

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

THEME

**Alimentation en Eau Potable
et Assainissement de la
Ville de TOUGGOURT**

3 PLANS

Proposé par :
S.E.THY.AL.

Etudiée par :
M. BENAIDA
A. BERKNI

Dirigé par :
Dr A. PEMINOV

PROMOTION : JUIN 1985



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

«O«

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : **HYDRAULIQUE**

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

THEME

**Alimentation en Eau Potable
et Assainissement de la
Ville de TOUGGOURT**

Proposé par :
S.E.THY.AL.

Etudiée par :
**M. BENAIDA
A. BERKNI**

Dirigé par :
Dr A. PEMINOV

PROMOTION : JUIN 1986

ENP - 10, avenue Hacén Badi - EL HARRACH - ALGER

REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer notre gratitude à tous les professeurs qui ont contribué à notre formation, et particulièrement M^r G. LAPRAY pour les conseils et orientations qu'il n'a cessé de nous communiquer pendant notre formation. Nous remercions également notre promoteur M^r A. PEMINOV pour tous les conseils, et l'aide dont nous avons bénéficié.

Nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de cette thèse.

DEDICACES

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

- A la mémoire de mon père
- A ma mère qui a tant attendu ce jour
- A mes trois sœurs
- A tous mes amis et surtout, Hamidi-Khodja.F et FERHATI Hamid.
- A toute ma famille.

BERKNI. A

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

- A mes parents qui ont tant attendu ce jour
- A tous mes frères et sœurs, et particulièrement à mon frère Mustapha.
- A toutes mes nièces et neveux, et mes belles sœurs.
- A tous mes amis(es) et camarades.

Mabrouk. B.

TABLE DES MATIERES

ALIMENTATION EN EAU POTABLE.	Page n°
CHAPITRE I : GENERALITES	1
1. Introduction	1
2. Situation géographique.	1
3. Situation Topographique.	1
4. Situation Climatique.	1
5. Habitats et équipement.	3
CHAPITRE II : STATIONS DE TRAITEMENT	4
1. Station de dessalement.	4
2. Tour de Refroidissement	6
CHAPITRE III : DEMOGRAPHIE	7
1. Demographie	7
CHAPITRE IV : ETUDE DES BESOINS EN EAUX.	8
1. Besoins pour l'horizon 2001.	8
2. Besoins pour l'horizon 2016	10.
CHAPITRE V: 1 ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS.	12
2. Calcul des Consommations Journalières, Maximales et les débits de pointe	12
3. Etude Comparative des ressources	13.
CHAPITRE VI : ETUDE DES RESERVOIRS	
I. Implantation des reservoirs	14.
(Calcul de la perte de charge dans la conduite d'amenée)	16
II. Volume du Réservoir (capacité théorique du réservoir, 2. Dimensionnement du réservoir).	19
III. Détermination du diamètre interne du réservoir	21

IV Equipement des réservoirs (A- Réservoirs d'accumulation) (B Réservoir Surelevé).	22
--	----

CHAPITRE VII: ETUDE ET CHOIX DES POMPES.

1. Choix des pompes	27
2. Point de fonctionnement de la pompe	27.
3. Equation de la Caractéristique de la pompe.	27.
4. Etude de la Cavitation	27.
5. Calcul des pompes (A-pompe du forage, B- pompes de refoulement).	30

CHAPITRE VIII: ETUDE DE L'ADDUCTION

1. Choix du tracé	36
2. Choix du type de Tuyaux	36
3. Etude du diamètre économique	37

CHAPITRE IX: RESEAU DE DISTRIBUTION.

1. Dimensionnement de la Conduite d'ameneré	41
2. Determination des débits aux noeuds	41.
3. Calcul du reseau de distribution	44

CHAPITRE X: PROTECTION DES CONDUITES

A- Protection des Conduites Contre le Coup de belier (Gravitaire et refoulement	64
B- Protection des Conduites Contre la Corrosion (1. Protection interne, 2. Protection externe	82

CHAPITRE XI: POSE DES CONDUITES	85
(Traversée de route, butées, désinfection des Conduites).	86.

-ASSAINISSEMENT (EN CHATIRE XII).

1 Introduction, Types d'eau Usées, Principe de Construction du reseau.	88.
Principe du Tracé des Collecteurs, Calcul Hydraulique des reseau	89

CHATRE XIII: STATION D'ÉPURATION.

I- Choix du procedé de traitement des eaux	100
II- Pretraitements	
III- Traitement primaire	
IV- Traitement biologique.	

ANNEXE DES PLANCHES

Planche n° I: Plan du Réseau maillé. (répartition définitive des débits).

Planche n° II: Plan du Réseau maillé (Équipement du réseau).

Planche n° III: Profil de l'adduction.

Planche n° IV: Calcul du dimensionnement des collecteurs d'assainissement.

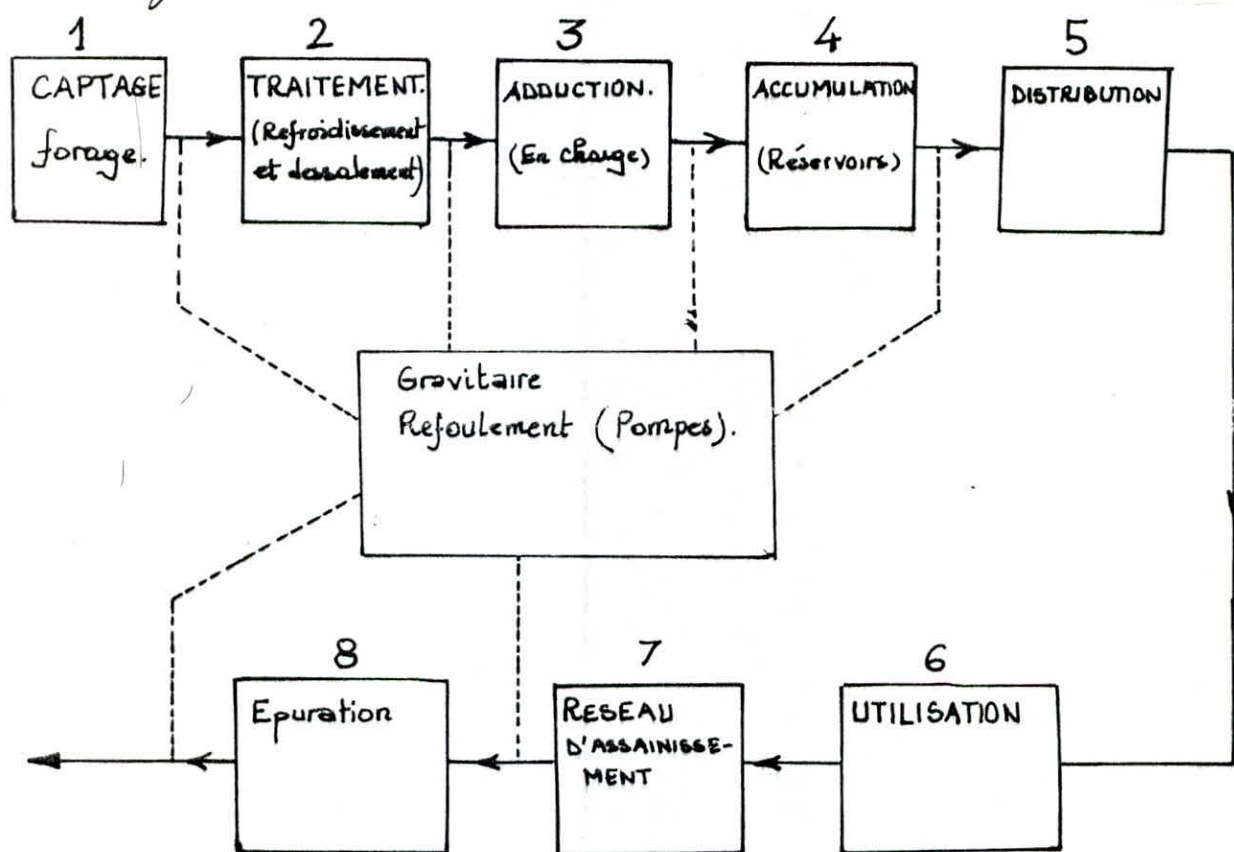
Planche n° V: Schéma des collecteurs

Planche n° VI a: Profil en Long du collecteur α .

Planche n° VI b: Profil en long du Collecteur β .

PRINCIPAUX ELEMENTS D'UN SYSTEME HYDRAULIQUE.

Les principaux éléments que comporte notre système hydraulique, sont représentés schématiquement, sur la figure suivante, ils se suivent dans un ordre logique, pour certains d'entre eux, cet ordre n'est pas impératif.



Fonctions des installations de distribution et d'assainissement.

CONSTANTES DE CALCUL

- ξ : Taux d'accroissement de la population égale à 3,4%
- ρ : Masse volumique de l'eau $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$
- K_0 : Coefficient de variation horaire $K_0 = 2,5$
- K_j : Coefficient de variation journalière $K_j = 1,25$
- K_p : Coefficient de pointe $K_p = 3,125$
- E : Rugosité relative $E = 10^{-4} \text{ m}$
- ν : Viscosité Cinématique $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
- g : Accélération de la pesanteur $g = 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$
- κ : Coefficient de Compressibilité de l'eau $\kappa = 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa}$
- E : Module d'élasticité de l'acier $E = 2 \cdot 10^{11}$
- μ : Coefficient de débit $\mu = 0,92$
- C : Coefficient de ruissellement $C = 0,32$
- I : Intensité maximale de la pluie $I = 10 \text{ l/s/ha}$
- C' : Coefficient de colmatage $C' = 0,55$
- r : Degré d'encrassement $r = 0,4$
- e : Espacement de la grille $e = 15 \text{ mm}$
- d : Espacement entre les barreaux $d = 50 \text{ mm}$
- τ : Taux de recirculation $\tau = 65\%$

PREMIERE PARTIE

ALIMENTATION EN EAU POTABLE

1. INTRODUCTION:

Les réseaux actuels de la ville de Touggourt sont défectueux, ils datent de la période coloniale.

En 1960 il a été exécuté un grand forage à la nappe Albien₁, d'une profondeur de 1750 m, ce forage a subi un accident en 1970 à cause de la corrosion du tubage au niveau des sels.

Un autre forage à L'Albien 2 a été exécuté pour le remplacer.

Les conduites sont vieilles et nombreux sont les fuites pendant la journée.

Le but de notre étude est de projeter de nouveaux réseaux pouvant couvrir la demande en eau actuelle et celle des besoins futurs.

En conséquence, on se propose l'étude de la rénovation totale du réseau de distribution et la collecte des eaux usées et enfin la station d'épuration.

2. SITUATION GEOGRAPHIQUE:

La ville de Touggourt fait partie des Oases, elle est située au Sud-est Algérien, distante de 456 km de Constantine.

L'accès à la ville s'effectue par la route nationale R.N 3.

3. SITUATION TOPOGRAPHIQUE:

La topographie de la ville présente une dénivellée maximale de 22,18 m.

4. SITUATION CLIMATIQUE:

Le type de climat est désertique, caractérisé par des journées très chaudes pendant les trois saisons s'étalant du mois d'avril au mois de novembre, et très humides la nuit, les vents de sable très violents pendant la saison de printemps.
La pluviométrie moyenne de la région est très faible.

HABITATS ET EQUIPEMENTS

A - EQUIPEMENTS SANITAIRES:

- 1 - Hopital
- 1 - Dispensaire
- 1 - Maternité en projet.

B. EQUIPEMENT SCOLAIRE :

- 4 - Ecoles dont 1 en projet.
- 2 - C.E.M dont 1 en projet.
- 1 Lycée

C. EQUIPEMENTS SOCIO-CULTURELS :

- 1 - Marabout (église).
- 2 - Mosquée.
- 2 - Court de tennis.
- 1 - Jardin.
- 1 - Piscine.

D - EQUIPEMENTS COMMERCIAUX ET ARTISANNAUX :

- 1 - Marché.
- 1 - Galerie.
- 75 - Commerces
- 1 - Confiserie
- 1 - Station de Lavage.
- 1 - Hotel.
- 1 - Douche (Bain).
- 1 - Abattoir.

E - EQUIPEMENTS MUNICIPAUX.

- A.P.C (Mairie).
- P.T.T (1 Poste).
- 1 - Banque.
- 1 - Gendarmerie
- 1 - Gare ferroviaire

CHAPITRE II:

STATIONS DE TRAITEMENT.

1. Station de dessalement:

Les caractéristiques de la nappe albienne sont les suivantes:

- Température de l'eau: 50°C .
- Considérable pouvoir d'entartrage.
- Sels minéraux: $4 \div 5 \text{ g}$ par litre.

Creusé à 1750 m en profondeur le forage débite une eau contenant des quantités de sels très importantes, c'est donc une eau saumâtre et nécessite un traitement à savoir le dessalement avant d'être introduite dans le réseau d'A.E.P.

En condition d'exploitation il faut réduire la pression de sortie l'eau qui est de l'ordre 24 à 27 kg/cm^2 , pour réduire en même temps la vitesse de l'eau dans le tubage du forage et prolonger la vie technique du même.

Quand l'eau sort du forage il y a donc une très forte chute de pression qui provoque la formation de précipités.

Pour prévenir les inconvénients de l'entartrage on propose la solution suivante: construction d'un silo en béton-armé pour la réduction de la pression de l'eau qui sort du forage, cet ouvrage sera constitué en deux compartiments.

Le premier compartiment reçoit l'eau en pression, tandis que l'autre, de tranquillisation ou de sédimentation, reçoit l'eau du premier et, en la descendant

de la partie supérieure, alimente gravitairement la tour de refroidissement par l'intermédiaire d'une conduite en acier.

Un tel appareillage présente l'avantage de réduire la pression dans aucune intervention mécanique, en éliminant tout problème d'entretien.

Le seul entretien consiste à nettoyer chaque 3 à 6 mois le précipité du fond du silo.

En amont du silo il serait bien d'injecter du chlore pour empêcher une éventuelle prolifération bactérienne pendant le temps de détention de l'eau dans le circuit hydraulique.

A la tête de la conduite de liaison entre le silo et la tour de refroidissement il faut injecter du polyphosphate pour éviter le phénomène de l'entartrage dans la même tour.

Après avoir été refroidi en traversant la tour à ventilation forcée de l'eau est envoyée gravitairement au point principal du réseau d'A.E.P. de la ville dans des réservoirs posés sur sol. De ces réservoirs l'eau sera refoulée dans un réservoir de charge surélevé.

D'ici l'eau doit être stérilisée avant son admission directe dans le réseau, pour cela on a prévu d'utiliser du chlore gazeux qui sera injecté au niveau des pompes de relèvement.

2. TOUR DE REFROIDISSEMENT :

On prévoit une tour de refroidissement à ventilation rapide, qui s'obtient avec la chute de l'eau sur les grilles de remplissage, et ainsi elle se fractionne en fines gouttelettes. D'autre part l'air est aspiré par les ventilateurs montés dans le refroidissant. Le contact entre les gouttes et l'air produit l'évaporation, donc refroidissement de l'eau. L'air après avoir traversé la zone de remplissage passe dans des séparateurs en laine qui retiennent la grande partie des gouttes entraînées.

L'eau chaude est distribuée uniformément sur toute l'aire du refroidissant, et chaque ventilateur est entraîné par un moteur électrique à l'aide d'un arbre de transmission et un réducteur de vitesse.

Ceci n'étant qu'une simple proposition, nous souhaitons qu'elle serve l'étude d'un éventuel projet.

CHAPITRE III : 1 DEMOGRAPHIE

Selon les renseignements recueillis à l'A.P.C, la ville ne connaît pas d'exode rural, c'est à dire l'afflux vers la ville de populations bedouines est très faible (Touaregs).

L'étude de l'estimation des besoins est liée au développement démographique. D'une part et de l'élevation du niveau de vie d'autre part, l'ou l'élevation de la population à différents horizons considérés dans la présente étude.

Toujours d'après les renseignements recueillis auprès des Services de l'A.P.C le nombre d'habitant recensé en 1976 est de 19164 habitants.

Ce dernier est estimé à 25892 Habitants pour 1985.

2. ESTIMATION DU NOMBRE D'HABITANT A DIFFERENT HORIZONS:

L'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques donnée par la relation des Intérêts Composés.

$$P_n = P_0 (1 + \epsilon)^n$$

ou P_n : Population future à l'horizon quelconque.

P_0 : Population à l'année de référence.

n : Nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré

ϵ : Taux d'accroissement annuel de la population.

Notre taux d'accroissement (local) est fait égal aux taux d'accroissement moyen national (3,4%).

Considérant que notre réseau sera mis en service en 1986 et si nous considérons que les aménagements à moyen et long terme s'effectuent respectivement sur 15 et 30 ans.

* 2001: Horizon à moyen terme; 2016 Horizon à long terme.

Les calculs de l'évolution du nombre d'habitant pour les différents horizons ont portées au tableau suivant.

Années	1986	2001	2016.
Population	26 773	44 208	72 997 hab.

CHAPITRE IV:

ETUDE DES BESOINS EN EAU.

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU:

Nous évaluerons les besoins en eau en se basant sur deux horizons à moyen et long terme respectivement 2001 et 2016.

Les consommations moyennes journalières sont adoptées en fonction des ressources disponibles, de l'importance de la population et de son niveau de vie, et de norme d'hygiène.

1. Besoins pour l'horizon 2001:

1.1 Besoins domestiques.

Nombre d'habitant	Dotation moyenne l/J/ha	Consommation totale M ³ /J
44.208	150	6631,2

1.2 Besoins Sanitaires:

Nature d'établissement	Nombre de lit ou de Malades	Consommation Spécifique (l/J/lit)	Consommation totale. M ³ /J
1. Hopital	150 lits	350	52,5
1. Dispensaire	400 malades	80	32,0
			$\Sigma = 84,5$

1.3 Besoins Scolaires

Types d'établissement	Nombre d'élève	Dotation l/J/élève	Consommation M ³ /J
3. Ecoles	2400	80	192
1. C.E.M.	800	80	64
1. Lycee.	700	100	70
			$\Sigma = 326,0$

1.4. Besoins Socio-Culturels

Equipements	Nombre	Dotation (l/J/...)	Consommation M ³ /J
2 Mosquée	1200	25 l/J/fidèles	30
1 Morabout (eglise)	—	—	2
1 Cinema	—	—	10
2 Court de tennis	—	—	10
1 Jardin	700 m ²	10 l/J/m ²	7,0
1 Piscine.	—	—	300,0

$$\Sigma = 362,0 \text{ m}^3/\text{J}$$

1.5. Besoins Municipaux:

Types d'établissements	Consommation M ³ /J
— A.P.C (Mairie).	10
— P.T.T (Poste).	5
— Banque.	5
— Gendarmerie	10
— Gare Routie	25

$$\Sigma = 55,0 \text{ m}^3/\text{J}$$

1.6 Besoins Commerciaux et Artisanals:

Etablissements	Dotation (l/J/...)	Nombre	Consommation (M ³ /J)
1. Marché	—	—	20
1. Galerie.	—	—	5
75. Commerces.	—	—	100
1 Confiserie	—	—	10
1 Station de lavage	—	—	15
1. Hotel.	120 l/J/ Poste	30 lits.	3,6
1. Douche (Bain)	200 l/J/ Poste	16 Poste	3,2
1. Abattoir	250 l/J/tête	30 tête	7,5

$$\Sigma = 164,3 \text{ m}^3/\text{J}$$

1.7 Tableau Récapitulatif des besoins majorés de 15%

Types des Besoins	Consommation M ³ /J	Majoration de 15%	Total Majoré M ³ /J
Domestiques.	6681,2	1002,18	7683,38
Sanitaires	84,5	12,68	97,18
Scolaires	326,0	48,90	374,90
Socio-Culturels	362,0	54,30	416,30
Municipaux	55,0	8,25	63,25
Commerciaux et artisanaux	164,3	64,65	198,95

$$\Sigma = 8824,0 \text{ m}^3/\text{J}$$

2. Besoins pour l'horizon 2016:

Tenant compte de l'élevation du niveau de vie et de l'expansion démographique, la dotation spécifique est majorée jusqu'à 180 l/j/hab

2.1 Besoins domestiques:

Nombre d'habitants	Dotation l/j/hab	Consommation M ³ /j
72 997	180	13 139,46

2.2 Besoins des équipements en extension

Nature d'équipement	Dotation (l/j/(...))	Nombre en Surface	
- Sanitaire (maternité)	200	20 lits	4,0
- Scolaire (1 école, 1 C.E.M)	80	800 élèves	64,0
	80	700 élèves	60,0

2.3 Tableau Récapitulatif des différents types de besoins Majorés de 20%

 $\Sigma = 128,0 \text{ m}^3/\text{j}$

Type de besoins	Consommation Journalière M ³ /j	Majoration de 20%	Total majoré M ³ /j
- Domestiques	13 139,46	2 627,9	15 767,35
- Sanitaires	88,50	17,7	106,20
- Scolaires	450,00	90,0	540
- Socio-Culturels	362,00	72,4	434,4
- Municipaux	55,0	11,0	66,0
- Commerce et artisanat	164,3	32,86	197,16

 $\Sigma = 17 111,10 \text{ m}^3/\text{j}$

2.4. Tableau Récapitulatif des besoins en eau pour les deux horizons 2001 et 2016.

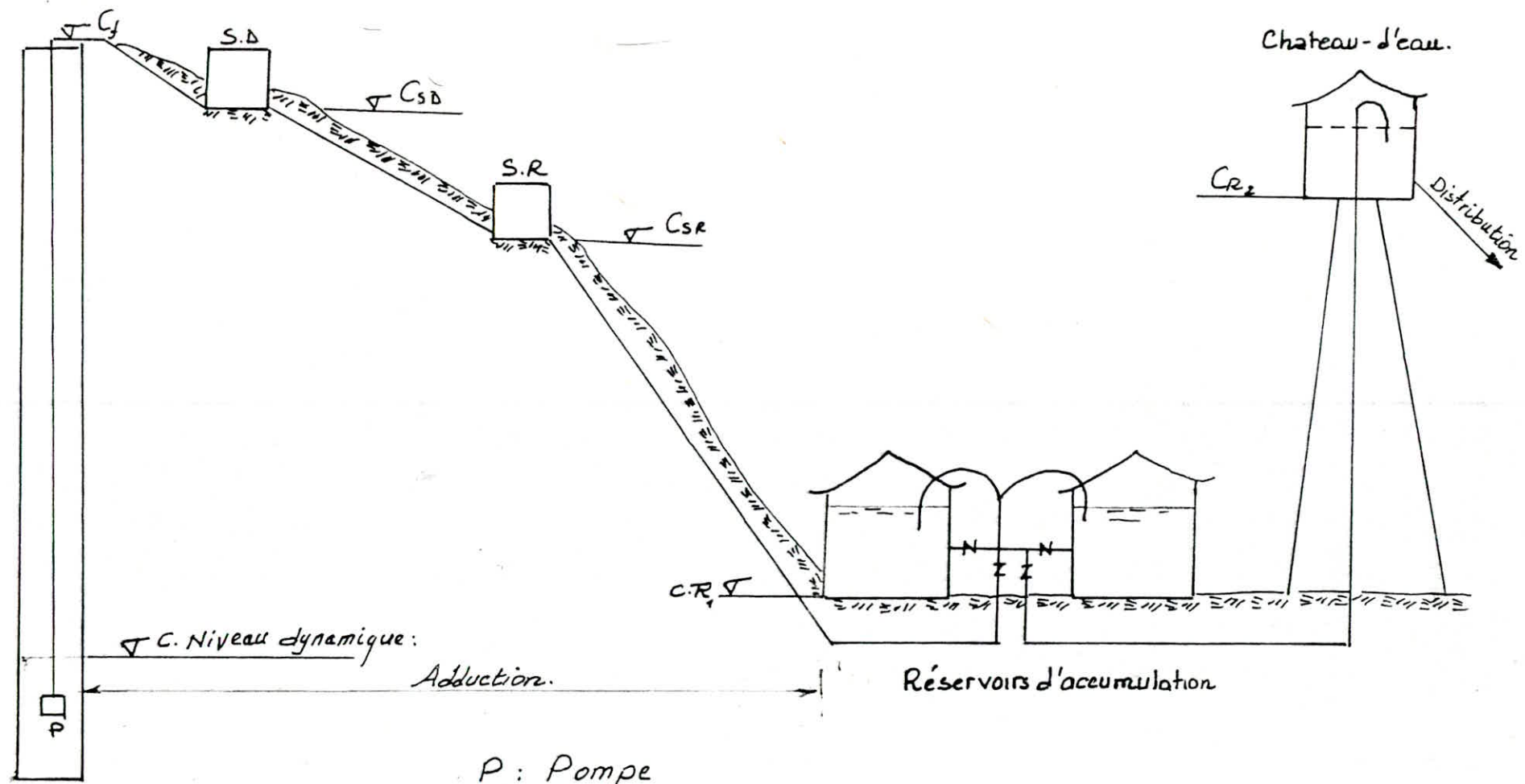
Années	Besoins M ³ /j
2001	8824
2016	17 111,1

Donc le débit à consommer en l'an 2016 sera de:

17 111,1 m³/j soit 198 l/s.

