

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

«0»

وزارة التعليم والبحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

«0»

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«0»

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة - BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

Departement: Genie Hydraulique

«0»

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

**SUJET**

Renovation du Réseau d'eau  
et Etude de la Fondation du  
Réservoir de Taghzout  
(W) El-oued

7 PLANCHES

Proposé par :

SETHYCO

Etudié par :

SAADI M.S.

AFAIFIA S.

Dirigé par :

Mrs BOUDENE

ET SALAH

PROMOTION : Janvier 86



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

«0»

وزارة التعليم والبحث العلمي

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

«0»

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«0»

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

Departement: Genie Hydraulique

«0»

# PROJET DE FIN D'ETUES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

## SUJET

Renovation du Réseau d'eau  
et Etude de la Fondation du  
Réservoir de Taghzout  
(W) El-oued

Proposé par :

**SETHYCO**

Etudié par :

**SAADI M.S.**

**AFAIFIA S.**

Dirigé par :

**Mrs BOUDENE**

**ET SALAH**

PROMOTION : Janvier 86

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات  
RIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

القرآن الكريم، اللغة العربية، الفقه الإسلامي، التاريخ الإسلامي  
والتاريخ الحديث.  
صدق الله العظيم.

وَجَعَلْنَا مِنْ الْجِبَالِ كَيْدًا لِلَّذِينَ كَفَرُوا  
وَجَعَلْنَا مِنْ الْجِبَالِ كَيْدًا لِلَّذِينَ كَفَرُوا

صدق الله العظيم

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

---

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

Nous tenons à exprimer notre gratitude :

- A nos promoteurs Messieurs BOUDENE et SALAH qui ont bien voulu suivre notre projet.
  - A Monsieur UTRYSCO pour l'aide qu'il nous a apportée au cours de l'élaboration de cette étude.
  - A Monsieur Dr Ing. KETTAB pour sa disponibilité permanente.
  - A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation et à la réalisation de ce projet.
  - Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à :  
Messieurs A. BOUHACHI et BEN TAHAR  
Mademoiselle AISSAOUI et ses collègues
- 

AFFAIFIA S.

SAADI Med Seghir

DEDICACES

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

- Mes parents pour leur soutien moral et matériel
- Mon frère et mes soeurs qui pensaient toujours à ma réussite
- Mon neveu et mes nièces
- Ma tante et ses filles
- Toute la famille
- Tous mes amis

A. SAAD

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

---

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

A. DUPONT : EDITION EYROLLES.

Hydraulique urbaine Tome II

A. RECHETNIKOV : Polycopie de sols et fondations.

C. GOMELLA et H. GUERREE : Edition EYROLLES.

Distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales.

M. CARLIER : Edition EYROLLES

Hydraulique generale et appliquées.

BONNIN : Edition EYROLLES

Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite  
et moyenne importance.

CATALOGUE DES POMPES

JEUMONT SCHNEIDER.

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

Estimation des besoins en eau

- 1)- Besoin en eau pour l'horizon **2000**
- 2)- Besoin en eau pour l'horizon **2040**

CHAPITRE III

- 1)- Etude comparative des ressources
- 2)- Caractéristique du forage  $F_1$

CHAPITRE V

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

CHAPITRE VI

Réservoirs

- 1)- Rôle des réservoirs
  - 2)- Emplacement du réservoir
  - 3)- Méthode de calcul
  - 4)- Volume du réservoir et détermination de son diamètre
- Schéma de fontainerie

## CHAPITRE VII

### Réseau de distribution

- Détermination de la cote de réservoir
- Dimensionnement de la conduite réservoir - point 4
- Détermination des débits aux noeuds
- Calcul du réseau de distribution
- Equipement du réseau de distribution

## CHAPITRE VIII

- 1)- Choix du tracé
- 2)- Choix du type des tuyaux
- 3)- Calcul du diamètre économique
- 4)- Choix des pompes

## CHAPITRE IX

### 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)- Traversée des routes

DEUXIEME PARTIE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

1. Détermination des charges
  - 1.1. Détermination des charges verticales
  - 1.2. Détermination des charges horizontales
  
2. Calcul du château d'eau sur l'assise naturelle
  - 2.1. Détermination de la profondeur de fondation
  - 2.2. Détermination de l'aire préalable de la semelle de fondation
  - 2.3. Choix du type de fondation, détermination de ses dimensions
  
3. Vérification de la fondation d'après la rigidité.  
Etablissement des dimensions de la section verticale de la fondation.
  
4. Détermination de la résistance du sol de fondation et de la Stabilité de l'ouvrage dues à l'effet des charges extérieures.

TROISIEME PARTIE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE I

- 1)- Introduction
- 2)- Présentation du site
- 3)- Principes de disposition et construction du réseau

CHAPITRE II

- Eaux de ruissellement
- Coefficient de ruissellement

CHAPITRE III

- Les eaux usées domestiques

CHAPITRE IV

- Calcul des collecteurs
  - 1)- Dimensionnement
  - 2)- Etape de calcul

CHAPITRE V

- Calcul du réservoir d'orage

CHAPITRE VI

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

## CHAPITRE I

### 1) INTRODUCTION:

L'objet de notre étude consiste à la rénovation du réseau d'eau du village "TAGHZOUT" et au dimensionnement du réservoir dans les buts suivants:

-Desservir toute l'agglomération en eau potable à partir du forage qui se trouve à 4 Km du village.

-Etablir un réseau complet parce que actuellement il existe un réseau mais il ne couvre pas tout le village, en plus ce réseau est alimenté directement du forage car il n'existe pas de château d'eau.

-Prévoir la construction d'un château d'eau capable de répondre aux besoins demandés par l'agglomération.

### 2) SITUATION GEOGRAPHIQUE:

La commune de TAGHZOUT est située au sud du pays à 10 Km sur la route d'EL-OUED chef lieu de la wilaya.

### 3) SITUATION TOPOGRAPHIQUE:

Le village "TAGHZOUT" présente un relief assez régulier caractérisé par de faibles pentes situées entre les côtes 104,56 et 97,21.

### SITUATION CLIMATOLOGIQUE:

De part sa situation au nord où 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 les hivers froids, une sécheresse estivale quasi absolue malgré quelques orages;

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

### TYPE DE SOL:

Dans cette région le sol est sableux, toutefois les propriétés physiques et mécaniques du sol de fondation (assise) de l'ouvrage sont établies selon une reconnaissance du sol en couches en utilisant des tableaux, des formules des "regles et normes de construction de bâtiment".

DEMOGRAPHIE

L'application du plan de développement attribué à la région d'EL-OUED en matière d'hydraulique et ce dans le cadre de l'équilibre régional a fait de l'agriculture et l'élevage dans cette région un exploit concurrent.

A "TAGHZOUT" notamment un changement radical dans la structure socio-économique et une augmentation croissante de sa population sont constatés.

Les structures démographiques de ce village présente approximativement les mêmes caractéristiques connues en Algérie.

En effet, il comptait en 1977 4578 habitants.

2)- EVALUATION DE LA POPULATION

Elle est évaluée selon la formule des intérêts composés:

$$P_n = P_o \cdot (1 + T)^{r_t}$$

$P_n$  : Population futur à l'horizon considéré

$P_o$  : Population actuelle

$T$  : Taux de croissance de la population pour les différents

HORIZONS 2000 et 2010

P 1977 = 4578 habitants

P 2000 = 4578 ( 1 + 0,0325 )<sup>23</sup> = 9537 Habitants

P 2010 = 9537 ( 1 + 0,0325 )<sup>10</sup> = 13131 Habitants

CHAPITRE IIEVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

- Besoins en eau pour l'horizon 2000

a)- Besoins Domestiques

VILLAGE	POPULATION	DOTATION l./Hab.	CONSOMMATION TOTALE M <sup>3</sup> / j
TAGHZOUT	9537	150	1430,47

b) BESOINS SCOLAIRES :

NATURE D'ETABLISSEMENT	NOMBRE D'ELEVES	DOTATION /J/ELEVE	CONSOMMATION JOURNALIERE M3/J	TOTAL M3/J
Ecole	1. 560	100	156	286
C.E.M. Interne	500	100	50	
C.E.M. Externe	300	100	30	
Cantine	500	100	50	

c) BESOINS SANITAIRES :

NATURE D'ETABLISSEMENT	NOMBRE DE LITS	DOTATION l/J/Malade	CONSOMMATION JOURNALIERE M3/J	TOTAL M3/J
Unité de soins	100	50	5	30
Polyclinique	100	250	25	

d) BESOINS MUNICIPAUX

NATURE D'EQUIPEMENT	CAPACITE NOMBRE OU SURFACE	DOTATION l/J/.....	CONSOMMATION JOURNALIERE M3/J	TOTAL M3/J
Maison de jeunes	70 Jeunes	100 l/j/Hab	7	111,93
Mosquée	400 Fidèles	25 l/j/Hab	16	
Café	1	1200 l/j/1	1,2	
Cargotier	3	1200 l/j/1	3,6	
Boulangerie	2	1200 l/j/1	2,4	
Hamam	100 postes	200 l/j:poste	20	
Abattoir	10 têtes	500 l/j Tête	5	
Marché couvert	900 M2	5 l/J/M2	4,5	
Poulailler	300 poules	1 l/j/poule	12	

Tableau récapitulatif :

TYPES DES BESOINS	CONSOMMATION PAR JOUR M <sup>3</sup> /J	TOTAL M <sup>3</sup> /j
-Besoins domestiques	1430,47	1858,4
-Besoins Scolaires	286,00	
-Besoins Sanitaires	30,00	
-Besoins municipaux	111,93	

Tableau récapitulatif des différents types de besoins avec 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.

TYPE DE BESOINS	CONSOMMATION JOURNALIERE M <sup>3</sup> /J	MAJORATION ! 15%	CONSOMMATION JOURNALIERE M <sup>3</sup> /J	TOTAL M <sup>3</sup> /J
-Besoins domestique	1430,47	214,58	1 645,06	2 137,18
-Besoins Scolaires	286,00	42,90	328,9	
-Besoins sanitaires	30,00	4,50	34,5	
-Besoins municipaux	111,93	16,79	128,72	

Besoins en eau pour l'horizon 2010

a) BESOINS DOMESTIQUES):

VILLAGE	POPULATION	DOTATION l/j/Hab	CONSOMMATION J M <sup>3</sup> /J
TAGHZOUT	13131	150	1969,61

Vu la manque de données concernant l'extension de village "TAGHZOUT", on la prévoit nous même, pour ce , on augmente les besoins en eau scolaires, sanitaires et municipaux en multipliant ceux calculés pour l'horizon 2000 par un coefficient "~~K~~" qui est obtenu comme suit:

- nous avons le rapport entre le nombre de population à l'horizon 2010 et l'horizon 2000.

$$K = \frac{13131}{9537} = 1,38$$

d'où on obtient :

- besoins scolaires :	394,68 m <sup>3</sup> /j
- besoins sanitaires:	41,40 m <sup>3</sup> /j
- besoins municipaux:	154,46 m <sup>3</sup> /j
- besoin domestiques :	1974,05 m <sup>3</sup> /j

Tableau récapitulatif des différents types de besoins

TYPE DES BESOINS	CONSOMMATION JOURNALIERE m <sup>3</sup> /j.	TOTAL m <sup>3</sup> /j
- Besoins domestiques	974,06	2 564,60
- Besoins scolaires	394,68	
- Besoins sanitaires	41,40	
- Besoins municipaux	154,46	

Tableau récapitulatif compte tenu d'une majoration de 20 %  
des pertes dûes aux fuites ou gaspillage dans le réseau de distribution.

TYPES DES BESOINS	CONSOMMATION JOURNALIERE m <sup>3</sup> / j.	MAJORATION 20 %	CONSOMMATION JOURNALIERE TOTAL m <sup>3</sup> /j.	TOTAL m <sup>3</sup> /j
Besoins domestiques	1 974,06	394,812	2 368,87	3 077,52
Besoins scolaires	394,68	78,936	473,62	
Besoins sanitaires	394,68	8,28	49,68	
Besoins municipaux	154,46	30,89	185,35	

Inventaires des ressources :

Le village "TAGHZOUT" est alimenté par un forage dont les caractéristiques sont les suivantes :

- débits  $Q = 40 \text{ l/s}$
- niveau statique  $N_s = 6.00 \text{ m}$
- niveau dynamique  $N_s = 15.00 \text{ m}$
- profondeur :  $314.00 \text{ m}$
- bilan pour l'horizon 2.000
- besoins totaux :  $2137,18 \text{ m}^3/\text{j} = 24,74 \text{ l/s}$
- ressources disponibles :  $40 \text{ l/s}$
- d'où un supplément de :  $40 - 24,74 = 15,26 \text{ l/s}$
- bilan pour l'horizon 2010
- besoins totaux :  $3077,52 \text{ m}^3/\text{j} = 35,62 \text{ l/s}$
- ressources disponibles :  $40 \text{ l/s}$
- d'où un supplément de :  $40 - 35,62 = 4,38 \text{ l/s}$

CHAPITRE IV

Etude des problèmes posés par les variations des débits :

Les problèmes posés par les variations des débits sont :

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

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

Ce coefficient varie entre 1,15 et 4,8

Dans notre étude, nous avons évalué les valeurs des coefficients

$K_j, K_o, K_p$

Selon les normes communiquées par la S. ET. HY. CO.

- coefficient journalier :  $K_j$

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

On prend :  $K_j = 1,35$

- coefficient horaire :

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

$K_o$  est calculé comme suit :

$$K_o = \alpha_{\text{max}} \cdot \beta_{\text{max}}$$

$\alpha_{\text{max}}$  varie entre 1,2 et 1,4

On prend :  $\alpha_{\text{max}} = 1,2$

Tandis qu'à  $B_{max}$ , coefficient qui varie suivant le nombre de population donné par le tableau qui suivra :

Dans notre cas, on a une population comprise entre 10 000 et 20 000 habitants pour cela, on prend :

$$B_{max} = 1,25$$

$$\text{d'où } K_o = \alpha_{max} \cdot B_{max} = 1,2 \times 1,25 = 1,5$$

le coefficient de pointe  $K_p$  :

$$K_p = K_j \cdot K_o = 1,352 \cdot 1,5 = 2,028$$

Par la consommation maximale, on dimensionne le réseau de distribution, le réservoir et les conduites principales partant de ce dernier : le débit horaire de pointe

$$Q_p \text{ sera : } Q_p = K_p \cdot Q_{max}$$

Tableau de consommation maximale et de pointe :

Horizon	Consommation / jour m <sup>3</sup> /j	Consommation max/j m <sup>3</sup> /j	Cons. De pointe horaire m <sup>3</sup> /h	Cons; de pointe l/s
2010	3077,52	4160,88	260,05	72,2 l/s

Tableau donnant les coefficient  $B_{max}$  :

Habitants	1.000	2.500	6.000	10.000	20.000	50.000
$B_{max}$	2	1,6	1,4	1,3	1,2	1,15

CHAPITRE V

Réservoirs:

1. Rôle:

Les réservoirs permettent une marche plus uniforme des pompes, de lutter efficacement contre l'incendie, d'emmagasiner l'eau pour la distribuer par la suite.

Ils assurent aussi l'alimentation du réseau de distribution en cas de détérioration des ouvrages à l'amont:

\_panne électrique

\_écoulement de la conduite de refoulement etc...

2. Capacité:

Les calculs de la capacité du réservoir tient compte de la répartition journalière maximale du débit de consommation, dans notre cas les coefficients horaires.

Le réservoir doit pouvoir emmagasiner la différence du volume maximum et la différence du volume minimum entre l'apport et la consommation. Le volume du réservoir est calculé comme suit:

$$V_t = \Delta V_{max}^+ + \Delta V_{max}^- + V_{ri}$$
$$V_t = 540,92 + 256,56 + 120 = 917,48 \text{ m}^3$$

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

$V_{ri}$  = volume de la réserve d'incendie estimé à  $120 \text{ m}^3$

Volume consommé = volume d'apport x  $\frac{An}{100}$  (voir tableau page 11)

3 Dimensionnement du réservoir

On prend une hauteur  $h = 5,4 \text{ m}$

On a un volume  $V = 920 \text{ m}^3$  (volume standard qu'on a pris)

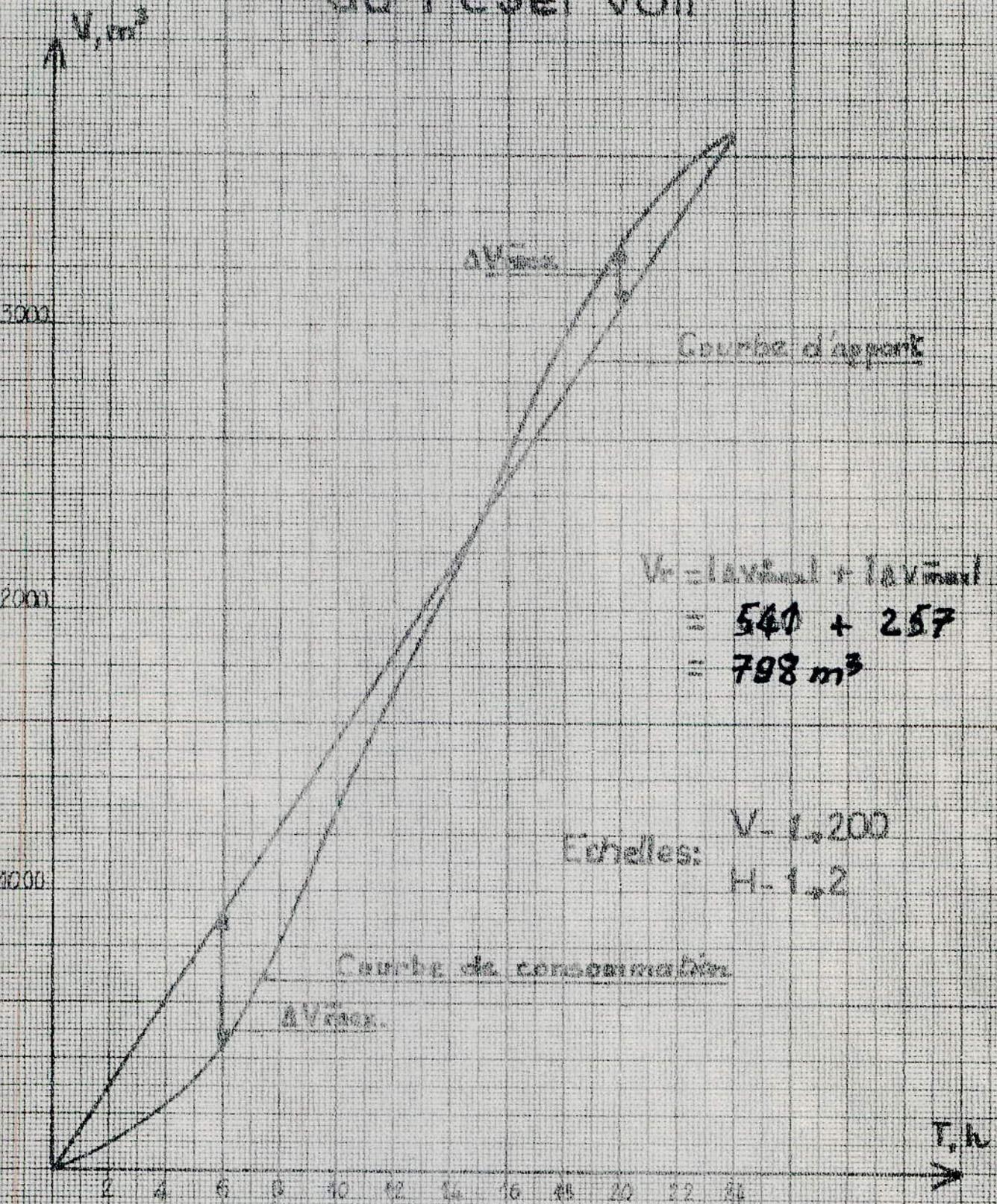
$$V = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot h}{4}, \quad D_r = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 920}{3,14 \cdot 5,4}} = 15 \text{ m}$$

# CAPACITÉ DU RESERVOIR

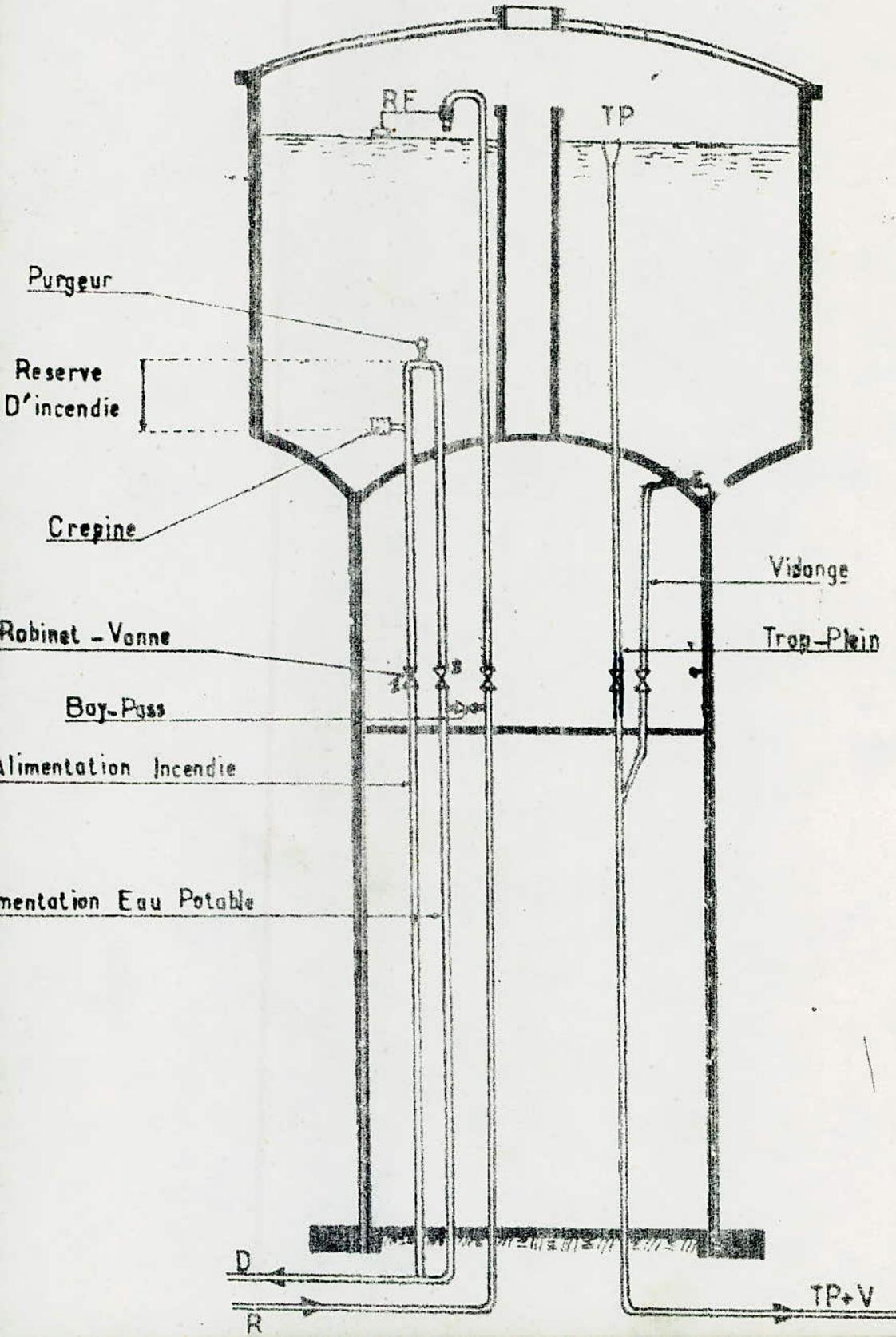
(Horizon 2010)

