{1-2}$$

$$Q_{2-3} = q_{sp} \times L_{2-3}$$

.

.

.

## C H A P I T R E V

## CALCUL DU DEVERSOIR D'ORAGE

Pour éviter la surcharge de la station d'épuration déjà saturée par les eaux pluviales qui peuvent être rejetées au milieu naturel, on projette un déversoir d'orage avec seuil de deversement pour la séparation des eaux.

Données de base

- Diamètre de l'égout collecteur débouchant dans l'ouvrage = 1800 mm
- Pente 9 ‰
- Débit de temps de pluie : 7441.92 l / s
- Débit par temps sec pendant la journée ( petite ville ) =  $Q_{T 16}$

$$Q_{T 16} = Q_{T 24} \times \frac{24}{16} = 64.72 \text{ l/s}$$

$$- Q_{T24} = 155.32 \text{ m}^3/\text{h}$$

On a estimé dans le cas où la dilution sera égale à 5 ( une partie d'eau usée contre quatre parties d'eaux pluviales ) par rapport au débit par temps sec que ces eaux usées ne sont plus polluantes et peuvent être rejetées dans la nature sans crainte.

a ) Débit allant vers la station d'épuration sera égal à :

$$Q_{ST} = 64.72 + 4 \times 64.72 = 323.59 \text{ l/s}$$

Débit allant vers le Oued sera égal à :

$$7441.92 - 323.59 = 7118.33 \text{ l/s}$$

- b ) Calcul du niveau d'eau dans le tuyau d'arrivage  
 - Par débit de temps de pluie :

$$r_H = \frac{Q_T}{Q_{ps}} = \frac{7441.92}{7.92 \cdot 10^3} = 0.89 \quad h_{TT} = 74 \%$$

La hauteur de remplissage sera :

$$0.74 \times 1800 = 1332 \text{ mm}$$

- Par 5 fois le débit par temps sec :

$$\frac{Q_T}{Q_{ps}} = \frac{323.59}{7.92 \cdot 10^3} = 0.04 \quad h_{TT} = 6 \%$$

La hauteur de remplissage sera :

$$0.06 \times 1800 = 108 \text{ mm} = \text{hauteur de seuil.}$$

- c ) Calcul du deversement :

$$Q_d = \frac{2}{3} \times \mu \times b \times \sqrt{2g} \times h_d^{3/2}$$

$$\text{d'où } b = \frac{3}{2} \times \frac{Q_d}{\mu \times \sqrt{2g} \times h_d^{3/2}}$$

$$\mu \approx 0.6 \quad Q_d = 7.12 \text{ m}^3/\text{s}$$

$h_d$  : hauteur de la lame deversante :

$$\frac{1332 - 108}{2} = 612 \text{ mm}$$

tout calcul fait  $b = 8.4$  qui sera pris 9 m avec une  
 marche de sécurité de 12.5 %

## C H A P I T R E VI

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

## 1. CHOIX DU TYPE DES TUYAUX

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

## a ) Attaque statique :

Se résume dans les pressions des eaux de terrains et des surcharges transmises aux conduites, sous l'effet du passage d'une charge mobile.

## 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 ( Regard avec chute ).

## b ) Etanchéité

Elle dépend de la compacité du matériau constitutif ; toutefois cette condition est supposée satisfaite.

L'étanchéité dépend essentiellement des joints ; une 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 intérieures et extérieures. La mise des joints s'effectue par emboîtement du bout mâle dans le collet ce qui entraîne la compression de l'anneau de caoutchouc.

#### c ) Dégriilleurs

Les dégrilleurs sont destinés à retirer 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