Forage

SCHEMA DU MODE D'ADDUCTION - DISTRIBUTION



- P : Pompe
- C_f : côte du forage: 88,87 m
- C_{sD} : Côte de la Station de dessalement: 87,37 m.
- C_{sR} : Côte du radier de la Station de Refroidissement: 86,17 m
- C_{R1} : Côte du terrain (côte du radier des reservoirs d'accumulation): 74,51 m
- C_{R2} : Côte du radier du reservoir sur tour: 89,33 m.

fig.1.

1. ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS :

Le débit appelé par les consommateurs est soumis à plusieurs variations en raison de l'irrégularité dans la consommation.

Ces variations sont horaires, journalières..., et annuelles.

En raison de ces variations, on applique au débit moyen des coefficients correspondants afin d'obtenir le débit de pointe du jour le plus chargé de l'année.

a) Coefficient de variations horaires " k_o " :

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

Pour les communes rurales, ce coefficient peut atteindre la valeur 2,5.

b) Coefficient des variations journalières " k_j " :

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

Pour les villes d'importance moyenne, celui-ci prend la valeur de 1,25.

c) Coefficient de Pointe " k_p "

Ce coefficient est défini comme le produit entre k_o et k_j .

$$k_p = k_o \cdot k_j = 3,125.$$

2. Calcul des consommations journalières, maximales et les débits de pointe :

$$Q_{\text{appui}}^J = Q_{\text{moy}}^J \cdot k_j.$$

$$Q_p = Q_{\text{moy}}^J \cdot k_j \cdot k_o = Q_{\text{moy}}^J \cdot k_p.$$

$$Q_p = Q_{\text{appui}}^J \cdot k_o$$

où Q_{appui}^J : Débit d'appui (débit maximal).
 Q_{moy}^J : Débit moyen journalier.

Op : Débit de pointe.

Tableau des Consommations :

- Moyennes
- Maximales journalières.
- Et de pointe.

Année	Consommations M^3/J Moyennes Journalières	K_j	Débit d'apport M^3/J	K_o	Débit de pointe M^3/J
2016	17111,1	1.25	21388.88	2.5	2228

3. ETUDE COMPARATIVE DES RESSOURCES:

Les besoins en eau potable de la ville de Touggourt s'élèvent à
247,56 l/s pour l'an 2016.

La ville sera alimentée à partir d'un forage Albien 3, dont, le débit est
255 l/s et ce dernier peut atteindre 350 l/s.

Ses caractéristiques sont les suivantes:

Forage: Albien 3 : - $Q = 255$ l/s.

- Niveau dynamique la nappe = 20,8 m.

$X = 345,2$ m.

$Y = 128,65$ m.

* D'après l'étude comparative, nous remarquons qu'au delà de l'an 2016
les ressources existantes satisferont nettement les demandes en eau.

CHAPITRE VI

ETUDE DES RESERVOIRS.

I. IMPLANTATION DES RESERVOIRS

Le choix du site des réservoirs est dicté essentiellement par les considérations de pressions aux points d'alimentation. Pour cela on détermine la cote du radier de manière à ce qu'il n'y aurait pas de pressions très importantes aux points les bas et des pressions très faibles aux points élevés.

La formule suivante nous permet de déterminer la cote du radier:

$$C_R = C_T + H + H_{wi} + P_s + h_{vve}.$$

où C_T : Cote du terrain au point le plus élevé.

C_R : Cote du radier du réservoir.

H : Hauteur donnée en fonction du nombre d'étages (dans notre projet nous avons 2 étages maximum).

h_{wi} : Les P.D.C. intérieures singulières.

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

Numeriquement:

$$C_T = 74,51 \text{ m.}$$

$$H = 9,0 \text{ m.}$$

$$h_{wi} = 2,5 \text{ m.}$$

$$P_s = 3,0 \text{ m.}$$

Calcul des Pertes de Charges dans la Conduite de Distribution.

$$h_{ve} = 1,15 \cdot J \cdot L_g.$$

où L_g : Longueur de la conduite de distribution est de 320 m.

Détermination du gradient de pertes de charges "J"

Supposons une vitesse hypothétique $V = 1,5 \text{ m/s}$.

$$\text{avec } Q_p = 2228 \text{ m}^3/\text{h} = 0,6189 \text{ m}^3/\text{s}.$$

D'après l'équation de continuité :

$$Q = V \cdot A = V \cdot \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,6189}{\pi \times 1,5}} = 0,72 \text{ m}.$$

$$\text{Soit } D = 750 \text{ mm}.$$

Étant donné le diamètre normalisé, la vitesse réelle sera égale à :

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,6189}{\pi (0,75)^2} = 1,4 \text{ m/s}.$$

En application de la théorie de la longueur fluïdo-dynamique, nous donne une solution simple et rapide du problème moyennant les abaques.

Pour le calcul du gradient de pertes de charges "J" :

- Nous supposons que l'écoulement dans la conduite pleine de distribution est au régime turbulent rugueux donc $\lambda = 1$

$$\xi = \frac{R}{D} = 1$$

$$\xi = 1 \xrightarrow{\text{abaque 9}} \begin{cases} \frac{4}{P_0} = 0,84 \\ D_0 = 1,539 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,75}{1,539} = 0,4873$$

Détermination de $Q/\sqrt{J_r}$

$$\left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,1 \text{ mm} \\ \lambda = 0,4873 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{abaque 8b}} \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 13,5$$

$$\text{avec } Q = 0,6189 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow J_r = \frac{Q^2}{(13,5)^2} = \frac{(0,6189)^2}{(13,5)^2} = 0,0021.$$

Verification du régime d'écoulement

$$Re = \frac{4}{\rho} \cdot \frac{Q}{A} \cdot \frac{1}{D} = 0,84 \cdot \frac{0,6189}{0,4873} \cdot \frac{1}{10^{-6}} = 1,067 \cdot 10^6$$

$$\frac{\epsilon}{D_h} = \frac{0,1}{750} = 0,000133.$$

D'après le diagramme de Moody, on constate que le régime est en transition, donc $J \neq J_r$ (voir diagramme en page suivante)

$$\left. \begin{array}{l} Re = 1,067 \cdot 10^6 \\ \frac{\epsilon}{D_h} = 0,000133 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{abaque 17a et 17d} \\ \Rightarrow \end{array} \lambda_J^{5,3} = \frac{J}{J_r} = 1,22 \Rightarrow J = J_r \times 1,22$$

$$\text{d'où } J = 0,0021 \times 1,22 = 0,00256.$$

Il vient donc que les pertes de charges linéaires :

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

$$h_{we} = 0,00256 \times 120 = 0,31 \text{ m}$$

- Les pertes de charges seront majorées à 0,5 m.

$$\Delta H_T = 0,5 \text{ m}$$

D'où la cote du radier sera égale à :

$$C_T = 74,51 \text{ m}$$

$$H = 9,0 \text{ m}$$

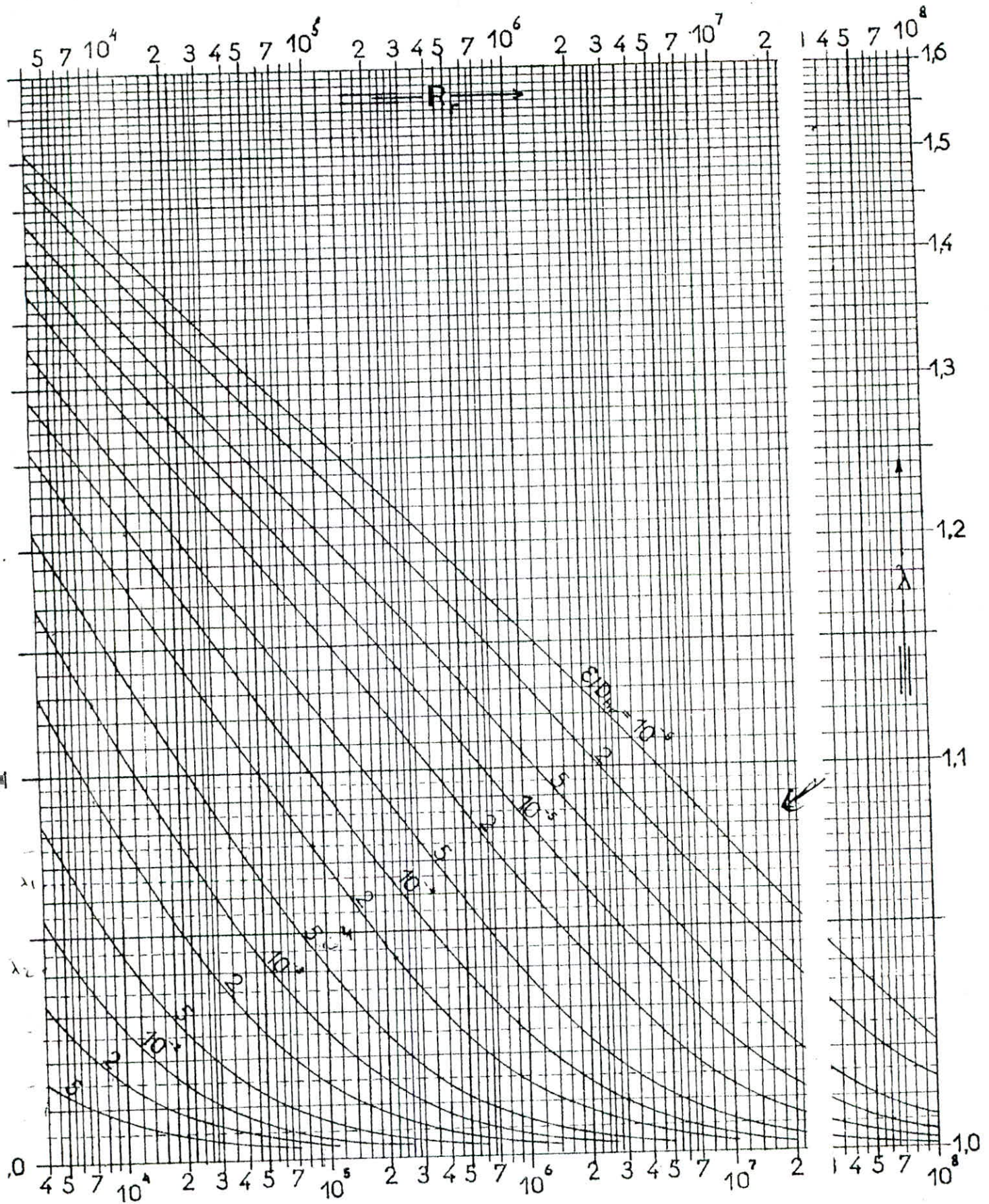
$$P_s = 3,0 \text{ m}$$

$$h_{wi} = 2,3 \text{ m}$$

$$\Delta H_T = 0,5 \text{ m}$$

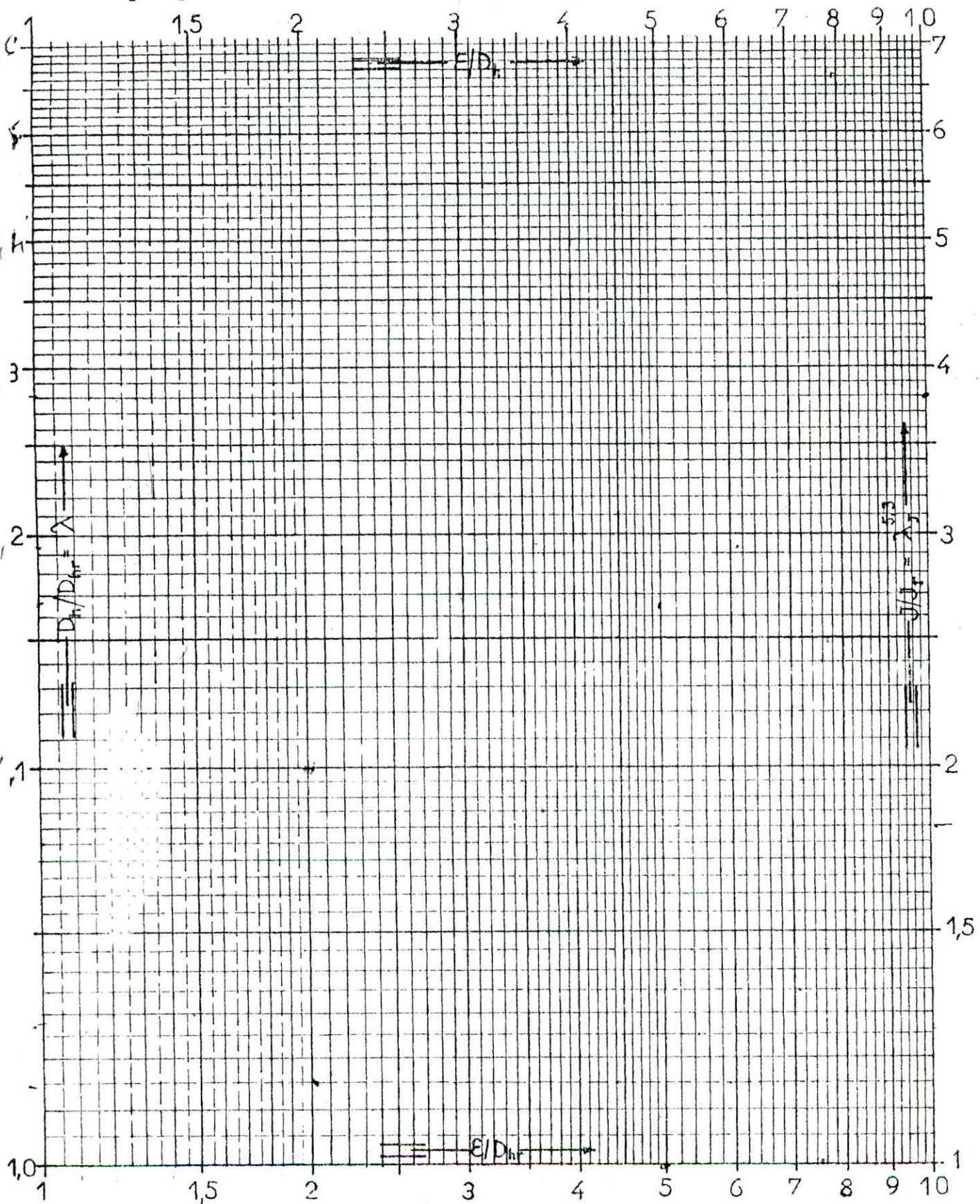
$$\text{Cote du radier} = 89,33 \text{ m}$$

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



Réseau pour tracer les courbes, représentant:

$\lambda = \frac{D}{D_r} = \frac{a}{a_r}$ en fonction de ε/D_{hr} et $\lambda_J^{5,3} = \frac{J}{J_r}$ en fonction de ε/D_h



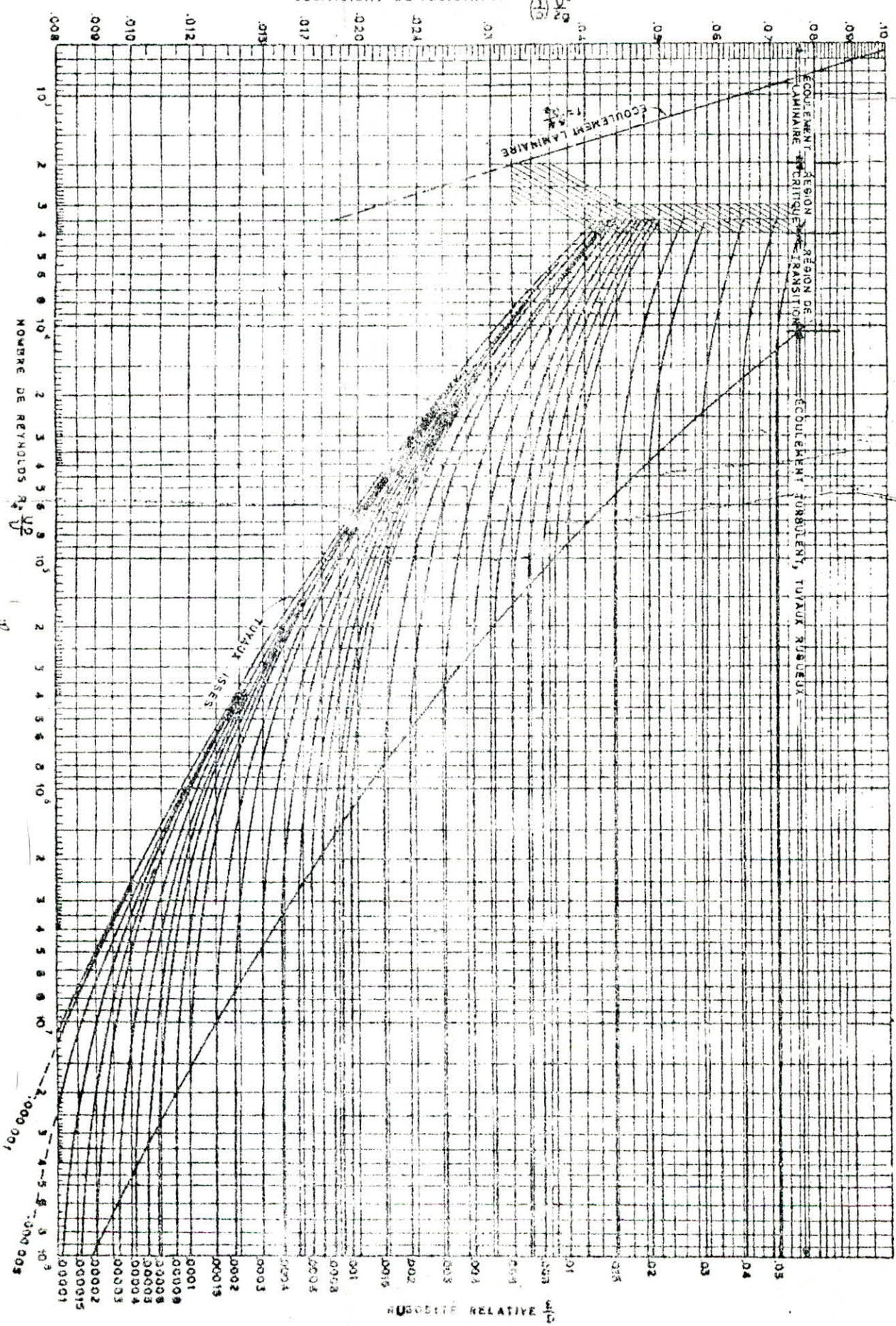
7.11.10

5.15^{-h}
Acio^{-h}

$\lambda_\varepsilon = 1,07$
 $\lambda_\varepsilon = 1,080$



COEFFICIENT DE RÉSISTANCE AU FLUENT



Exemple: $R_e = 3 \times 10^5$; $\frac{e}{D} = 0,0002$; $\lambda = 0,0164$

R

RUGOSITÉ RELATIVE $\frac{e}{D}$

$\frac{e}{D}$

II. VOLUME DU RESERVOIR:

L'alimentation du réservoir est fonction de la durée de pompage adoptée (Adduction continue 24^h/24 pour notre Cas).

1. CALCUL DE LA CAPACITE THEORIQUE DU RESERVOIR:

Les réservoirs constituent un volant permettant d'assurer les débits maximaux demandés.

Pour des raisons de commodités on se sert des réservoirs de stockage qui jouent le rôle d'intermédiaires entre l'adduction d'eau et sa distribution. Pendant les heures de consommations minimales, les différences des débits de l'adduction et ceux du réseau de distribution esule dans les réservoirs de stockage, alors que pendant les heures de pointes, où la consommation d'eau est maximale, le déficit de débit esule du réservoir sur tout le réseau de distribution.

2. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS.

Dans le tableau suivant nous reportons les débits maximaux de consommation par tranche horaire.

Tranche horaire	6 ^h -7 ^h	7 ^h -11 ^h	11 ^h -16 ^h	16 ^h -18 ^h	18 ^h -22 ^h	22 ^h -6 ^h
Durée (h)	1	4	5	2	4	8
Débit horaire	a	2.5a	0.7a	2.25a	0.75a	0.25a.

où "a" est le débit horaire maximal de distribution; la valeur de la consommation C répartie sur 24 heures.