DE 1h	Q <sub>m</sub> %	Volume (m <sup>3</sup> )		Volume Cummulé		Difference ΔV	
		Q · Δt	Q $\frac{\Delta t}{100}$	V apporté	V consommé	ΔV <sup>+</sup>	ΔV <sup>-</sup>
0-1	1,50	173,37	62,41	173,37	62,41	110,96	
1-2	-1-	-1-	-1-	346,74	124,82	221,92	
2-3	-1-	-1-	-1-	520,11	187,23	332,88	
3-4	-1-	-1-	-1-	693,48	249,65	443,83	
4-5	2,50	-1-	104,022	866,85	353,67	512,17	
5-6	3,50	-1-	145,63	1040,22	499,30	540,92	
6-7	4,50	-1-	187,24	1217,58	686,54	527,05	
7-8	5,50	-1-	228,85	1386,06	915,39	471,57	
8-9	6,25	-1-	260,05	1560,33	1175,45	384,88	
9-10	-1-	-1-	-1-	1733,70	1435,50	298,20	
10-11	-1-	-1-	-1-	1907,07	1695,54	211,53	
11-12	-1-	-1-	-1-	2080,44	1955,60	124,84	
12-13	5,00	-1-	208,04	2253,81	2163,64	90,17	
13-14	-1-	-1-	-1-	2427,18	2371,68	55,50	
14-15	5,50	-1-	228,85	2600,55	2600,54	0,01	
15-16	6,00	-1-	249,65	2773,92	2850,18		76,26
16-17	-1-	-1-	-1-	2947,29	3099,83		152,54
17-18	5,50	-1-	228,85	3120,66	3328,68		208,02
18-19	5,00	-1-	208,04	3294,03	3536,72		242,69
19-20	4,50	-1-	187,24	3467,40	3723,98		256,56
20-21	4,00	-1-	166,44	3640,77	3880,04		249,27
21-22	3,00	-1-	124,83	3814,14	4015,23		201,09
22-23	2,00	-1-	83,22	3987,51	4098,45		110,94
23-24	1,50	-1-	62,41	4160,88	4160,87		0,01

# Calcul de la capacité du réservoir



SCHEMA DE FONTAINERIE



4) Emplacement du réservoir :

Compte tenu de la topographie, des constructions existantes et celles projetées, nous avons adopté un réservoir de type surélevé, loin de 3880m du forage. Afin de faciliter sa construction, nous le plaçons près de la route.

Cet emplacement, nous permet d'avoir une adduction minime et un rôle efficace du réservoir.

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

$$C_r = C_t + h_{wi} + F_s + h_{we} + H$$

où  $C_t$  : côte du terrain du point le plus élevé

$$C_t = 104,56$$

$H$  : hauteur donnée en fonction du nombre d'étages.

Dans notre projet, on prévoit des immeubles de trois niveaux en différents endroits du centre.

$$H = R + 3 = 12 \text{ m} \quad ; \quad h_{we} : \text{surélévation}$$

$h_{wi}$  : pertes de charge dans chaque étage

$$\text{pour } R + 3, \quad h_{wi} = 3 \text{ m}$$

$F_s$  : colonne d'eau tenant compte des chauffe-eau

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

côte approximative du réservoir :

$$C_r = 104,56 + 12 + 3 + 3 = 122,56 \text{ m}$$

CALCUL DE LA CONDUITE (RESERVOIR- POINT 1)  
DEBITANT A SON EXTREMITÉ UN  $Q = 72,2 \text{ l/s}$

Quand dans un réseau, une conduite n'effectue aucun service en route, comme il arrive souvent pour la conduite principale issue du réservoir jusqu'au son point de jonction avec le réseau, la résolution du problème est celle donnée pour l'adduction gravitaire, sauf, qu'à l'extrémité, il doit rester une pression au sol suffisante pour l'alimentation des usagers.

Il suffit de rechercher dans les tables; le diamètre qui permet d'écouler le débit  $Q$  avec une vitesse raisonnable. On lit la perte de charge correspondant par mètre linéaire; la perte de charge doit être telle qu'à l'extrémité de la conduite, il reste au sol une pression suffisante.

La côte du réservoir (radier) est de 122,56m

On propose un côte ( $C_{tp}$ ) = 128 m

La côte du point le plus défavorable est de 104,56m, ensuite on impose une pression au sol = 23 m d'eau et on calcule le diamètre correspondant

avec les données suivantes :

$$Q = 72,2 \text{ l/s}, \quad \epsilon = 10^{-3} \text{ m}; \quad L = 120 \text{ m}$$

recherchons dans la table de COLEROCK; le diamètre qui permet d'écouler 72,21/s

Pour  $D = 0,300 \text{ m}$  ;  $I = 0,0056$  ;  $V = 1,00 \text{ m/s}$

$D = 0,350 \text{ m}$  ;  $I = 0,00258$  ;  $V = 0,75 \text{ m/s}$

Dans le premier cas,  $hr = 0,0056 \times 120 = 0,672 \text{ m}$ , et la pression du sol est de :

$$(128 - 0,672) - 104,50 = 22,768 \text{ m d'eau}$$

Dans le deuxième cas,  $hr = 0,00258 \times 120 = 0,309 \text{ m}$  et la pression du sol est de :

$$(128 - 0,309) - 104,56 = 23,131 \text{ m d'eau}$$

En conséquence pour satisfaire la condition de Pression au sol, soit  $23,00 \text{ m d'eau}$ , il faut prévoir une canalisation de  $0,350 \text{ m}$  de diamètre d'où les caractéristiques :

$$D = 350 \text{ mm}$$

$$hr = 0,309 \text{ m} = 0,31 \text{ m}$$

$$\text{La côte du trop plein Ctp} = 128 \text{ m}$$

### Détermination des débits en noeuds (Horizon 2010) :

Le village de "TACHZOUT", d'après son plan d'urbanisation, ne se compose pas de densités égales.

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 ramifiés, les limites de 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 soutriés nous donne le débit de pointe qui est égal à  $72,2 \text{ l/s}$

### Formules de calcul

\* Consommation spécifique :  $qi = \frac{Qm}{Nm} \left( \text{l/J/hab} \right)$

\* Consommation par noeud :  $Q = Ni \cdot qi$

$Sm$  : Superficie de la maille en ha.

$Nm$  : Nombre d'habitants dans la maille

$Si$  : Superficie desservie par la maille

$Qm$  : Débit moyen journalier de la maille

$Ni$  : Nombre d'habitants de la zone desservie

\* Densité de la maille :  $di = \frac{Nm}{Sm} \text{ hab/Ha}$

\* Population de la zone desservie :  $Pi = di \cdot Si$

N° de la maille	Population (hab.)	Surface (ha)	Densité (hab./ha)
I	3295	12,61	262
II	1252	6,26	200
III	1370	6,55	210
IV	1229	6,11	201
V	1366	6,40	213
VI	1879	8,67	217
VII	1306	6,50	201
VIII	1434	6,59	218
Σ	13131	59,69	—

N° de la maille	Dotation (l/j/hab)	Populat. (hab.)	Consommation (m³/j)				Total	Total + 20%
			Domest.	Scol.	Sanit.	Municip.		
I	150	3295	495,35	103	20,20	28,20	646,75	776,10
II	—	1252	188,22	34	—	35,16	257,38	308,86
III	—	1370	205,96	18,26	—	19,18	243,40	292,08
IV	—	1229	184,76	82,00	—	13,00	279,76	335,71
V	—	1366	205,36	—	—	13,00	218,36	262,03
VI	—	1879	282,48	52,42	—	16,00	350,90	421,08
VII	—	1306	196,34	—	—	13,92	210,26	252,31
VIII	—	1434	215,58	105	21,20	16,00	357,78	429,34
Σ	—	13131		394,68	41,40	154,46	2564,59	3077,52

MAILLE I

$N_m = 3295$  hab.  
 $Q_m = 776,1$  m<sup>3</sup>/j  
 $S_m = 12,61$  ha  
 $d = 262$  hab./ha  
 $q = 235,54$  l/j/hab.

MAILLE II

$N_m = 1252$  hab.  
 $Q_m = 308,86$  m<sup>3</sup>/j  
 $S_m = 6,26$  ha  
 $d = 200$  hab./ha  
 $q = 246,69$  l/j/hab.

MAILLE III

$N_m = 1370$  hab.  
 $Q_m = 292,08$  m<sup>3</sup>/j  
 $S_m = 6,55$  ha  
 $d = 210$  hab./ha  
 $q = 213,20$  l/j/hab.

MAILLE IV

$N_m = 1229$  hab.  
 $Q_m = 335,71$  m<sup>3</sup>/j  
 $S_m = 6,11$  ha  
 $d = 201$  hab./ha  
 $q = 273,16$  l/j/hab.

MAILLE V

$N_m = 1366$  hab.  
 $Q_m = 262,03$  m<sup>3</sup>/j  
 $S_m = 6,4$  ha  
 $d = 213$  hab./ha  
 $q = 191,82$  l/j/hab.

MAILLE VI

$N_m = 1879$  hab.  
 $Q_m = 421,08$  m<sup>3</sup>/j  
 $S_m = 8,67$  ha  
 $d = 217$  hab./ha  
 $q = 224,1$  l/j/hab.

MAILLE VII

$N_m = 1306$  hab.  
 $Q_m = 252,31$  m<sup>3</sup>/j  
 $S_m = 6,5$  ha  
 $d = 201$  hab./ha  
 $q = 193,2$  l/j/hab.

MAILLE VIII

$N_m = 1434$  hab.  
 $Q_m = 429,34$  m<sup>3</sup>/j  
 $S_m = 6,59$  ha  
 $d = 218$  hab./ha  
 $q = 299,4$  l/j/hab.

Calcul du réseau de distribution

Le calcul du réseau maillé a été effectué par la méthode de Hardy-CROSS, qui se présente sur deux lois.

- Première loi : Enchaque noeud du réseau, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants.
- Deuxième loi : Le long d'un parcours fermé, la somme algébrique des pertes de charge est nulle. Le débit et les pertes de charge 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 calculez les pertes de charge dans chaque tronçon de la maille et, par approximation successive, 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 (C,4 à 1,4 m/s); 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)

$$Q = V \cdot A \quad (V = 1\text{m/s}) \quad D = \left( \frac{4 \cdot Q}{3,14 \cdot 1} \right)^{0,5}$$

Ensuite on calcule la vitesse correspondante au diamètre ainsi normalisé.

b) Pertes de charge totale :

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

$$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_l \quad \Delta H_t = (l_{eq} + LG) \frac{f \cdot V^2}{2g \cdot Dh} = L_e \cdot \frac{f \cdot V^2}{2g \cdot Dh}$$

- $l_{eq}$  : Longueur équivalente
- LG : Longueur géométrique
- $H_s$  : Pertes de charge singulières
- $H_l$  : Pertes de charge linéaires
- $L_e$  : 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 charges linéaires.

$$l_t = LG + 0,15 \cdot L_g \quad ; \quad L_t = 1,15 L_g$$

$$H_t = 1,15 \cdot \frac{L_g \cdot V^2}{D \cdot 2g} \quad ; \quad D_h = D$$

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

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

$$r = \frac{l_t \cdot 8}{g \cdot D^5 \cdot \pi^2} \quad ; \quad \Delta H_t = r Q^2$$

- r : résistance de la conduite en  $(S^2 / m^5)$
- Q : en  $m^3/s$

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 NEKURADSE

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

Alors qu'en régime de transition, le coefficient de frottement dépend du nombre de Reynolds :

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

Cette dernière formule est valable pour les deux régimes

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

Détermination du débit correctif  $\Delta Q$

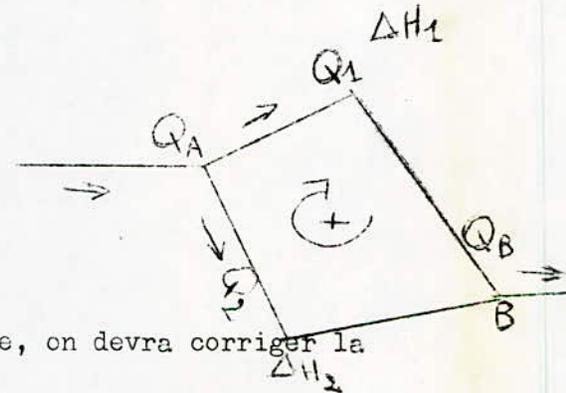
Première loi :

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

$$K_1 (Q_1 + \Delta Q)^2 - 2 (K_2 - \Delta Q)^2 + \dots = 0$$

$$K_1 (Q_1^2 + 2Q_1 \cdot \Delta Q + \Delta Q^2) - K_2 (Q_2^2 - 2Q_2 \cdot \Delta Q + \Delta Q^2) = 0$$

$\Delta Q^2$  est infiniment petit, qu'on le néglige

$$K_1 Q_1^2 + 2K_1 Q_1 \cdot \Delta Q + \cancel{K_1 \Delta Q^2} - K_2 Q_2^2 + 2K_2 Q_2 \cdot \Delta Q - \cancel{K_2 \Delta Q^2} = 0$$

$$K_1 Q_1^2 - K_2 Q_2^2 = -2Q_1 K_1 \Delta Q - 2K_2 Q_2 \Delta Q$$

$$\Delta Q (-2Q_1 K_1 - 2Q_2 K_2) = K_1 Q_1^2 - K_2 Q_2^2$$

$$\Delta Q \cdot 2(-K_1 Q_1 - K_2 Q_2) = K_1 Q_1^2 - K_2 Q_2^2$$

$$\Delta Q = \frac{K_1 Q_1^2 - K_2 Q_2^2}{-2(K_1 Q_1 + K_2 Q_2)} = \frac{\sum K_i Q_i^2}{2 \sum K_i Q_i}$$

$\Delta Q$  : c'est le débit correctif;

# CALCULS DU RESEAU MAILLE DE TAGHZOUT

TRONÇON	DIAMETRE (mm)	DEBIT (l/s)	VITESSE (m/s)	PERTE DE CHARGE (m)
1-2	250	39,370	0,802	1,922
2-5	150	14,191	0,803	0,851
5-8	100	6,244	0,795	4,143
8-10	100	2,802	0,357	0,477
10-11	80	4,053	0,806	4,357
1-11	150	14,780	0,836	2,952
1-14	150	11,651	0,659	1,887
12-14	80	3,185	0,634	3,983
11-12	80	4,826	0,960	2,973
14-17	80	3,765	0,749	7,236
13-17	80	1,165	0,387	0,401
12-13	80	3,012	0,599	2,862
9-13	80	0,177	0,359	0,130
9-10	80	2,155	0,429	1,391
9-16	80	1,068	0,412	0,573
7-8	80	1,058	0,240	1,291
6-7	80	1,468	0,392	1,622
6-16	100	4,168	0,531	1,565

TRONÇON	DIAMETRE (mm)	DEBIT (l/s)	VITESSE (m/s)	PERTE DE CHARGE (m)
6-15	150	8,136	0,460	1,105
3-15	150	10,436	0,590	1,601
3-4	100	4,343	0,553	1,112
4-7	100	3,990	0,508	3,223
3-18	200	18,279	0,582	0,756
2-18	200	20,079	0,639	1,284
4-5	80	2,747	0,546	2,245

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 ( $\Delta Q < 11/s$  et  $\Delta H < 0,5$  m)

### Equipement du réseau de distribution

#### a) type de canalisation

Le réseau de distribution est constitué de tuyaux en acier de diamètres compris entre 250 mm et 80 mm, le choix a été fait sur plusieurs critères économiques et sanitaires, ayant en vue la nature de Terrain du village.

#### 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 enterrés, exige l'installation d'un ensemble permettant d'atteindre leur carré de manœuvre à l'aide d'une clef dite "clé à Béquille";

- Ventouses : l'air dissout 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.

Le 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.

#### - Boucles d'incendie:

Elles 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 espacés de 400 m.

#### - Robinets de vidanges :

Ils sont placés 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 :

Ce 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 où 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 :  $P_{sol} = 3 n + 5$

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 prisage les plus élevés.

Toutefois cette pression ne doit pas dépasser les 40m pour cela, si la pression est inférieure à cette demande, on devra installer des groupes supresseurs.

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 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 = cote piezométrique - cote du Terrain

# Calcul des pressions au sol

-24-

24

Maille	Tronçon	Côte du terrain		P.D.C (m)	Côte piezométrique		Niveau	Pression (m)
		amont	aval		amont	aval		
I	1-2	98,82	99,87	1,922	122,69	120,77	1	20,90
	1-11	98,82	101,11	2,952	122,69	119,73	11	18,62
	2-5	99,87	101,70	0,851	120,77	119,92	2	18,22
	5-8	101,70	101,12	4,143	119,92	115,78	8	14,66
	8-10	101,12	101,50	0,477	115,78	115,30	10	13,80
	10-11	101,50	101,11	4,357	115,30	119,66	11	18,55
II	1-14	98,82	99,15	1,887	122,69	120,80	14	21,65
	1-11	98,82	101,11	2,952	122,69	119,73	11	18,62
	11-12	101,11	100,26	2,973	119,73	116,76	12	16,50
	12-14	100,26	99,15	3,983	116,76	120,74	14	21,59
III	2-5	99,87	101,70	0,851	120,77	119,92	2	18,22
	2-18	99,87	100,13	1,284	120,77	119,48	18	19,35
	18-3	100,13	101,40	0,756	119,48	118,72	3	17,32
	3-4	101,40	101,10	1,112	118,72	117,61	4	16,51
	4-5	101,40	101,70	2,245	117,61	119,92	5	18,16
IV	3-4	101,40	101,10	1,112	118,72	117,61	4	16,51
	3-15	101,40	102,90	1,601	118,72	117,12	15	14,22
	15-6	102,90	102,08	1,105	117,12	116,02	6	13,94
	6-7	102,08	101,82	0,622	116,02	114,32	7	12,50
	4-7	101,10	101,82	3,223	117,61	114,38	7	12,56

V	4-5	101,10	101,70	2,245	117,61	119,86	5	18,16
	4-7	101,10	101,82	3,223	117,61	114,38	7	12,56
	7-8	101,82	101,12	1,291	114,38	115,67	8	14,55
	8-5	101,12	101,70	4,143	115,67	119,81	5	18,11
VI	6-7	102,08	101,82	1,622	116,02	114,39	7	12,57
	6-16	102,08	102,70	1,565	116,02	114,45	16	11,75
	16-9	102,70	101,27	0,573	114,45	113,88	9	12,61
	9-10	101,27	101,50	1,391	113,88	115,30	10	13,80
	10-8	101,50	101,12	0,477	115,30	115,78	8	14,66
	8-7	101,12	101,82	1,291	115,78	114,48	7	12,66
VII	10-11	101,50	101,11	4,357	115,30	119,66	11	18,55
	10-9	101,50	101,27	1,391	115,30	113,91	9	12,64
	9-13	101,27	100,26	0,013	113,91	113,89	13	13,63
	13-12	100,26	100,26	2,862	113,89	116,75	12	16,49
	12-11	100,26	101,11	2,973	116,75	119,72	11	18,61
VIII	12-14	100,26	99,15	3,983	116,75	120,73	14	21,58
	13-12	100,26	100,26	2,862	113,89	116,75	12	16,49
	13-17	100,26	100,51	0,401	113,89	113,49	17	12,98
	17-14	100,51	99,15	7,236	113,49	120,73	14	21,58

## CHAPITRE IV

### Protection contre la corrosion

L'utilisation des canalisations en acier représente un nombre c 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, en contact avec l'eau, se corrode, l'étendue, la vitesse, et la gravité de cette corrosion dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- le PH,
- la teneur en oxygène dissout, ,
- la vitesse de circulation 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 enterrer des installations électriques urbaines ou ceux provenant d'un grand consommateur d'électricité (Zone industrielle).

La présence de la majorité de ces facteurs est fort probable à "TAGHZOUT", nous préconisons deux types de protection des différentes conduites composants le réseau.

#### 1) Protection externe

##### a) Enrobage :

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

##### b) Protection cathodiques :

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, dont 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.