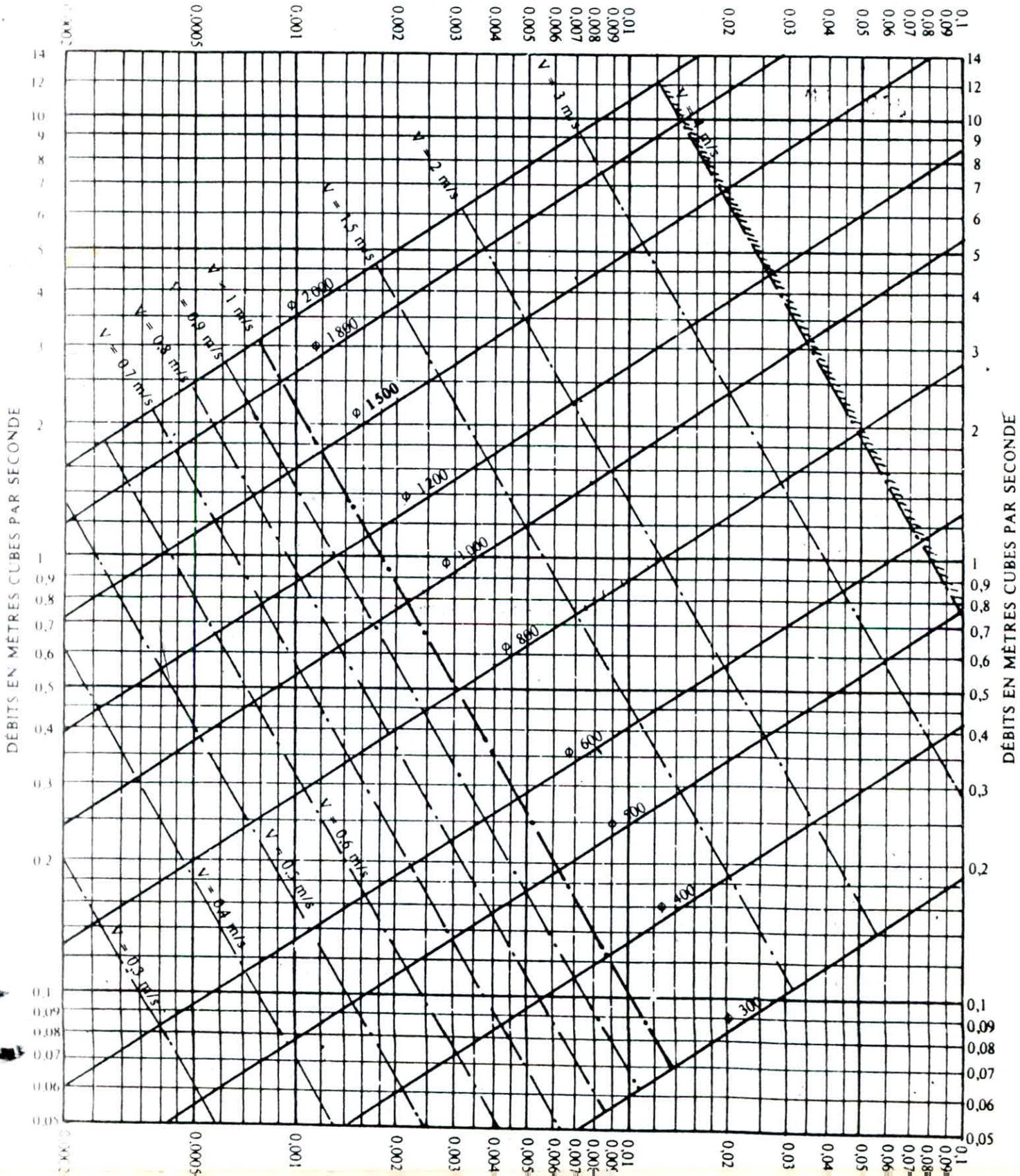
Les bouches d'égouts servent à l'absorption de l'eau de surface de la rue et du trottoir, garantissent une meilleure aération du réseau.

#### e ) Exploitation

Les réseaux d'égouts en exploitation, nécessitent des opérations d'entretien courant : curage journalier, nettoyages périodiques un nettoyage à des périodes très proches devra être effectué sur les tronçons de canalisations ayant tendance à s'obstruer un nettoyage journalier est recommandé au niveau des regards.

ANNEXE VII

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

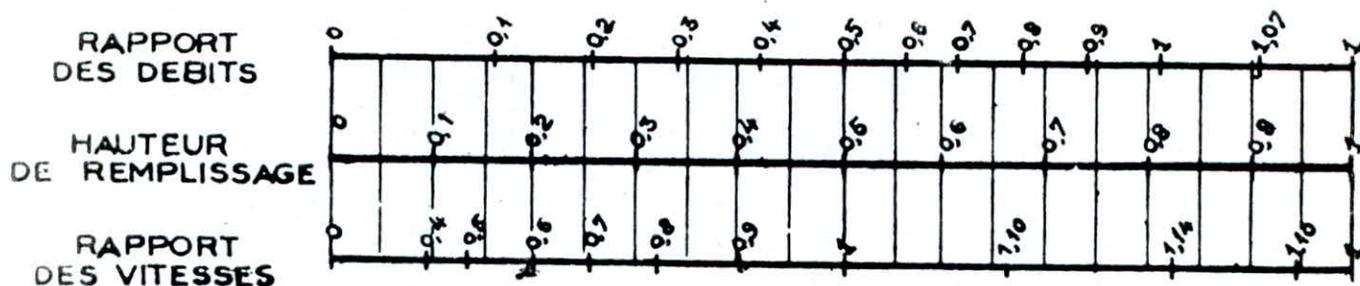


ANNEXE X

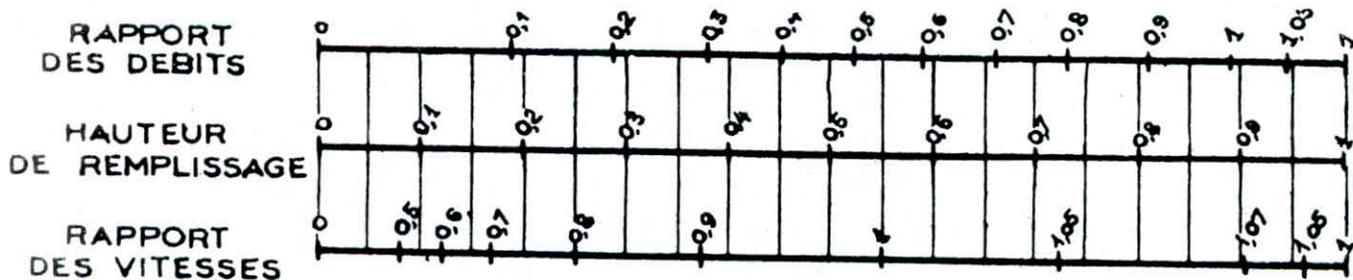
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