$$a = \frac{Q_{opp}}{24} = \frac{21388,88}{24} = 891.20 \text{ m}^3/\text{h}.$$

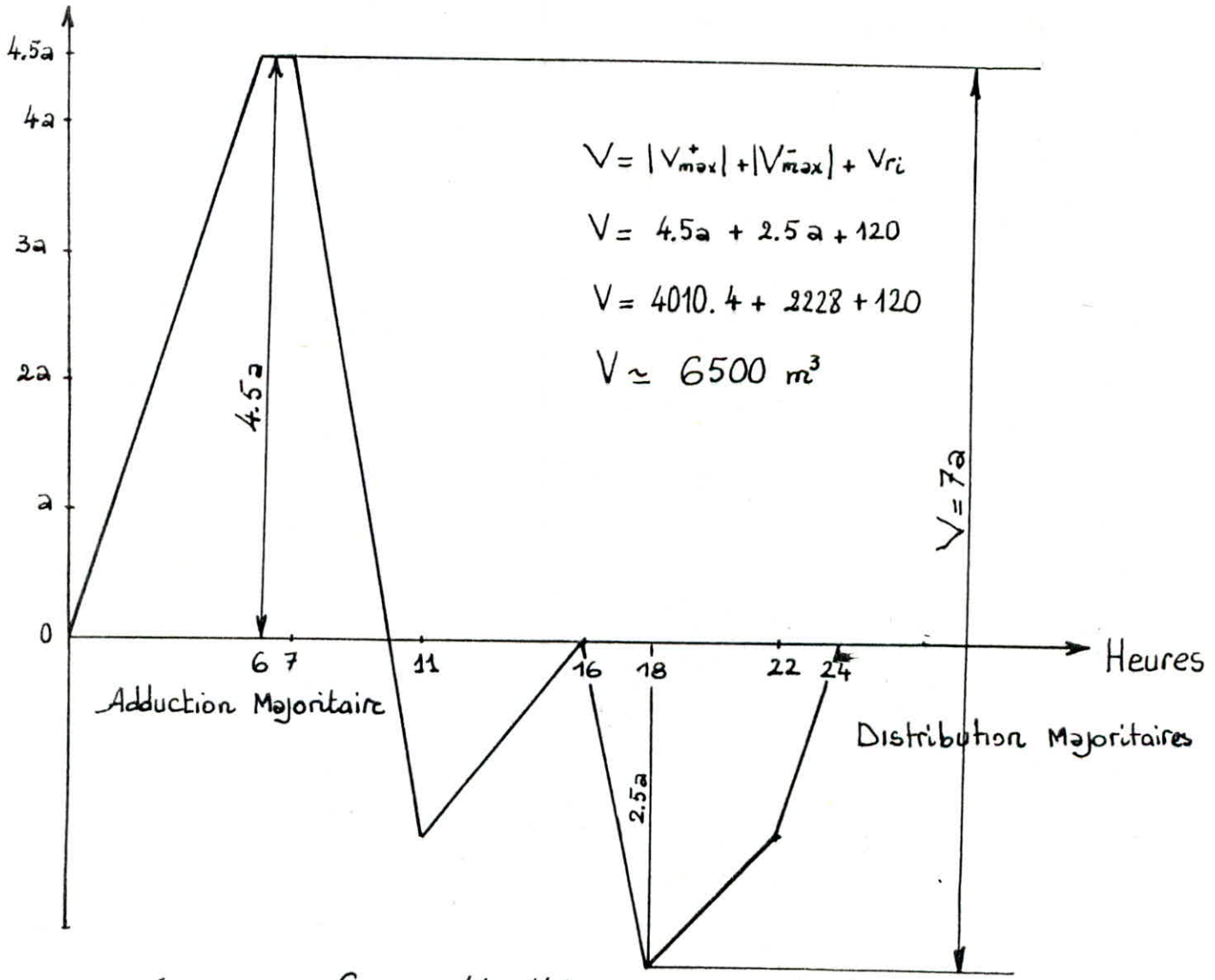
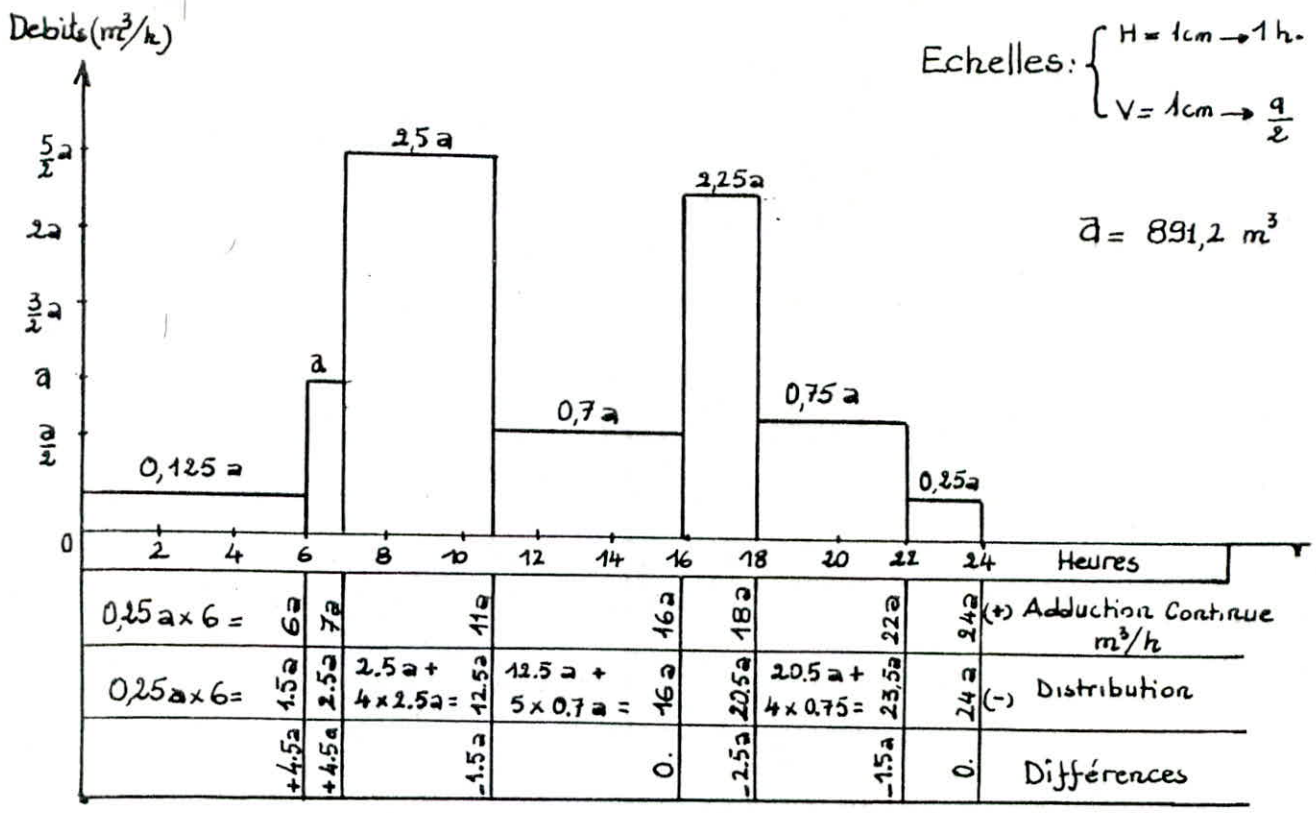


Fig. 4. Capacité théorique en Adduction Continue.

III. DETERMINATION DU DIAMETRE INTERIEUR DU RESERVOIR.

D'après le volume trouvé $V = 6500 \text{ m}^3$, on propose une hauteur du réservoir de 6 m.

$$V = A \cdot h$$

où V : Volume du réservoir

A : Section de la base.

h : hauteur d'eau dans le réservoir.

$$V = A \cdot h \Rightarrow A = \frac{V}{h} = \frac{6500}{6} = 1083,33 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 1083,33}{\pi}} = 37,15 \text{ m.}$$

$$D = 37,15 \text{ m.}$$

Ces derniers étant très grands, nous opterons pour deux réservoirs jumelés posés sol. Les réservoirs seront de formes cylindriques de 3250 m^3 chacun. D'où le nouveau schéma des réservoirs.

$$V = A \cdot h \Rightarrow A = \frac{V}{h} = \frac{3250}{6} = 541,67 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 541,67}{\pi}} = 26,27 \text{ m.} \quad \text{Soit } D = 26,5 \text{ m.}$$

Vu, la capacité des réservoirs qui est très importante, ces derniers ne seront pas surélevés, car ils présentent des difficultés pour le Génie-Civil. Cet emplacement n'assure pas des pressions suffisantes pour le réseau d'A.E.P.

De ce fait, il s'avère nécessaire la construction d'un réservoir sur tour, dont le côté du radier est $89,33 \text{ m}$. La hauteur de la tour sera de $14,82 \text{ m}$.

Dimensionnement du Réservoir Surélevé (voir fig 7).

Nous proposons un volume dans le château-d'eau égal à $V = 1000 \text{ m}^3$ donc le

$$\text{Diamètre sera: } V = A \cdot h \Rightarrow A = \frac{V}{h} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ m}^2 = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 200}{\pi}} = 15,96 \text{ m} \quad \text{soit } D = 16 \text{ m.}$$

IV. EQUIPEMENT DES RESERVOIRS.

A. Reservoirs d'accumulation:

a) - Arrivée de la Conduite d'adduction.

Dans notre projet il a été tenu compte des impératifs suivants:

b) - Arrivée par seuil et noyée, pour préserver l'équilibre carbonique de l'eau et empêcher la précipitation du Calcium.

Néanmoins, cette solution présente un inconvénient, qui est celui de vidange par siphonnage lors d'un accident sur l'adduction. On prévoit donc, à cet effet, un clapet anti-retour.

b) - Trop-plein:

La conduite de trop-plein est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir lorsque le niveau dans celui-ci atteint atteint sa limite maximale.

La vidange est prévue au point bas du réservoir et sera raccordée sur la canalisation de trop-plein et comportera un robinet-vanne (voir fig

c) Commande par ligne pilote:

Un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute du réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur et le déclenche pour un niveau supérieur.

B. Réservoir Surelevé (Posé sur tour).

- Il sera équipé des accessoires suivants et jouent le mêmes rôles que ceux utilisés aux réservoirs d'accumulation (voir fig 7):

- Conduite de Trop-plein.
- Conduite de vidange.
- Conduite de distribution

- Conduite d'adduction.

- D'un robinet flotteur :

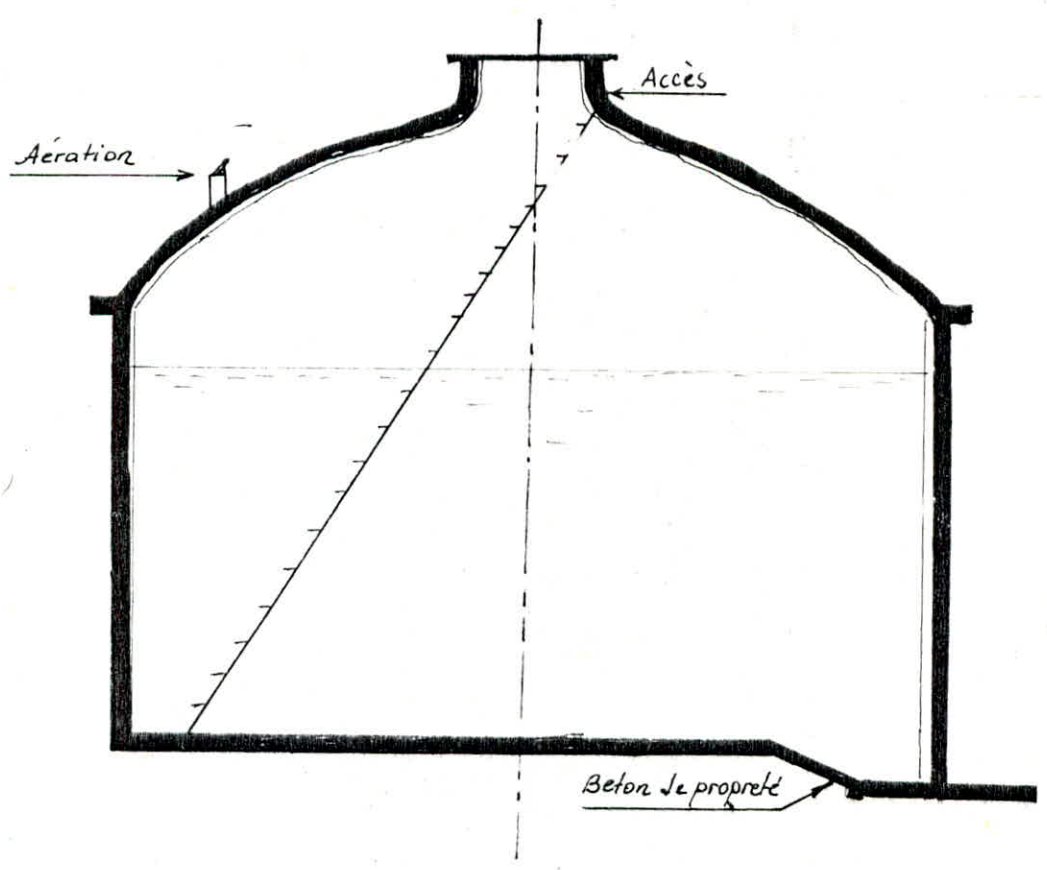
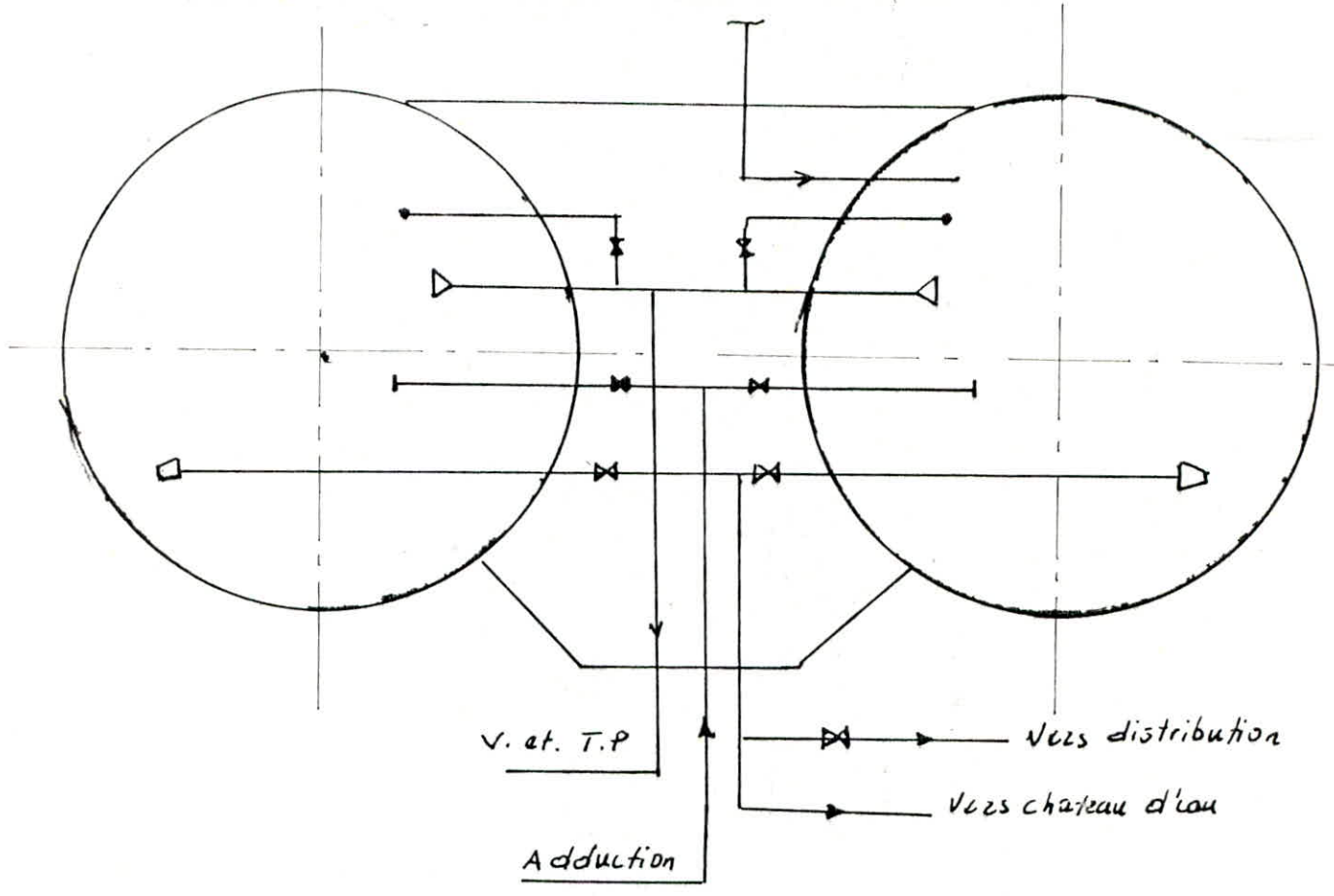
Rôle du robinet flotteur : Maintenir à un niveau déterminé le plan d'eau dans le réservoir. Il s'ouvre lorsque le plan d'eau descend en dessous de ce niveau et se referme progressivement au fur et à mesure de la montée du plan d'eau jusqu'au niveau maximal.

Avantages : - Sensibilité due à l'équilibrage de la pompe qui n'obéit qu'aux seuls mouvements du flotteur.

- Diminution du Coup de belier grâce à la fermeture progressive
- Pertes de charges très faibles.
- La conception de l'appareil ne nécessite aucune surveillance ni entretien.

Fig 5:

SCHEMA EN PLAN DES RESERVOIRS JUMELES:



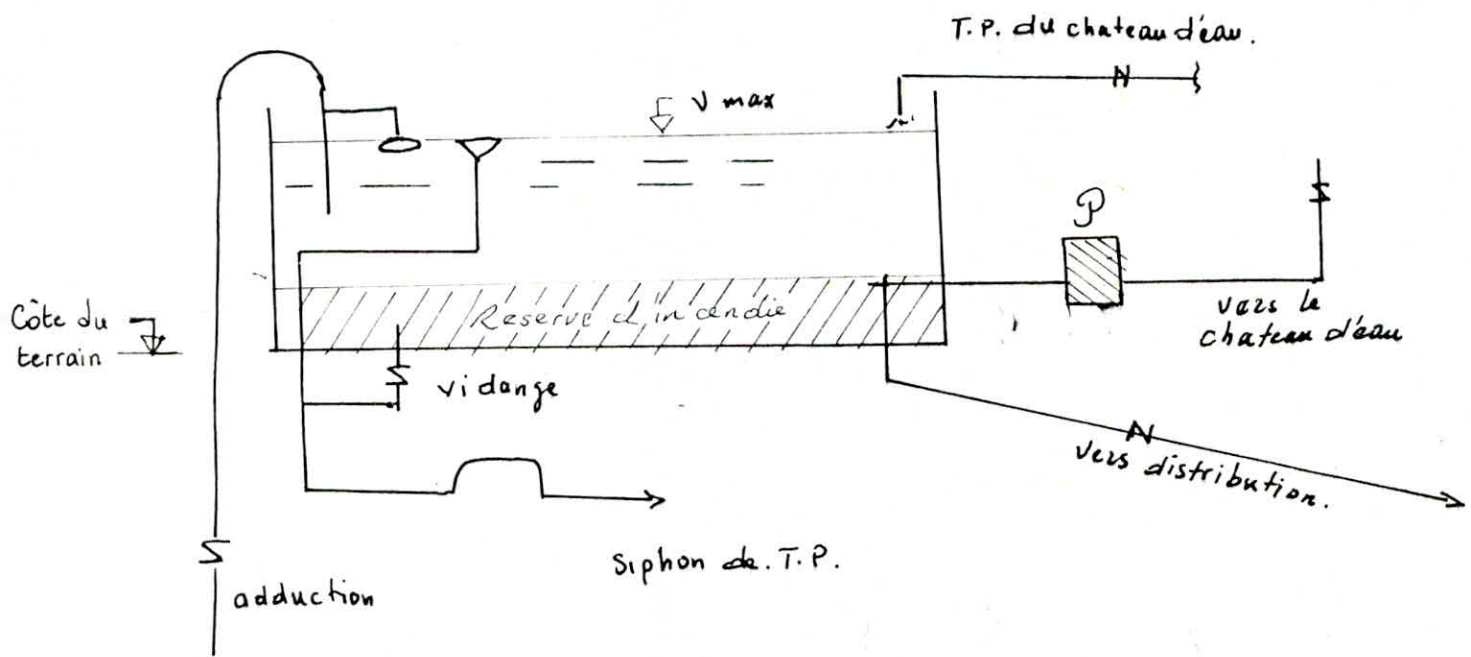
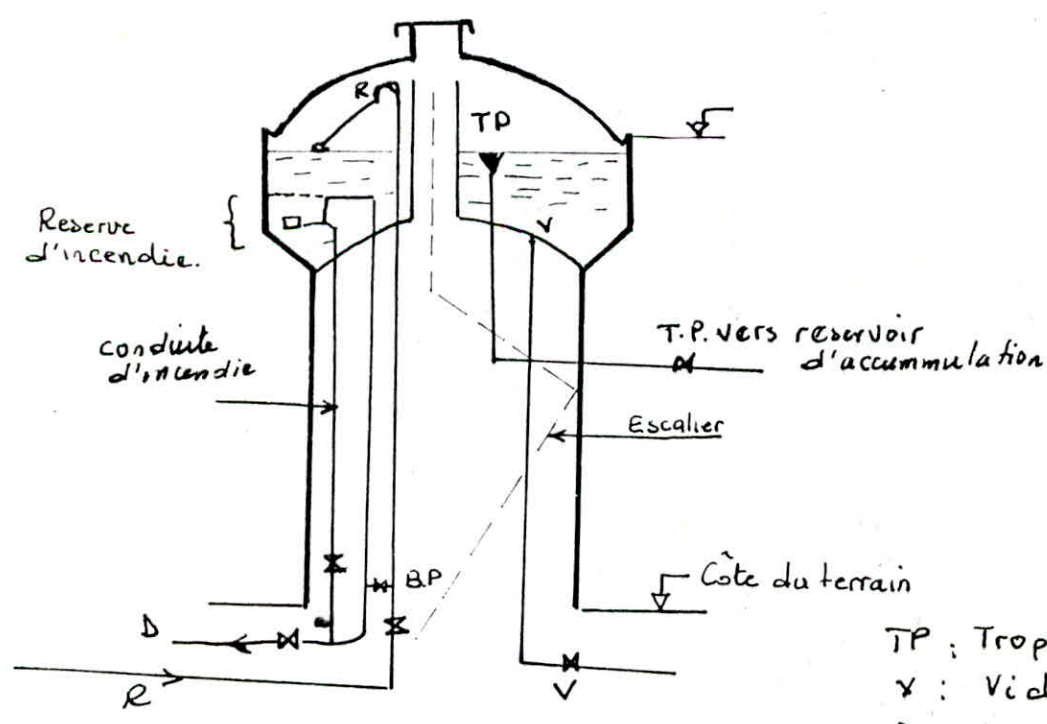
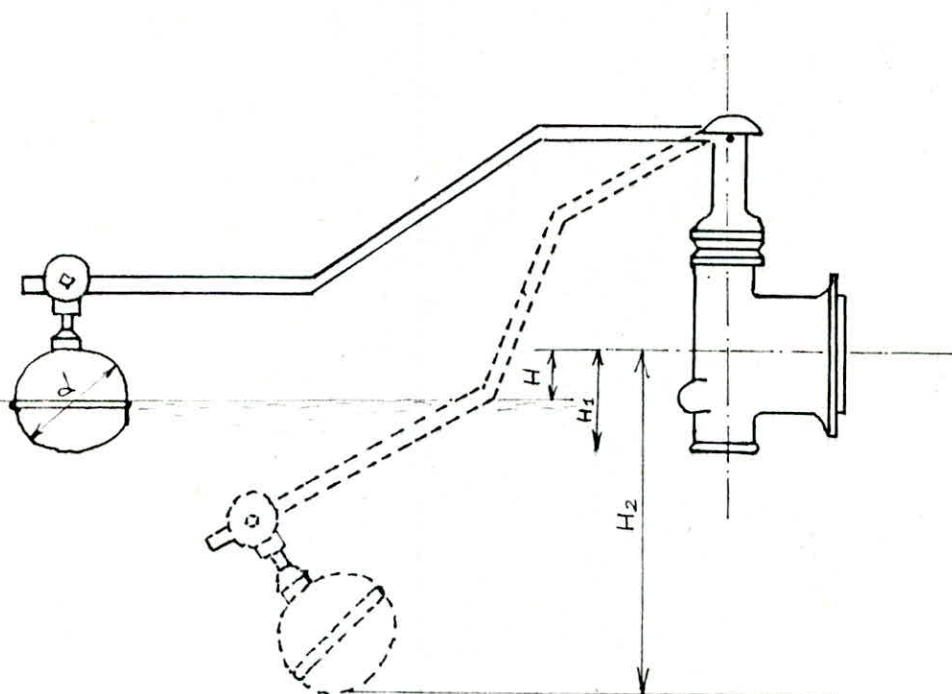


Fig 6: FONTAINNERIE D'EQUIPEMENT.



- TP : Trop-plein
- V : Vidange
- D : Distributeur
- R : C. d'amenée
- BP : By-pass.

Fig 7: SCHEMA DU CHATEAU-D'EAU

fig 8 : Robinet flotteur:

H : Différence entre la hauteur maximale dans le réservoir et l'axe de la conduite

H_1 : Hauteur entre la génératrice inférieure du ballon et l'axe de la pompe.

H_2 : Hauteur entre le niveau minimal dans le réservoir et l'axe de la pompe.

ETUDE ET CHOIX DES POMPES.

Les pompes centrifuges sont les plus fréquemment utilisées; elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu coûteux et d'un bon rendement.

1. CHOIX DES POMPES:

- Les hauteurs manométriques des débits à assurer sont reportées sur les caractéristiques des diverses pompes possibles.

Ces caractéristiques permettent de choisir le type de pompe convenable en égard aux conditions de cavitations. Un grand intérêt est porté sur le choix d'une machine susceptible de fonctionner dans la zone de rendement maximal conduisant au coût le plus faible du mètre cube d'eau à relever. (voir fig.).

2. POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE:

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

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

a) Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné:

Le débit relevé sera supérieur à celui prévu avec la réduction du temps de pompage.

- b) Accepter la caractéristique de la pompe et vanner sur le refoulement, de ce fait, on accroit la consommation d'énergie.
- c) Rogner la roue afin de faire passer la caractéristique de la pompe sur le point de fonctionnement désiré. Dans ce cas, le rendement diminue d'autant que le rognage est important.
- d) Conception d'une pompe semblable susceptible de fournir les conditions données de débits, hauteur et vitesse.

Remarque : Dans notre étude nous procédons suivant les deux premiers cas sus-cités à savoir :

- Le vannage et le point de fonctionnement initial.

3. EQUATION DE LA CARACTERISTIQUE DE LA POMPE :

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

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

où H_{\max} : hauteur maximale que peut fournir la pompe.

H : hauteur d'élevation correspondant à un débit quelconque " Q ".

Q : débit correspondant à la hauteur " H ".

Ayant pour chaque pompe à étudier trois valeurs H_i correspondantes à 3 valeurs " Q_i " on peut déterminer par la méthode des approximations successives, les valeurs inconnues " a , H_{\max} et n ".