##### c) Protection par anode réactive

Cette méthode consiste à relier les 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, doit s'effectuer dans les sols de basses résistivités, 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 posés 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 des courants vagabonds est à déconseiller.

d) Protection par soutirage de courant

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

A partir d'une source électrique de courant continu (courant alternatif redressé), on relie la conduite à la borne positive, étant raccordée à de vieux rails, disposée à une profondeur d'environ 1,20m. la distance minimale, séparant la conduite aux rails est de 50m.

e) Protection interne

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

Pour s'élargir de cet inconvénient, en prévoir un revêtement intérieur, à base de bitume.

Pose des conduites :

Le relief de TAGHZOUT est monotone, ce qui facilite 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 refoulement, pour cela voici le détail des différents types de pose qui s'imposent.

1) Pose des conduites en tranchées

Les conduites sont posées en tranchée ouverte, par tronçons successifs 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 doit être telle qu'un homme puisse y travailler.

La 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 pratiqué dans les parois latérales de la tranchée des élargissements appelées niches, le fond de la tranchée doit être bien nivellé, tout le long 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 feuille des canalisations en acier soudé ne doit avoir lieu.

U Qu'aux heures les plus fraîches de la journée.

Le remblai doit se faire en sable ou en Terre tamisée, qui sera donnée étarrosée 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) Traversée 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.

On distingue deux cas de traversée.

- Dans le cas où la route est secondaire et peut être déviée, la traversée se fera en par tranchée, on répare les dégâts causés juste après.

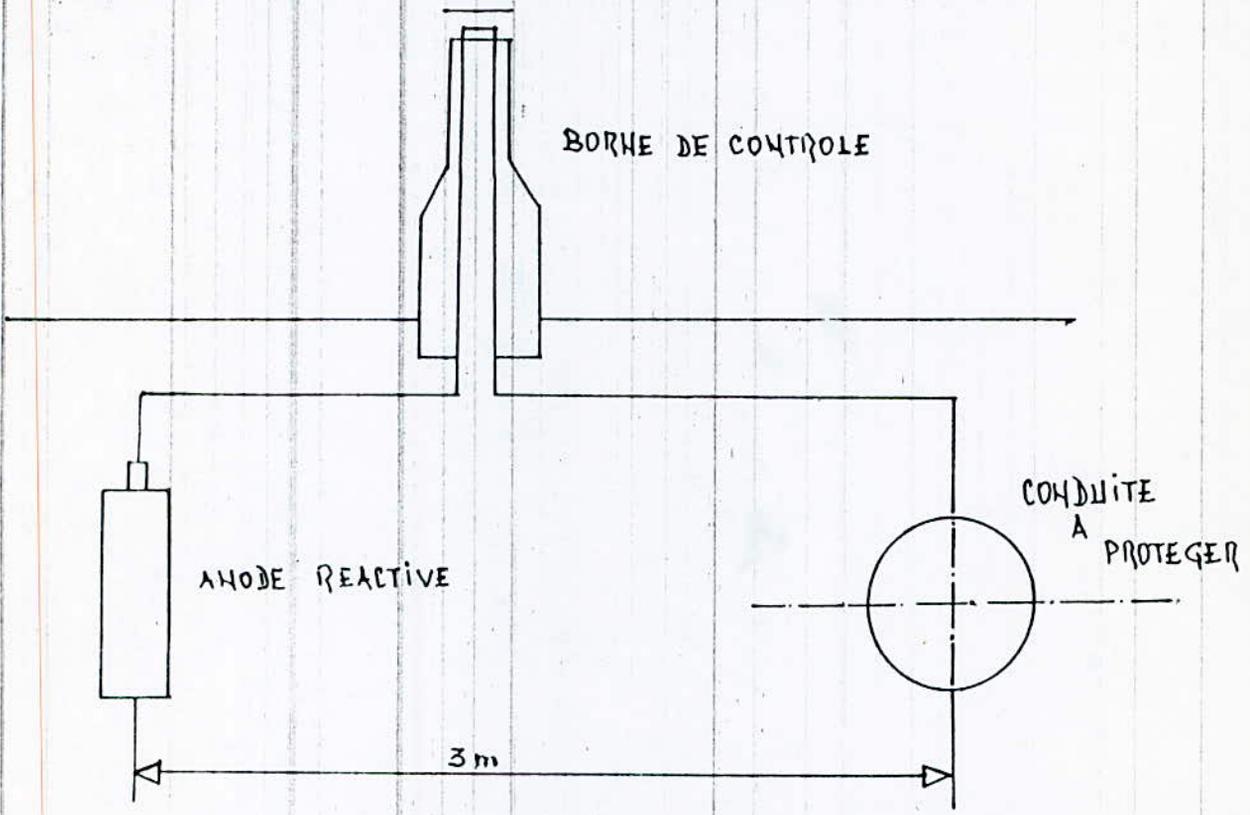
- Dans le cas où la route est à grande circulation, ou qui ne peut pas être déviée, la traversée se fera en introduisant sous cette route, des gaines formées des tuyaux bien étanches, dépassant l'ouvrage de part et d'autre et débouchant à chaque extrémité dans un regard en maçonnerie muni d'un Robinet-vanne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

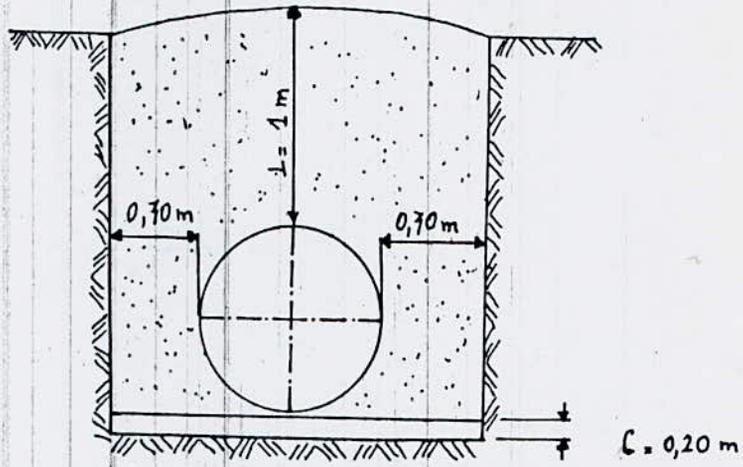
Désinfection des conduites

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.

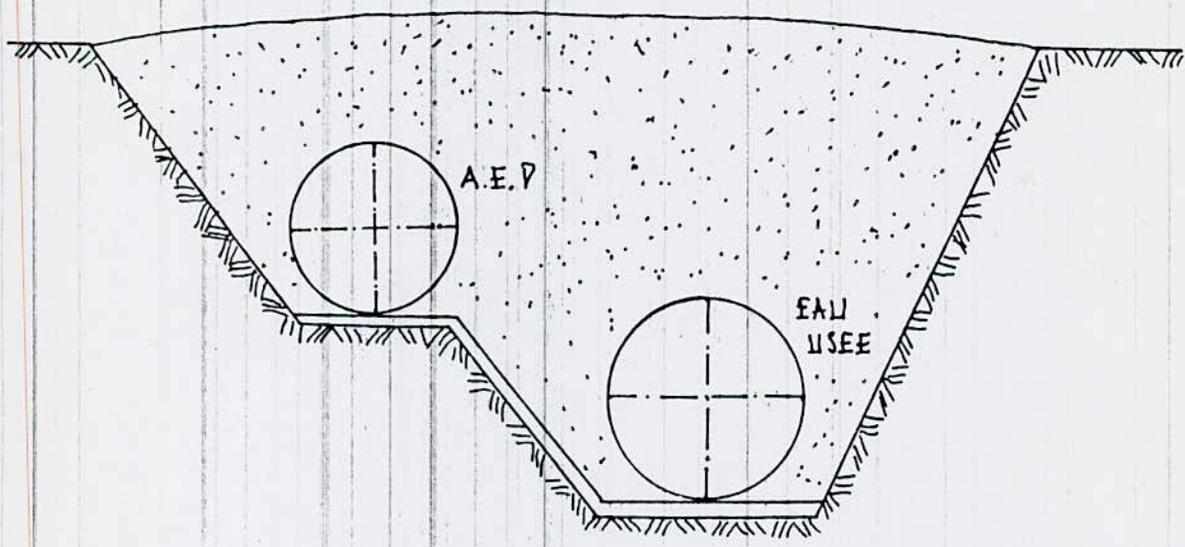


# PROTECTION CATHODIQUE PAR ANODE REACTIVE





POSE EN TRANCHEE



POSE A PROXIMITE D'UNE CONDUITE D'EAU USEE.

P A R T I E [REDACTED]

A D U C T I O N

1)- Choix du tracé

Le choix du tracé a été effectué à partir de 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 contonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer;
- 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, dans le cas d'une conduite de refoulement (notre cas), et en cas d'arrêt inopiné, si les dispositions anti-beliers 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 repture de la veine liquide pouvant occasionner des vibrations qui seront nuisibles à la conduite au cours de la phase de surpression qui succède.

Toutefois, on a essayé de répondre à ces impératifs. Notre conduite doit suivre les accotements de la route qui mène vers EL-OUED et ce jusqu'au réservoir.

2)- Choix du type de tuyau

Généralement les tuyaux les plus utilisés pour les adductions 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 projet toutes les canalisations ont été prises en aciers 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 tranchée;
- peuvent supporter les pressions élevées.

3)- Calcul du diamètre économique

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.

Méthode de calcul

La formule de BONNIN donne un diamètre approximatif qui nous servira de base pour limiter la gamme de diamètres à mettre à l'épreuve.

$$D = \sqrt[3]{Q}$$

Q : débit à transiter en m<sup>3</sup>/S

D'après la formule  $Q = V.A.$  on détermine la vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite :

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

La nature du régime d'écoulement, est fonction du nombre de REYNOLDS et de la rugosité absolue

$$R = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

V : vitesse moyenne d'écoulement en m/s

$\nu$  : Viscosité cinématique.

Ayant les 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 NIKURADSE :

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

où :

$\varepsilon$  : rugosité absolue

$D_h$  : diamètre hydraulique

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

$$F_c = \left( 0,36 \ln \left( \frac{\varepsilon}{3,7 D_h} + \frac{2,51}{R \sqrt{F}} \right) \right)^{-2}$$

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:

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

Les pertes de charges singulières, sont exprimées par une longueur équivalente ( $L_{eq}$ ) occasionnant une perte de charge lors du passage d'un débit  $Q$  de sorte que :

$$\Delta H_S = \frac{F \cdot L_{eq} \cdot V^2}{2g \cdot D_h}$$

$L_{eq}$  : longueur équivalente

$F$  : coefficient de frottement

$D$  : diamètre de la conduite

$V$  : vitesse moyenne d'écoulement

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

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

$L_g$  : longueur géométrique

Les pertes de charge sont :

$$\Delta H_t = \Delta H_S + \Delta H_f$$

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

$$\Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 \Delta H_l$$

$$\Delta H_t = 1,15 \frac{f \cdot L_g \cdot Q^2}{2 g \cdot A^2 D_h}$$

Calcul de la hauteur manométrique totale ( $H_{mt}$ ):

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

$H_g$  : hauteur géométrique de refoulement

$H_a$  : hauteur géométrique d'aspiration

$H_t$  : perte de charge totale.

Après la détermination de la  $H_{mt}$ , nous nous référons au catalogue des pompes, qui nous donne la  $H_{mt}$  pratique et le rendement de la pompe correspondante.

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

$\eta$  : rendement de la pompe

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

$$E = P \cdot 24 \cdot 365$$

Tarif de l'énergie (e):

$$e = a + C \cdot P_c + d \cdot P_a + \sum eh \cdot nh$$

a : redevance fixe = 28 DA par mois

C .  $P_c$ : puissance mise à disposition

d .  $P_a$  : puissance absorbée

eh : coefficient de pondération

avec  $c = 2,10 \text{ DA / KW / mois}$

$d = 9,8 \text{ DA / KW / mois}$

$C \text{ Pc} + d \cdot \text{Pa} = \text{terme de puissance}$

$eh \cdot nh = \text{consommation effective d'énergie}$

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

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

$$n_1 \cdot h_1 = \frac{4}{20}$$

\* Heures pleines 6h - 17 h et 21h - 22h30;  $eh = 0,0981 \text{ DA/KW/ h}$

$$n_2 \cdot h_2 = \frac{10,5}{20}$$

\* Heures creuses 22h30 - 6h ;  $eh = 0,0248 \text{ DA/KW H}$

$$n_3 \cdot h_3 = \frac{5,5}{20}$$

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

d'où le tarif de l'énergie =  $e = 0,201 \text{ DA/KW H}$  (d'après la tarification de la SCNELGAZ).

- L'annuité est déterminée d'après la formule suivante :

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

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

$n$  : nombre d'années d'amortissement = 30 ans.

Le diamètre économique est celui qui converge à la plus faible somme des frais d'amortissement et ceux d'exploitation :  $A = 0,08827$

Données de base :

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

$$L = 3880 \text{ m}$$

$$Q = 48,16 \text{ L/s}$$

La cote du trop plein :

$$C_{tp} = 128 \text{ m}$$

$$\text{Cote d'aspiration} = 105,67 \text{ m}$$

Hauteur géométrique :

$$H_g = C_{tp} - C_{asp} = 128 - 105,67 = 22,33 \text{ m}$$

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,04816} = 220 \text{ mm}$$

$$\text{Diamètre normalisé } D_N = 250 \text{ mm}$$

On choisi un rendement = 75 %.

Tableau de calcul

	V(m/s)	R (10 <sup>4</sup> )	f <sub>c</sub>	J	H <sub>t</sub> (m)	H <sub>mt</sub>
200	1,36	27,20	0,031338	0,014777	65,91	88,23
250	0,87	21,75	0,029510	0,004554	20,32	42,65
300	0,60	18,00	0,029634	0,001812	7,35	29,68

Frais d'amortissement

$$A = 0,088827$$

	Prix de la conduite (DA / ml)	Longueur (m)	Prix de la conduite (DA)	Annuité (DA)
200	229,56	3880	890692,80	79117,57
250	267,22	3880	1036813,60	92097,04
300	333,07	3880	1292311,60	114792,16

Frais d'exploitation

$$P = 0,56 H_{mt}$$

	H <sub>mt</sub> (m)	Puissance (KW)	Energie (P.24.365)	Prix de la conduite (à 0,201 D.A)
200	88,23	49,408	432814,08	86995,63
250	42,65	23,884	209223,84	52054,00
300	29,68	16,621	145599,96	29265,60

Bilan

	Frais d'exploitation	Frais d'amortissement	Taux	Observation
200	86995,63	79117,57	166113,20	le plus économique
250	42054,00	92097,04	134151,04	
300	29265,60	114792,16	144057,76	

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

$$V = 0,87 \text{ m/s}$$

$$H_{mt} = 42,65 \text{ m}$$

$$Q = 48,16 \text{ l/s} = 0,04816 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$P = 23,88 \text{ KW}$$

$$\Delta H_t = 20,32 \text{ m.}$$

STATION DE POMPAGE

Groupes élévatoires: (cas général).

Un groupe elevatoire comprend:

- Un moteur , generalement électrique , il peut être thermique particulierement pour les groupes de secours.
- Une pompe.

La hauteur geometrique d'aspiration est la distance qui separe le niveau d'eau à l'aspiration:

- .del'axe de la pompe ( pompe à axe horizontal )
- .du plan moyen des arrets d'entrée des aukes de la premiere roue (pompe à axe vertical ).

Pour notre cas nous (une pompe immergée )

Hauteur geometrique de refoulement:

C'est la distance verticale qui separe le niveau d'eau dans le reservoir de l'axe de la pompe.

Lac côte du trop-plein du reservoir surelevé: 128,20

Celle de l'aspiration: 105,67

$$H_g = 128 - 105,67 = 22,33 \text{ m.}$$

Pertes de charge: (cas général).

La pompe doit compenser les dissipations d'energie dans la conduite tant d'aspiration que de refoulement , elles sont general-ement exprimées en colonne d'eau (metre).

Hauteur manométrique pratique:

La hauteur manométrique pratique d'élévation totale est la somme 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  $22,33 + 20,32 = 42,65$  m (P.d.c. singulières a été estimées à 15 % des P.d;c. linéaires comprises).

Puissance:

Elle est égale au travail effectué pendant une 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 suivante :

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

P : masse volumique de l'eau

g : accélération de la pesanteur

Q : débit en m<sup>3</sup>/s

H<sub>mt</sub> : hauteur manométrique totale

η : rendement de la pompe.

Selon l'étude économique P = 23,81 KW.

CHOIX DES POMPES

Le choix d'une pompe se fait en choisissant le type normalisé 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.

Caractéristiques

$$Q = 0,04816 \text{ m}^3/\text{s} = 173,37 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H = 42,65 \text{ m}$$

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

Une pompe type : ~~KIN~~ 80-200

Fréquence :

$$N = 2850 \text{ tr/mn}$$

$$\eta = 75 \%$$

Le point P représenté sur la figure est le point de fonctionnement désiré un débit  $Q = 173,37 \text{ m}^3/\text{h}$ , et une hauteur  $H = 42,65 \text{ m}$ .

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.

1ère solution

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

Pour le point P' on a :

$$Q' = 185,00 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$H' = 44 \text{ m}$$

$$\eta = 75 \%$$

Pour le point P on a :

$$Q = 173,37 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H = 42,65 \text{ m.}$$

Le volume entrant dans le réservoir  $V = 4160,88 \text{ m}^3$  pendant 24 h, le temps de pompage se réduira et sera de :

$$T = \frac{V}{Q'} = \frac{4160,88}{185,00} = 22,50 \text{ heures} = 22\text{h } 30 \text{ mn}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$W_p = 9,8 \cdot \frac{Q' \cdot H'}{\eta} = 9,81 \cdot \frac{185,0 \cdot 44}{3600 \cdot 0,75} = 29,6 \text{ KW}$$

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

$$W_p = 32,6 \text{ KW}$$

2ème solution

Cette solution consiste à vanner sur le refoulement pour créer une perte de charge  $PP'' = 45,1 - 42,65 = 2,45$  m. ce qui provoquera une augmentation de la hauteur manométrique en gardant le débit désiré, dans ce cas on aura un gaspillage d'énergie:

$$WP = \frac{9,8 \times 0,04 \times 16 \times 45,1}{0,75} = 28,3 \text{ Kw}$$

$$WP \text{ majorée} = 31 \text{ KW}$$

3ème 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

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

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

En posant  $d = m.D.$

où m : coefficient de rognage

L'expression précédente devient :

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

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

$$Q'' = 180 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H'' = 45,1 \text{ m}$$

$$m = \left( \frac{Q}{Q''} \right)^{1/2} = \left( \frac{173,37}{180} \right)^{1/2} = 0,980$$

Le pourcentage de rognage sera donc :

$$1 - m = 1 - 0,98 = 0,02 \text{ soit } 2 \%$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$W_p = \frac{9,8 \times Q'' \times H''}{\eta} = \frac{9,8 \times 180 \times 45,1}{3600 \times 0,75} = 29,5 \text{ Kw}$$

$$W_p \text{ majorée} = 32 \text{ Kw}$$

### Conclusion

On constate que la puissance absorbée par la pompe obtenue par vannage sur le refoulement est inférieure à celle des 2 autres solutions. On optera donc pour la 2<sup>ème</sup> solution qui consiste au vannage sur le refoulement.

# CARACTERISTIQUES DE LA CONDUITE

$H_g = 22,33 \text{ m}$    
  $Q = 173,37 \text{ m}^3/\text{h}$    
  $D = 250 \text{ mm}$    
  $L = 3880 \text{ m}$    
  $\epsilon = 10^{-3} \text{ m}$

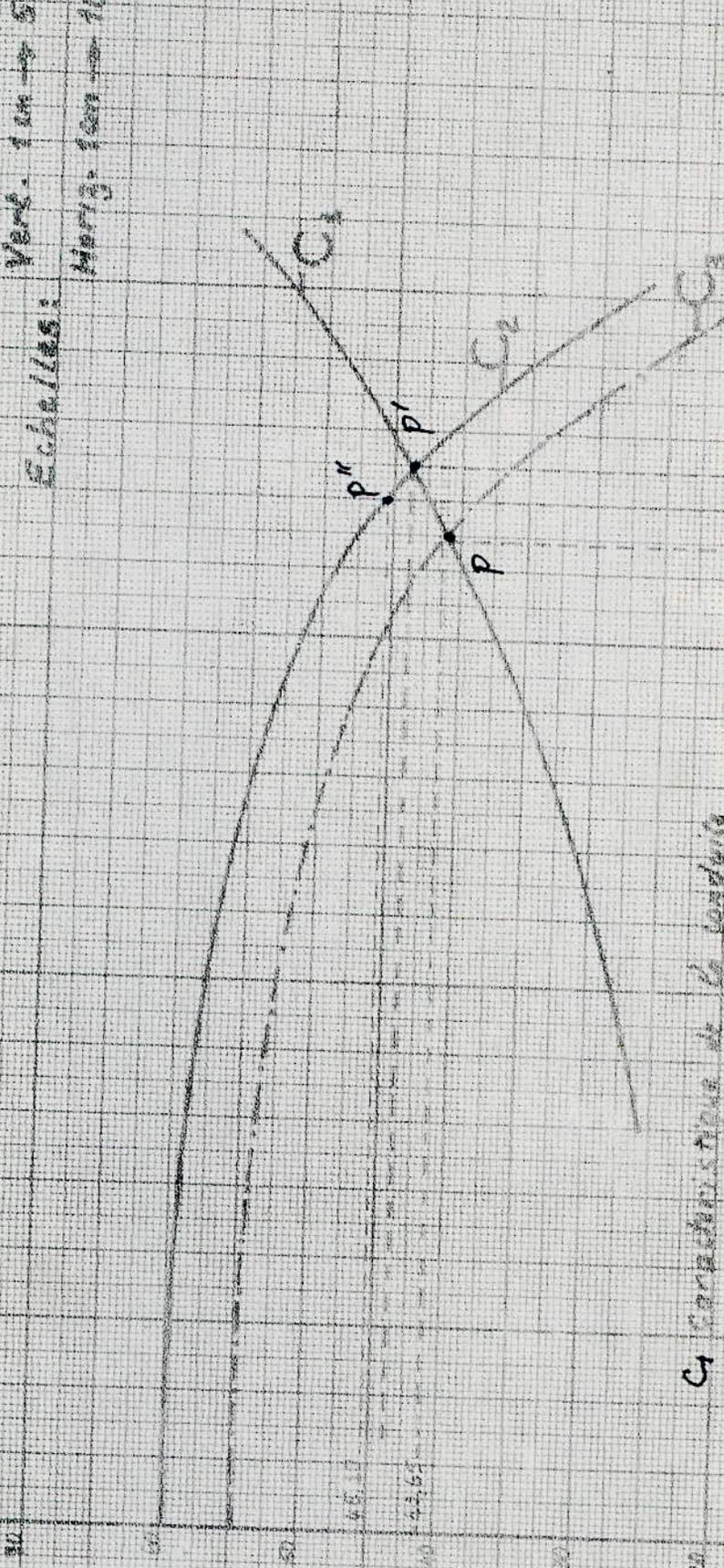
Q		V	R	$f_c$	J	$L_g$	$\Delta H$ Linéaire	$\Delta H$ Totale	$H_{mt}$
$\text{m}^3/\text{h}$	$\frac{\text{m}^3/\text{s}}{\times 10^{-3}}$	$\text{m/s}$	$\cdot 10^4$			m	m	m	m
70	19,44	0,396	9,90	0,030092	0,0009631	3880	3,74	4,30	26,63
100	27,78	0,566	14,15	0,029772	0,001946	—11—	7,55	8,68	31,01
130	36,11	0,736	18,40	0,029595	0,003516	—11—	13,64	15,68	38,01
150	41,67	0,849	21,225	0,029516	0,004341	—11—	16,85	19,37	41,70
170	47,22	0,962	24,05	0,029455	0,005563	—11—	21,58	24,82	47,15
190	52,78	1,076	26,90	0,029407	0,006348	—11—	24,63	28,32	50,65
200	55,56	1,132	28,30	0,029386	0,007685	—11—	29,82	34,30	56,63

-46-

# CHOIX DE POMPE

Echelles:  
Vert. 1 m → 5 m  
Horiz. 1 cm → 10 m

Hauteur  
stat. (m)



C1 Caractéristique de la conduite

C2 Caractéristique de la pompe choisie  $Q_{300}$

C3 Caractéristique de la pompe homologue

Q (m³/s)

170 100 185

150

70

30

C H A P I T R E

PROTECTION DES CONDUITE CONTRE LE COUP

DE BELIER

Phénomène du coup de belier:

Le coup de belier 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 deprime et chaque tranche de la conduite 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 heurtante 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 ~~sur~~pression au niveau du clapet, l'onde change alors de sens et va se propager une deuxième fois vers le ~~res~~ervoir.