4 ETUDE DE LA CAVITATION :

Le phénomène de la cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau qui décroît depuis la bride d'aspiration jusqu'à un certain point à l'intérieur de la roue, atteint par ce point une valeur minimale, correspondant à la tension de vapeur d'eau pompée.

Au cas où le fonctionnement d'une pompe s'accompagne de la cavitation l'homogénéité du courant est détruite par suite de dégagement de vapeur et des gaz qui y étaient dissouts dans le liquide; Il se produit un bruit caractéristique créé par le phénomène du Coup de belier. Il y a chute des paramètres suivant: Le débit, La hauteur, et le rendement.

Pour éviter la cavitation d'appareille, la condition suivante devra être observée:

$$N.P.S.H_d > N.P.S.H_r$$

où N.P.S.H_d: Charge nette d'aspiration disponible.

$$N.P.S.H_d = \frac{P_0}{\rho g} - (H_a + J_a + h_v)$$

$\frac{P_0}{\rho g}$: Pression en m.c.e au plan d'aspiration.

H_a: Hauteur d'aspiration.

J_a: Pertes de charges à l'aspiration.

h_v: Tension de vapeur.

La courbe du N.P.S.H_d s'identifie à la caractéristique de la conduite d'aspiration. N.P.S.H_r: Charge nette d'aspiration requise.

$$N.P.S.H_r = \frac{P_1'}{\rho g} - h_v$$

$\frac{P_1'}{\rho g}$: Pression absolue à la bride d'aspiration.

La courbe N.P.S.H_r est une courbe expérimentale donnée par le constructeur.

La cavitation n'apparaît pas lorsque le point de fonctionnement se situe à gauche du point d'intersection des courbes N.P.S.H_r / N.P.S.H_d

Dans ce qui suit nous n'avons pas à étudier la cavitation.

5. CALCUL DES POMPES

A - Pompe du forage : pompe à axe vertical immergée (fig 9).

$$Q = 927,2 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{MT} = 21,8 \text{ m.}$$

Le forage sera équipé d'une pompe centrifuge immergée à axe vertical. Du catalogue des pompes Teumont-Schneider, on a tiré les caractéristiques de la pompe (fig 10).

Le point de fonctionnement de notre pompe coïncide avec le point de fonctionnement désiré, donc nous n'avons pas à étudier les variantes énumérées auparavant à savoir le vannage, et le rognage.

B. Pompes de refoulement (Reservoirs d'accumulation - réservoir sur tour).

On prévoit deux (2) pompes identiques refoulent chacune un débit

$$Q_1 = Q_2 = \frac{Q}{2} = \frac{2228}{2} = 1114 \text{ m}^3/\text{h} = 0,30944 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$H_{MT} = 20 \text{ m.}$$

Les pompes à adopter seront du type à axe horizontal, leurs caractéristiques seront portées sur la fig 11.

Le temps de pompage sera déterminé en fonction de la variation de la consommation pendant 24 heures

a) Consommation de 18^h - 7^h : Soit 13^h

$$V_1 = 8 \times 0,25 \cdot a + a + 4 \times 0,75 \cdot a$$

où "a" : est le débit d'apport égal à 892,2 m³/h.

$$V_1 = 5347,2 \text{ m}^3.$$

Le volume que peut refouler une seule pompe en 13^h:

$$V_1' = 1114 \times 13 = 14482 \text{ m}^3.$$

On remarque que V_1' est supérieure V_1

b) Consommation entre 11^h - 16^h soit 5 heures.

$$V_2 = 5 \times 0,7 \cdot \pi = 3119,2 \text{ m}^3.$$

Le volume que peut refouler la deuxième pompe en 5 heures :

$$V_2' = 5 \times 1114 = 5570 \text{ m}^3.$$

Donc, la 1^{ère} pompe s'arrête pendant 5 heures, (et 11h - 14h), par
contre la 2^{ème} s'arrête pendant 13^h (18^h - 7^h).

- La puissance absorbée par le moteur :

$$P = \frac{\rho \times Q' \times H'}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,3264 \times 20,03}{0,78} = 82,22 \text{ kW.}$$

Remarque: Le trop plein du Château-d'eau sera réinjecté dans les
réservoirs d'accumulation.

TI Caractéristique de la Conduite (forage)

$$L = 25,8 \quad ; \quad \varepsilon = 10^{-4} \text{ m} \quad ; \quad \phi = 400 \text{ mm} \quad \mathcal{V} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$H_g = 20,8 \text{ m} \quad \quad \quad Q = 927,2 \text{ m}^3/\text{h} = 0,2575 \text{ m}^3/\text{s}$$

Débits m^3/h	Débits m^3/s	Vitesse m/s	f_c	J	$\Delta H = J \cdot L_e$ (m)	$H_{MT} = H_g + \Delta H$ (m)
360	0,1	0,796	0,015686	0,001268	0,0376	21,84
540	0,15	1,194	0,0153171	0,0027866	0,083	21,88
720	0,2	1,592	0,0151701	0,004906	0,145	22,0
900	0,25	1,99	0,0151027	0,00763	0,226	22,03
1080	0,3	2,387	0,015072	0,01096	0,326	22,13
1260	0,35	2,785	0,015006	0,01486	0,44	22,24
1440	0,4	3,183	0,014958	0,01935	0,57	22,37
1620	0,45	3,581	0,014830	0,0243	0,72	22,52

T II Caractéristique des Conduites (Entre les réservoirs)

$$L = 40 \text{ m} \quad \varepsilon = 10^{-4} \text{ m} \quad ; \quad \mathcal{V} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \quad H_g = 19,82 \text{ m}$$

$$Q = 1114 \text{ m}^3/\text{h} = 0,30944 \text{ m}^3/\text{s} \quad \phi = 500 \text{ mm} \Rightarrow v = 1,575 \text{ m/s}$$

Débits m^3/h	Débits m^3/s	Vitesse m/s	f_c	J	$\Delta H = J \cdot L_e$ (m)	$H_{MT} =$
700	0,19	0,96	0,01588	0,00152	0,070	19,9
800	0,22	1,12	0,01565	0,002006	0,092	19,91
900	0,25	1,27	0,01549	0,00256	0,12	19,94
1000	0,28	1,41	0,01536	0,00312	0,14	19,96
1100	0,31	1,55	0,01525	0,00376	0,17	19,99
1200	0,33	1,70	0,01516	0,00445	0,20	20,02
1300	0,36	1,84	0,01508	0,00520	0,24	20,06

ME 300-400
 N : 1450 tr/min
 $\mathcal{D} = 1 \text{ mm}^2/\text{s}$ $d = 1$
 $\phi 344$
 $\eta = 78\%$

C_1 : Caractéristique de la conduite
 C_2 : Caractéristique de la pompe.

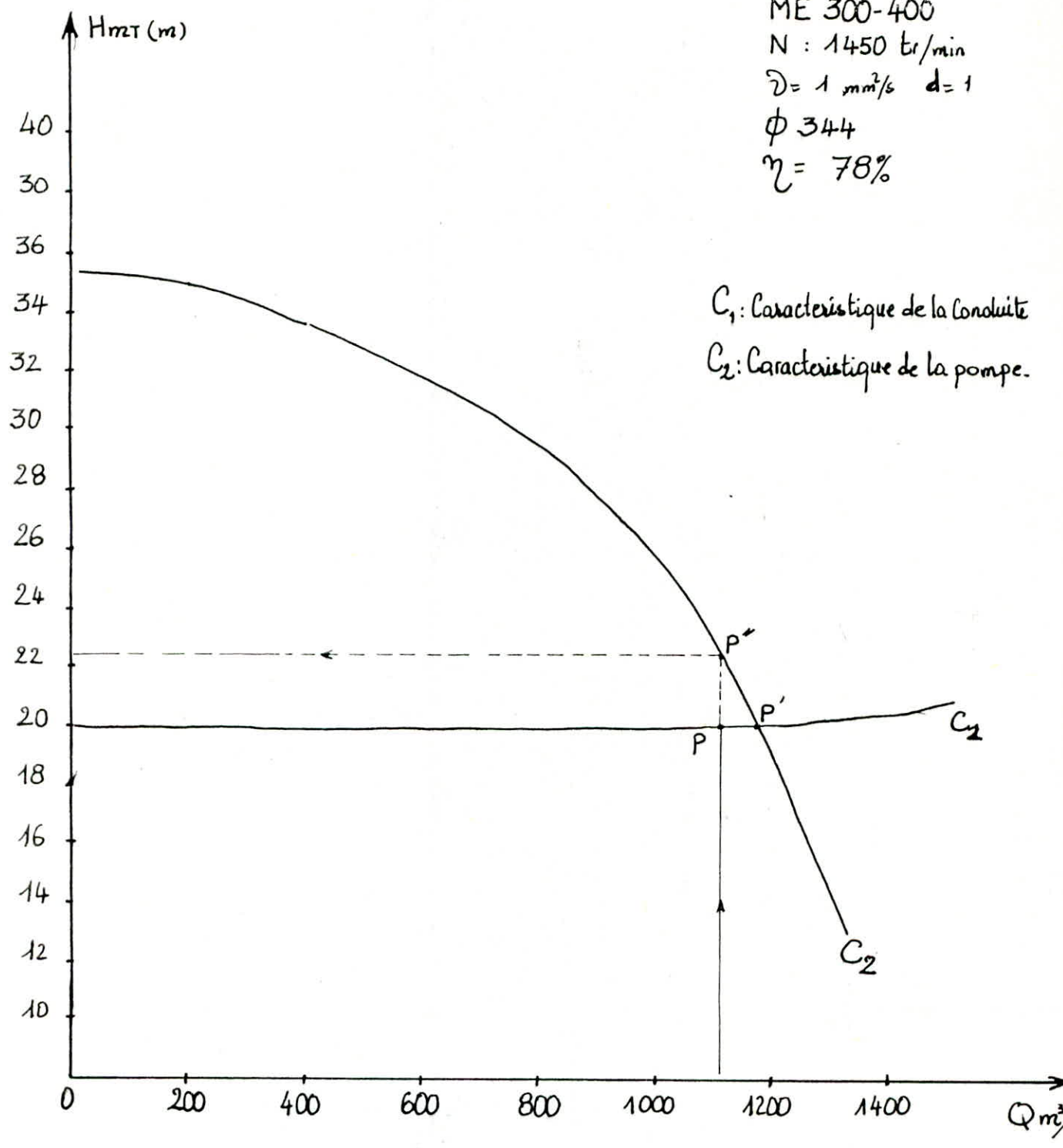


Fig. 11. POMPES DE REFOULEMENT

Reservoirs d'accumulation - Reservoir sur tour.

Echelles:

Verticales: 1cm → 2 m
 Horizontales 1cm → 100 m³/h

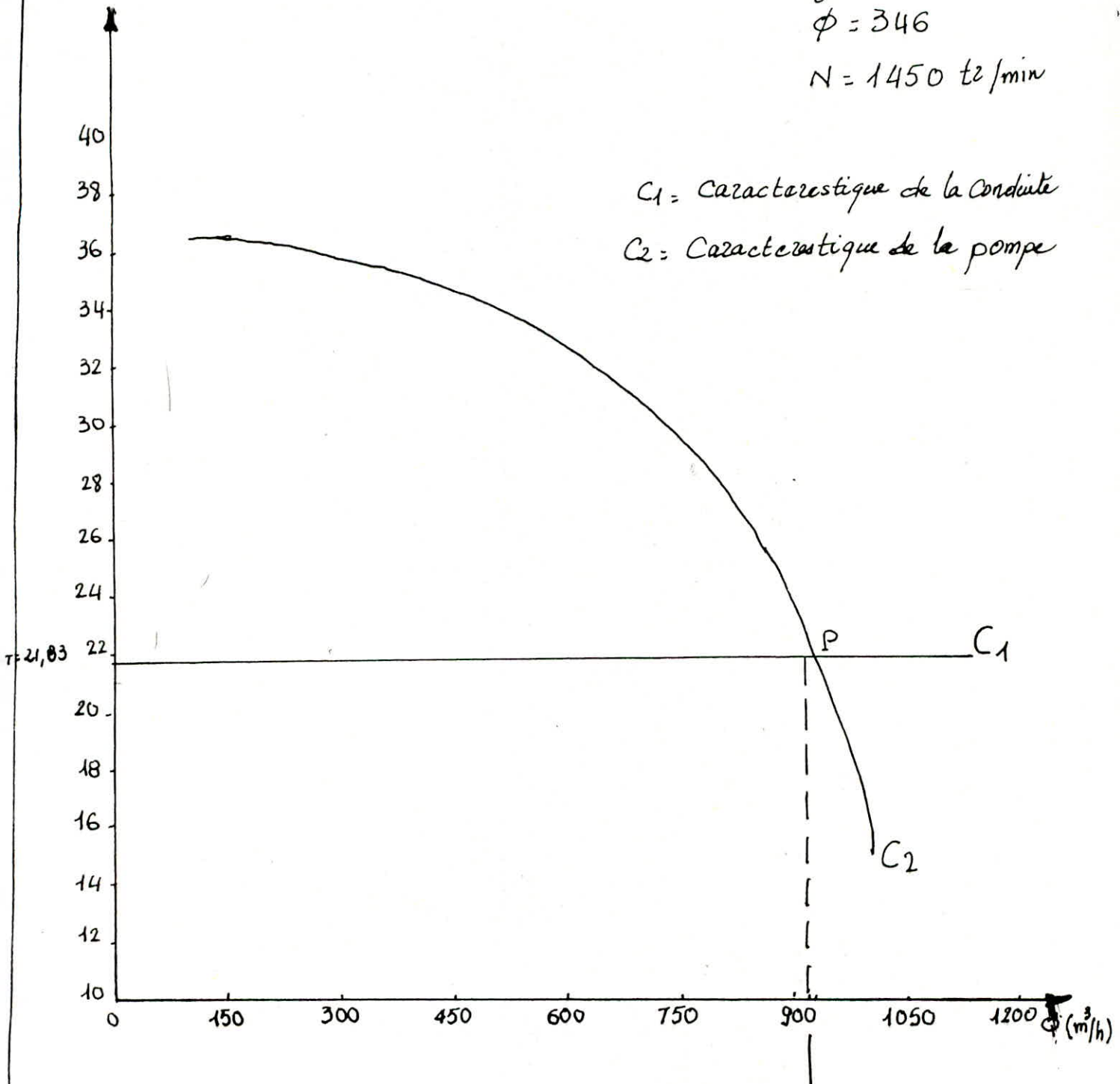
ME 250-355

$\eta = 75\%$

$\phi = 346$

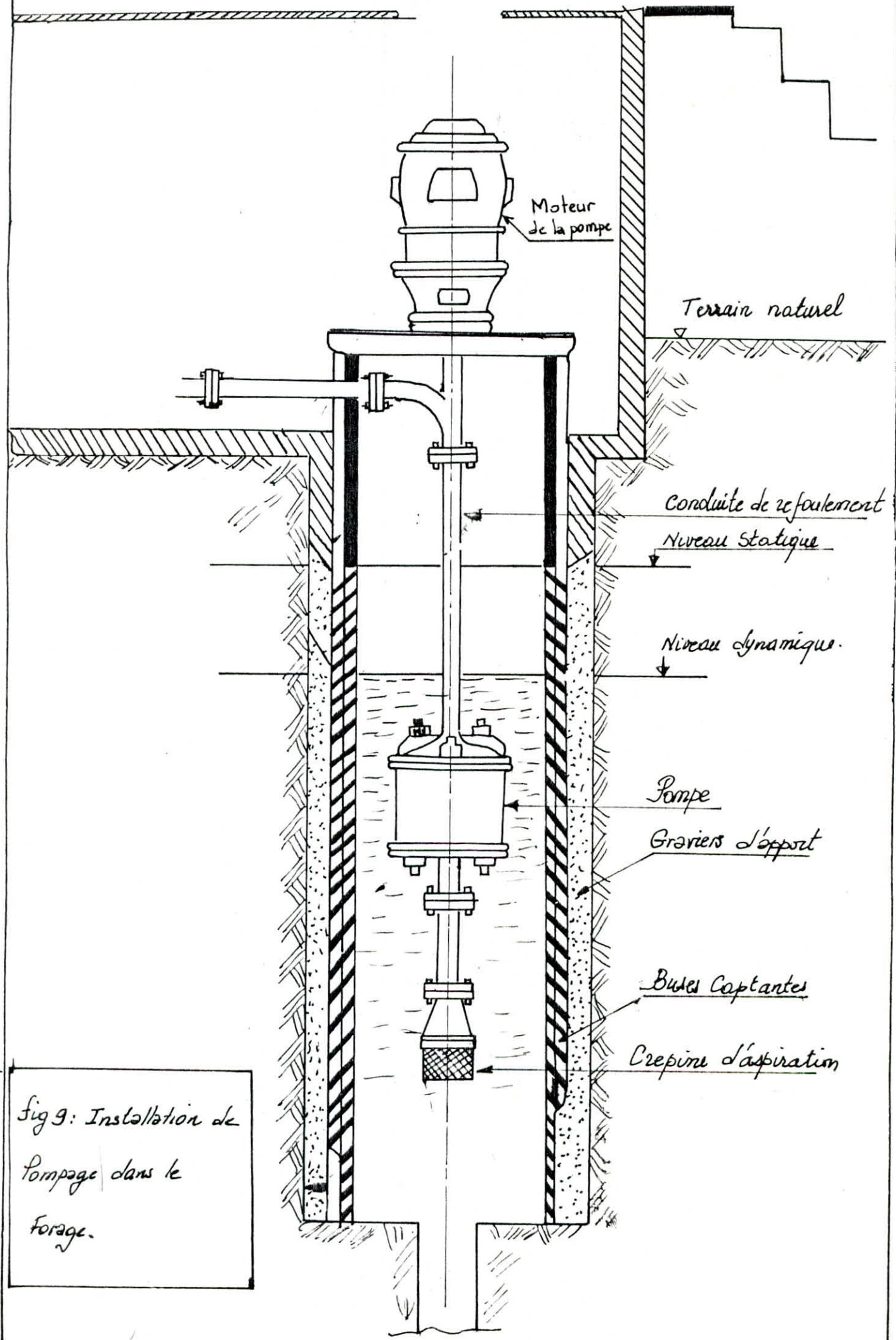
$N = 1450 \text{ tr/min}$

$H_{MT} \text{ (m)}$



Echelles {
verticale : 1cm \rightarrow 2m
horizontale : 1cm \rightarrow 75 m³/h

Fig (10) : Pompe du forage



Moteur de la pompe

Terrain naturel

Conduite de refoulement
Niveau Statique

Niveau Dynamique

Pompe
Graviers d'apport

Buses Captantes
Crepine d'aspiration

Fig 9: Installation de
Pompage dans le
Forage.

CHAPITRE VIII:

ETUDE DE L'ADDUCTION

1. CHOIX DU TRACÉ:

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

- Recherche d'un profil en long aussi régulier que possible avec une rampe toujours dans le même sens vers les réservoirs d'accumulation
- Éviter les fortes pentes qui peuvent donner lieu au point haut, à des cantonnements d'air plus ou moins difficile à évacuer.

Ces services peuvent créer en ces points des cavitations entraînant la rupture de la veine liquide.

- Le tracé le plus court possible afin de réduire les frais d'investissements.

Nous avons étudié le tracé de l'adduction sur une carte topographique à l'échelle 1/2000^{ème}.

2. CHOIX DU TYPE DE TUYAUX:

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

Dans notre projet, nous avons choisi des conduites en acier vu les avantages qu'ils présentent:

- Les conduites en acier résistent à des pressions importantes (supérieures à 20 bars).

- Par leur élasticité, les conduites en acier s'adaptent mieux au relief plus ou moins accidenté.
- Très économiques et disponibles sur le marché National.

3. ETUDE DU DIAMETRE OPTIMAL :

- Adduction Gravitaire :

L'étude du diamètre sera menée par la méthode suivante :

Méthode Graphique: Elle consiste à tracer la courbe $\Delta H = f(D)$, pour trouver le diamètre "D" correspondant, il suffit de reporter la valeur de la charge disponible sur l'axe des ordonnées.

Les paramètres intervenant dans les calculs sont :

ΔH : Pertes de charges linéaires ; $\Delta H = J \cdot L_{eq}$.

J : Gradient de pertes de charges $J = 0,0828 \frac{f \cdot Q^2}{D^5}$ formule de Darcy-Weisbach.

L_{eq} : Longueur équivalente $L_{eq} = 1,15 L_g$.

L_g : Longueur géométrique. $L_g = 2700 \text{ m}$.

Q : débit d'apport $Q = 0,2475 \text{ m}^3/\text{s}$.

D : Diamètre de la conduite

f : Coefficient de frottement.

Pour éviter de vérifier le régime moyennant l'ébauche de Moody, nous utilisons la formule de Colebrook qui est non seulement valable pour tous les régimes, mais tient également compte de paramètres tels que: viscosité cinématique, par conséquent la température.

E : Rugosité relative prise égale à 10^{-4} m .

R : Nombre de Reynolds, avec $R = \frac{V \cdot D}{\nu}$ et $V = \frac{4Q}{\pi D^2}$

ν : Viscosité cinématique ; $\nu = 10^{-6}$ pour $T = 20^\circ\text{C}$

Dressons le tableau suivant pour pouvoir calculer les pertes de charges occasionnées dans la conduite d'adduction "gravitaire".

Diamètres "D" mm.	Nombre de Reynolds $R \cdot 10^6$	Coefficients de frottement		J	$\Delta H = J \cdot L_{eq}$ (m)
		de Nikuradze f_x	de Colebrook f_c		
0,5	0,6305	0,02378146	0,024190	0,003926	12,20
0,6	0,5255	0,0226718	0,023180	0,001512	4,69
0,7	0,4503	0,0217931	0,0224180	0,0006725	2,10
0,8	0,3941	0,02107255	0,021825	0,0001	1,00

Echelles

Verticale: 1 cm → 1 m
Horizontale: 1 cm → 0,05 m

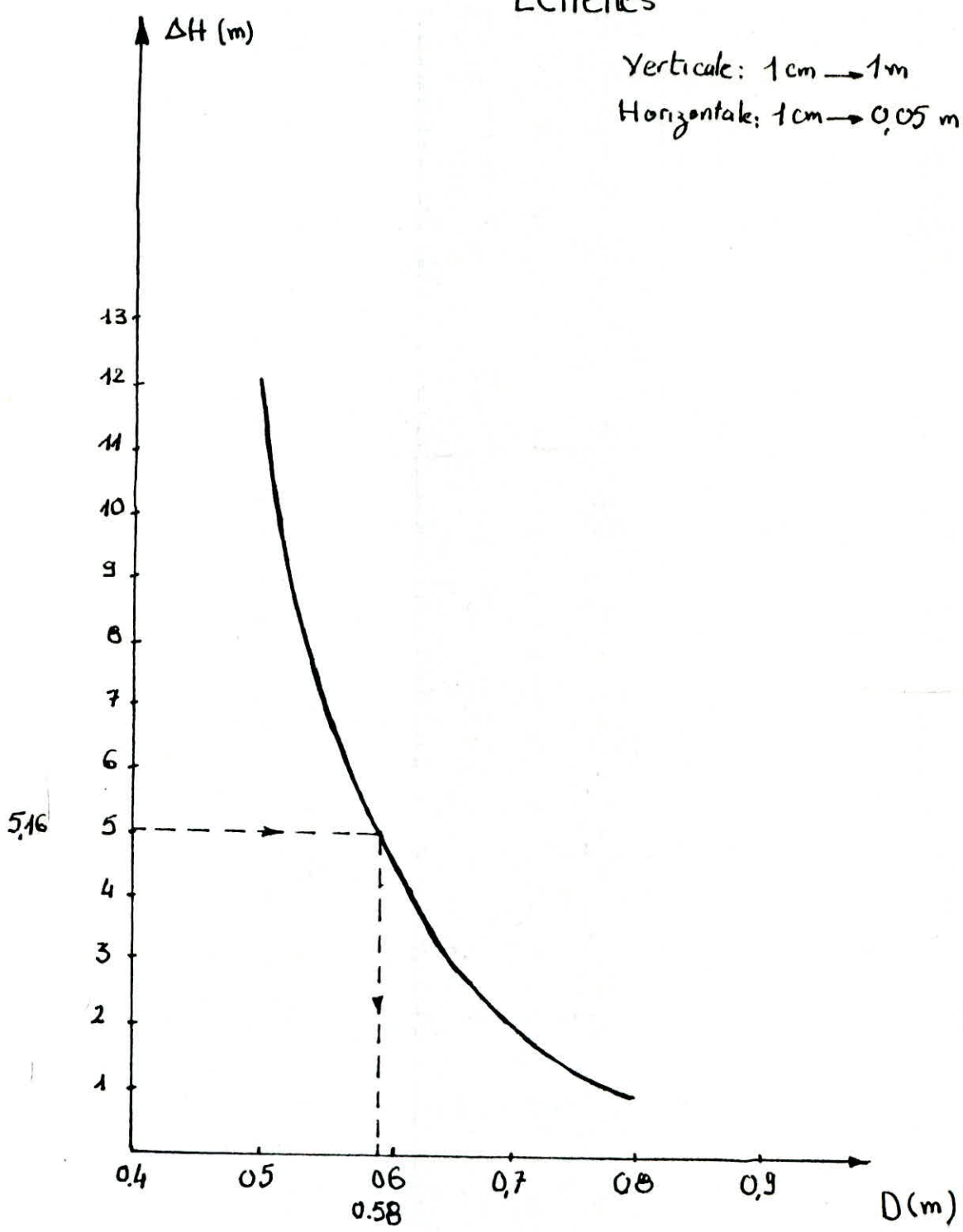
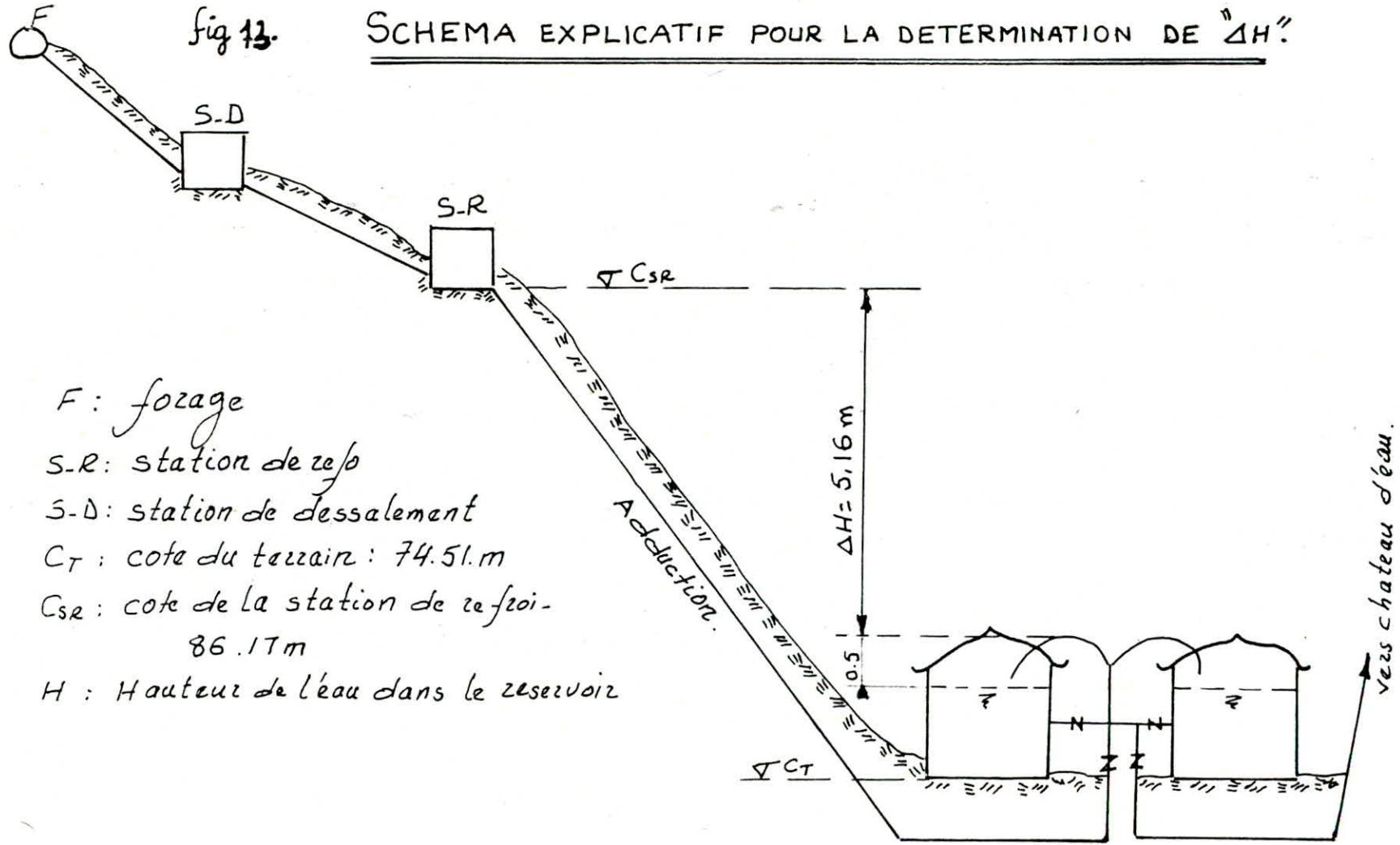


fig. 12

on pend $D = 600$ mm

Fig 13. SCHEMA EXPLICATIF POUR LA DETERMINATION DE "ΔH"



F : forage
 S-R : station de repo
 S-D : station de dessalement
 C_T : cote du terrain : 74.51.m
 C_{SR} : cote de la station de refoi-
 86.17m
 H : Hauteur de l'eau dans le reservoir

$$\Delta H = C_{SR} - C_T - H - 0,5$$

RESEAU DE DISTRIBUTION.

1. Dimensionnement de la conduite d'amenerée

Le même calcul a été fait pour l'évaluation de la cote du radiet en utilisant la méthode fluïdo-dynamique et moyennant les abaques suivants : Abaque de Moody, abaque 9, 8b et abaque 17a, 17d (voir fig 15, et 16).

Il ressort que : $J = 0,00256$

$\Delta H_f = 0,50 \text{ m}$ avec $L_g = 120 \text{ m}$.

$D = 750 \text{ mm}$.

$Q = 0,6189 \text{ m}^3/\text{s}$ et $V = 1,4 \text{ m/s}$.

2. Détermination des débits aux noeuds :

La ville de Touggourt présente, d'une façon générale une densité homogène de la population.

Le réseau schémotique des canalisations a été tracé en fonction des structures d'habitats, de préférence en suivant le cheminement des rues. Nous avons circonscrit dans le périmètre de la ville un certains nombres de contours fermés constituant des grandes mailles à l'intérieur desquelles peuvent être connectés des conduites secondaires. Les habitations isolées de la ville seront alimentées par des ramifications piquées à partir du Noeud 20 de là part une conduite pour l'agglomération de "Nezla".

La superficie desservie pour chaque nœud sera déterminée par le planimétrage.

Ayant la densité, le nombre d'habitant et la consommation spécifique, nous déduisons le débit de pointe de chaque nœud.

- Consommation spécifique :

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

où N: Nombre d'habitant à l'horizon 2016. $N = 72997$ habitants.

$Q_{\text{moy. J}}$: Débit moyen journalier $Q = 17111,1 \text{ m}^3/\text{J}$

$$q = \frac{17111,10}{72997} = 234,41 \text{ l/J/ha.}$$

- La densité :

$$d = \frac{N}{S}$$

S: Etant la surface limitée par le contour du réseau maillé donnée par le planimétrage. $S = 77,7 \text{ ha.}$

$$d = \frac{72997}{77,7} = 940 \text{ habitant/ha.}$$

- La population probable dans la zone desservie par le noeud est :

$$N_i = S_i \times d.$$

où S_i : surface de la zone.

- Le débit du Noeud sera :

$$Q_i = N_i \cdot q \cdot K_p$$

Calcul des débits Soutirés

N° des Noeuds	N° des Mailles	Surface des zones ha	Consommation spécifique l/s/hab	Densité hab/ha	Population dans les zones	Consommations par Noeud l/s	Coefficient de pointe "Kp"	Débits Soutirés l/s
1	2,3,4	4,45	234,41	940	4183	11,35	3,125	35,47
2	1,2	4,34	—	—	4080	11,07	—	34,59
3	1	1,37	—	—	1289	3,50	—	10,94
4	1,4	3,43	—	—	3164	8,58	—	26,81
5	1,2,5	3,96	—	—	3721	10,1	—	31,56
6	2,3,5,7	2,58	—	—	2425	6,58	—	20,56
7	3,6,7	3,30	—	—	3102	8,42	—	26,31
8	3,4,6	6,07	—	—	5706	15,48	—	48,37
9	4,6	3,2	—	—	3008	8,16	—	25,5
10	6,7	2,65	—	—	2491	6,76	—	21,12
11	7,9	2,41	—	—	2265	6,14	—	19,19
12	7,8,9	4,42	—	—	4155	11,27	—	35,22
13	5,7,8	3,60	—	—	3384	9,18	—	28,69
14	8,9,11	5,50	—	—	5170	14,02	—	43,81
15	9,12	3,55	—	—	3337	9,05	—	28,28
16	5,8,10	3,68	—	—	3459	9,38	—	29,31
17	5,10	4,34	—	—	4080	11,09	—	34,68
18	10,11	2,04	—	—	1918	5,20	—	16,25
19	10	2,70	—	—	2538	6,38	—	21,50
20	11,12	1,30	—	—	1222	3,31	—	10,34
21	9,11,12	3,29	—	—	3093	8,38	—	26,19
22	12	2,01	—	—	1889	5,12	—	16,07
23	3,6	3,53	—	—	3318	9,0	—	28,13
		$\Sigma = 77,7 \text{ ha}$			$\Sigma = 72\ 997 \text{ hab}$			$\Sigma = 618,89 \text{ l/s}$

3. CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION :

Le calcul du réseau maillé a été effectué par approximations successives suivant la méthode de Hardy-Cross, qui repose sur deux lois :

Première Loi : - Loi de KIRSHOFF. loi fondamentale en électricité l'analogie est faite en hydraulique.

- En chaque noeud du réseau, la somme des débits qui entrent est égale à la somme des débits qui en sortent $\sum Q_e = \sum Q_s$.

Deuxième Loi :

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charges est nulle.

3.1 METHODE DE HARDY-CROSS :

3.1.1 : Principe : Dans chaque maille on effectue une répartition des débits et on choisit un sens d'écoulement de manière à satisfaire la première loi et à calculer la perte de charge dans chaque tronçon de la maille.

La deuxième loi qui se traduit par l'égalité suivante :

$$\sum_{i=1}^n \Delta H_i = \sum_{i=1}^n r_i Q_i^2 = 0$$

r : résistance de la conduite

Cette dernière égalité n'est pas vérifiée du premier coup, donc il est impératif de corriger la répartition des débits jusqu'à satisfaire cette loi.

3.1.2 DETERMINATION DES DEBITS CORRECTIFS :

$$\Delta Q_i = \frac{\sum_{i=1}^n r_i Q_i^2}{2 \sum_{i=1}^n |r_i Q_i|}$$

Q_i : Débits correctifs.

$r_i = JQ \cdot L_e$

JQ : Gradient de la perte de charge débitaire.

L_e : Longueur équivalente.

$L_e = 1.15 L_g$ (L_g : Longueur géométrique).

En profil circulaire

$$J_Q = \frac{8f}{\pi^2 D^2 g} = 0,0828 \frac{f}{D^5}$$

f : coefficient de frottement évalué par la formule de
Coulbrook-weit.

$$E = 10^{-3} \text{ m.}$$

Chaque maille est calculée séparément, les corrections apportées aux débits sont de deux types:

- Corrections propres à la maille considérée, avec le signe de ΔQ .
- Corrections propres aux mailles adjacentes avec le signe contraire de ΔQ .

Il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et l'ajouter au débit Q_i pour avoir le nouveau débit Q_{i+1} .

- Les approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de ΔQ soient voisines de zéro et jusqu'à ce que la somme algébrique des pertes de charges sur un contour fermé quelconque soient inférieures à 0,5 m.

Les calculs du réseau de distribution sont repris sur les tableaux en pages.

N° ...

Le plan du réseau de distribution représenté sur la planche n° ...

18.

Programme de Calcul du réseau maillé. réalisé sur
La calculatrice TI 66.

L.R.N	2	STO 10.
LBL	+/-	SUM 11
A	=	R/S
2 _{end}	x ²	LBL B
ST/fg 08	1/x	RCL 09
RCL 03	STO 06	R/S
:	-	:
RCL 00.	RCL 05	RCL 11
=	=	R/S
2 _{end}	2 _{end} \sqrt{x}	:
Log	INV.	2
x	2 _{end} x ≥ t	=
02	x ²	+/-
+/-	RCL 06	STO 12
+	STO 05	RCL 09
1.14	GTO	+/-
=	=	SUM 09
x ²	LBL	RCL 11
1/x	x ²	+/-
STO 05	RCL 06.	SUM 11
LBL	x	RCL 12
=	8	R/S
2.51	x	LRN.
x	RCL 01	
RCL 00	x ²	
x	:	
2 _{end} π	2 _{end} π	
x	x ²	
RCL 04	:	
:	3.8	
4	:	
:	RCL 00	
RCL 01	y ^x	
2 _{end} x	5	
:	=	
RCL 05	STO 07	
\sqrt{x}	R/S	
+	x	
RCL 03	RCL 02	
:	=	
3.7	STO 08	
:	SUM 09	
RCL 00	R/S	
=	:	
2 _{end} Log	RCL 01	
x	=	

INTRODUCTION:

$D_i \longrightarrow$ STO 00 (m)

$Q_i \longrightarrow$ STO 01. (m^3/s)

$L_i \longrightarrow$ STO 02 (m)

$E \longrightarrow$ STO 03

$D \longrightarrow$ STO 04

Precision $x \Rightarrow \pm 0,000001$.

Résultats:

Appuyer sur A $\longrightarrow J_i$
 R/s $\longrightarrow \Delta H_i = r_i Q_i^2$
 R/s $\longrightarrow \frac{\Delta H_i}{Q_i} = r_i Q_i$

* Il faut multiplier $r Q_i$ par 2.

Repetier la même chose, l'opération pour tous les "n" tronçons puis

Appuyer sur :

B $\longrightarrow \sum_{i=1}^n \Delta H_i$
 R/s $\longrightarrow \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i}{Q_i} = \sum_{i=1}^n r_i Q_i$
 R/s $\longrightarrow \Delta Q_i = \frac{\sum \Delta H_i}{2 \sum \frac{\Delta H_i}{Q_i}}$

Remarque:

a) si $Q_i < 0$ l'introduire avec le signe (-) \longrightarrow STO 01 et introduire L_i avec le signe (-) \longrightarrow STO 02, on aura $\Delta H_i < 0$ et $\frac{\Delta H_i}{Q_i} > 0$.

b) Les diamètres des canalisations sont choisies de façon à avoir des vitesses d'écoulement dans l'intervalle 0.4 à 1.5 m/s.

1^{ere} Approximation (I)

N° de Mailles.	N° des Mailles Adjacentes.	Caractéristiques des Mailles				Gradient de La perte de Charge "J"	ΔH m	r.Q	Corrections.			Nouveaux Debits. Q ₁ .
		Tronçons	Longueurs "L" m	Diamètres "D" mm.	Debits Q ₀ (l/s)				Cor	C.P.M.	C.M.A	
1	2-3	358	80	1,49	0,0015145	0,555	744,97	0,18	/		1,67	
	3-4	232,3	150	-9,48	0,00209	-0,487	109,07	0,18	/		-9,27	
	5	4-5	245,0	125	-8,0	0,00380	-1,315	328,75	0,18	-0,496		-8,32
	2	5-2	282,9	125	7,63	0,00350	-0,987	258,71	0,18	1,20		9,01
						-0,26	1435,5	$\Delta Q = 0,18$ l/s				

2	1-2	280,2	200	28,45	0,00397	1,03	72,41	-1,2	/		27,25	
	1	2-5	287,9	125	-7,63	0,00350	-0,987	258,75	-1,2	-0,18		-9,01
	5	5-6	169,5	250	-47,13	0,00339	-0,574	24,39	-1,2	-0,496		-48,87
	3	6-1	327,2	250	45,0	0,00310	1,01	45,0	-1,2	0,003		43,80
						0,48	400,56	$\Delta Q = -1,2$ l/s.				

3	2	1-6	327,2	250	-45	0,00304	-1,01	45	-0,003	1,2		43,81
	7	6-7	144,9	100	-7,0	0,00909	-1,317	376,29	-0,003	1,4		-5,61
	6	7-23	257,6	200	31,69	0,00159	0,41	25,88	-0,003	0,8		32,48
	6	23-8	131	100	3,56	0,00255	0,334	187,64	-0,003	0,8		4,36
	4	8-1	308,1	150	15,19	0,00513	1,58	208,06	-0,003	0,21		15,39
						0,003	842,87	$\Delta Q = -0,003$ l/s.				

4	3	1-8	308,1	150	-15,19	0,00513	-1,58	208,06	-0,21	0,003		-15,39
	6	8-9	224,8	300	-60,0	0,00214	-0,48	16,033	-0,21	0,8		-59,41
	/	9-1	279,6	80	3,73	0,00849	2,374	1272,92	-0,21	/		3,51.
						0,313	1497,01	$\Delta Q = -0,21$ l/s				

5	1	4-5	545	125	8,0	0,0038	1,315	328,75	0,496	-0,18		8,32
	2	5-6	169,5	250	47,13	0,00339	0,574	24,39	0,496	1,20		48,87
	7	6-13	188,6	400	105,75	0,00247	0,28	5,30	0,496	1,4		107,65
	8	13-16	371,5	250	-40,0	0,00147	-0,92	46,0	0,496	0,57		-38,83
	10	16-17	80,5	250	-44,44	0,00302	-0,243	10,44	0,496	-0,89		-44,83
/	17-4	319,7	200	-28,26	0,00392	-1,254	88,78	0,496	/		-27,76	
						-0,25	504,16	$\Delta Q = 0,496$ l/s.				

6	4	8-9	244,8	300	60	0,00214	0,48	16,03	-0,8	0,21		59,47
	/	9-10	485,3	350	89,23	0,00252	1,22	27,41	-0,8	/		88,43
	7	10-7	286,6	300	-65,0	0,00250	-0,714	21,97	-0,8	1,4		-64,40
	3	7-23	257,6	200	-31,69	0,00160	-0,41	25,88	-0,8	0,003		-32,49
	3	23-8	131,0	100	-3,56	0,00255	-0,334	187,64	-0,8	0,003		-4,36
						-0,242	208,93	$\Delta Q = -0,8$ l/s.				

7	3	7-6	144,9	100	7,0	0,00309	1,317	376,29	-1,4	0,003		5,6	
	5	6-13	188,6	400	-105,75	0,00247	-0,28	5,3	-1,4	-0,496		-107,65	
	8	13-12	210,2	500	-174,44	0,00126	-0,265	3,04	-1,4	+0,57		-175,27	
	9	12-11	431,3	300	-60,0	0,00216	-0,932	31,05	-1,4	2,78		-60,06	
	/	11-10	46,0	500	+175,35	0,00127	0,058	0,66	-1,4	/		173,95	
	6	10-7	286,6	300	+65,0	0,0025	0,714	21,97	-1,4	0,8		64,4	
							0,612	432,31					$\Delta Q = -1,4 \text{ l/s}$

8	5	13-16	371,5	250	+40	0,00147	0,28	5,50	-0,57	-0,496		38,93	
	11	16-14	414,0	200	-20	0,00203	-0,844	84,4	-0,57	-0,76		-21,33	
	9	14-12	223,1	450	+149,66	0,00160	0,355	4,74	-0,57	2,79		150,43	
	7	12-13	210,2	500	+174,44	0,00126	0,265	3,04	-0,57	1,4		175,27	
								0,056	97,48				

9	7	12-11	431,3	300	60	0,00216	0,93	31,05	-1,34	1,4		60,06	
	/	11-15	211,4	600	254,54	0,00103	0,217	1,71	-1,34	/		253,20	
	12	15-21	271,2	350	-80,0	0,00170	-0,46	11,57	-1,34	2,1		-79,24	
	11	21-14	359,3	600	-213,47	0,00074	-0,265	2,50	-1,34	-0,76		-216,57	
	8	14-12	223,1	450	-149,66	0,0016	-0,355	4,74	-1,34	0,57		-150,43	
							0,069	51,57					$\Delta Q = -1,34 \text{ l/s}$

10	5	16-17	80,5	250	44,44	0,0030	0,243	10,84	0,89	-0,496		44,83	
	/	17-19	450,8	200	-18,5	0,00176	-0,794	86,16	0,89	/		-17,61	
	/	19-18	387,2	250	-40,0	0,00247	-0,956	47,82	0,89	/		-39,11	
	11	18-16	297,5	150	13,75	0,00425	1,22	177,45	0,89	-0,76		13,88	
								-0,287	322,37				

11	8	14-16	414	200	20	0,00203	0,844	84,4	0,76	0,57		21,33	
	10	16-18	287,5	150	-13,75	0,00425	-1,22	177,45	0,76	-0,89		-13,88	
	/	18-20	141,7	300	-70,0	0,00280	-0,40	11,43	0,76	/		-69,24	
	12	20-21	281,3	500	159,66	0,00106	0,298	3,34	0,76	2,1		162,52	
	9	21-14	359,3	600	213,47	0,00740	0,265	2,50	0,76	1,34		215,57	
							-0,213	279,51					$\Delta Q = 0,76 \text{ l/s}$

12	11	21-20	287,5	500	-159,66	0,0066	-0,298	3,74	-2,1	-0,76		-162,52	
	/	20-22	447,8	600	-240,0	0,00092	-0,414	3,45	-2,1	/		-243,58	
	/	22-15	324,1	700	362,82	0,00094	0,304	1,68	-2,1	/		359,24	
	9	15-21	271,2	350	80	0,00270	0,46	14,97	-2,1	1,34		78,24	
								0,052	23,84				

1	/	2-3	358	80	1,67	0,00194	0,682	816,77	-0,09	/	1,58
	/	3-4	232,3	150	-9,27	0,00202	-0,47	101,40	-0,09	/	-9,36
	5	4-5	345	125	-8,32	0,0041	-1,416	340,39	-0,09	0,033	-8,45
	2	5-2	282,9	125	9,01	0,00477	1,35	299,44	-0,09	0,054	8,97
							0,145	1558	$\Delta Q = -0,093 \text{ l/s}$		

2	/	1-2	280,2	200	27,25	0,00366	1,026	75,3	-0,05	/	27,20
	1	2-5	282,9	125	-9,01	0,00477	-1,35	299,44	-0,05	0,09	-8,97
	5	5-6	169,5	250	-48,87	0,00373	-0,614	25,13	-0,05	-0,033	-48,96
	3	6-1	327,5	250	43,8	0,00294	0,968	43,92	-0,05	1,84	+45,59
							0,024	443,8	$\Delta Q = -0,05 \text{ l/s}$		

3	2	1-6	377,2	250	-43,81	0,00294	-0,962	43,92	-1,84	0,05	-45,59
	7	6-7	144,9	100	-5,61	0,0060	-0,866	308,76	-1,84	0,38	-7,07
	6	7-23	257,6	200	32,49	0,0051	1,319	81,18	-1,84	-2,86	+27,79
	6	23-8	131	100	4,36	0,00372	0,488	223,81	-1,84	-2,86	-0,34
	4	8-1	308,1	150	15,39	0,00526	1,62	210,53	-1,84	0,014	13,56
							1,599	868,2	$\Delta Q = -1,84 \text{ l/s}$		

4	3	1-8	308,1	150	-15,39	0,00526	-1,62	210,53	-0,014	1,84	-13,56
	6	8-9	224,8	300	-59,41	0,00210	-0,472	15,89	-0,014	-2,86	-62,28
	/	9-1	279,6	80	3,51	0,00757	2,118	1206,84	-0,014	/	3,10
							0,02	1433,26	$\Delta Q = -0,014 \text{ l/s}$		