Ainsi le phénomène continue son mouvement oscillatoire jusqu'à ce qu'il se trouve 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 le 2<sup>nd</sup> cas par une sur-pression.

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

$$a = \frac{\sqrt{\frac{k}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{k \cdot D}{E \cdot e}}}$$

où :

a : célérité de l'onde (m/s).

d : diamètre 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)

p : masse volumique de l'eau = 1000 Kg/m<sup>3</sup>

e : épaisseur de la conduite.

$\frac{k}{\rho}$  donne la célérité des ondes de pression pour le cas des tuyaux rigides

$$\left( \frac{1}{1 + \frac{K.D}{E.e}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

traduit la contribution de l'élasticité dans la conduite

Ce phénomène oscillatoire peut atteindre une valeur maximale de

$$b = a V_0 / g.$$

$V_0$  : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s)

$g$  : accélération de la présenteur.

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

par:

-- Cas de surpression  $H_g + b$

-- Cas de dépression  $H_g - b$

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

#### Moyens de protection

Le coup de belier 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 belier on prévoit:

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

Ces réservoirs sont excessivement simple du point de vue installation.

Parmi les moyens, nous avons opté pour la réservoirs d'air ayant pour dispositif un étranglement au moyen d'une tuyère.

Réservoir 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 progression 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 :

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

En passant d'un volume initial du réservoir d'air arbitrairement choisi, en utilisant la valeur choisi pour la vitesse finale ( $V_f$ ) de l'eau dans l'intervalle du temps considéré, on calcule successivement à la fin de cet intervalle la pression dans le réservoir puis celle 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.

$\frac{a}{g \cdot s}$  au droit de VS, sinon on refait les calculs avec une autre valeur de VS.

- Vitesse moyenne pour chaque intervalle:

$$V.S_m = \frac{V_S (n - 1) + V_S (n)}{2}$$

- Le volume U d'air du réservoir sera égal à la fin du premier intervalle, 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'ajoutant quand l'eau monte et se retranchent quand l'eau descend.

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

$$Z = \frac{Z_0 \times U_0^{1/4}}{U^{1,4}} \quad \text{avec } Z_0 = H_0 + 10 - h_0$$

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 négligeable à la montée.

Par contre à la descente ce clapet se ferme et les pertes de charges sont en fonction du rapport  $m$  de la section contractée (diamètre  $d$ ) et la tubulure (Diamètre  $D$ ).

Cette perte de charge peut s'exprimer par :

$$\Delta h = \frac{c \cdot v_1^2}{2 \cdot g}$$

où :

$c$  : coefficient de perte de charge déterminé par l'abaque suivante :

(tiré du livre A. DUPONT Tome II).

$$\frac{v_1}{v_f} = \frac{\phi}{d} \quad v_1 = \frac{\phi}{d} \cdot v_f$$

$\phi$  : diamètre de la conduite de refoulement

$d$  : diamètre de l'orifice du clapet

$U$  : variation du volume d'air

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

- 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 ( $f$ ) est déduite d'après la vitesse choisie.

b)- Démarrage du groupe électro-pompe:

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

Le coup de belier à l'arrêt brusque est plus dangereux 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.

Données de base

Diamètre de la conduite:	$D = 250 \text{ mm}$
Longueur géométrique:	$L = 3880 \text{ m}$
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:	$E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$
Rugosité absolue:	$\epsilon = 1 \text{ mm} = 10^{-3} \text{ m}$
Module d'élasticité de l'eau :	$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$
Débit de refoulement initial:	$Q_0 = 48,16 \text{ L/S}$
Vitesse initiale:	$V_0 = 0,87 \text{ m/s}$
Hauteur géométrique :	$H_g = 22,33 \text{ m}$
Masse volumique de l'eau :	$\rho = 10^3 \text{ Kg/m}^3$

Célérité de l'onde dans la conduite

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{P}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot D \cdot}{E \cdot e}}} = \frac{\sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^9}{10^3}}}{\sqrt{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,25}{2 \cdot 10^{11} \cdot 5 \cdot 10^{-3}}}}$$

d'où :

$$a = 1182,50 \text{ m/s}$$

- Intervalle de temps aller retour de l'onde :

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 3880}{1182,5} = 6,56 \text{ secondes.}$$

- Maximum du coup de belier :

$$b = \frac{a \cdot V_0}{g} = \frac{1182,5 \cdot 8,87}{9,81} = 104,87 \text{ m}$$

- La surpression maximale dans la conduite :

$$b + H_g = 104,87 + 22,33 = 127,20 \text{ m d'eau. environ } 12,7 \text{ bars}$$

-La dépression est :

$$H_g - b = 22,33 - 104,87 = - 82,54 \text{ m}$$

Pour diminuer les effets de la dépression, un réservoir d'air équiopera l'installation.

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

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

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 rapidement les oscillations.

- Pertes de charge dans l'orifice du clapet:

A la montée de l'eau, la tuyère ayant un coefficient de débit de 0,92, le rapport des vitesses  $\frac{V_1}{V_f}$  est égal au rapport inverse des carrés des diamètres:

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{0,92 d^2} = \frac{(250)^2}{0,92(65)^2} = 16,1$$

$d$  a été bien choisi car  $K = 16,1$  est bien compris entre 15 et 20 d'où:

$$V_1 = 16,1 V_f$$

$$m = \frac{(0,92 \cdot d)^2}{D^2} = \frac{(0,92 \cdot 65)^2}{(125)^2} = 0,23$$

La valeur de  $m = 0,23$  est reportée sur le graphique des coef-

ficients des pertes de charge dans une tuyère résistante dans le C.V. n° 96 "hydraulique".  
d'où les pertes de charge dans le passage par l'orifice du clapet est :

$$\Delta h_1 = \frac{C \cdot V_1^2}{2g} = \frac{0,6 \cdot V_1^2}{19,62} = 0,0306 V_1^2$$

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

A 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:

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \rho^2}{d^2} = \frac{2 \cdot (250)^2}{(65)^2} = 29,59$$

d'où  $V_2 = 29,59 V_f$

$$\text{et } m' = \frac{0,5 d^2}{D^2} = 0,5 \frac{65^2}{125^2} = 0,135$$

du même graphique on lit :

$$C' = 0,75$$

donc:

$$h_2 = 0,75 \cdot \frac{V_2^2}{19,62} = 0,038 V_2^2$$

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

$$\Delta U = S \cdot \theta \cdot V_m = 0,049 \times 6,56 V_m$$

$$\Delta V = 0,321 V_m$$

- Pression dans le réservoir d'air:

$$Z = \frac{(Z_0 \mp S_0) \times U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

où :

$Z_0$  : pertes de charge dans la conduite en régime normal

$S_0 = 20,32$  m. Pour les autres intervalles de temps,  $S$  est donnée en fonction de  $V_f$  par la courbe caractéristique de la conduite.

$$Z_0 = H_g + 10 = 22,33 + 10 = 32,33 \text{ m}$$

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

donc :

$$Z = \frac{(32,33 + 20,32) \times (1)^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{52,65}{U^{1,4}}$$

- Pression dans la conduite avec pertes 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 P.d.c.:

- Montée de l'eau  $Z - h_1 - \epsilon_0$
- Descente de l'eau  $Z + h_2 + \epsilon_0$

## Resultats des Calculs du Coup de belier ( Arrêt brusque de la pompe )

N°	Temps (s)	Volume (m <sup>3</sup> )	Charge (m)	Débit (m <sup>3</sup> /s)
0	0,00	0,500	52,65	0,043
1	6,56	0,751	22,28	0,034
2	13,12	0,918	15,96	0,017
3	19,69	0,982	14,35	0,002
4	26,25	0,955	16,80	-0,010
5	32,81	0,862	23,87	-0,018
6	39,37	0,738	31,52	-0,019
7	45,94	0,626	38,84	-0,015
8	52,50	0,555	44,73	-0,007
9	59,06	0,544	45,60	0,003

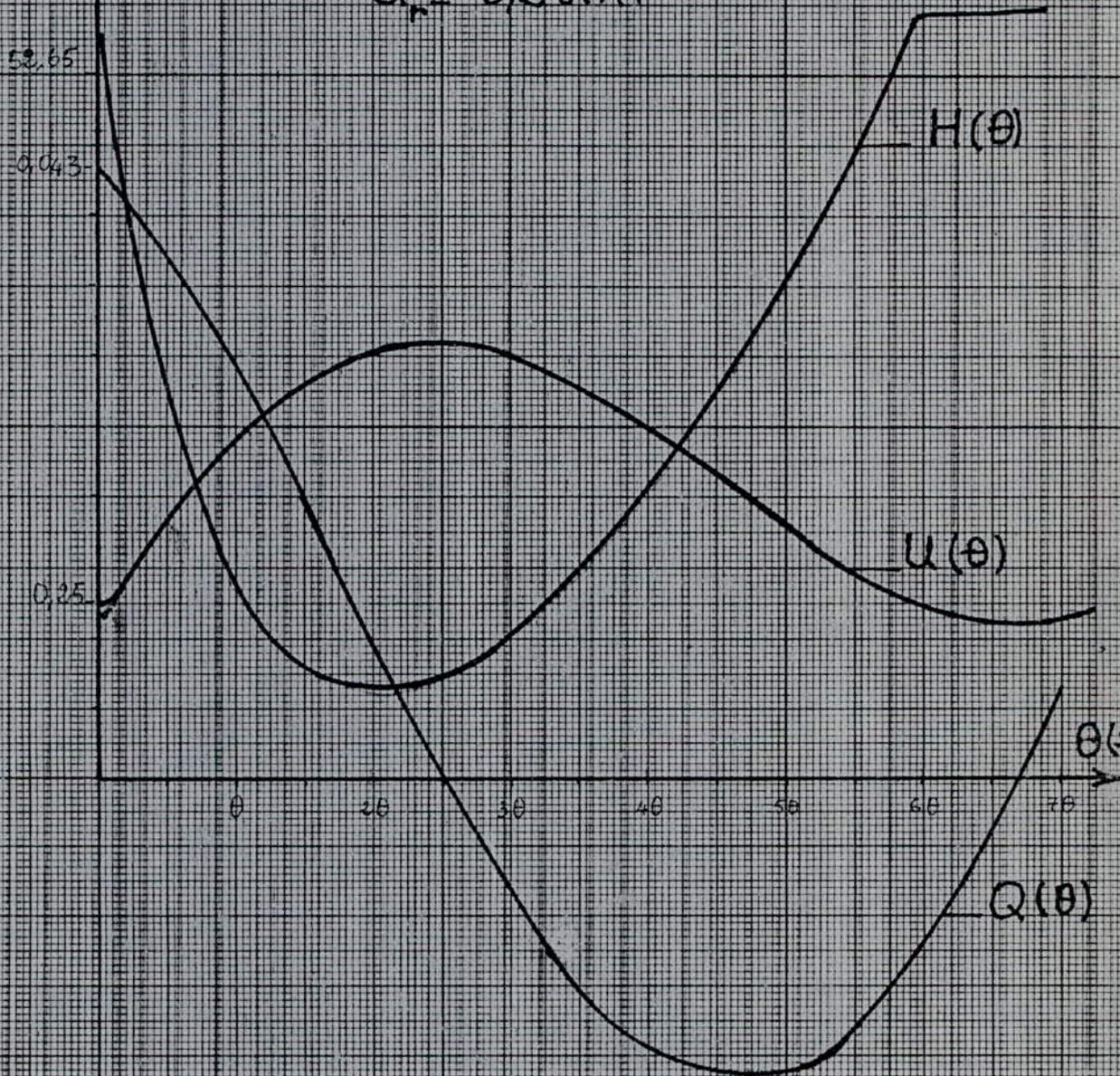
N°	Temps (s)	Volume (m <sup>3</sup> )	Charge (m)	Débit (m <sup>3</sup> /s)
0	0,00	0,250	52,65	0,043
1	6,56	0,490	11,87	0,030
2	13,12	0,615	7,59	0,008
3	19,69	0,606	9,76	-0,011
4	26,25	0,498	20,64	-0,022
5	32,81	0,354	35,12	-0,022
6	39,37	0,250	53,85	-0,010
7				

# Arrêt brusque du groupe éleatoire

## Courbes représentatives

$H, Q, U$   
(m) (m<sup>3</sup>/s) (m<sup>3</sup>)

$$U_r = 0,28 \text{ m}^3$$



Echelles:

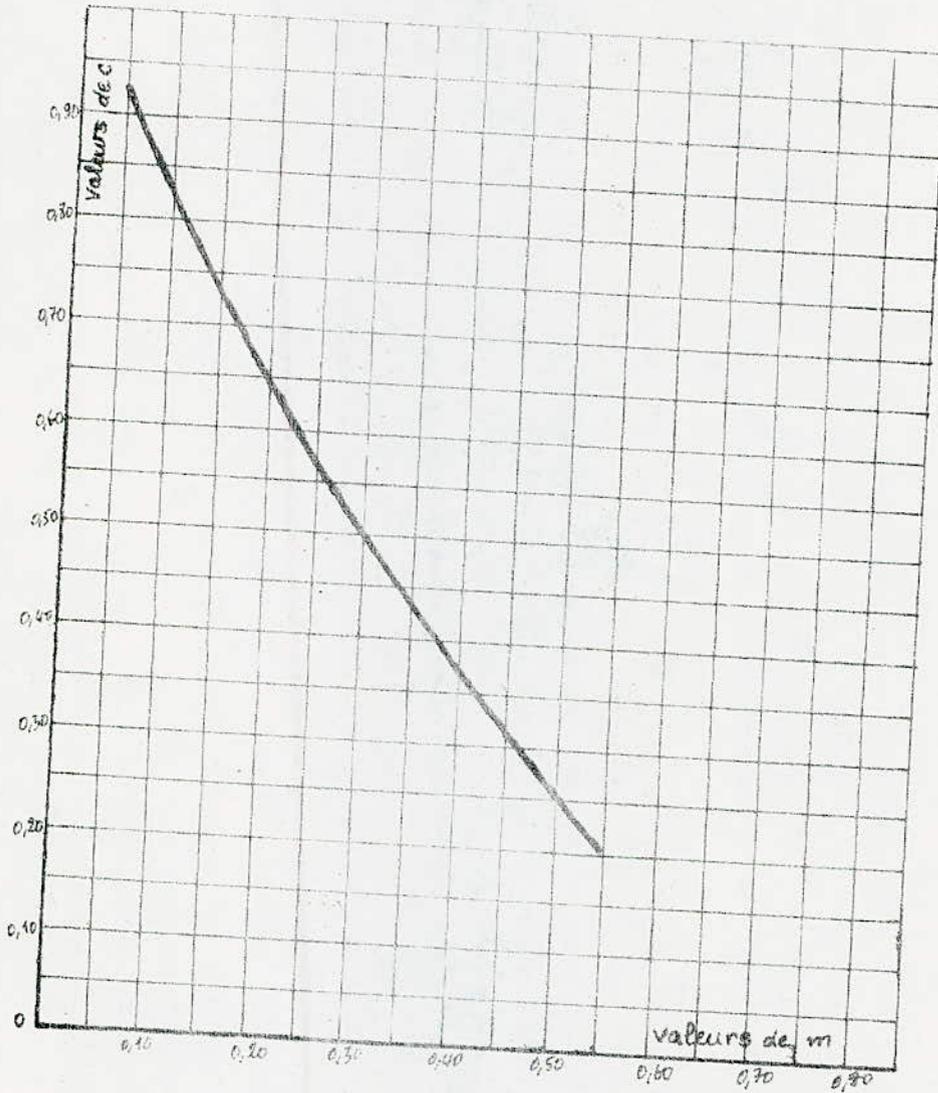
1cm  $\rightarrow$  5m

Vert. 1cm  $\rightarrow$  0,1 m<sup>3</sup>

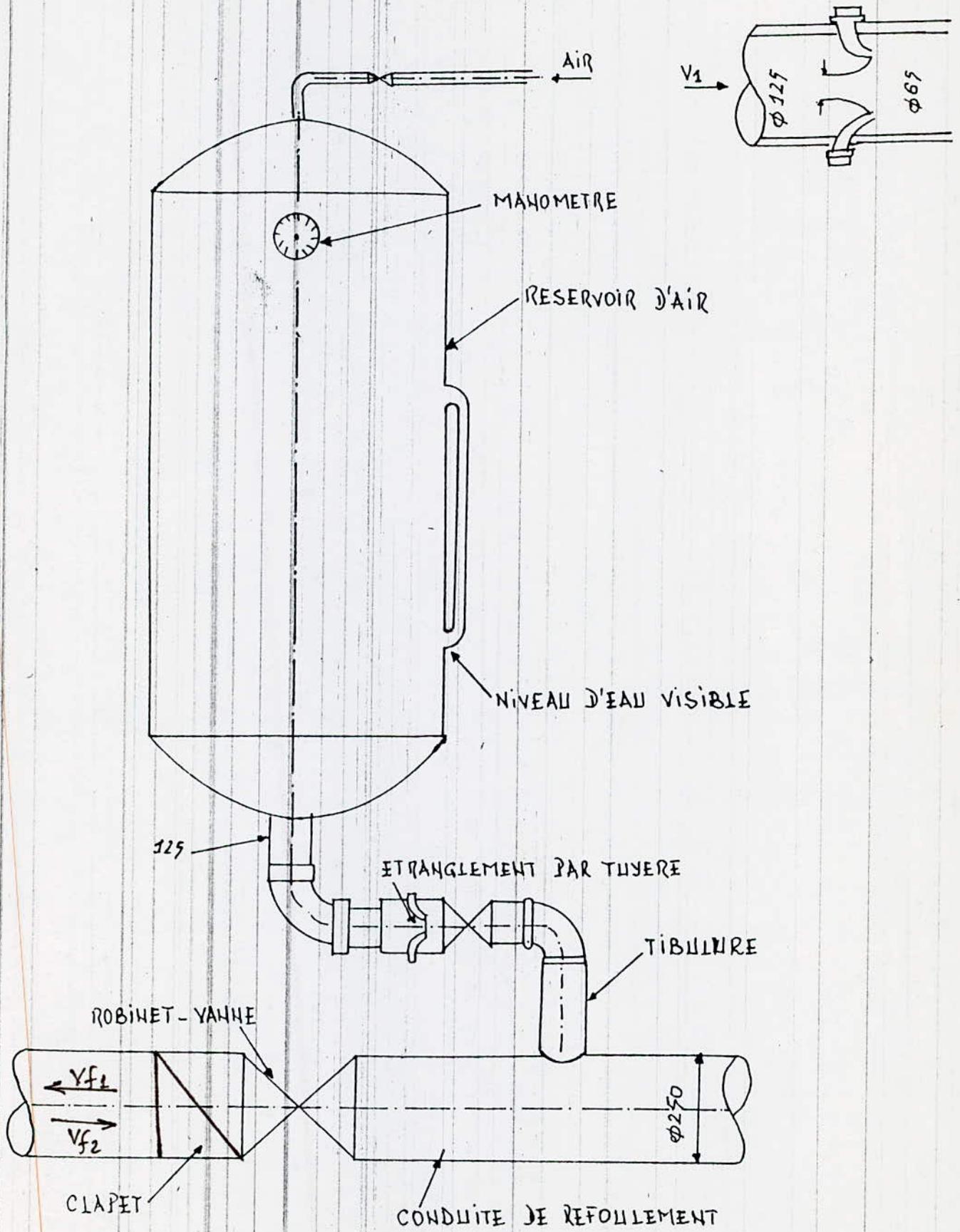
1cm  $\rightarrow$  0,005 m<sup>3</sup>/s