5	1	4-5	345	125	8,32	0,0041	1,416	340,38	0,03	0,033	8,45
	2	5-6	169,5	250	48,87	0,00362	0,614	25,13	0,03	0,054	48,96
	7	6-13	188,6	400	108,65	0,00153	0,29	5,37	0,03	0,38	108,02
	8	13-16	371,5	250	-38,93	0,00235	-0,873	44,87	0,03	3,64	-35,26
	10	16-17	80,5	250	-44,83	0,0037	-0,247	11,02	0,03	-0,48	-45,28
	/	17-4	319,7	200	-27,76	0,0038	-1,216	87,61	0,03	/	-27,73
							-0,017	514,37	$\Delta Q = 0,03 \text{ l/s}$		

6	4	8-9	224,8	300	59,41	0,00210	0,472	15,89	2,86	0,014	-62,28
	/	9-10	485,3	350	88,43	0,002064	1,002	22,66	2,86	/	91,29
	7	10-7	286,6	300	-64,4	0,002448	-0,702	21,73	2,86	0,38	-61,16
	3	7-23	257,6	200	-32,49	0,00519	-1,318	81,18	2,86	1,84	-27,79
	3	23-8	131	100	-4,36	0,00372	-0,488	223,81	2,86	1,84	0,34
							-1,044	365,27	$\Delta Q = 2,86 \text{ l/s}$		

7	3	7-6	144,9	100	5,61	0,0060	0,866	308,73	-0,38	1,84		7,07
	5	6-13	188,6	400	-107,65	0,00153	-0,289	5,37	-0,38	-0,03		-108,03
	8	13-12	210,2	500	-175,27	0,00127	-0,267	3,05	-0,38	3,64		-172,01
	9	12-11	431,3	300	-60,06	0,00214	-0,925	30,80	-0,38	2,18		-58,26
	/	11-10	46,0	500	173,95	0,00125	0,057	0,66	-0,38	/		173,57
	6	10-7	286,6	300	64,64	0,002448	0,702	21,76	-0,38	-2,86		61,40
							0,144	370,37				$\Delta Q = -0,38 \text{ l/s.}$

8	5	13-16	371,5	250	38,93	0,00235	0,87	44,85	-3,64	-0,03		35,26
	11	16-14	414	200	-21,33	0,00230	-0,955	89,40	-3,64	-0,52		-25,49
	9	14-12	223,1	450	150,43	0,00160	0,34	4,77	-3,64	2,18		148,97
	7	12-13	210,2	500	175,27	0,00127	0,262	3,05	-3,64	0,38		172,27
								0,517	142,07			

 $\Delta Q = -3,64 \text{ l/s.}$

9	7	12-11	431,3	300	60,06	0,00214	0,92	30,80	-2,18	0,38		58,26
	/	11-15	211,4	600	253,2	0,00102	0,21	1,71	-2,18	/		251,02
	12	15-21	271,2	350	-79,24	0,00167	-0,45	11,46	-2,18	0,83		-80,59
	11	21-14	259,3	600	-215,57	0,00075	-0,196	1,81	-2,18	-0,52		-218,27
	8	14-12	223,1	450	-150,43	0,00161	-0,363	4,71	-2,18	3,64		-148,97
							0,12	55				

 $\Delta Q = -2,18 \text{ l/s.}$

10	5	16-17	80,5	250	44,83	0,00307	0,247	11,02	0,48	-0,03		45,28
	/	17-19	450,8	200	-17,61	0,00160	-0,724	82,21	0,48	/		-17,13
	/	19-18	387,2	250	-39,11	0,00237	-0,913	46,94	0,48	/		-38,63
	11	18-16	287,5	150	13,88	0,00432	1,240	179,10	0,48	-0,52		13,84
								-0,15	319,21			

 $\Delta Q = 0,48 \text{ l/s.}$

11	8	14-16	414	200	21,33	0,0023	0,953	89,4	0,52	3,64		25,49
	10	16-18	287,5	150	-13,88	0,0043	-1,24	179,1	0,52	-0,48		-13,84
	/	18-20	141,7	300	-69,24	0,0028	-0,395	11,5	0,52	/		-68,72
	12	20-21	281,3	500	162,52	0,0011	0,33	3,81	0,52	0,83		162,87
	9	21-14	259,3	600	215,57	0,00075	0,198	1,81	0,52	2,18		218,27
							-0,15	285,62				

 $\Delta Q = 0,52 \text{ l/s.}$

12	11	21-20	281,3	500	-162,52	0,0011	-0,32	3,81	-0,83	-0,52		-163,87
	/	20-21	447,8	600	-243,58	0,00095	-0,426	3,50	-0,83	/		-244,41
	/	22-15	324,1	700	359,24	0,00092	0,3	1,66	-0,83	/		358,41
	9	15-21	271,2	350	79,24	0,00167	0,454	11,47	-0,83	2,18		80,59
							0,017	20,43				

 $\Delta Q = -0,83 \text{ l/s.}$

1	/	2-3	358	80	1,58	0,00172	0,616	779,63	-0,012	/		1,568	
	/	3-4	232,3	150	-9,36	0,00205	-0,478	102,24	-0,012	/		-9,372	
	5	4-5	345	125	-8,45	0,00423	-1,458	345,09	-0,012	0,349		-8,113	
	2	5-2	282,9	125	8,97	0,00473	+1,398	298,36	-0,012	0,23		9,188	
							0,018	1525,32					$\Delta Q = -0,012 \text{ l/s.}$

2	/	1-2	289,2	200	27,2	0,00365	1,022	75,18	-0,23	/		26,97	
	1	2-5	282,9	125	-8,97	0,00473	-1,338	298,36	-0,23	0,012		-9,19	
	5	5-6	169,5	250	48,96	0,00363	-0,616	25,17	-0,23	0,349		-48,84	
	3	6-1	327,5	250	45,53	0,00317	1,038	54,54	-0,23	-0,18		45,18	
							0,106	453,25					$\Delta Q = -0,23 \text{ l/s.}$

3	2	1-6	377,2	250	-45,59	0,00317	-1,038	54,25	0,18	0,23		-45,18	
	7	6-7	144,9	100	-7,07	0,00923	-1,342	379,66	0,18	1,3		-5,59	
	6	7-23	257,6	200	27,79	0,00380	0,979	70,46	0,18	-0,18		27,79	
	6	23-8	131	100	-0,34	0,000038	-0,005	29,49	0,18	-0,18		-0,34	
	4	8-1	308,1	150	13,56	0,00414	1,275	187,99	0,18	-0,089		13,65	
							-0,131	721,85					$\Delta Q = +0,18 \text{ l/s.}$

4	3	1-8	308,1	150	-13,56	0,00414	1,275	187,99	0,089	-0,18		-13,65	
	6	8-9	224,8	300	-62,28	0,00229	-0,516	16,59	0,089	-0,18		-62,37	
	/	9-1	279,6	80	3,10	0,00599	1,677	1082,05	0,089	/		3,189	
							-0,114	1286,63					$\Delta Q = 0,089 \text{ l/s.}$

5	1	4-5	345	125	8,45	0,00423	1,458	345,09	-0,349	0,012		8,113	
	2	5-6	169,5	250	48,96	0,00363	0,616	25,17	-0,349	0,23		48,84	
	7	6-13	188,6	400	108,02	0,00154	0,291	5,39	-0,349	1,30		108,97	
	8	13-16	371,5	250	-35,24	0,00194	-0,723	40,99	-0,349	0,046		-35,56	
	10	16-17	89,5	250	-45,28	0,00313	-0,252	11,35	-0,349	-0,29		-45,92	
/	17-4	319,7	200	-27,73	0,00379	-1,21	87,28	-0,349	/		-28,08		
							0,18	515,27					$\Delta Q = -0,349 \text{ l/s.}$

6	4	8-9	224,8	300	62,28	0,00229	0,516	16,59	0,18	-0,089		62,37	
	/	9-10	425,3	350	91,29	0,00219	1,065	23,32	0,18	/		91,47	
	7	10-7	286,6	300	-61,16	0,00221	-0,636	20,80	0,18	1,30		-59,68	
	3	7-23	257,6	200	-27,79	0,00380	-0,979	70,46	0,18	-0,18		-27,79	
3	23-8	131	100	0,34	0,000038	+0,005	29,49	0,18	-0,18		0,34		
							-0,029	160,66					$\Delta Q = 0,18 \text{ l/s.}$

7	3	7-6	144,9	100	7,07	0,00923	1,342	379,66	-1,3	-0,72		5,39	
	3	6-13	188,6	400	-108,02	0,00154	-0,291	5,39	-1,3	0,343		-108,97	
	8	13-12	210,2	500	-172,01	0,00122	-0,298	2,989	-1,3	0,046		-173,26	
	9	12-11	431,3	300	-58,26	0,00202	-0,873	29,96	-1,3	1,3		-58,26	
	/	11-10	46,0	500	173,57	0,00124	0,057	0,66	-1,3	/		172,27	
	6	10-7	286,6	300	61,10	0,00221	0,636	20,80	-1,3	-0,18		59,62	
								0,573	439,49				$\Delta Q = -1,3 \text{ €/s}$

8	5	13-16	371,5	250	35,26	0,00194	0,723	40,95	-0,046	0,349		35,56	
	11	16-14	414	200	-25,49	0,00322	-1,335	104,78	-0,046	2,1		-23,44	
	9	14-12	223,1	450	148,97	0,00168	0,352	4,73	-0,046	1,3		150,22	
	7	12-13	210,2	500	172,27	0,00127	0,267	3,05	-0,046	1,3		173,52	
								0,007	153,55				

$$\Delta Q = -0,046 \text{ €/s}$$

9	7	12-11	431,3	300	58,26	0,00202	0,873	29,96	-1,3	1,3		58,26	
	/	11-15	211,4	600	251,02	0,00100	0,213	1,69	-1,3	/		-249,72	
	12	15-21	271,2	350	-80,59	0,00173	-0,469	11,64	-1,3	1,16		-80,73	
	11	21-14	259,3	600	-218,27	0,00077	-0,200	1,83	-1,3	2,1		-217,47	
	8	14-12	223,1	450	-148,97	0,00158	-0,352	4,73	-1,3	0,046		-150,22	
								0,065	49,85				

$$\Delta Q = -1,3 \text{ €/s}$$

10	5	16-17	80,5	250	45,28	0,00313	0,252	11,35	0,21	0,349		45,92	
	/	17-19	450,8	200	-17,13	0,00152	-0,687	80,25	0,21	/		-16,84	
	/	19-18	387,2	250	-38,63	0,00232	-0,897	46,42	0,21	/		-38,34	
	11	18-16	287,5	150	13,84	0,00429	1,24	179,19	0,21	2,1		16,23	
								-0,092	317,21				

$$\Delta Q = 0,21 \text{ €/s}$$

11	8	14-16	414	200	25,49	0,00322	1,335	104,78	-2,1	0,046		23,44	
	10	16-18	287,5	150	-13,84	0,00429	-1,240	179,21	-2,1	-0,29		-16,23	
	/	18-20	141,7	300	-68,72	0,00094	-0,133	3,86	-2,1	/		-70,82	
	12	20-21	281,3	500	163,87	0,00112	0,313	3,83	-2,1	1,16		162,93	
	9	21-14	259,3	600	-218,27	0,00158	0,352	4,73	-2,1	1,3		217,47	
								0,627	296,98				

$$\Delta Q = -2,1 \text{ €/s}$$

12	11	21-20	281,3	500	-163,87	0,00112	-0,313	3,83	-1,16	2,1		-162,93	
	/	20-21	447,8	600	-244,41	0,00096	-0,429	3,51	-1,16	/		-247,57	
	/	22-15	324,1	700	358,41	0,00092	0,297	1,66	-1,16	/		357,25	
	9	15-21	271,2	350	80,59	0,00173	0,469	11,64	-1,16	1,3		80,73	
								0,024	20,64				

$$\Delta Q = -1,16 \text{ €/s}$$

1	/	2-3	358	80	1,57	0,00170	0,609	775,70	-0,12	/		1,45
	/	3-4	232,3	150	-9,37	0,00206	-0,479	102,34	-0,12	/		9,49
	5	4-5	345	125	-8,11	0,00391	-1,349	332,80	-0,12	0,09		-8,14
	2	5-2	282,9	125	9,19	0,00495	1,40	304,68	-0,12	0,038		9,11
							0,18	1515,52	$\Delta Q = -0,12 \text{ l/s}$			

2	/	1-2	280,2	200	26,97	0,00360	1,016	74,61	-0,038	/		26,93
	1	2-5	282,9	125	-9,19	0,00495	-1,40	304,68	-0,038	0,12		-9,11
	5	5-6	169,5	250	-48,84	0,00361	-0,613	25,11	-0,038	0,09		-48,79
	3	6-1	327,5	250	45,18	0,00311	1,02	45,17	-0,038	0,5		45,64
							0,017	449,57	$\Delta Q = -0,038 \text{ l/s}$			

3	2	1-6	377,2	250	-45,18	0,00311	-1,02	45,17	-0,5	0,038		-45,64
	7	6-7	144,9	100	-5,59	0,00594	-0,86	307,88	-0,5	0,42		-5,67
	6	7-23	257,6	200	27,79	0,0038	0,96	70,46	-0,5	0,17		27,46
	6	23-8	131	100	-0,34	0,000038	0,007	29,5	-0,5	0,17		-0,67
	4	8-1	308,1	150	13,65	0,00419	1,27	189,1	-0,5	-0,29		13,12
							0,343	642,11	$\Delta Q = -0,5$			

4	3	1-8	308,1	150	-13,65	0,00419	-1,27	189,1	0,029	0,5		-13,12
	6	8-9	224,8	300	-62,37	0,0023	-0,518	16,61	0,029	0,17		-62,17
	/	9-1	279,6	80	3,189	0,00633	1,77	1109,72	0,029	/		3,22
							-0,038	1315,42	$\Delta Q = 0,029 \text{ l/s}$			

5	1	4-5	345	125	8,13	0,0039	1,35	332,8	-0,09	0,12		8,16
	2	5-6	169,5	250	48,84	0,00361	0,613	25,11	-0,09	0,038		48,79
	7	6-13	188,6	400	108,97	0,00157	0,296	5,44	-0,09	0,42		109,30
	8	13-16	371,5	250	-35,56	0,00198	-0,735	41,36	-0,09	0,5		-35,15
	10	16-17	80,5	250	-45,32	0,00325	-0,239	10,41	-0,09	-0,47		-45,36
	/	17-4	319,7	200	-28,14	0,00387	-1,24	88,27	-0,09	/		-28,17
							0,045	503,39	$\Delta Q = -0,09 \text{ l/s}$			

6	4	8-9	224,8	300	62,37	0,0023	0,518	16,61	-0,17	-0,029		62,17
	/	9-10	425,3	350	91,47	0,0022	1,07	23,36	-0,17	/		91,30
	7	10-7	286,6	300	-59,68	0,0021	-0,607	20,31	-0,17	0,42		-59,43
	3	7-23	257,6	200	-27,79	0,0038	-0,96	70,46	-0,17	0,5		-27,46
	3	23-8	131	100	0,34	0,000038	0,007	29,5	-0,17	0,5		0,67
							0,028	160,24	$\Delta Q = -0,17 \text{ l/s}$			

7	3	7-6	144,9	100	5,59	0,00594	0,86	307,88	-0,42	0,5	+ 5,67 - 109,30 - 173,18 - 58,30 + 171,85 + 59,37
	3	6-13	188,6	400	-108,97	0,00157	-0,296	20,31	-0,42	0,09	
	8	13-12	210,2	500	-173,26	0,00124	-0,261	3,0	-0,42	0,5	
	9	12-11	431,3	300	-58,26	0,00202	-0,86	29,52	-0,42	0,38	
	/	11-10	46,0	500	172,27	0,00122	0,056	0,66	-0,42	/	
	6	10-7	286,6	300	59,62	0,0021	0,607	20,31	-0,42	0,17	
							0,106	281,68	$\Delta Q = -0,42 \text{ l/s}$		

8	5	13-16	371,5	250	35,56	0,00198	0,73	41,25	-0,5	0,09	+ 35,15 - 23,51 + 150,10 173,18
	11	16-14	414	200	-23,44	0,00275	-1,24	105,84	-0,5	-0,43	
	9	14-12	223,1	450	150,22	0,0016	0,33	4,86	-0,5	0,38	
	7	12-13	210,2	500	173,26	0,00124	0,26	3,11	-0,5	0,42	
								0,080	160	$\Delta Q = -0,5 \text{ l/s}$	

9	7	12-11	431,3	300	58,26	0,00202	0,86	29,52	-0,38	0,42	- 58,3 249,34 - 80,63 - 217,42 - 150,10
	/	11-15	211,4	600	249,72	0,001	0,197	1,58	-0,38	/	
	12	15-21	271,2	350	-80,73	0,00173	-0,478	11,84	-0,38	0,48	
	11	21-14	259,3	600	-217,47	0,00077	-0,23	2,11	-0,38	-0,43	
	8	14-12	223,1	450	-150,22	0,0016	-0,33	4,76	-0,38	0,5	
								0,019	49,81	$\Delta Q = -0,38 \text{ l/s}$	

10	5	16-17	80,5	250	45,92	0,00321	0,239	10,41	-0,47	0,09	45,54 - 17,31 - 38,81 15,33
	/	17-19	450,8	200	-16,84	0,00148	-0,738	87,64	-0,47	/	
	/	19-18	387,2	250	-38,34	0,00228	-0,896	46,74	-0,47	/	
	11	18-16	287,5	150	16,23	0,00582	1,602	197,41	-0,47	-0,43	
								0,225	342,21	$\Delta Q = -0,47 \text{ l/s}$	

11	8	14-16	414	200	23,44	0,00275	1,24	105,8	0,43	0,5	24,37 - 15,33 - 70,39 163,84 218,28
	10	16-18	287,5	450	-16,23	0,00582	-1,602	197,41	0,43	0,47	
	/	18-20	144,7	300	-70,82	0,00293	-0,41	11,75	0,43	/	
	12	20-21	281,3	500	162,93	0,0011	0,31	3,85	0,43	0,48	
	9	21-14	259,3	600	217,47	0,00077	0,23	2,11	0,43	0,38	
								-0,232	327,04	$\Delta Q = 0,43 \text{ l/s}$	

12	11	21-20	281,3	500	-162,93	0,0011	-0,31	3,81	-0,48	-0,43	- 163,84 - 246,05 356,77 80,63
	/	20-21	144,7	600	-245,57	0,00097	-0,448	3,53	-0,48	/	
	/	22-15	324,1	700	357,25	0,00091	0,29	1,654	-0,48	/	
	9	15-21	271,2	350	80,73	0,00173	0,478	11,84	-0,48	0,38	
								0,01	20,834	$\Delta Q = -0,48 \text{ l/s}$	

Verification des Vitesses. ($v = 0,5 \div 1,5$ m/s).

Tronçons	2-3	3-4	4-5	5-2	1-2	5-6	6-1	6-7	7-23	23-8	8-1	8-9	9-1	6-13	13-16	16-17	17-4
Diamètres (mm)	80	150	125	125	200	250	250	100	200	100	150	300	80	400	250	250	200
Débits	1,45	9,49	8,14	9,11	26,93	48,79	45,64	5,67	27,46	0,67	13,12	62,17	3,22	109,3	35,15	45,36	28,17
Vitesses m/s	0,29	0,54	0,66	0,86	0,67	0,99	0,93	0,72	0,87	0,10	0,74	0,88	0,64	0,87	0,72	0,92	0,90

Suite

Tronçons	9-10	10-7	13-12	12-11	11-10	16-14	14-12	11-15	15-21	21-14	17-19	19-18	18-16	18-20	20-21	20-22	22-15
Diamètres mm	350	300	500	300	500	200	450	600	350	600	200	250	150	300	500	600	700
Débits	91,3	59,43	173,18	58,3	171,85	23,51	150,1	249,34	80,63	217,42	17,31	38,81	15,33	70,39	163,84	246,04	356,77
Vitesses m/s	0,95	0,84	0,88	0,82	0,88	0,75	0,94	0,88	0,84	0,77	0,55	0,78	0,87	1,0	0,83	0,87	0,93

3.2 CALCUL DES PRESSIONS AU SOL :

La pression demandée par un immeuble : $P_{sol} = n.3 + 3$

où n : nombre d'étages.

Le chiffre 3 représente la hauteur d'un étage.

Le chiffre 3 (à droite) représente la valeur de pression prévue sur les orifices de puisages les plus élevés.

Pour les immeubles très élevés ($H > 40$ m) les organismes logeurs se trouvent dans l'obligation d'installer des surpresseurs dans le sous sol pour pouvoir compenser le déficit en pression.

La détermination de la pression de service en un nœud quelconque est obtenue à partir de la cote piezométrique du nœud précédent diminuée des pertes de charges (en valeur absolue) occasionnées le long d'un tronçon et la cote du nœud considéré tout en respectant le sens de l'écoulement.

D'où $P_{pression\ au\ sol} = Cote\ piezométrique - Cote\ du\ terrain$

La pression au sol dans tous les points du réseau ne doit pas dépasser la valeur de 5 bars.

Les calculs de la pression au sol de chaque nœud sont portés sur les tableaux n° :

Calcul des pressions au sol

58

Maille	Points du tronçon	cote du terrain	g. p. c (J)	ΔH (m)	côte piézométrique	Pression au sol (m)
(12)	R	89.33	.		89.33	—
	22	72.30	.001344	+0.5	88.83	16.53
	15	72.56	.000910	+0.29	88.54	15.98
	21	71.88	.00173	+0.48	88.06	16.18
	20	71.21	.0011	-0.31	88.38	17.17
	22	69.90	.00097	-0.45	88.82	18.92

(11)	20	71.21	.		88.38	17.17
	21	71.88	.00110	+0.31	88.07	16.19
	14	69.63	.00077	+0.23	87.84	18.21
	16	68.85	.00215	+1.24	86.60	17.75
	18	69.39	.00582	-1.60	88.20	18.81
	20	71.21	.000233	-0.41	88.61	17.40

(10)	18	69.39	.		88.20	18.81
	16	68.85	.00582	+1.60	86.60	17.75
	17	68.35	.00321	+0.24	86.36	18.01
	19	68.50	.00148	-0.74	87.10	18.60
	18	69.39	.00148	-0.90	88.00	18.61

2 ⑨	21	72.56			88.07	15.51
			.00173	-0.48		
	15	72.56			88.55	16.00
			.0010	+0.20		
	11	70.00			88.35	18.35
			.00202	+0.86		
	12	73.72			87.49	13.77
		.0016	-0.33			
	14	69.63			87.82	18.19
			.00077	-0.23		
	21	72.56			88.06	15.50

⑧	14	69.63			87.82	18.19
			.0016	+0.33		
	12	73.72			87.49	13.77
			.00124	+0.26		
	13	74.10			87.23	13.13
			.00198	+0.73		
	16	68.85			86.50	17.65
			.00275	-1.24		
	14	69.63			87.74	18.11

⑦	12	73.72			87.49	13.77
			.00202	-0.86		
	11	70.00			88.35	18.35
			.00122	+0.06		
	10	70.52			88.29	17.77
			.00210	+0.61		
	7	69.88			87.68	17.80
			.00594	+0.86		
	6	70.95			86.82	15.87
		.00157	-0.30			
	13	74.10			87.12	13.02
			.00124	-0.26		
	12	73.72			87.38	13.66

⑥	10	70.52			88.29	17.77
	9	71.79	.00220	+1.1	87.19	15.40
	8	69.99	.00230	+0.52	86.67	16.68
	23	70.15	.00004	+0.01	86.66	16.51
	7	69.88	.0038	-0.96	87.62	17.74
	10	70.52	.0021	-0.61	88.23	17.71

⑤	13	74.10			87.12	13.02
	6	69.35	.00157	+0.30	86.82	17.47
	5	74.33	.00361	+0.61	86.21	11.88
	4	67.52	.00390	+1.35	84.86	17.34
	17	68.35	.00387	-1.24	86.10	17.75
	16	68.85	.00321	-0.24	86.34	17.49
	13	74.10	.00198	-0.74	87.08	12.98

④	8	69.99			86.67	16.68
	9	71.79	0.00230	-0.52	87.19	15.40
	1	68.87	.00633	+1.77	85.42	16.55
	8	69.99	.00419	-1.29	86.71	16.72

③	7	69.88			87.62	17.74
	23	70.15	.00380	+0.96	86.66	16.51
	8	69.99	.00004	-0.01	86.67	15.68
	1	68.87	.00419	+1.27	85.40	15.53
	6	69.35	.00311	-1.02	86.42	17.07
	7	69.88	.00594	-0.86	87.28	17.40

②	1	68.87			85.40	16.53
	2	68.53	.0036	+1.01	84.39	15.86
	5	74.33	.00495	-1.40	85.79	11.46
	6	69.35	.00361	-0.61	86.40	17.00
	1	68.87	.00311	+1.02	85.38	16.51

①	2	68.53			84.39	15.86
	3	68.20	.00170	+0.61	85.79	15.58
	4	67.51	.00206	-0.48	84.25	16.74
	5	74.33	.00391	-1.35	85.61	11.28
	2	68.53	.00495	+1.40	84.21	15.68

3.3 EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION :

a) Type de Canalisation :

Le réseau de distribution se constituera d'un assemblage de tuyaux en acier.

Il présente les avantages suivantes :

- Ils sont plus légers que les tuyaux en fonte, et ceux en beton-armé, d'où économie sur le transport.
- Ils sont résistants aux contraintes (chocs, écrasements, déplacements de terrains)
- Ils peuvent être adaptés à toutes les conditions service, si elles sont -elles.
- Ils sont plus longs que les tuyaux en fonte, ce qui diminue le nombre de raccords et rend par conséquent le pose plus rapide
- Ils peuvent supporter des pressions allant de 10 à 50 bars et sont disponible sur le marché national.

b)- Organes accessoires du réseau :

Pour permettre l'isolement des divers tronçons du réseau lors d'éventuelles réparations on équipera le réseau de robinets vannes posés en des endroits accessibles.

- Poteaux d'incendie : Les poteaux d'incendie sont installés en bordure des trottoirs espacés de 200 m.

Ces appareils sont branchés sur des canalisations pouvant fournir une pression au sol d'au moins 1 bar.

- Robinets de décharges : Ces robinets sont placés aux points bas du réseau afin de faciliter la vidange des canalisations et l'évacuation des dépôts.

- Ventouses : La présence d'air dans les conduites lors de son remplissage et également l'air abandonné par l'eau où il se trouvait dissous quand la conduite est en fonctionnement peut provoquer parfois des ruptures de l'écoulement.

Ces appareils seront donc placés aux points les plus hauts pour évacuer l'air accumulé. Ces appareils doivent en outre permettre l'admission de l'air dans la conduite lorsqu'on procède à sa vidange.

Clapets: Pour empêcher l'écoulement en sens inverse à l'écoulement normal

Nous avons prévu des clapets anti-retour.

Tés et Cônes: Les Tés seront placés à chaque ramification (noeud).

Si les dimensions des conduites ne sont pas les mêmes, un cône de réduction sera donc nécessaire. (voir planche n° II).

PROTECTION DES CONDUITES.

A. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER.

1. Présentation du phénomène :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire qui correspond à la propagation d'ondes de surpressions ou de dépressions provoqué par une modification rapide du régime d'écoulement dans la conduite.

Ces oscillations parcourent la canalisation d'une extrémité à l'autre en un mouvement d'aller et retour périodique.

Les causes les plus fréquentes sont :

- L'arrêt brutal des groupes électro-pompes alimentant la conduite.
- Démarrage des pompes alimentant la conduite.
- fermeture d'une vanne.

1.1 Conséquences du phénomène :

Le coup de bélier en dehors des ruptures spectaculaires de conduites et de destruction d'appareil de pompage peuvent par leur répétition causer.

- Des destructions de joints.
- Des débitements de conduites
- Des pertes d'eau importantes.
- Des détériorations de robinetterie et d'appareils de comptage.

2. ETUDE MATHEMATIQUE

Les deux équations différentielles définissant le coup de bélier étudiées par ALLIEVI, sont obtenues en appliquant à une branche de conduite

- Le théorème des quantités de mouvement
- l'équation de continuité en faisant intervenir la compressibilité du liquide et l'élasticité des parois de la conduite.

$$\begin{cases} \frac{\partial H}{\partial x} = \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \\ \frac{\partial H}{\partial t} = \frac{a^2}{g} \frac{\partial}{\partial x} \end{cases}$$

La solution du système d'équation se traduit par:

$$H - H_0 = F\left(t - \frac{x}{a}\right) + f\left(t + \frac{x}{a}\right)$$

$$v - v_0 = -\frac{g}{a} \left[F\left(t - \frac{x}{a}\right) - f\left(t + \frac{x}{a}\right) \right]$$

où v_0 : vitesse en régime permanent.

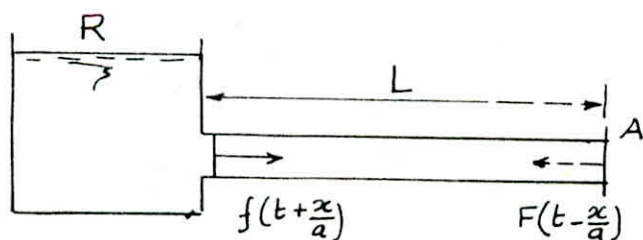
v : vitesse en régime de transition.

H_0 : pression statique.

H : pression en régime de transition

F et f : représentent des fonctions d'ondes.

3. INTERPRÉTATION PHYSIQUE



- Supposons un observateur partant de R vers A , se déplaçant à la célérité d'onde " a " selon la loi $x = \pm at + c^te$

x : positif dans le sens contraire de l'écoulement.

L'onde $F(t - \frac{x}{a})$ se déplace à la vitesse a dans le sens $x > 0$.

L'onde $f(t + \frac{x}{a})$ se déplace à la vitesse $-a$ dans le sens $x < 0$.

4. EXPRESSION DE LA CELERITE DE L'ONDE "a"

$$a = \frac{\sqrt{\frac{\kappa}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{\kappa \cdot D}{E \cdot e}}} = \frac{\sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^9}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,6}{2 \cdot 10^{11} \cdot 0,006}}} = 1017,91 \text{ m/s.}$$

5. PRINCIPE DE CALCUL DU COUP DE BELIER:

- Adduction gravitaire: Fermeture Lente de la Vanne:

Pour calculer la surpression qui se manifeste à la section de la vanne, on considère cette dernière comme étant un orifice caractérisé par un coefficient de débit "m" constant et une aire de section A_v variable.

$$Q = V \cdot A = m \cdot A_v \cdot \sqrt{2g \cdot h} \quad (1)$$

où V : Vitesse de l'eau dans la conduite (m/s)

A : Aire de la section droite de la conduite (m^2)

h : hauteur piézométrique au niveau de la vanne (m)

Si h_0 et v_0 sont respectivement de la pression et la vitesse de l'eau dans les conditions normales on écrit que:

$$A_{v_0} = m \cdot A_{v_0} \cdot \sqrt{2g h_0} \quad (2)$$

En divisant l'équation (1) par l'équation (2), on obtient

$$\frac{V}{v_0} = \frac{A_v}{A_{v_0}} \cdot \sqrt{\frac{h}{h_0}} \quad (3)$$

On admet que la fermeture de la vanne peut être considérée comme

une série de fermetures brusques.

- La surpression engendrée lors d'une fermeture est donnée par :

$$\Delta h_i = \frac{a \cdot \Delta v_i}{g} \quad (4)$$

où a : Célérité de l'onde de choc (m/s)

Δv : Réduction de vitesses par suite de fermeture.

Les formules (3) et (4) nous permettent de déterminer la valeur de la pression régnant au niveau de la vanne à chaque instant

$$\frac{v - \Delta v}{v_0} = \frac{A v}{A v_0} \cdot \sqrt{\frac{h + \Delta h}{h_0}} \quad (3')$$

$$\frac{\Delta h_i}{h_0} = \frac{a \cdot v_0}{g \cdot h_0} \cdot \frac{\Delta v_i}{v_0} \quad (4')$$

L'équation (3') peut s'écrire sous la forme :

$$\frac{v}{v_0} \cdot \frac{\Delta v}{v_0} = \frac{A v}{A v_0} \cdot \sqrt{\frac{h}{h_0} + \frac{\Delta h}{h_0}} \quad (3'')$$

$$\text{avec } \frac{\Delta h_i}{h_0} = \frac{a \cdot v_0}{g \cdot h_0} \cdot \frac{\Delta v_i}{v_0}$$

La succession de fermeture se fait par intervalle de temps :

$$t_a = \frac{2L}{a}$$

Le calcul a été établi sur la TI.59

sur les données de départ :

Diamètre de la conduite $\phi = 600 \text{ mm}$.

Épaisseur de la conduite $e = 9,006 \text{ m}$

Nature de la conduite : Acier.

Longueur de la conduite : $L = 2700 \text{ m}$

Pression statique : $H_0 = 11,66 \text{ m}$

Débit véhiculé : $Q_0 = 0,2475 \text{ m}^3/\text{s}$.

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

COUP DE BELIER : FERMETURE DE LA VANNE.

Programme.

2^{end} LBL A RCL 20 x 4 ÷ 2^{end} π ÷ RCL 02 x² = STO 06 R/S RCL 01

÷ 1000 ÷ (1 + RCL 01 x RCL 02 ÷ RCL 01 x RCL 02 ÷ RCL 03 ÷ RCL 04)

= \sqrt{x} STO 05 R/S. 2^{end} LBL B RCL 00 ÷ RCL 05 x 2 = STO 19

R/S RCL 05 x RCL 06 ÷ 9.8 ÷ RCL 07 = STO 08 R/S.

2^{end} LBL C RCL 12 ÷ RCL 08 = STO 14 R/S RCL 12 R/S.

1 - RCL 14 = STO 10 R/S (1 + RCL 12) \sqrt{x} STO 13 1/x x RCL 10

= STO 09 R/S 1 + RCL 12 = STO 15 R/S

2^{end} LBL D (2 x RCL 14 - RCL 10) 2^{end} x \geq E E 2 x RCL 14.

= STO 11 R/S 2 x RCL 12 = R/S RCL 10 - RCL 11 = STO 10 R/S

RCL 10 ÷ RCL 13 = STO 09 R/S RCL 15 R/S.

2^{end} LBL E RCL 10 R/S RCL 10 x RCL 08 = STO 16 R/S.

0 R/S 0 R/S 2 - RCL 15 + RCL 16 = STO 17 R/S

2^{end} LBL 2^{end} A' 0 R/S 0 R/S 0 R/S 2 - RCL 17 = STO 17 R/S.

Introduction: L \rightarrow 00; Q \rightarrow 20, K \rightarrow 01, D \rightarrow 02, E \rightarrow 03

E' \rightarrow 04, $h_0 \rightarrow$ 07, $\frac{\Delta h}{R_c} \rightarrow$ 12

A = v_0 06 R/S = a 05 B = t_r 19 R/S = $\frac{\Delta h/h_0}{\Delta v/v_0}$ 08.

a = $\frac{\Delta v}{v_0}$ R/S = $\Delta h/h_0$ R/S = v/v_0' R/S = $\Delta v/\Delta v_0$ R/S = h/h_0 .

D = \dots R/S = \dots R/S = \dots R/S = \dots R/S = \dots

D \Rightarrow $\Delta v/v_0$ R/S \Rightarrow $\Delta h/h_0$ R/S \Rightarrow 0 R/S \Rightarrow 0 R/S \Rightarrow h/h_0

2^{end} A' \Rightarrow 0 R/S \Rightarrow 0 R/S \Rightarrow 0 R/S \Rightarrow 0 R/S \Rightarrow $2 - h/h_0$.

- Module d'élasticité $E = 2 \cdot 10^{11}$

- Masse volumique de l'eau : $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$

- Vitesse d'écoulement normal : $V_0 = 0,875 \text{ m/s}$.

- Intervalle de temps : $t_r = 5,305 \text{ s}$.

D'après les calculs du Tableau suivant, on constate que l'onde oscille entre 18,66 et 4,69 m.

Tableau n°2

N° de l'intervalle de temps.	Temps (s)	$\frac{\Delta V}{V_0}$	$\frac{\Delta h}{h_0}$	$\frac{V}{V_0}$	$\frac{\Delta V}{\Delta V_0}$	$\frac{h}{h_0}$	ρ h (m)
0	0,00000	0,000000	0,000000	1,000	1,000	1,000	18,66
1	5,63804	0,0769	0,60	0,923	0,7297	1,60	18,66
2	11,27608	0,1539	1,20	0,769	0,6081	1,60	18,66
3	16,91412	0,1539	1,20	0,615	0,486	1,60	18,66
4	22,55216	0,1538	1,20	0,461	0,365	1,60	18,66
5	28,19020	0,1538	1,20	0,307	0,243	1,60	18,66
6	33,82824	0,1538	1,20	0,154	0,12143	1,60	18,66
7	0,00	0,1536	1,20	0,1214	0,08	1,60	18,66
8	0,1536	0,1536	1,20	0,00	0,00	1,60	18,66
9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,402	4,69
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,60	18,66
11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,402	4,69

- La surpression et la dépression par une fermeture lente est donnée par la formule de MICHAUD :

$$h_s = h_0 + \frac{a v_0}{g \cdot t} = 11,66 + \frac{1017,91 \cdot 0,875}{9,81 \times 5,305} = 28,77 \text{ m}$$

$$h_d = h_0 - \frac{a v_0}{g \cdot t} = 11,66 - \frac{1017,91 \cdot 0,875}{9,81 \times 5,305} = -5,45 \text{ m}$$

- Vérification par la méthode de M^r LAPRAY (voir tableau).
à partir de $t = 5,305 \text{ s}$ correspond à la fermeture totale de la vanne.

Remarque: La différence entre les deux méthodes c'est que la formule de Michaud suppose que le débit varie linéairement.

Conclusion: Pour éviter le coup de belier le temps de fermeture, devrait être au moins égal à $5,305 \text{ s}$.

On adoptera pour ce fait une vanne actionnée par un moteur électrique dont la fermeture est régie méthode exposé ci après.

ARRET BRUSQUE DES POMPES DE RELEVEMENT.

Mode de Calcul avec les données de départ suivantes:

$\phi = 0,5 \text{ m}$ ϕ : Diamètre de la Conduite de refoulement.

$L = 40 \text{ m}$ L : Longueur de la Conduite.

$S = 0,1963 \text{ m}^2$ S : Section de la Conduite.

$e = 8 \text{ mm}$ e : épaisseur de la Conduite (en acier).

$\frac{\epsilon}{D_h} = 0,0002$ $\frac{\epsilon}{D_h}$: Rugosité absolue.

$V_0 = 1,576 \text{ m/s}$ V_0 : Vitesse initiale.

$H_g = 19,82 \text{ m}$ H_g : hauteur géométrique de refoulement.

- La célérité de l'onde:

$$a = \frac{1466,29}{\sqrt{1 + \frac{2,15 \cdot 10^3 \cdot 0,5}{2 \cdot 10^4 \cdot 0,008}}} = 1134,01 \text{ m/s.}$$

- L'intervalle de temps en un aller et retour de l'onde.

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 40}{1134,01} = 0,0705 \text{ s}$$

- Le maximum du Coup de belier.

$$b = \frac{a \cdot V_0}{f} = \frac{1134,01 \times 1,576}{3,81} = 182,07 \text{ m.}$$

- La surpression maximale dans la conduite:

$$b + H_g = 182,07 + 19,82 = 202 \text{ m}$$

- La dépression maximale — " — " —

$$H_g - b = 19,82 - 182,07 = -162,25 \text{ m}$$

Ainsi pour déterminer l'effet du coup de belier on place un réservoir d'air raccordé à la conduite de refoulement par une tubulure de

de diamètre : $D = \frac{\Phi}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ mm.}$

- Le diamètre de la tuyère :

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

- La montée de l'eau dans le réservoir d'air

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{\Phi^2}{d'^2} = \frac{\Phi^2}{(\mu d)^2} \quad ; \quad \text{avec } \mu = 0,92 : \text{coefficient de débit}$$

$$K = \frac{(0,5)^2}{(0,92 \times 0,125)^2} = 18,9$$

Notre coefficient K est bien choisi, il se situe dans l'intervalle :

$$K \in [15, 20]$$

D'où $V_1 = 18,9 \cdot V_f$

- La perte de charge correspondante est donnée par :

$$\Delta h_1 = C \cdot \frac{V_1^2}{f}$$

où C : Le coefficient de Perte de Charge Singulière dépendant du rapport "m" des sections de la veine contractée ($d = 0,92d$) et de la tubulure (D).

$$m = \left(\frac{0,92 \cdot d}{D}\right)^2 = \left(\frac{0,92 \cdot 125}{250}\right)^2 = 0,21$$

- La valeur du rapport "m" rapportée sur le graphique des Coefficients de Pertes de Charges dans une tuyère, figurant dans l'ouvrage dans l'ouvrage d'hydraulique Urbaine Tome II, page 286 lui correspond une valeur $C = 2,02$.

D'où il vient que : $\Delta h_1 = 2,02 \cdot \frac{V_1^2}{19,62}$

- La descente de l'eau du château-d'eau vers la pompe:

A la descente de l'eau, la tuyère agit comme un ajutage de BORDA, avec un coefficient de contraction égal à $K = 0,5$.

Dans ce cas le rapport des vitesses de l'eau dans la tuyère v_2 et dans la conduite v_f est:

$$\frac{v_2}{v_f} = \frac{S}{0,5 \cdot \frac{\pi d^2}{4}} = 2 \cdot \frac{\phi^2}{d^2} = K' = 2 \left(\frac{500}{250} \right)^2 = 32$$

d'où $v_2 = 32 \cdot v_f$.

et $m' = 0,5 \cdot \frac{d^2}{D^2} = 0,5 \cdot \left(\frac{225}{250} \right)^2 = 0,125$

Du même graphique nous tirons la valeur du coefficient $C' = 2,35$

Il vient que: $\Delta h_2 = 2,35 \frac{v_2^2}{2g}$

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

$$\Delta U = S \cdot \theta \cdot v_{\text{moy}} = 0,1963 \cdot \theta \cdot 0,0705 \cdot v_{\text{moy}}$$

$$\Delta U = 0,0138 v_{\text{moy}}$$

où v_{moy} = vitesse moyenne supposée égale à la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin de l'intervalle de temps considéré.

- Pour le 1^{er} Intervalle θ , on aura:

$$v_{m1} = \frac{v_0 + v_{f1}}{2}$$

où v_0 : vitesse au régime normal

v_{f1} : vitesse finale choisie à la fin de θ .

En tenant compte des signes des vitesses, elles devront être:

- Positives si l'eau part du réservoir d'air.

- Négatives dans le cas contraire.

Le volume d'air dans le réservoir d'air est pris égal à $0,3 \text{ m}^3$.

La pression absolue en marche normale $Z_0 = H_2 + 10 \text{ m}$.

$$Z_0 = 19,82 + 10 = 29,82 \text{ m.}$$

La pression pour l'intervalle de temps considéré

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

où S_0 : Pertes de charges dans la conduite en régime normal.

$$S_0 = J \cdot L = 0,0828 \cdot \frac{f \cdot Q^2}{D^5} \cdot L = 0,0828 \cdot \frac{f \cdot Q^2}{D^5} \cdot 40 = 0,142 \text{ m}$$

Pour les autres intervalles de temps, S est donné en fonction de U par la courbe caractéristique de la conduite.

Donc:

$$Z = \frac{(29,82 + 0,142)(0,05)^{1,4}}{U^{1,4}}$$

où 1,4: Coefficient adiabatique de l'air.

$$Z = \frac{0,452}{U^{1,4}}$$

* Pression dans la conduite avec les pertes de charges:

- Cas de la montée de l'eau: $Z - \Delta h_1$

- Cas de la descente de l'eau: $Z + \Delta h_2$

* Pression dans la conduite sans les pertes de charges:

- Cas de la montée de l'eau: $Z - \Delta h_1 - S$

- Cas de la descente de l'eau: $Z + \Delta h_2 + S$

* Pente de la droite: $\frac{a}{f \cdot S}$

$$\frac{a}{f \cdot S} = \frac{1134,01}{9,81 \times 0,1963} = 588,88 = \frac{b}{f}$$

* Echelles des pressions du graphe du coup de belier:

$$\begin{array}{l} 1 \text{ cm} \longrightarrow 5 \text{ m} \\ x \text{ cm} \longrightarrow 588,88 \text{ m} \end{array} \Rightarrow x = b = \frac{588,88}{5} = 117,78 \text{ m.}$$

Echelles des vitesses:

$$1 \text{ cm} \rightarrow 0,1 \text{ m/s}.$$

Echelles des débits avec l'équation de continuité $Q = v \cdot A$.

$$1 \text{ cm} \rightarrow Q = 0,10 \cdot 0,1963 = 0,01963 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$y \rightarrow 1 \text{ m}^2/\text{s} = y.$$

$$\text{d'où } y = \frac{1}{0,01963} = 50,94 \text{ m}.$$

$$\text{donc } \tan \alpha = \frac{x}{y} = \frac{117,78}{50,94} = 2,31 \quad \Rightarrow \alpha = 66^\circ 36'$$

Construction de l'épure de BERGERON: pour l'arrêt brusque de la pompe:
pour la construction de l'épure, notons que l'axe des abscisses représente les vitesses de l'eau et l'axe des ordonnées représente les pressions:

La droite $\frac{a}{fs}$ part du point 1R de coordonnées (V_0, Z_0) . (Voir fig.).

Conclusion: Le volume maximal dans le réservoir d'air est de $U = 0,467 \text{ m}^3$,
pour que le réservoir ne sera pas vide, celui-ci sera majoré de 30%
soit $U \approx 0,2 \text{ m}^3$.

Coup de belier: Arrêt de la pompe.

Programme.

Nombre de pas utilisée: 329

Nombre de mémoires utilisées: 42.

000	2end LBL	041	01	082	17	123	04
001	A	042	÷	083	STO	124	=
002	RCL	043	RCL	084	18	125	STO
003	09	044	02	085	9	126	37
004	-	045	=	086	÷	127	X
005	RCL	046	\sqrt{x}	087	8	128	RCL
006	10	047	STO	088	÷	129	17
007	-	048	33	089	RCL	130	x ²
008	RCL	049	1/x	090	33	131	+
009	11	050	x	091	=	132	RCL
010	=	051	2	092	STO	133	14
011	STO	052	X	093	36	134	=
012	14	053	RCL	094	RCL	135	STO
013	X	054	08	095	03	136	15
014	RCL	055	=	096	÷	137	1/x
015	12	056	STO	097	RCL	138	X
016	y ^x	057	32	098	04	139	RCL
017	1	058	STO	099	=	140	35
018	.	059	34	100	Ln x	141	=
019	4	060	x	101	x	142	INV
020	=	061	(102	÷	143	y ^x
021	STO	062	2end π	103	8	144	1
022	35	063	X	104	6	145	.
023	RCL	064	RCL	105	-	146	4
024	00	065	04	106	1	147	=
025	÷	066	x ²	106	.	148	STO
026	1	067	÷	108	1	149	19
027	0	068	4	109	4	150	STO
028	0	069)	110	=	151	16
029	0	070	STO	111	1/x	152	RCL
030	÷	071	39	112	x ²	153	05
031	(072	=	113	x	154	1/x
032	1	073	STO	114	RCL	155	÷
033	+	074	40	115	08	156	RCL
034	RCL	075	RCL	116	÷	157	06
035	00	076	13	117	1	158	x ²
036	X	077	÷	118	9	159	-
037	RCL	078	RCL	119	.	160	RCL
038	04	079	39	120	6	161	07
039	÷	080	=	121	÷	162	1/x
040	RCL	081	STO	122	RCL	163	x ²

Coup de belier : Arrêt de la pompe

Programme : (suite).