Horiz. 1cm  $\rightarrow$   $\frac{\theta}{2}$

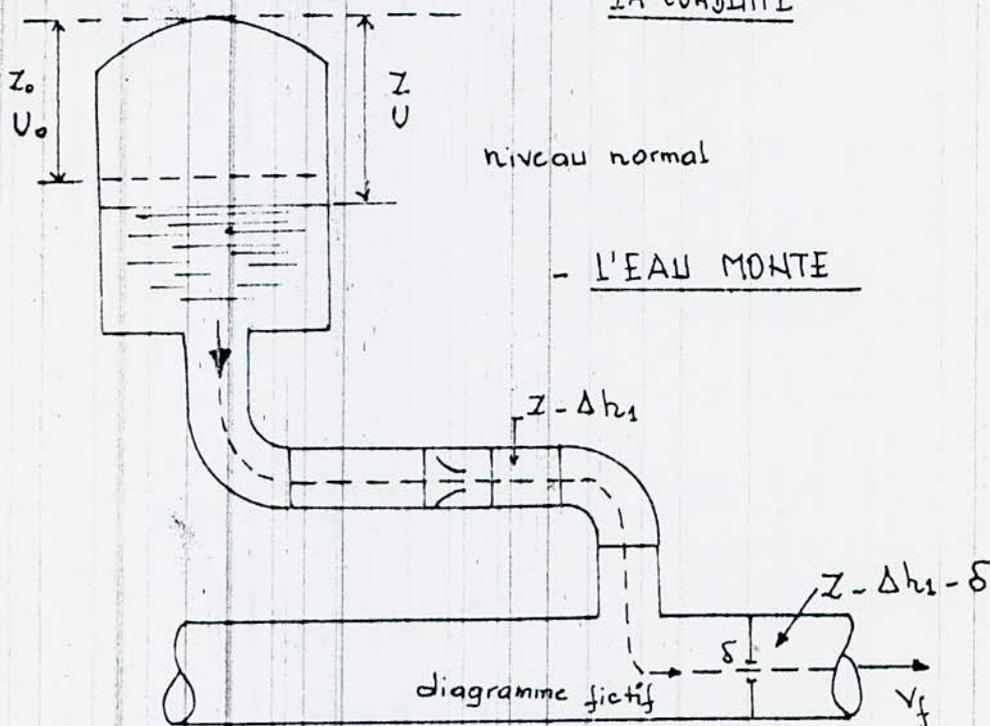
# Coefficient de la perte de charge dans une tuyère



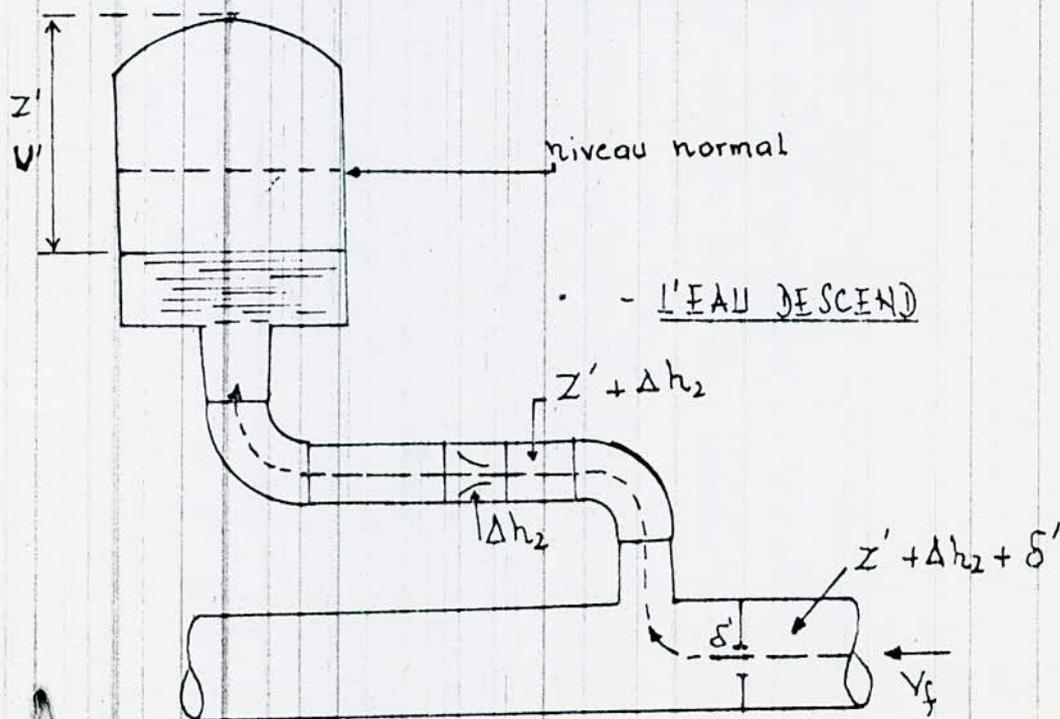
# SCHEMA DU RESERVOIR D'AIR



PERTES DE CHARGES SUCCESSIVES A LA MONTEE DE L'EAU DANS LA CONDUITE



PERTES DE CHARGES SUCCESSIVES A LA DESCENTE DE L'EAU DANS LE RESERVOIR



2<sup>ème</sup> P A R T I E

DETERMINATION DES CHARGES

Détermination des charges verticales

Pendant le calcul des charges on distingue les charges nominales et les surcharges (charges de calcul).

Les charges nominales dues à l'effet du poids propre de l'ouvrage  $G^n$  sont déterminées d'après les dimensions données et d'après le poids volumique de matériaux des éléments du chateau d'eau. Le poids propre se compose des poids de la couverture du réservoir de la tour et de l'eau dans le réservoir. Le poids de tous les autres éléments du chateau d'eau est pris comme 30 - 40 % du poids des éléments principaux.

a)- Poids du réservoir vide (sans eau):

$$G_1^n = V_1 \cdot \gamma_1 \quad \text{tf} = 122,76 \cdot 2,4 = \underline{294,626 \text{ t.f.}}$$

où  $V_1$  : Volume du matériau du réservoir,  $m^3$

$\gamma_1$  : Poids volumétrique du matériau  $\text{tf}/m^3$

$$V_1 = \frac{3,14}{4} \left[ D_r^2 \cdot h_r - (D_r - 2 \cdot \frac{e_r}{2})^2 \cdot (h_r - 2 \cdot \frac{e_r}{2}) \right] \quad , m^3$$

$$V_1 = \frac{3,14}{4} \left[ 15^2 \cdot 6 - (15 - 2 \cdot 0,2)^2 \cdot (6 - 2 \cdot 0,2) \right] = \underline{122,76 m^3}$$

b)- Poids de la tour du château d'eau :

$$G_2^n = V_2 \cdot \gamma_2 \quad \text{tf} = 102,73008 \cdot 2,4 = \underline{246,5522 \text{ t.f}}$$

• ou  $V_2$  : Volume du matériau de la tour,  $\text{tf} / \text{m}^3$

$$V_2 = \frac{1}{12} \pi \cdot h_t \cdot [(D_1^2 + D_1 \cdot D + D^2) - (d_1^2 + d_1 \cdot d + d^2)]$$

$$V_2 = \frac{1}{12} \cdot 3,14 \cdot 20 \cdot [(9,75^2 + 9,75 \cdot 7 + 7^2) - (9,35^2 + 9,35 \cdot 6,6 + 6,6^2)]$$

$$= \underline{402,73 \text{ m}^3}$$

c)- Poids d'autres éléments du chateau d'eau (escalier, conduites d'eau, pompes, robinets etc...):

$$G_3^n = 0,1 \cdot (246,5522 + 294,626) = \underline{54,117 \text{ t.f}}$$

$$G_3^n = 0,1 \cdot (G_1^n + G_2^n), \text{ t.f}$$

d)- Poids d'eau dans le réservoir

$$P_W^n = \pi \left( \frac{D_r - 2 \delta_r}{4} \right)^2 \cdot h_w \cdot \gamma_w, \text{ t.f.}$$

$$P_W^n = \frac{3,14 (15 - 2 \cdot 0,2)^2}{4} \cdot 5,44 \cdot 1 = \underline{904,04 \text{ t.f}}$$

où  $D_r$  : Diamètre extérieur du réservoir, m;

$\delta_r$  : Epaisseur des murs du réservoir, m;

$h_w$  :  $0,9 (h_r - 2 \delta_r)$ , m;

$h_r$  : Hauteur du réservoir, m.

Les surcharges (charges de calcul) sont déterminées comme le produit des charges nominales et des coefficients de surcharge, c'est à dire :

$$G_1 = n_1 G_1^n ; G_2 = n_1 G_2^n ; G_3 = n_1 G_3^n ; P_W = n_1 P_W^n$$

où  $n_1 = 1,1$  coefficient de surcharge pour les poids des éléments de l'ouvrage.

Les poids volumiques des matériaux de construction sont établis selon les guides de construction

Pour la construction en béton armé  $\gamma = 2,20 \div 2,60 \text{ tf / m}^3$ .

On présente tous les calculs au tableau suivant:

Charges verticales

N N	TYPES DE CHARGES	CHARGE NOMINALE t.f.	COEFFICIENT DE SURCHARGE	SURCHARGE t.f.
L.	Poids du réservoir	294,626	1,1	324,0886
2	Poids de la tour	246,552	1,1	271,20742
3	Poids d'autres éléments du chateau d'eau	54,118	1,1	59,5298
4	Poids d'eau dans dans le réservoir	904,044	1,1	994,4484
	Au total	1499,339		1649,2735

### Détermination des charges horizontales

La charge horizontale dépend de la pression cinétique du vent. d'autre part, la pression du vent dépend de la vitesse du vent. La vitesse du vent est déterminé par les données de la station météorologique le plus proche.

Pour déterminer la pression du vent d'après la hauteur du château d'eau, cette hauteur est divisée en zones, puisque l'intensité du vent s'augmente en hauteur.

La hauteur de la première zone est prise à 10 m par rapport au niveau du terrain naturel. Les autres zones sont fixées selon le tableau suivant et selon la structure de l'ouvrage.

Du tableau on peut dire que la hauteur de la deuxième zone sera égale à 10 m.

La pression du vent sur  $1 \text{ m}^2$  de la projection verticale est déterminée d'après la formule :

$$q_1^n = q_0 \cdot C \cdot K_{c1}, \text{ Kg f / m}^2 \quad q_1^n = 120 \cdot 0,7 \cdot 1 = 84 \text{ Kg f / m}^2$$

où :  $q_0$  = pression cinétique du vent en  $\text{kg/m}^2$  à la hauteur 10 m par rapport au niveau du terrain naturel.

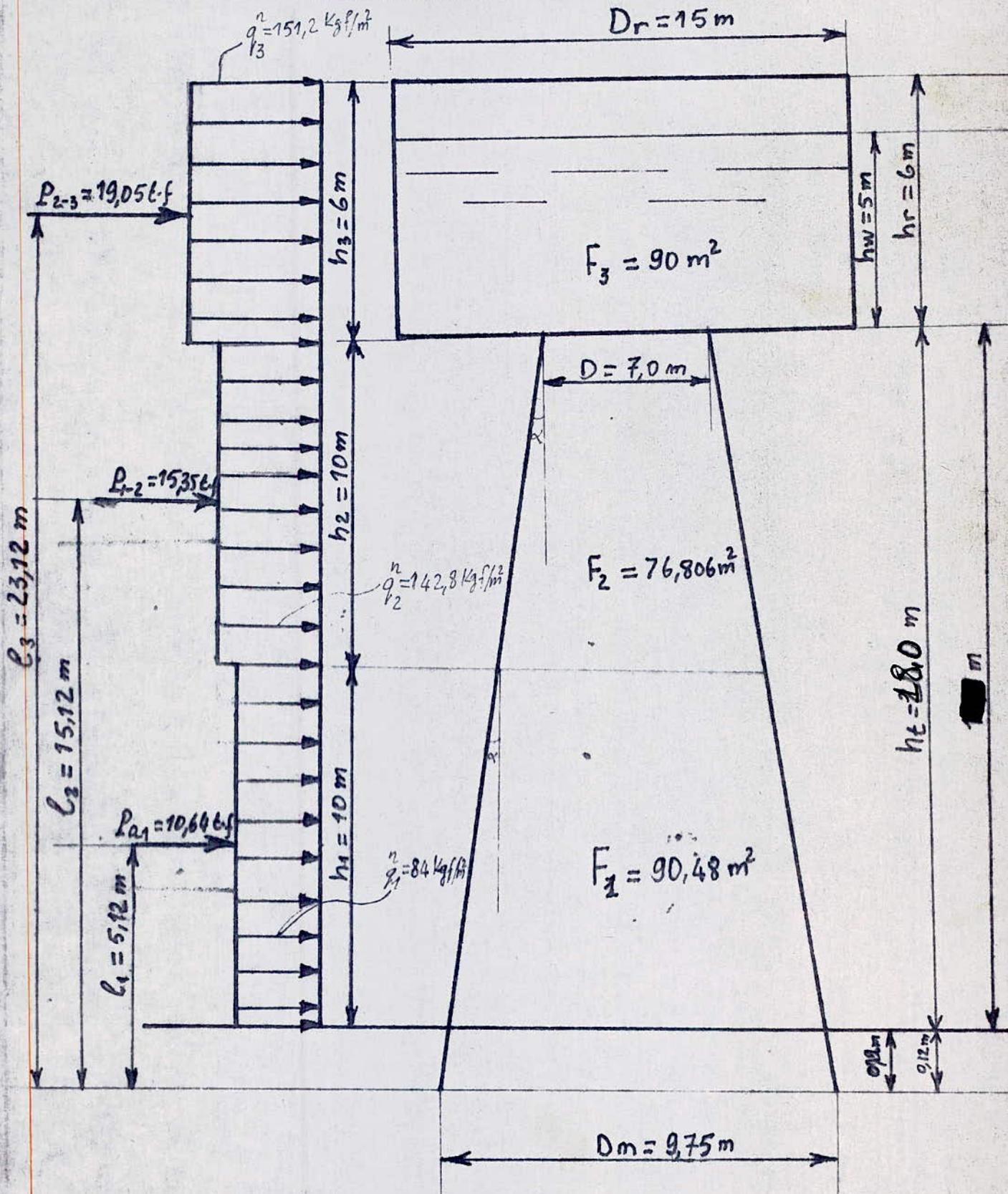
$c$  = Coefficient aérodynamique, pour les formes cylindriques  $C = 0,7$

$K$  = Coefficient de correction d'après le tableau

Hauteur de l'ouvrage m.	≤ 10	20	40	100	≥ 550
$K_c$	1,0	1,35	1,8	2,2	3,0

# CALCUL DES CHARGES

## HORIZONTALES



Donc,  $q_2^n = q_0 \cdot C \cdot K_{z_2}$  ;  $q_3^n = q_0 \cdot C \cdot K_{z_3} = 120 \cdot 0,7 \cdot 1,8 = \underline{151,2 \text{ Kg f / m}^2}$

$$q_2^n = 120 \cdot 0,7 \cdot 1,70 = 142,8 \text{ Kg f / m}^2$$

Les charges nominales du vent sur les zones considérées sont calculées par les expressions :

$$P_{0-1}^n = q_1^n \cdot F_1 = 84 \cdot 90,4875 = \underline{7600,95 \text{ Kg. f.}}$$

$$P_{1-2}^n = q_2^n \cdot F_2 = 142,8 \cdot 76,80625 = \underline{10967,933 \text{ Kg. f.}}$$

$$P_{2-3}^n = q_3^n \cdot F_3 = 151,2 \cdot 90 = \underline{13608 \text{ Kg. f.}}$$

où  $f_1 = 90,4875 \text{ m}^2$ ,  $F_2 = 76,80625 \text{ m}^2$ ,  $F_3 = 90,0 \text{ m}^2$  -

aires de la projection verticales de l'ouvrage de la zone considérée en  $\text{m}^2$ .

Les surcharges sont calculées d'après les expressions suivantes:

$$P_{0-1} = n_3 \cdot P_{0-1}^n = 1,4 \cdot 7600,95 = 10641,33 \text{ Kg f} = 10,64133 \text{ t.f.}$$

$$P_{1-2} = n_3 \cdot P_{1-2}^n = 1,4 \cdot 10967,933 = 15355,105 \text{ Kg f.} = 15,355106 \text{ t.f.}$$

$$P_{2-3} = n_3 \cdot P_{2-3}^n = 1,4 \cdot 13608 = 19051,2 \text{ Kg f.} = 19,0512 \text{ t.f.}$$

où  $n_3 = 1,2 \div 1,5$  coefficient de surcharge.

Pendant le calcul des moments de basculement dues à l'effet de la charge du vent on détermine les bras des charges du vent ( $I_1 = 5,12\text{m}$ ;  $I_2 = 15,12 \text{ m}$ ;  $I_3 = 23,12\text{m}$ ) en prenant en considération le terrage de la fondation à la profondeur  $a_1 = 0,10 \div 0,15 \text{ m}$ .

Les moments de basculement nominaux de la charge du vent seront:

$$M_1^n = P_1^n \cdot I_1 = 7,60095 \cdot 5,12 = 38,9169 \text{ t.f.m.}$$

$$M_2^n = P_2^n \cdot I_2 = 10,9679 \cdot 15,12 = 165,83515 \text{ t.f. m.}$$

$$M_3^n = P_3^n \cdot I_3 = 13,608 \cdot 23,12 = 314,61696 \text{ t.f.m.}$$

Les moments de basculement de calcul :

$$M_1 = P_1 \cdot I_1 = 10,64133 \cdot 5,12 = 54,48361 \text{ t.f.m.}$$

$$M_2 = P_2 \cdot I_2 = 15,355106 \cdot 15,12 = 232,1692 \text{ t.f. m.}$$

$$M_3 = P_3 \cdot I_3 = 19,0512 \cdot 23,12 = 440,46374 \text{ t.f.m.}$$

Ici,  $I_1$ ,  $I_2$ ,  $I_3$  - bras des charges horizontales (distance entre le centre de gravité de chaque zone  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$  ..... jusqu'à la jonction de la tour avec la fondation. On mène les calculs en suivant le tableau:

Charges horizontales et leurs moments de basculement à partir de la section horizontale 1 - 1.

NN des Zônes	Hauteur de l'aurage d'après les zônes m	Charges horizontales, tf			à la section 1-1		
		nominales	Coeffi- cient de sur- charge	de Calcul (sur- charge)	bras	Moments de bas- culement	
						Nominale	de calcul
1	10	7,60095	1,4	10,64133	5,12	38,9169	54,48361
2	10	10,96793	1,4	15,355	15,12	165,83515	232,1692
3	6	13,608	1,4	10,051	23,12	314,61696	440,46374

Au total  $P_H^n = 32,1768$  t.f  $P_H^n = 36,0743$  t.f  $M_{H-1-1}^n = 519,369$  t.f  $M_{H-1-1}^n =$

Calcul du tableau d'eau sur l'assise naturelle

Détermination de la profondeur de fondation

La profondeur de fondation dépend de quelques facteurs:

- 1)- Pénétration de gel, qui dépend de la région géographique
- 2)- Conditions géologiques et hydrologiques du chantier.
- 3)- Présence de constructions voisines etc... En fixant la profondeur de fondation, il faut compter la solidité du sol de fondation. C'est la contrainte conventionnelle, qui caractérise la capacité portante de sol  $R_0$ . Cependant le sol solide peut se trouver à la grosse profondeur. D'après les conditions économiques la profondeur de fondation maximale est égale ou inférieure à  $2 \div 2,5$  m.

Les eaux souterraines empirent les propriétés de construction des sols diminuent leur capacité portante. C'est pourquoi la plus meilleure variante consiste à construire la semelle de fondation au-dessus du plan d'eaux souterraines.

Selon la condition de pénétration de gel il est nécessaire de fixer la semelle de fondation de pénétration de gel. Pour le projet de cours on peut prendre la profondeur de fondation

$$h = 2 \div 2,5 \text{ m}$$

Détermination de l'aire préalable de la semelle de fondation

Approximativement l'aire de la semelle de fondation est déterminée d'une expression suivante:

$$F'_{\frac{1}{\beta}} = \frac{N_{1-1}}{10 \cdot R_0 - h \cdot \gamma_f \cdot B} \quad (\text{m}^2)$$

$N_{1-1}$  = Surcharge qui agisse à la fondation (t.f.)

$R_0$  = Capacité portante conventionnelle du sol en section 2-2 c'est à dire sous la semelle de fondation ( $\text{Kg f/cm}^2$ )

$F'_{\frac{1}{\beta}}$  = Aire de la semelle de fondation ( $\text{m}^2$ )

$h$  = Profondeur de fondation (m)

$\gamma_f$  = Poids volumique du matériau de fondation (t.f./ $\text{m}^3$ )

$\beta$  = 0,8 ÷ coefficient qui tient compte de la différence du poids volumique du sol de fondation au-dessus de la semelle et du poids volumique du matériau de la fondation.

$$F'_{\frac{1}{\beta}} = \frac{1649,274}{10 \cdot 2,28 - 2,5 \cdot 2,4 \cdot 1} = 98,171 \text{ m}^2$$

Choix du type de fondation, détermination de ses dimensions

Après la détermination de la valeur approximative de l'aire de la semelle de fondation on calcule l'aire de la section transversale en plan... d'un anneau de la tour du château d'eau  $F_{1-1}$  d'après la formule et on compare ces deux aires:

$$F_{1-1} = \frac{\pi}{4} (D_1^2 - d_1^2) \quad (\text{m}^2)$$

$$F_{1-1} = \frac{3,14}{4} (9,75 - 0,2)^2 = 6 \text{ m}^2$$

On a trois cas :

- 1)- Si  $F'_f > F_{1-1}$  -- On prendra la fondation dalle
- 2)- Si  $F'_f > F_{1-1}$  -- On calculera la fondation continue
- 3)- Si  $F'_f < F_{1-1}$  -- On pourra élaborer la fondation discontinue

Pour notre cas, on suppose la fondation continue comme fondation annulaire. Puis on calcule des dimensions de la fondation à la section 2 - 2, c'est à dire diamètre intérieur  $d'_f$  diamètre extérieur  $D'_f$  et largeur de la semelle  $b'$

Selon la fig ( ) c'est à dire :

$$F'_f = \frac{\pi}{4} [(D_m + 2x)^2 - (D_m - 2x)^2]$$

$$F'_f = \frac{\pi}{4} (D_m^2 + 4D_m \cdot X + 4X^2 - D_m^2 + 4D_m X - 4X^2)$$

$$F'_f = \frac{8\pi \cdot D_m \cdot x}{4} \quad x = \frac{F'_f}{6,28 \cdot D_m}$$

Alors :

$$b' = 2 \cdot x = 2 \cdot 1,637 = 3,274 \text{ m} \quad x = \frac{98,171}{6,28 \cdot 9,55} = 1,637 \text{ m}$$

$$D'_f = D_m + 2x = 9,55 + 3,274 = 12,824 \text{ m}$$

$$d'_f = D_m - 2x = 9,55 - 3,274 = 6,276 \text{ m}$$

$$D_m = D_1 - \epsilon = 9,75 - 0,2 = 9,55 \text{ m}$$

Après la détermination de la largeur de la fondation on vérifie la condition suivante:

$$S_i \quad \frac{D_m}{2} > \frac{b'}{2} \quad \text{on prend une fondation annulaire}$$

$$\frac{9,55}{2} > \frac{3,274}{2} \rightarrow 4,78 > \underline{1,636}$$

$$S_i \quad \frac{D_m}{2} < \frac{b'}{2} \quad \text{on prend une fondation dalle}$$

- Vérification de la fondation d'après la rigidité.

Etablissement des dimensions de la section verticale de la fondation.

Pour la construction définitive de la section transversale (verticale) de la fondation il est nécessaire de vérifier les conditions de rigidité de la fondation. La fondation sera rigide si l'on exécute une condition suivante :

$$b' \leq b/im \rightarrow \underline{3,27} < \underline{4,96}$$

$b/im$  = largeur limite de la fondation d'après la semelle (section 2-2) qui assure la rigidité de la fondation sans création des déformations dues à l'effet des contraintes de traction et de cisaillement.

La valeur de  $b/im$  dépend de la profondeur de la fondation  $h_f$  de l'épaisseur du mur de la tour et de l'angle de rigidité (Fig. ( ) )

Elle est déterminée d'après la formule :

$$b/im = \varepsilon + 2 ( h - a_1 ) \operatorname{tg}$$

$$b/im = 0,2 + 2 ( 2,5 - 0,12 ) \cdot 1 = \underline{4,96 \text{ m.}}$$

L'angle de rigidité dépend des matériaux de la fondation et du type de maçonnerie (Tableau)

N°	Matériaux	tg α	γ°
1	Maçonnerie en moellen avec mortier composée	0,5	26
2	Maçonnerie en moellon avec mortier de ciment	0,67	34
3	Maçonnerie en béton	0,75	37
4	Béton ordinaire	1,00	45

- Détermination de la résistance du sol de fondation et de la stabilité de l'ouvrage dues à l'effet des charges extérieures.

Le calcul du sol de fondation (de l'assise) est évalué pour deux cas:

I - Le réservoir rempli d'eau

II - Le réservoir vide

Le calcul est exécuté comme suit:

1)- On détermine des surcharges (charges de calcul) verticales avec le poids de la fondation et avec le poids du sol sur les marches de la fondation qui sont appliquées à la semelle de fondation (Section 2-2)

Poids de la fondation :

$$G_f = G_f^n \cdot n_1 = n_1 \cdot \gamma_f \cdot D_m \cdot \gamma_f ; \text{ (t.f)}$$

$$G_f = 1,1 \cdot 8,852 \cdot 3,14 \cdot 9,55 \cdot 2,4 = 701,13 \text{ t.f.}$$

$n_1 = 1,1$  Coefficient de surcharge

$CO_f =$  aire de la section transversale de la fondation ( $m^2$ )

$D_m =$  diamètre moyen de la fondation, m.

$\gamma_f =$  poids volumique du matériau de la fondation,  $tf/m^3$

Poids du sol sur les marches de la fondation

$$G_S = n_2 \cdot \omega_S \cdot \pi \cdot D_m \cdot \gamma$$

$$G_S = 1,1 \cdot 2,19 \cdot 3,14 \cdot 9,55 \cdot 1,64 = 118,53 \text{ t.f.}$$

$n_2 = 1,1$  coefficient de surcharge

$\omega_S =$  aire de la section transversale du sol qui se repose sur les marches ( $m^2$ ).

$\gamma =$  Poids volumique du sol qui se trouve sur les marches de la fondation.

Somme des charges verticales

$$\text{I Cas : } N_{2-2}^I = N_{1-1} + G_f + G_S \quad (t - f)$$

$$N_{2-2}^I = 1649,27 + 701,13 + 118,53 = 2468,935 \text{ t.f.}$$

$$\text{II Cas : } N_{2-2}^{II} = N_{2-2}^I - P_W \quad (t/f).$$

$$N_{2-2}^{II} = 2468,935 - 994,448 = 1474,487 \text{ t.f.}$$

$N_{1-1}$  et  $P_W$  sont prises d'un tableau ( )

2)- On détermine un moment des charges verticales par rapport au point

" O<sub>2</sub>" pour le deuxième cas.

$$M_{O_2 V}^{II} = N_{2-2} \cdot \frac{D_f'}{2} \quad (\text{t.f. m.})$$

$$M_{O_2 V}^{II} = 1474,49 \cdot \frac{12,824}{2} = 9454,25 \quad (\text{t.f. m})$$

3)- On détermine le moment de renversement des charges du vent par rapport au point " O<sub>2</sub>"

$$M_{O_2-H} = \sum P_i (l_i + h_i) \quad (\text{t.f. m})$$

$$M_{O_2-H} = 10,6413 (5,12 + 2,5) + 15,355 (15,12 + 2,5) + 19,051 (23,12 + 2,5) =$$

839,7304 t.f. m

4)- On obtient l'excentricité des charges verticales.

Tout d'abord on détermine une distance entre le point O<sub>2</sub><sup>II</sup> et le point d'intersection des résultantes des charges (X<sub>2-2</sub><sup>II</sup>)

$$M_{2-2}^{II} = M_{O_2 V}^{II} - M_{O_2-H}$$

(t.f. m)

$$M_{2-2}^{II} = 9454,25 - 839,7304 = \underline{8614,52 \text{ t.f.m.}}$$

$$X_{2-2}^{II} = \frac{M_{2-2}^{II}}{N_{2-2}^{II}} = \frac{8614,52}{1474,49} = \underline{5,84 \text{ m}}$$

5)-Alors on calcule une excentricité des résultantes

$$e_{2-2}^{II} = \frac{D_f'}{2} - X_{2-2}^{II} = \frac{12,824}{2} - 5,842 = \underline{0,5695 \text{ M}}$$

Lorsque une charge appliquée est excentrée par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la semelle la réaction du sol n'est pas répartie uniformément.

Dans le cas d'un matériau peu résistant à la traction (béton ordinaire maçonnerie en brique) le sol ne subit aucune traction. La solution consiste à déterminer une zone d'application de la charge de compression de manière que celle-ci ne produit aucune traction dans la section horizontale (2-2); cette zone s'appelle noyau de la section.

Pour la fondation annulaire le rayon du noyau de la section est égal à:

$$e_{lim} = \frac{D_f'}{8} \cdot (1 + \alpha_1^2) \quad (\text{m})$$

$$e_{lim} = \frac{12,82378}{8} \cdot (1 + 0,489^2) = \underline{1,98 \text{ m}}$$

$$\alpha_1 = \frac{d_f}{D_f} = \frac{6,276}{12,824} = 0,489$$

si  $e_{2-2}^{II} < e_{lim}$  on n'aura pas de traction au massif du sol.

si  $e_{2-2}^{II} > e_{lim}$  on aura les contraintes de traction dans la semelle.

Dans ce cas, il est nécessaire d'augmenter le diamètre  $D_f'$  cependant  $e_{2-2}^{II}$  n'est pas une valeur définitive.

Vérification de la stabilité du chateau d'eau

---

Le moment des charges horizontales peut être très grand; celui-ci entraîne un basculement de l'ouvrage par rapport au point  $o_2$  ou  $o_1$ . La vérification de la stabilité du chateau d'eau est évaluée par une formule suivante par rapport au point  $o_1$  pour le réservoir vide

$$K_{st} = \frac{(N_{1-1} - P_w) \cdot 0,5 \cdot D_1}{M_{H,1-1}}$$

$$K_{st} = \frac{(1649,274 - 994,448) \cdot 9;75 \cdot 0,5}{727,11655} = \underline{4,393}$$

$N_{1-1}$ : somme des charges qui assurent la stabilité.

$M_{H,1-1}$ : moment des charges qui provoquent le basculement

$K_{st} = 1,1-1,3$  coefficient de stabilité admissible

La répartition des pressions sous la semelle est très complexe et il est difficile de la déterminer avec précision. Il suffit d'utiliser une formule de la flexion composée qui donne les contraintes sous la semelle dues à l'effet d'une charge excentrique.

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_{2-2}^I}{F_f} + \frac{M_{02}^I}{W_{2-2}} \quad (\text{t.f. / m}^2)$$

$$\sigma_{\text{min}}$$

ou  $N_{2-2}^I$  - Surcharge (charge de calcul) à la section 2-2 (t.f.)

$W_{2-2}$  - moment résistant de la semelle de fondation,  $\text{m}^3$

$$W_{2-2} = 0,1 (D_f^3 - d_f^3) = 0,1 (12,82^3 - 6,27^3) = 186,16 \text{ m}^3$$

Le moment résultante des charges par rapport au point  $O_2$  égale :

$$M_{2-2}^I = N_{22}^I \cdot \frac{D_f}{2} - M_{O_2} - H \quad (\text{tf. m})$$

$$= 2468,935 \cdot \frac{12,82}{2} - 839,73042 = 14990,81 (\text{t.f. m})$$

$N_{2-2}^I$  et  $M_{O_2} - H$  Valeur sont connues

En présentant le moment  $M_{2-2}^I$  comme une couple des charges, c'est à dire:

$$M_{2-2}^I = N_{2-2}^I \cdot X_{2-2}^I \quad (\text{tf. m})$$

$$= 2468,935 \cdot 5,84 = 14990,81 \text{ t.f. m}$$

On détermine la distance entre l'application d'une charge  $N_{2-2}^I$  et un point  $O_2$ .

$$x_{2-2}^I = \frac{M_{2-2}^I}{N_{2-2}^I}$$

$$x_{2-2}^I = \frac{14990,809}{2468,937} = \underline{5,84 \text{ m}}$$

Alors l'excentricité de la charge appliquée est égale à:

$$e_{2-2}^I = \frac{D'_f}{2} - x_{2-2}^I = \frac{12,824}{2} - 5,84 = \underline{0,568 \text{ m}}$$

En remplaçant  $M_0^I$  par le couple  $N_{2-2}^I \cdot e_{2-2}^I$  on reçoit l'autre expression de répartition des pressions sous la semelle

$$\sigma_{\max}^I = \frac{N_{2-2}^I}{F'_f} \pm \frac{N_{2-2}^I \cdot e_{2-2}^I}{W_{2-2}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1474,487}{\cancel{31,57} + \cancel{98,17}} + \frac{1403,323}{\cancel{140,53} + \cancel{186,14}} = \frac{22,557}{\cancel{22,557} + \cancel{7,481}}$$

Selon les règles et normes de construction du bâtiment pour assurer la résistance du sol contre les déformations inadmissibles (d'après la capacité portante du sol) il est nécessaire d'exécuter une condition suivante:

$$\sigma_{\max} \leq 1,2 R; \quad \underline{22,557} < \underline{112,24}$$

R = Capacité portante de calcul Kgf / cm<sup>2</sup>

$$R = \frac{m_1 \cdot m_2}{K_S} (A \cdot b \cdot \gamma' + \beta \cdot h \cdot \gamma'' + D \cdot C^{(n)}) \text{ tf/m}^2$$

m<sub>1</sub> = coefficient de fonctionnement du sol

m<sub>2</sub> = coefficient de fonctionnement de l'ouvrage qui dépend de la nature du sol et de la rigidité de l'ouvrage

K<sub>S</sub> = Coefficient de sureté qui ne dépend que de la méthode d'étude du sol si l'on fixe les caractéristiques du sol d'après les tableaux, il faudra prendre K<sub>S</sub> = 1,1 Si l'on fixe celles-ci d'après l'étude en vrai K<sub>S</sub> = 1

b = Largeur de la semelle de fondation, m.

h = Profondeur de fondation d'un niveau de l'aplanissement, (m)

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1,1} (3,66 \cdot 4,412 \cdot 1,64 + 15,64 \cdot 2,5 \cdot 1,64 + 14,64 \cdot 0,2) = 93,535$$

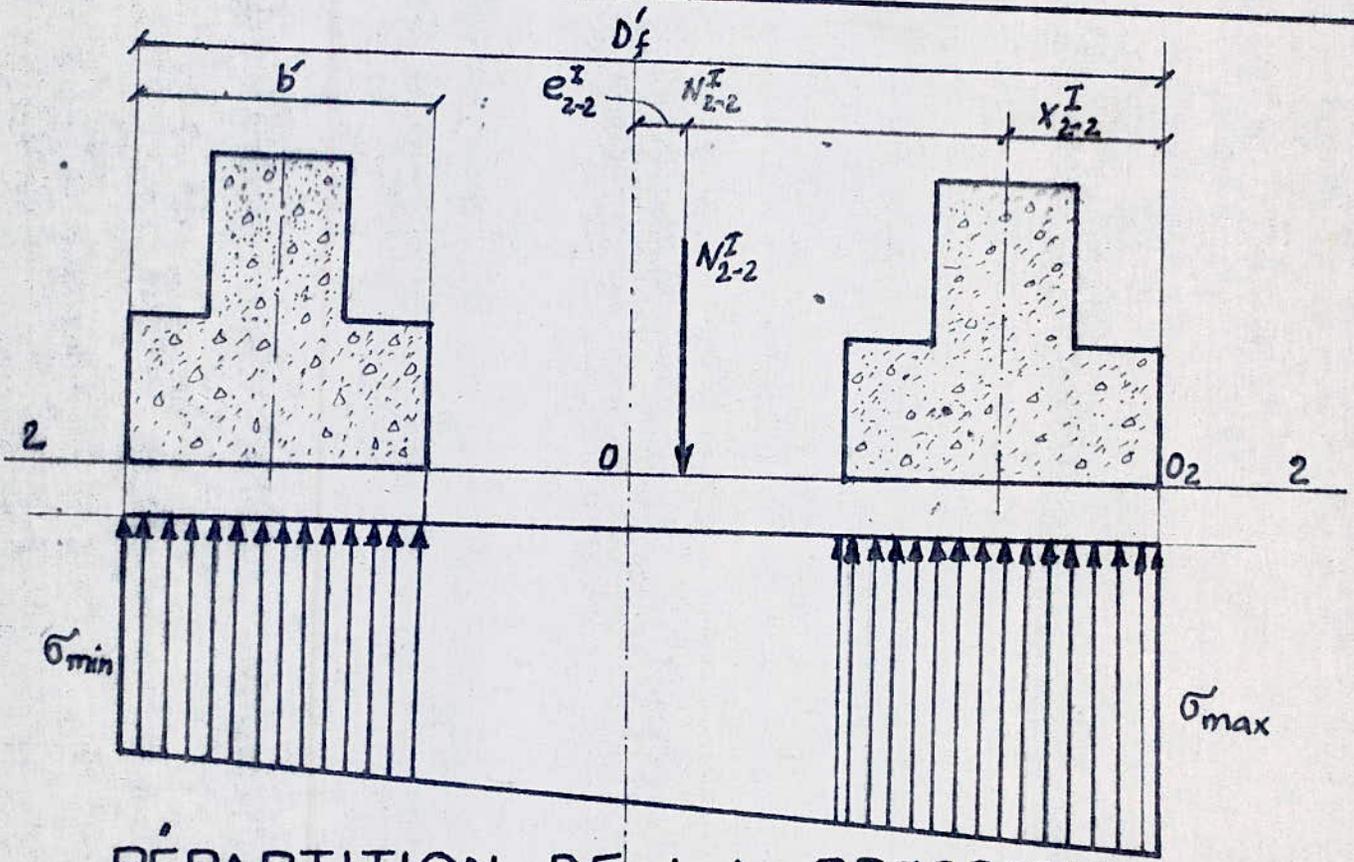
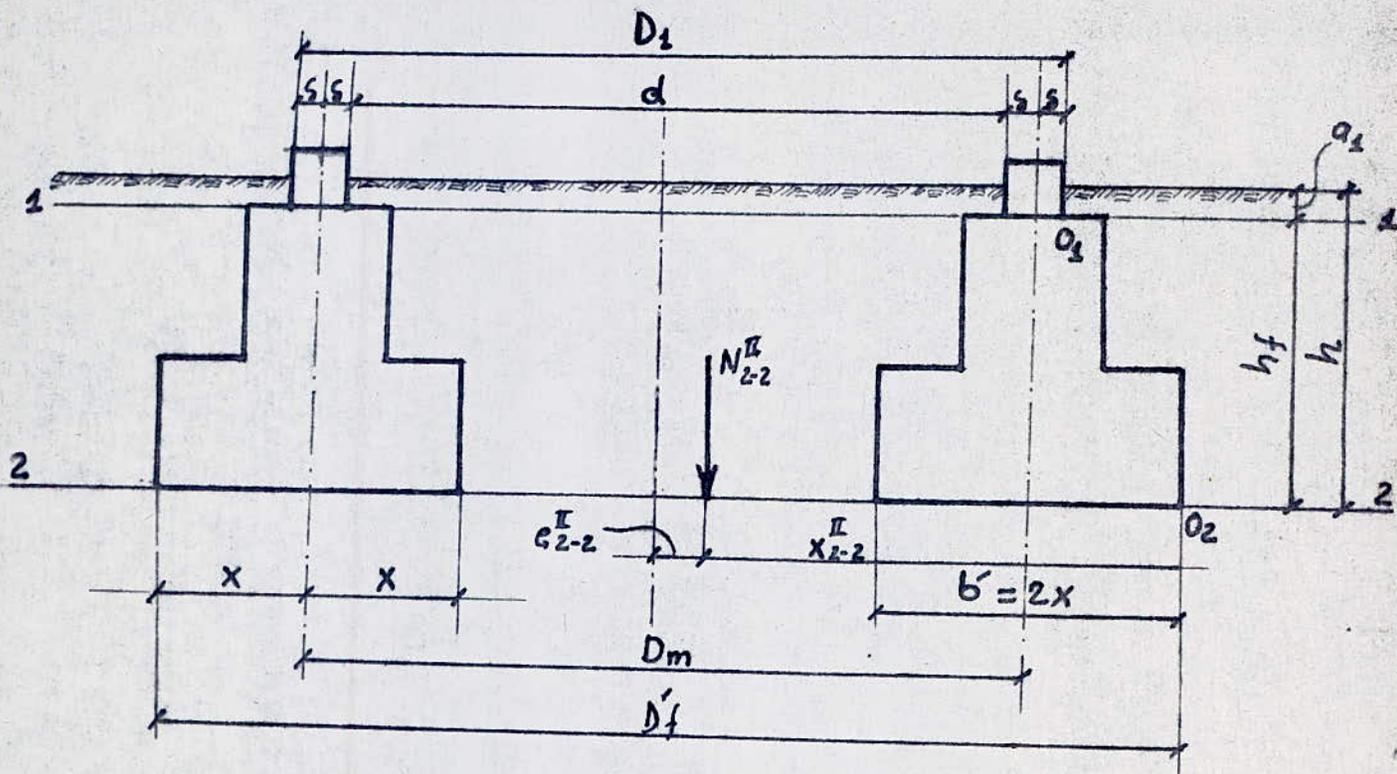
$\gamma'$  - poids volumique du sol qui se trouve au dessous de la semelle  
la fondation  $\text{tf/m}^3$

$\gamma''$  - poids volumique du sol qui se trouve au-dessus de la semelle  $\text{tf/m}^3$   
 $c^m$  - cohésion spécifique  $\text{tf/m}^2$

A, B, D coefficients sans dimensions qui sont pris en fonction de  
de l'angle de frottement interne ( )

( ) est pris en fonction du type de sol, de l'indice du vide, de la  
teneur en eau naturelle et de la limite de plasticité.





RÉPARTITION DE LA PRESSION  
SOUS LA SEMELLE

C H A P I T R E

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 prévoie 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.

## CHAPITRE ■

### LES EAUX PLOUVIALES

#### 1. 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 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.

## CHAPITRE

### 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 on 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 : Prendre 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.

CHAPITRE

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-  
sedant ainsi :

- Débit des eaux usées dans chaque tronçon :

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

- Débit total des eaux usées :

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

$Q_p$  : 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 :

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

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

.

.

.

CHAPITRE 4

CALCUL DU DEVERSOIR D'ORAGE

-Le débit des eaux pluviales :

C'est le cumule des eaux pluviales reçu par chaque tronçon du collecteur principale.

$$Q_{pl} = 227,60 \text{ l/s} = 0,227 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{collecteur A}$$

soit  $Q_{pl} = 287,54 \text{ l/s} = 0,287 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{collecteur B}$

$$Q_{pl} = 459,36 \text{ l/s} = 0,459 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{collecteur C}$$

d'où : le débit des eaux pluviales, qui passera dans notre deversoir d'orage sera de l'ordre :

$$Q_{pl} = Q_{pl_A} + Q_{pl_B} + Q_{pl_C}$$

$$Q_{pl} = 0,227 + 0,287 + 0,459 = 0,973 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 0,02$$

$$Q_{pl} = 0,973 \Rightarrow \phi = 800 \text{ mm}$$

-Le débit par temps sec :

En temps sec, nos 3 collecteurs principaux évacuent uniquement des eaux usées, qui représentent 80 % du débit de consommation moyenne journalière.

$$Q_u = 0,8 \cdot Q_{moy \ J} \quad Q_{moy \ j} = 35,62 \text{ l/s}$$

$$Q_u = 0,8 \cdot 35,62 = 28,49 \text{ l/s}$$

-Le débit par temps de pluie :

$$Q_t = Q_u + Q_{pl}$$

$$= 28,49 + 973 = 1001,49 \text{ l/s}$$

$$Q_t = 1,002 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Débit à évacuer vers la station d'épuration avec un coefficient de dilution choisit, égale à 2 alors le débit à évacuer vers la station d'épuration sera

$$Q_{ev} = Q_u + 2 Q_u = 3 Q_u$$

$$Q_{ev} = 3 \cdot 28,49 = 85,47 \text{ l/s} = 0,0855 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- Le niveau d'eau dans le tuyau d'arrivage : H

Soit le rapport des débits

1) En temps de pluies :  $I = 0,02 \text{ C/CC}$   
avec :  $Q_{ps} = 1,22 \text{ m}^3/\text{s} = 1220 \text{ l/s}$

$$\text{on a : } \frac{Q_t}{Q_{ps}} = \frac{1001,49}{1220} = 0,8$$

A partir de l'Annexe X, on tire la valeur de la hauteur de remplissage

$$H_1 = 0,75 = 750 \text{ mm}$$

- A partir

de l'annexe X, on tire la valeur de la hauteur de remplissage :  $H_2$

$$H_2 = 0,14 \text{ m} = 140 \text{ mm}$$

$$\text{soit : } \Delta H = H_1 - H_2 = 750 - 140 = 610 \text{ mm} = 0,61 \text{ m}$$

$$h_0 = \frac{\Delta H}{2} = \frac{610}{2} = 305 \text{ mm}$$

$$\text{soit : } Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} h_0^{3/2} \quad (1)$$

$$\mu = F((hr); (h); (v))$$

2) En temps sec :  $\frac{Q_{ev}}{Q_{ps}} = \frac{85,47}{1220} = 0,070$

hr = hauteur du seuil

h = charge d'eau

v = forme de la crête

On peut prendre approximativement  $\mu = 0,4$

- Calcul du débit à évacuer dans le déversoir d'orage

$$Q = Q_t - Q_{ev}$$

$$Q = 1001,49 - 85,47$$

$$Q = 916,02 \text{ l/s}$$

$$Q = 0,916 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q_t$  = débit par temps d'orage

$Q_{ev}$  = débit à évacuer vers la station d'épuration

A partir de la formule (1), on tire b.

$$b = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{\sqrt{2g} h_0^{3/2}} =$$

$$b = \frac{3}{2} \cdot \frac{0,916}{0,4 \sqrt{19,62} (0,30)^{3/2}} = 4,719 \text{ m}$$

$$b = 4,719 \text{ m}$$

Avec une sécurité de 30 %, on aura  $b = 6,14 \text{ m}$

## C H A P I T R E

### 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 consécutive 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 ) Blanchéité

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 ) Dégrilleurs

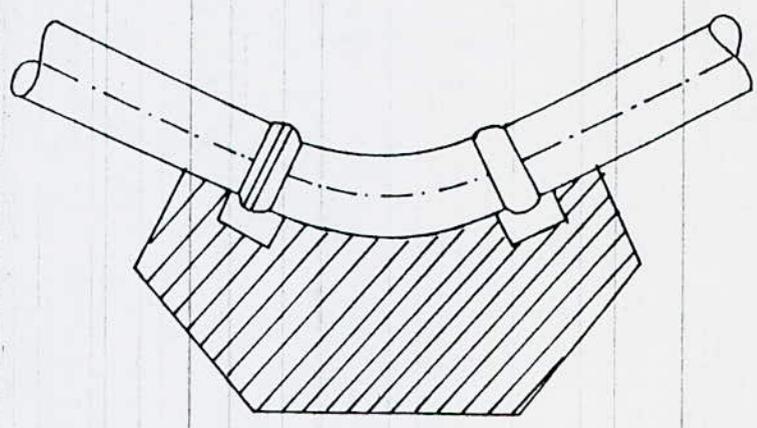
Les dégrilleurs sont destinés à retirer les déchets les plus lourds. L'emplacement des dégrilleurs trouve son interprétation dans le fait que les eaux drainées vers les collecteurs proviennent aussi des surfaces cultivées, donc ces eaux pouvant transporter des branches, des feuilles, etc ...seraient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

d ) Bouches d'égouts

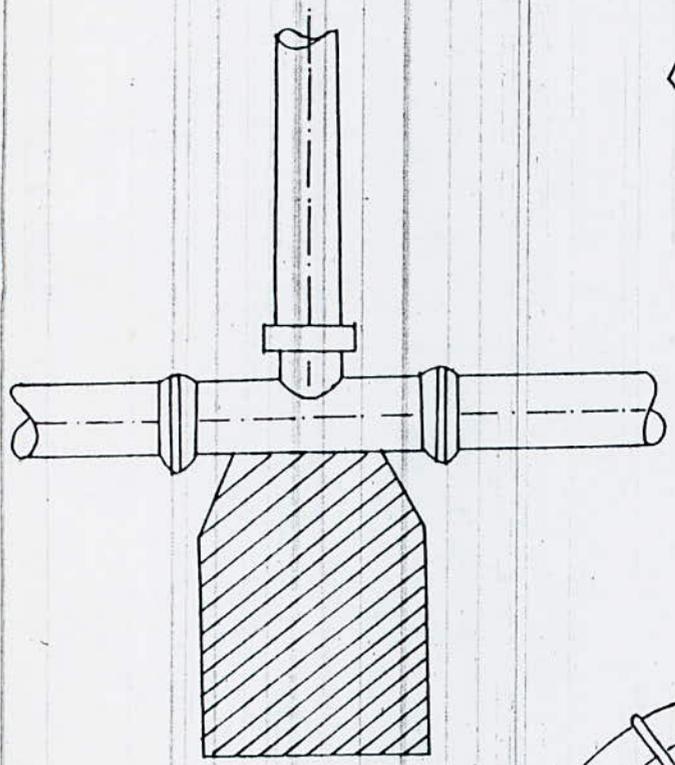
Les bouches d'égouts servent à l'absorption de l'eau de surface de la rue et du trottoir, garantissent une meilleure aération du réseau.

e ) Exploitation

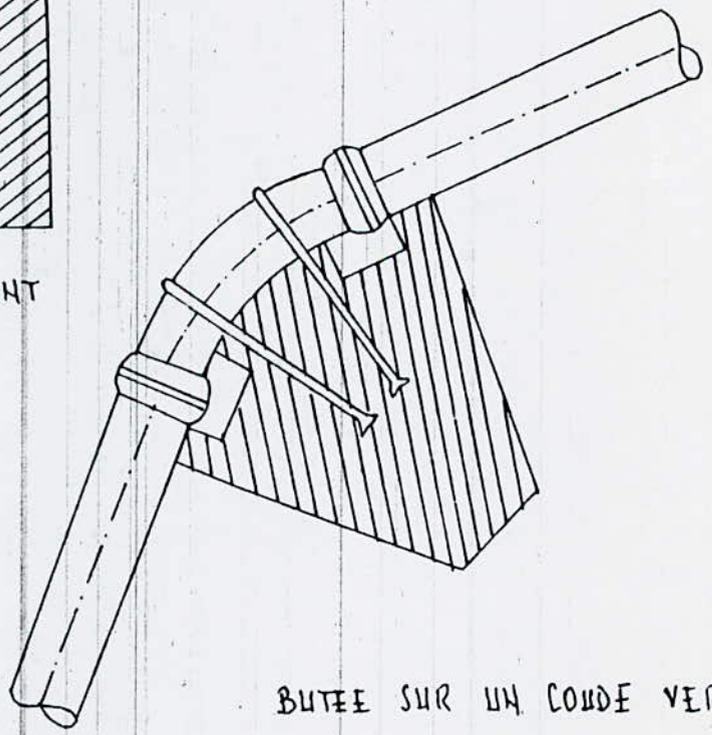
Les réseaux d'égouts en exploitation, nécessitent des opérations d'entretien courant : curage journalier, nettoyages périodiques un nettoyage à des périodes très proches devra être effectué sur les tronçons de canalisations ayant tendance à s'obstruer un nettoyage journalier est recommandé au niveau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



BUTEE SUR COUDE HORIZONTAL



SUR UN BRANCHEMENT



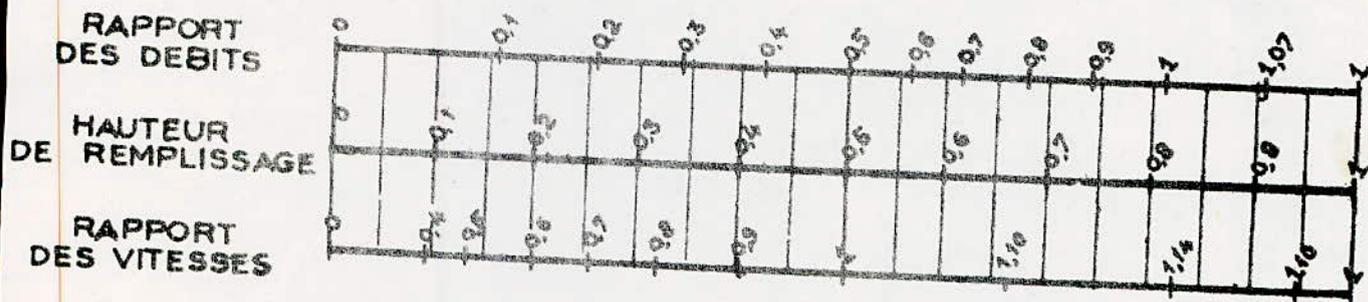
BUTEE SUR UN COUDE VERTICAL

ANNEXE X

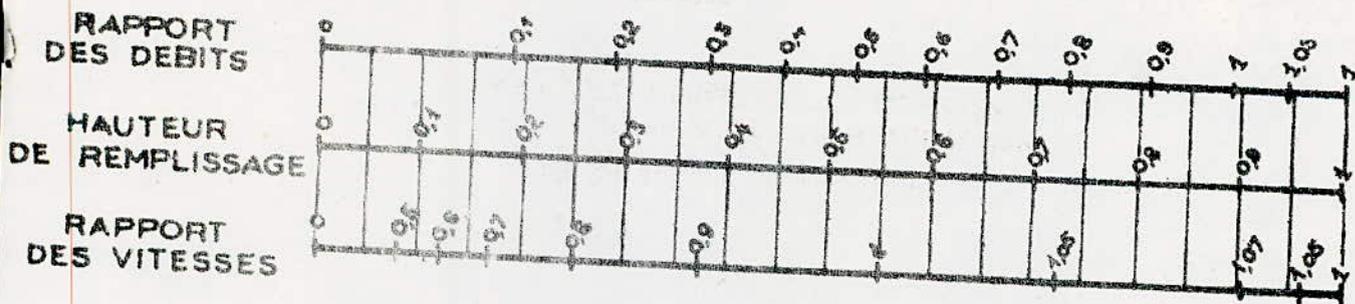
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés

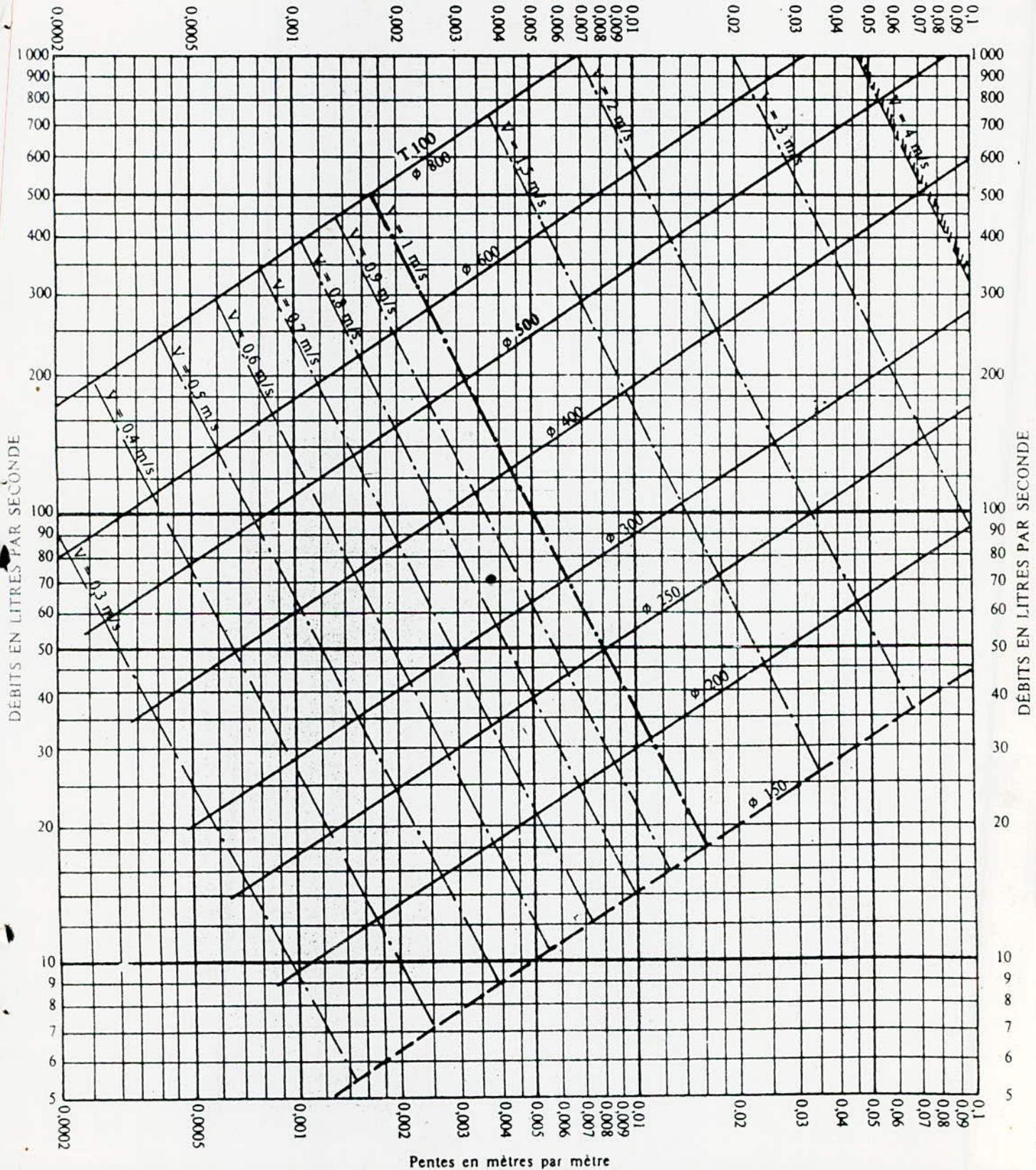


Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux  $3/10$ , le débit est les  $2/10$  du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les  $78/100$  de la vitesse correspondant au débit à pleine section

ANNEXE XI

RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF

Pentes en mètres par mètre

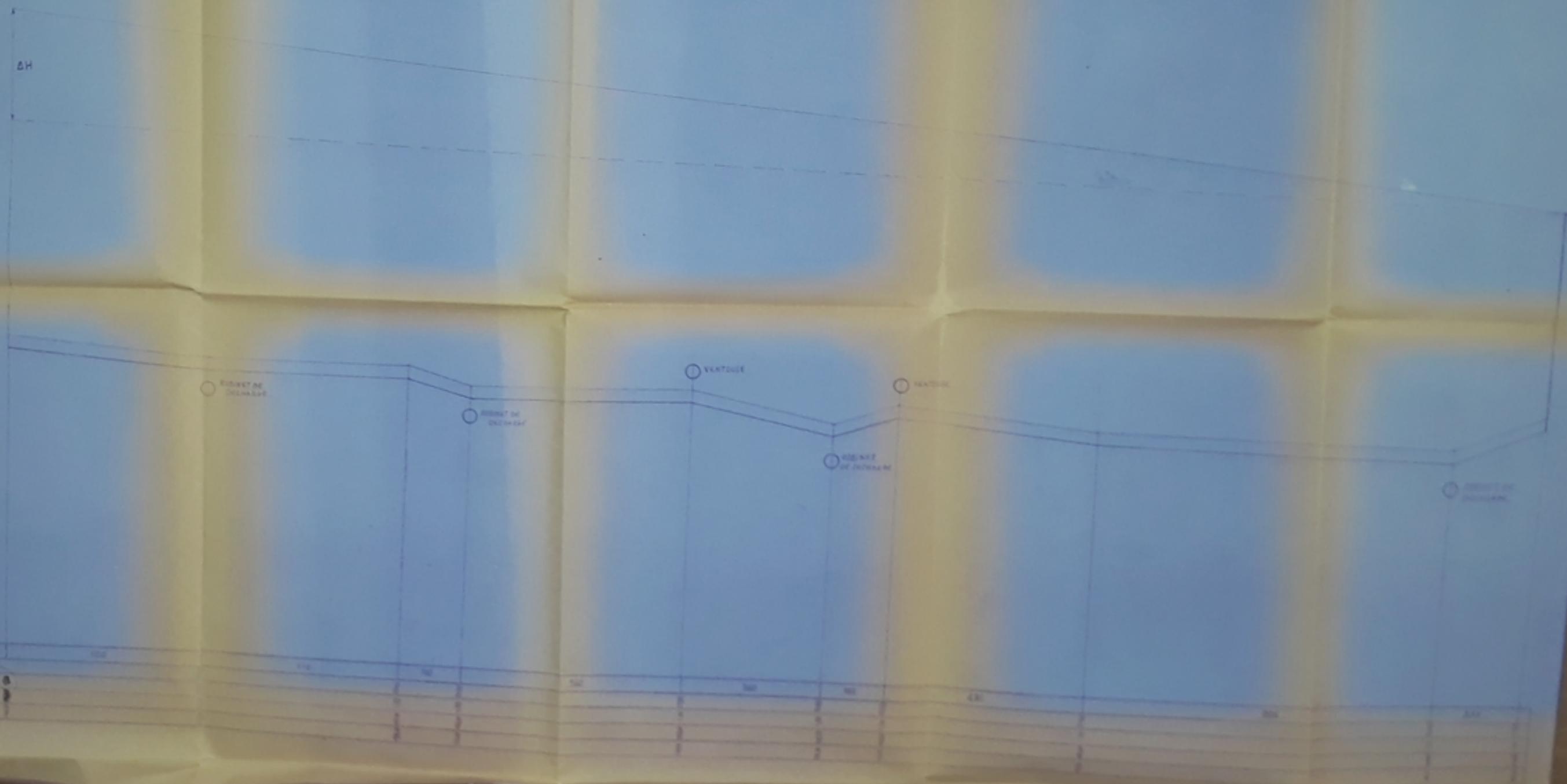


## Conclusions

Malgré les problèmes rencontrés en cours de l'étude de ce projet (absence des coefficients expérimentaux; cartes topographiques qui ne sont pas éclairées.) nous avons essayé de faire une étude qui englobe presque tous les points de distribution, d'adduction, de fondation du château d'eau et d'assainissement tout en souhaitant que ce modeste travail puisse servir comme avant projet pour l'A.E.P et l'assainissement de cette ville.

# PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT

photo 26  
-4-



Distance par Mètre	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
Distance horizontale										
Altitude de l'axe de la conduite										
Altitude du terrain										
Altitude de la conduite										
Altitude de la conduite										
Altitude de la conduite										

المعهد الوطني للتكنولوجيا  
RECHERCHES, CONCEPTIONS, INDUSTRIES ET FORMATION



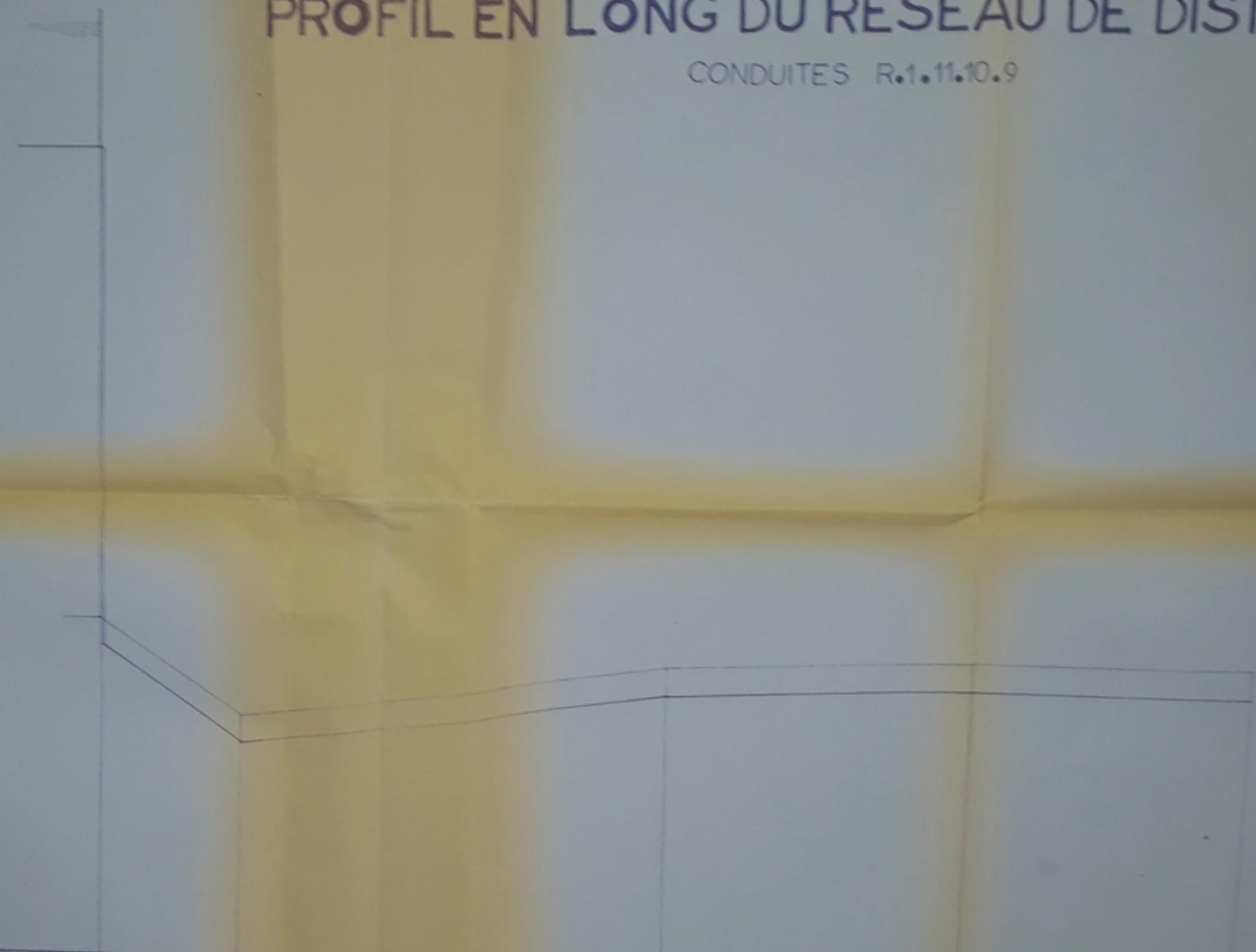
**ENPA**  
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE  
PROJET DE TRAV. ETUDES

TITRE DE L'ETUDE	RESOLUTION DE BARRAGE D'EAU DE LA VILLE DE TANGHOUT	
TITRE DU DESSIN	PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT	
DATE DE L'ETUDE	2011	2011
DATE DU DESSIN	2011	2011
DATE DE L'ETUDE	2011	2011

# PROFIL EN LONG DU RESEAU DE DISTRIBUTION

CONDUITES R.1.11.10.9

0302036  
-2-



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



## ENPA

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

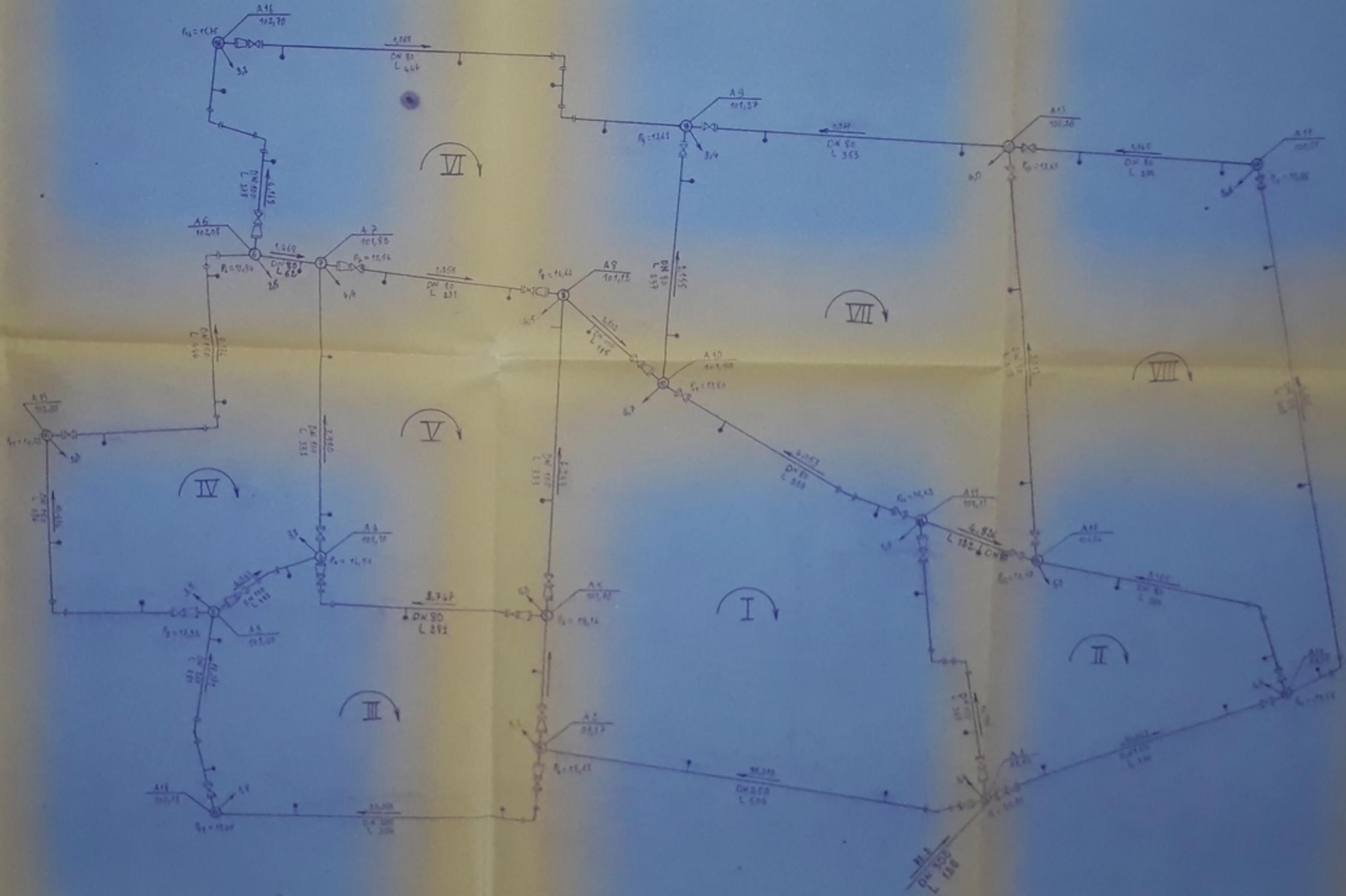
TITRE DE L'ETUDE	RENOUVELLEMENT DU RESEAU D'EAU DE LA VILLE DE TARKENT	
TITRE DU DESSIN	PROFIL EN LONG DU RESEAU DE DISTRIBUTION R.1.11.10.9	
PROPOSE PAR	SETHYER	DATE JAN 81
DESSINE PAR	APALCIA S. SAADI M.	REVISION
VERIFIE PAR	M. ELMOUKH B. SALAH	FEUILLE N° 2

NIVEAUX DES POINTS	Aperçu				1	2	3	4
DISTANCES PARTIELLES	120					253	157	
DISTANCES LONGUEURS		120						
DIAMETRES	700					50	50	500
PRESSION DE SERVICE		100						
PROFONDEUR-TRANCHEE								
COTE DU TERRAIN NATUREL								
COTE PROJETEE								

# PLAN DETAILLE DU RESEAU DE DISTRIBUTION De Taghzout.

## LEGENDE

T	JOINT GIBOULT
∞	ROBINET-VANNE
∇	CÔNE DE REDUCTION
H	TE
⊥	BOUCHE D'INCENDIE
⌋	COUDE
↗	DEBIT SOUTIRE (L/s)
↘	DEBIT DE POITE VEHICULE (L/s)
L	LONGUEUR DU TRONÇON (M)
⊙	POINT DE CALCUL
DN	DIAMETRE NOMINAL (MM)
A	ALTITUDE
P	PRESSION DE SERVICE



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

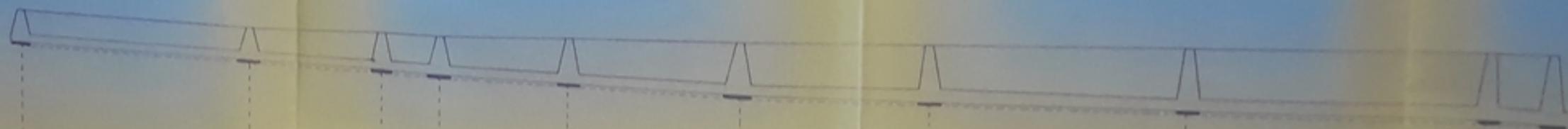


**ENPA**  
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE  
PROJET DE FIN D'ETUDES

TITRE DE L'ETUDE	RECONSTRUCTION DU RESEAU D'EAU DE LA VILLE DE TAGHZOUT	
TITRE DU DESSIN	PLAN DETAILLE DU RESEAU DE DISTRIBUTION	
PROPOSE PAR	SETHYCO	DATE: JANV 80
DESINE PAR	ABATRIAS SANDI M.	ECHELLE: 1:2000
VERIFIE PAR	MR BOUDEBBE EL SALAM	DESSIN N° 3

# PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL "A"

PH 2030  
4



المعهد الوطني للمهندسين المعماريين



## ENPA

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

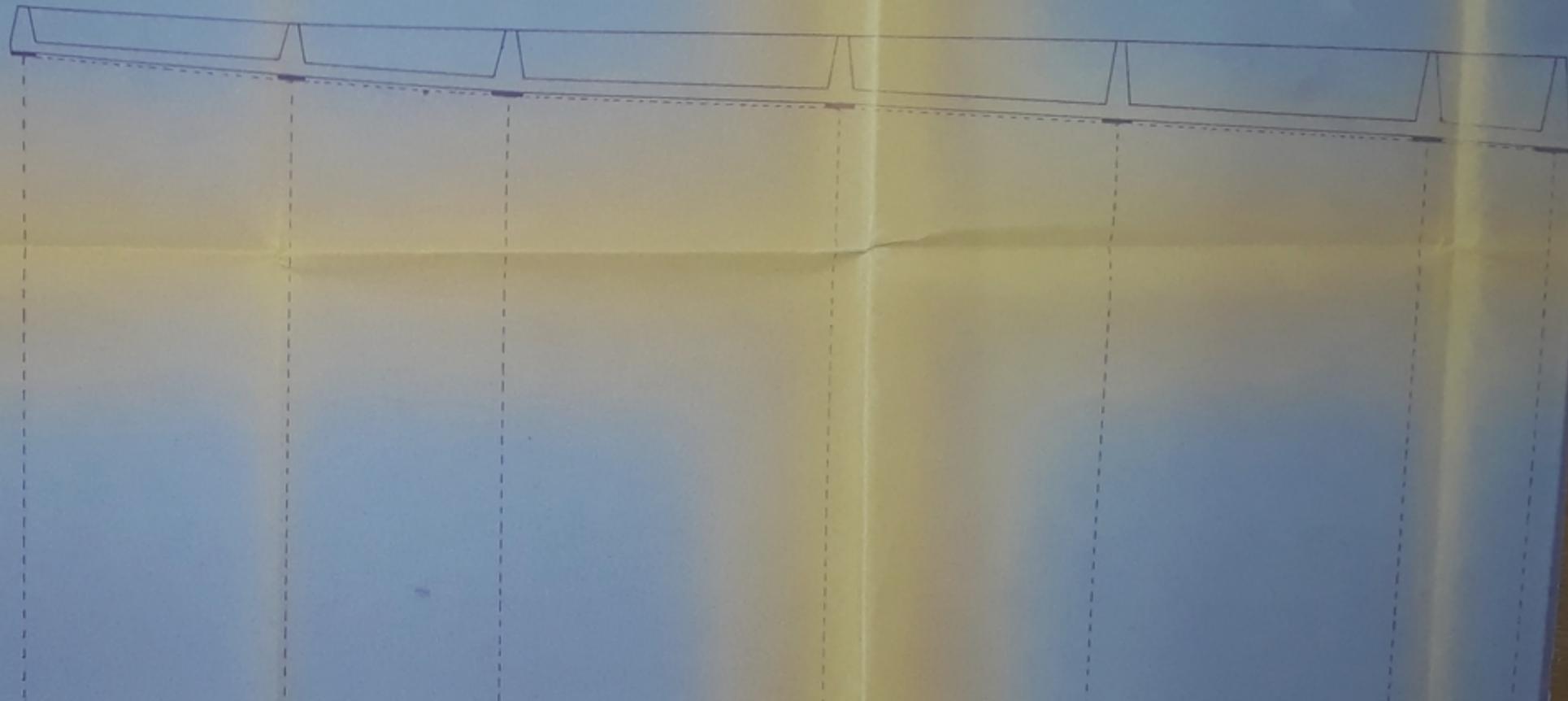
PROJET DE FIN D'ETUDES

TITRE DE L'ETUDE	ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE TASHKOUT	
TITRE DU DESSIN	PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL "A"	DATE: Janvier 80
PROPOSE PAR	DETHYCO	SCHELLES: 1/100
DESINE PAR	SAGDI MA & PARTIS	DESSIN N°:
VERIFIE PAR	BOUDENT & DALAK	

N° des regards de visite	R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>	R <sub>7</sub>	R <sub>8</sub>	R <sub>9</sub>	R <sub>10</sub>	R <sub>11</sub>	R <sub>12</sub>
DISTANCE ENTRE LES REGARDS		240	425	55	120	65	170	455	295	55		
PARTIELLES												
CUMULEES m		240	665	720	840	905	1075	1530	1825	1880	1935	1990
PENTES m/km		0.0%	0.002	0.005	0.005	0.007	0.002	0.001	0.002	0.004	0.004	0.004
DIAMETRES mm		300	300	400	400	400	500	500	500	500	500	500
PROFONDEUR-FOUILLES m		1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
COTES DE LA TRANCHEE m	102.1	101.9	101.7	101.5	101.3	101.1	100.9	100.7	100.5	100.3	100.1	99.9
COTES DU TERRAIN NATUREL m	102.2	102.0	101.8	101.6	101.4	101.2	101.0	100.8	100.6	100.4	100.2	100.0

# PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL "B"

P#02086  
-05-



N° DES REGARS DE VISITE		R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>	R <sub>7</sub>	R <sub>8</sub>
DISTANCE ENTRE LES REGARS	PARTIELLES		190	155	235		200	830	95
	CUMULEES		190	345	580		780	1610	1705
PENTES : m/Km			0.015	0.005	0.002		0.003	0.004	0.004
DIAMETRES : [mm]			300	400	500		500	500	500
PROFONDEUR [m] - FOUILLES		4.5	4.1	3.1	2.5		2.8	2.8	2.5
COTES DE LA TRANCHEE : [m]		102.5	101.4	97.3	96.6		95.4	93.6	91.1
COTES DU TERRAIN NATUREL : [m]		100.0	98.3	94.1	93.5		92.2	90.4	87.9

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLICA ALGERIENSIS DEMOCRATICA ET POPULARIS



## ENPA

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

Titre de l'étude	ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE TAGHZOUT.	
Titre du dessin	PROFIL EN LONG DU COLLECT PRINCIPAL "B"	
Proposé par	SETHYCO	DATE: JAN 88
Dessiné par	SABO, MS et ARAJIA S	ECHELLE: 1/500
Vérifié par	BOUDENE et SALAH	DESSIN N°





# DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS PRINCIPAUX A, B et C.

P02086  
-7-

DESIGNATION DU COLLECTEUR	TRANÇON				LONGUEUR (m)	SURFACE D'APPORT A/ha	INTENSITE PLUVIALE I (l/s/ha)	COEFFICIENT DE RUISELLEMENT C	DEBIT DES EAUX PLUVIALES Q <sub>P</sub> = CIA (l/s)		DEBIT DES EAUX USEES (l/s)		DEBIT TOTAL A EVACUER Q <sub>T</sub> = Q <sub>P</sub> + Q <sub>U</sub> (l/s)		COTES IN TERRAIN (m)		PENTE DU RADIERS (‰)	DIAMETRE DE LA CANALISATION D (mm)	COTES DU RADIERS		DIAITE à pleine section Q <sub>ps</sub> (m <sup>3</sup> /s)	VITESSE à pleine section V <sub>ps</sub> (m/s)	Rapport des débits K <sub>0</sub> = Q <sub>T</sub> /Q <sub>ps</sub>	Rapport des vitesses K <sub>v</sub> = V <sub>ps</sub> /V <sub>max</sub>	Rapport des hauteurs K <sub>h</sub> = H <sub>ps</sub> /H <sub>max</sub>	Hauteur de remplissage H = H <sub>max</sub> - H <sub>ps</sub> (m)	Vitesse réelle (m/s) V <sub>r</sub> = V <sub>ps</sub> · V <sub>max</sub>	Vitesse d'auto-coupage V <sub>ac</sub> = 0.6 V <sub>ps</sub> (m/s)
	1	2	3	4					Partielle	Complète	Partiel	Complète	Amont	Aval	Amont	Aval												
	1	2	3	4					1	2	1	2	1	2	1	2												
A	1	2	210	210	2399	40	0,52	48,90	49,90	1,52	9,65	53,55	58,55	103,2	100,26	0,014	300	101,7	98,76	0,07	1,00	0,765	1,1	0,665	0,20	1,100	0,6	
	2	3	125	335	0,788	"	0,61	11,23	69,13	"	1,20	20,43	73,98	100,26	100,00	0,002	300	98,76	98,30	0,076	1,1	0,933	1,134	0,78	0,23	1,247	0,66	
	3	4	55	390	0,844	"	0,48	15,63	84,76	"	1,24	16,87	90,85	100,00	99,31	0,043	400	98,30	97,41	0,15	1,25	0,606	1,035	0,51	0,23	1,293	0,75	
	4	5	120	510	0,961	"	0,49	16,88	101,64	"	1,31	18,19	109,04	99,31	99,01	0,008	400	97,41	96,91	0,177	1,42	0,612	1,045	0,515	0,23	1,483	0,852	
	5	6	155	665	1,372	"	0,38	25,45	130,09	"	2,85	31,30	140,34	99,01	98,62	0,005	400	96,91	96,22	0,182	1,48	0,771	1,035	0,66	0,23	1,620	0,888	
	6	7	190	855	2,286	"	0,43	39,32	169,41	"	3,47	42,8	183,14	98,62	98,13	0,003	500	96,22	95,53	0,34	1,76	0,538	1,02	0,53	0,245	1,795	1,056	
	7	8	235	1090	2,286	"	0,33	80,18	199,59	"	3,43	93,66	216,80	98,13	97,85	0,004	500	95,53	94,95	0,275	1,35	0,788	1,102	0,67	0,245	1,795	1,056	
	8	9	295	1385	1,622	"	0,29	18,82	218,41	"	2,46	21,28	238,08	97,85	97,35	0,002	500	94,95	94,25	0,325	1,65	0,732	1,08	0,635	0,317	1,782	0,99	
	9	10	58	1443	0,741	"	0,31	9,14	227,60	"	1,13	10,32	248,40	97,35	97,23	0,002	500	94,25	93,93	0,35	1,76	0,709	1,078	0,625	0,312	1,897	1,056	
B	1'	2'	100	190	4,142	"	0,35	57,99	57,99	"	6,30	64,29	64,29	102,9	100,42	0,015	300	101,4	98,32	0,073	1,16	0,880	1,119	0,74	0,222	1,297	0,99	
	2'	3'	155	345	3,336	"	0,26	34,69	92,68	"	5,07	39,76	104,05	100,42	99,41	0,005	400	98,32	97,31	0,162	1,35	0,642	1,05	0,58	0,232	1,497	0,81	
	3'	4'	235	580	4,467	"	0,40	71,47	164,15	"	6,79	78,26	182,31	99,41	99,04	0,002	500	97,31	96,54	0,298	1,48	0,611	1,04	0,52	0,26	1,539	0,888	
	4'	5'	200	780	4,550	"	0,38	69,16	233,31	"	6,92	76,08	258,39	99,04	98,47	0,005	500	96,54	95,67	0,32	1,70	0,807	1,107	0,78	0,39	1,882	1,02	
	5'	6'	230	1010	3,646	"	0,25	36,46	269,77	"	5,54	42,10	300,39	98,47	97,61	0,004	500	95,67	94,61	0,35	1,76	0,858	1,113	0,72	0,36	1,95	1,056	
	6'	7'	95	1105	1,388	"	0,32	17,77	287,54	"	2,11	19,88	320,27	97,61	97,23	0,004	500	94,61	93,93	0,35	1,76	0,915	1,124	0,76	0,38	1,978	1,056	
C	1"	2"	190	190	2,956	"	0,47	55,07	55,57	"	4,49	60,06	60,06	103,6	101,00	0,014	300	102,1	93,3	0,07	1,05	0,857	1,110	0,71	0,213	1,165	0,63	
	2"	3"	210	400	3,791	"	0,51	77,34	132,91	"	5,76	83,10	143,16	101,0	100,02	0,005	400	93,3	98,3	0,162	1,30	0,883	1,116	0,73	0,292	1,450	0,78	
	3"	4"	165	565	4,462	"	0,30	53,54	186,45	"	6,78	60,32	203,48	100,02	99,48	0,005	500	98,3	97,38	0,32	1,70	0,635	1,06	0,58	0,29	1,800	1,02	
	4"	5"	135	700	2,777	"	0,45	49,99	236,44	"	4,22	54,21	257,69	99,48	99,15	0,002	500	97,38	96,85	0,34	1,76	0,752	1,087	0,66	0,33	1,913	1,056	
	5"	6"	100	800	2,666	"	0,50	53,32	289,76	"	4,05	57,37	315,06	99,15	99,01	0,004	600	96,85	96,51	0,52	1,77	0,605	1,037	0,565	0,339	1,835	1,062	
	6"	7"	240	1040	2,240	"	0,52	46,59	336,35	"	3,40	49,99	365,05	99,01	98,57	0,002	600	96,51	95,87	0,47	1,65	0,776	1,10	0,65	0,396	1,815	0,99	
	7"	8"	160	1200	3,254	"	0,56	72,89	409,24	"	4,95	77,84	442,89	98,57	98,03	0,003	600	95,87	95,13	0,53	1,85	0,835	1,115	0,75	0,45	2,06	1,10	
	8"	9"	195	1395	1,158	"	0,53	24,55	439,79	"	1,76	26,31	469,20	98,03	97,78	0,004	600	95,13	94,68	0,56	1,95	0,838	1,116	0,76	0,456	2,17	1,17	
	9"	10"	175	1570	1,184	"	0,54	25,57	459,36	"	1,80	27,37	496,57	97,78	97,23	0,003	600	94,68	93,93	0,58	2,05	0,856	1,105	0,705	0,423	2,26	1,23	