164	=	209	X	254	20	299	RCL
165	x2	210	RCL	255	-	300	29
166	÷	211	37	256	RCL	301	=
167	1	212	=	257	14	302	STO
168	9	213	STO	258	=	303	18
169	.	214	21	259	STO	304	RCL
170	6	215	RCL	260	30	305	26
171	X	216	22	261	X	306	STO
172	RCL	217	+	262	RCL	307	19
173	04	218	RCL	263	36	308	RCL
174	y ^x	219	17	264	=	309	27
175	4	220	=	265	STO	310	+
176	=	221	÷	266	29	311	RCL
177	STO	222	2	267	+	312	20
178	38	223	=	268	RCL	313	+
179	0	224	STO	269	18	314	RCL
180	STO	225	24	270	=	315	10
181	31	226	X	271	STO	316	=
182	R/S	227	RCL	272	23	317	STO
183	2end LBL	228	40	273	-	318	28
184	B	229	=	274	RCL	319	1
185	STO	230	STO	275	22	320	SUM
186	22	231	25	276	=	321	31
187	2end x>t	232	+	277	2end/x/	322	RCL
188	2end NOP	233	RCL	278	INV.	323	34
189	x ²	234	19	279	2end x>t	324	SUM
190	X	235	=	280	2end OP	325	32
191	RCL	236	STO	281	RCL	326	RCL
192	38	237	26	282	23	327	31
193	=	238	y ^x	283	B	328	R/S,
194	STO	239	1	284	2end LBL		
195	20	240	.	285	2end OP		
196	GTO	241	4	286	RCL		
197	=	242	+/-	287	23		
198	2end LBL	243	X	288	STO		
199	2end NOP	244	RCL	290	17		
200	0	245	35	290	X		
201	STO	246	=	291	RCL		
202	20	247	GTO	292	39		
203	2end LBL	248	27	293	=		
204	=	249	-	294	STO		
205	RCL	250	RCL	295	41		
206	22	251	21	296	RCL		
207	X	252	+	297	23		
208	2end/x/	253	RCL	298	+		

Execution . 1. Stocker.

$$K = 2,15 \cdot 10^9 \longrightarrow \text{STO 00}$$

K : Coefficient de compressibilité de l'eau.

$$E = 2 \cdot 10^{11} \longrightarrow \text{STO 01}$$

E : Module d'élasticité de l'acier

$$e = 0,008 \text{ m} \longrightarrow \text{STO 02}$$

e : Epaisseur de la conduite.

$$\varepsilon = 0,0001 \text{ m} \longrightarrow \text{STO 03}$$

ε : Rugosité relative

$$\phi = 0,5 \text{ m} \longrightarrow \text{STO 04}$$

ϕ : Diamètre de la conduite.

$$m = 0,62 \longrightarrow \text{STO 05}$$

m : Coefficient de débit

$$d = 0,125 \text{ m} \longrightarrow \text{STO 06}$$

d : Diamètre de la tuyère.

$$D_t = 0,25 \text{ m} \longrightarrow \text{STO 07}$$

D_t : Diamètre de la tubulure.

$$L = 40 \text{ m} \longrightarrow \text{STO 08}$$

L : Longueur de la conduite.

$$Z_0 = H_g + P_{at} = 29,82 \text{ m} \longrightarrow \text{STO 09}$$

$$X = h_0 = 2,5 \text{ m} \longrightarrow \text{STO 10}$$

$X = h_0$: Hauteur entre l'axe de la pompe et le niveau maximum de l'eau dans le réservoir d'air.

$$h_{asp} = 0,3 \text{ m} \longrightarrow \text{STO 11}$$

$$U_0 = 0,05 \text{ m}^3 \longrightarrow \text{STO 12}$$

U_0 : Volume initial dans le réservoir d'air

$$Q_0 = 0,30$$

2 Appuyer sur A: 0. à l'affichage.

Résultats de départ.

$$\text{RCL 38: } \beta = 24,61, \text{ RCL 39: } A_c = 0,1963$$

$$\text{RCL 14: } Z_0' = 29,96 \text{ m.}$$

3. Afficher une vitesse hypothétique V_j .

$$\text{RCL 16: } U_0 = 0,05 \text{ m.}$$

Appuyer sur B: Affichage de N_i .

$$\text{RCL 33: } a_0 = 1134,01 \text{ m/s.}$$

$$V(2i+1)R: 18, U_{i-1} 19; S_r = 20; S_e = 21, V_{rip} = 23$$

$$\text{RCL 34: } Q_t = 0,0705 \text{ l}$$

$$V_{mi} 24, \Delta U_i 25; U_i 26; Z_i 27; H_i 28, \Delta V_i 29, \Delta y_i 30$$

$$\text{RCL 35: } Z_0' U_0^{1,4} = 0,45$$

$$N_i 31; t_i 32; Q_{rip} 41.$$

$$\text{RCL 36: } \frac{g}{a} = 0,0086 \text{ m}$$

Recommencer le processus (3) pour le calcul au pas

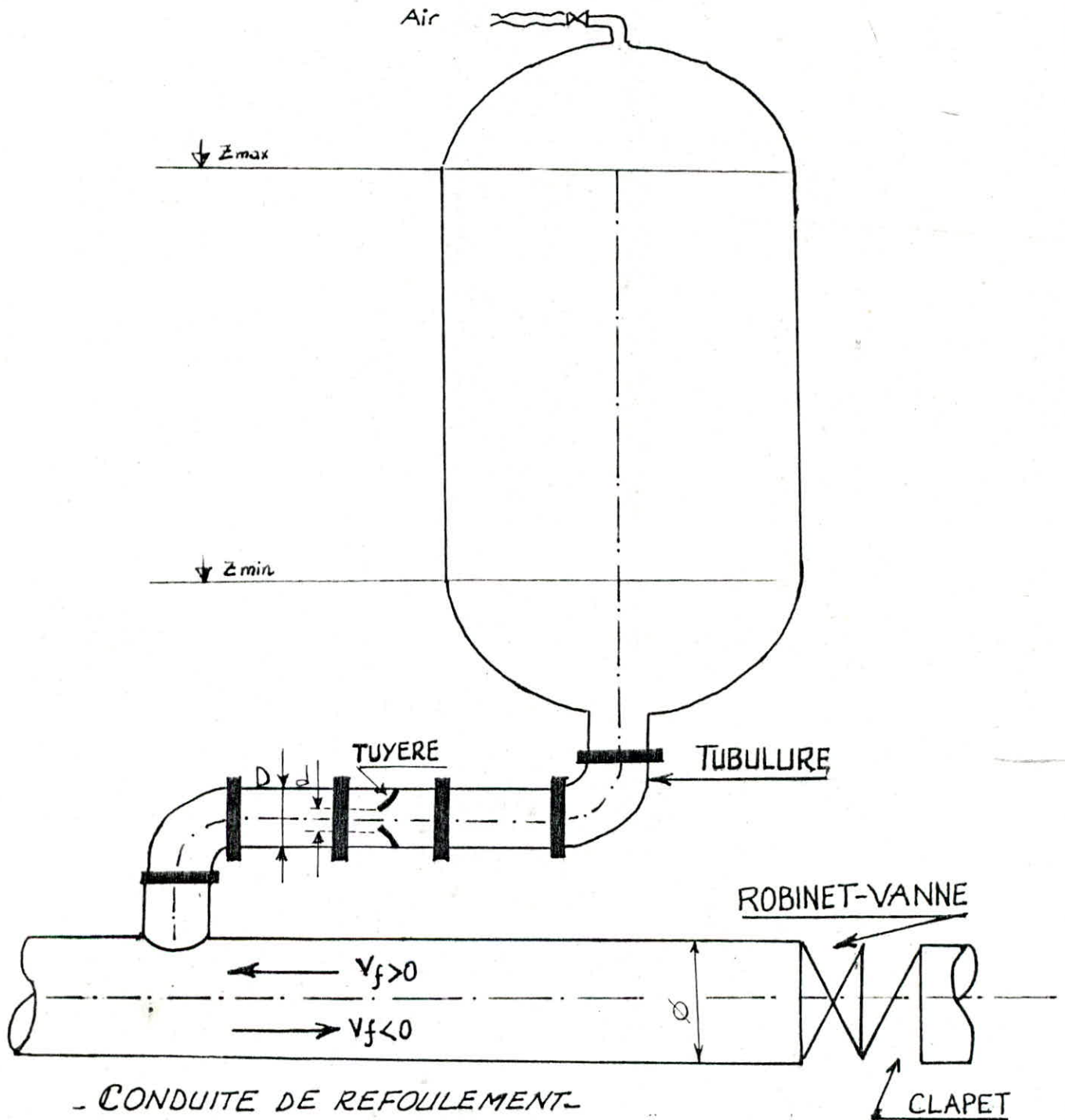
$$\text{RCL 37: } \lambda = 0,028$$

suivant.

Intervalle de temps Dr. n	Variation du Volume d'air $\Delta L = 0,014 \cdot V_m$	Volume d'air L (m ³)	Pression dans le Reservoir d'air $Z = \frac{0,452}{L^{1/4}}$	Pertes de Charges dans la Tuyère S_r (m)	Pertes de Charges dans la Conduite S_c (m)	Pression dans la Conduite sans P.C H_i (m)	Pression dans la Conduite avec P.C $H_i' = H_i \pm S_c$ (m)	Vitesses dans la tubulure $V_{z \text{ et } t+1}$ m/s	Vitesse lue sur l'épave V_f m/s	Vitesse moyenne V_m m/s.	Designation du points	Vitesse finale Choisie. $V_{z \text{ et } p}$ m/s.
0	/	0,05	29,96	0	0,142	29,82	29,96	0	1,576	/	1R	1,576
10	0,022	0,071	16,53	0	0,125	19,03	19,16	1,39	1,48	1,53	2p	1,48
20	0,021	0,09	11,86	0	0,09	14,36	14,47	1,13	1,26	1,37	4p	1,26
30	0,019	0,11	9,49	0	0,054	12	12,05	0,83	0,98	1,12	6p	0,98
40	0,015	0,12	8,23	0	0,025	10,73	10,76	0,50	0,66	0,82	8p	0,66
50	0,011	0,123	7,60	0	0,006	10,10	10,10	0,164	0,33	0,5	10p	0,33
60	0,007	0,126	7,40	0	-0,000	9,9	9,9	-0,175	-0,005	0,163	12p	-0,005
70	0,002	0,123	7,60	2,5	-0,006	12,6	12,60	-0,467	-0,32	-0,163	14p	-0,32
80	-0,002	0,12	8,16	7,7	-0,02	18,36	18,34	-0,66	-0,56	-0,44	16p	-0,56
90	-0,006	0,11	9,10	12,2	-0,03	23,8	23,77	-0,76	-0,71	-0,64	18p	-0,71
100	-0,008	0,1	10,45	14,58	-0,034	27,53	27,50	-0,79	-0,76	-0,74	20p	-0,76
110	-0,01	0,09	12,3	15,1	-0,035	29,9	29,84	-0,785	-0,79	-0,78	22p	-0,79
120	-0,011	0,077	14,78	14,28	-0,033	31,56	31,52	-0,75	-0,77	-0,777	24p	-0,77
130	-0,01	0,067	18,06	12,51	0,03	22,00	22,05	-0,69	-0,72	-0,71	26p	-0,72

140	-0,009	0,057	22,36	9,97	-0,023	34,83	34,85	-0,59	-0,64	-0,68	28 p	-0,64
150	-0,008	0,049	27,69	6,82	-0,016	37,0	37,02	-0,465	-0,53	-0,58	30 p	-0,53
160	-0,006	0,043	33,55	3,48	-0,008	39,53	39,54	-0,29	-0,38	-0,45	32 p	-0,38
170	-0,004	0,04	38,37	0,85	-0,002	41,71	41,70	-0,08	-0,19	-0,28	34 p	-0,19
180	-0,001	0,038	39,91	0.	0.	42,42	42,42	0,14	0,03	-0,078	36 p.	0,03

SCHEMA DU RESERVOIR D'AIR.



$V_f > 0$: Vitesse finale de l'eau dans la conduite de refoulement
 Cas de la montée de l'eau dans le réservoir d'eau.

$V_f < 0$: Vitesse de l'eau lors de la montée de celle-ci dans le
 réservoir d'air. Cas de la descente du réservoir d'eau.

Fig 14.

01.

Echelles

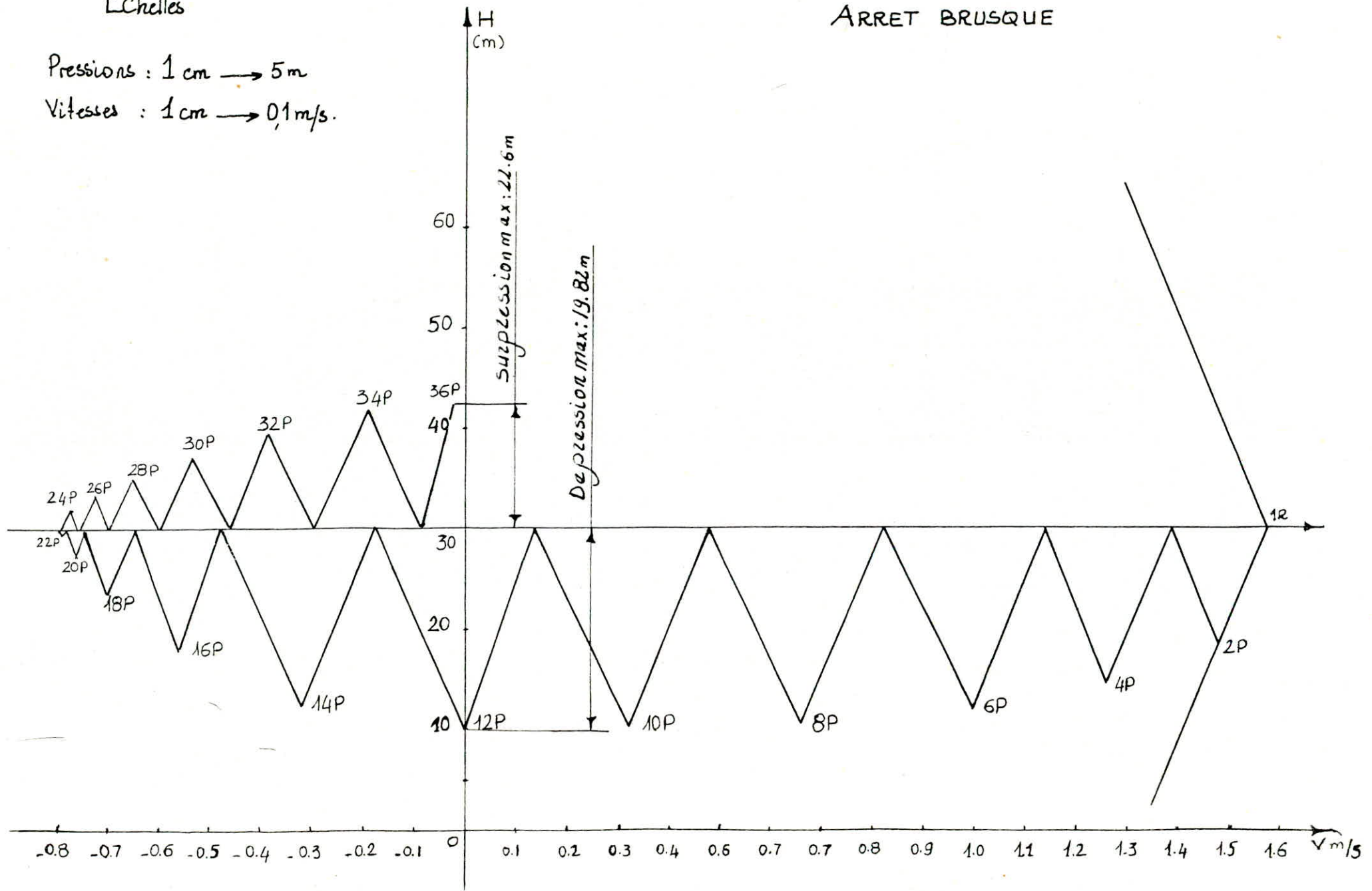
Pressions : 1 cm → 5 m

Vitesses : 1 cm → 0,1 m/s.

Fig 15

ÉPURE DE BERGERON

ARRÊT BRUSQUE



B. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION.

La corrosion est une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs ou intérieurs, en liaison soit avec la nature du sol (formation de pile géologique). soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage du réseau, soit avec la nature de l'eau transportée.

L'eau transportée, est dessalée avant d'être introduite dans les réservoirs, par conséquent elle possède une faible agressivité.

1. PROTECTION EXTERNE :

On prévoit le revêtement extérieur des conduites d'une enveloppe en laine de verre et de bitume.

1.1. PROTECTION CATHODIQUE

Des sorties de courant peuvent avoir lieu après le vieillissement de l'enrobage c'est alors que la conduite peut se corroder par électrolyse.

On prévoit à cet effet "une protection cathodique". Elle consiste à :

- soit constituer avec un métal plus électronégatif que le fer une pile où le fer jouera le rôle de "CATHODE"
- soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie électrique extérieure d'autre part à une "Anode" enfouie dans le sol destinée à se se corroder.

Les différences de potentiel utilisées sont de 5 à 10 volts pour l'eau douce.

a) Protection par soutirage de courant: voir fig. 16.

Cette méthode consiste à relier la conduite à la borne négative d'une source électrique de courant continu, la borne positive sera raccordée

à une prise de terre constituée par de vieux rails enterrés dans un milieu humide à environ 100 m de la conduite.

Le courant, en quittant la prise de terre regagnera le borne négative de la source électrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique du vieux rail.

Ce dispositif permettra de protéger efficacement notre réseau.

b). Protection par anodes réactives: voir fig. 17.

Cette méthode consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électro-négative que le fer (zinc, aluminium, ou magnésium) de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de cathode. Ces anodes réactives seront enfouies dans le sol à 3 m environ de la conduite et seront disposées dans les zones de terrains agressifs.

Ce procédé convient pour la protection des tronçons de petits diamètres et de faible longueur et ne convient pas en présence de courants vagabonds.

2. PROTECTION INTERNE :

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

Par exemple l'eau même traitée, peut avoir de faibles doses de chlorure de sodium; parfois la présence du fer dans l'eau.

Pour cela, on recommande un revêtement intérieur à base de bitume.

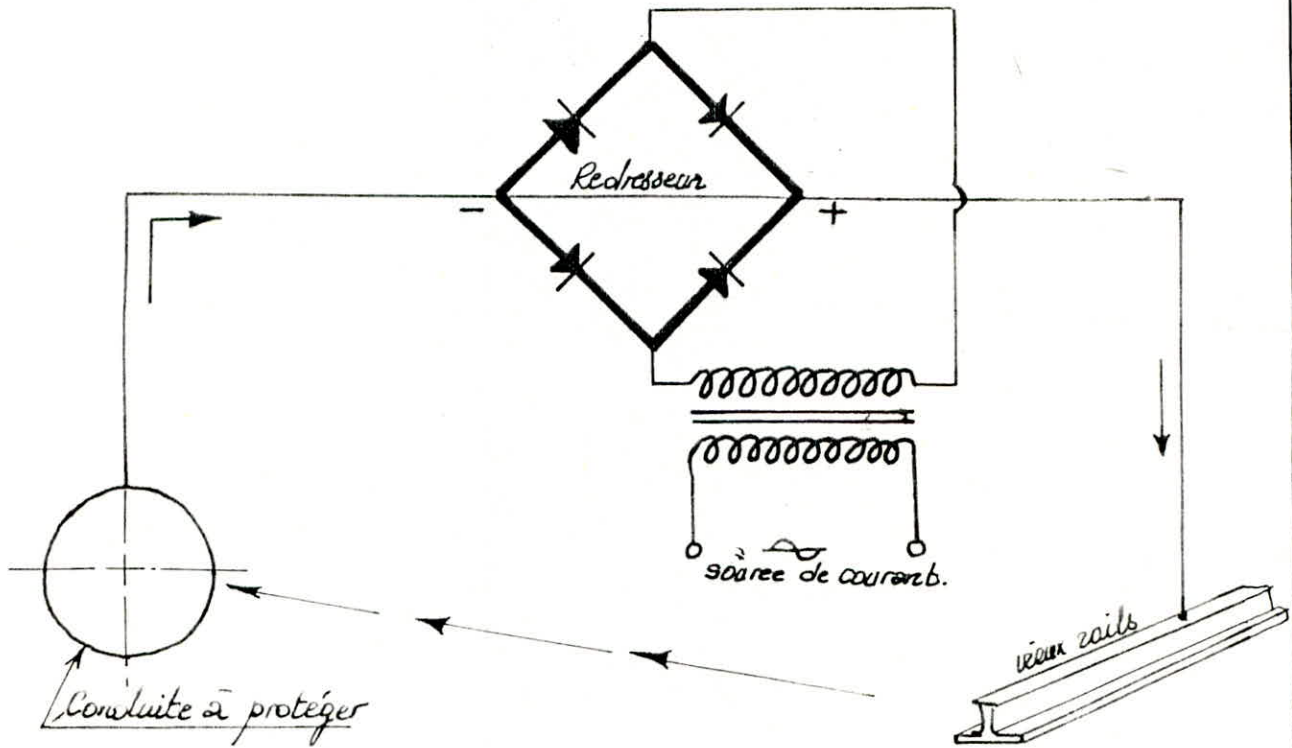
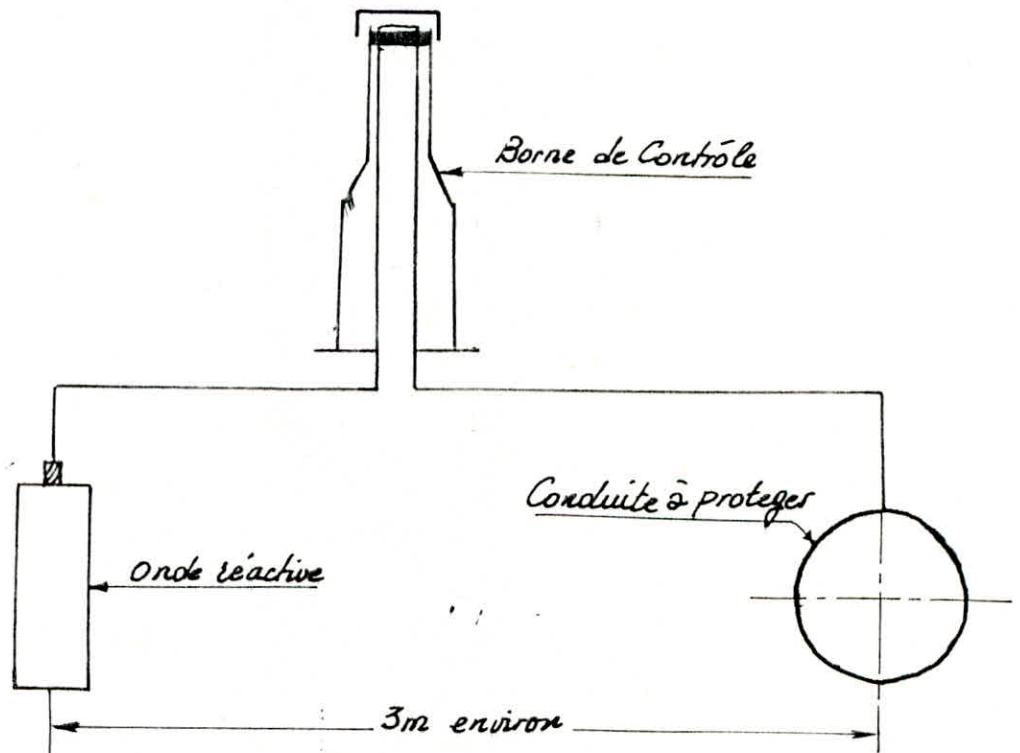


fig 16. Schema de protection par soutirage de courant

fig 17. Schema de protection par onde réactive.



CHAPITRE XI

POSE DES CONDUITES.

La pose en terre s'effectuera dans une tranchée de largeur suffisante (0,8 m minimum). Au niveau des points on établit des élargissements de tranchées de façon à faciliter le travail. Le fond de la tranchée sera purgé de grosses pierres et sera convenablement dressé, ensuite il sera recouvert d'un lit de pose de 0,20 m d'épaisseur bien pilonné et bien nivelé. Ce lit de pose sera constitué par du gravier dans les terres ordinaires et par de la pierre cassée pour jouer le rôle de drains, dans les terrains imperméables, ou par un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

La profondeur de la tranchée sera de 1 m à partir de la génératrice supérieure de la conduite. (Voir fig 18).

Pour les adductions en acier, les joints soudés seront exécutés au dessus de la fouille où les tuyaux seront maintenus par des bords disposés en travers de la tranchée.

Il est ensuite procédé à l'essai des joints. La conduite est alors remplie d'eau pour l'éprouver à la pression. La pression d'essai sera égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite + 50%.

La durée d'essai est d'au moins 30 minutes. La variation de pression devra être inférieure à 0,2 bars, selon la norme Française.

Le remblayage s'effectuera par couches successives de 30 cm au dessus de la conduite, ces couches seront tamés et arrosés.

Traversée de route.

En raison des charges à supporter qui peuvent causer des ruptures et, par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, il sera donc prévu

des gaines (buses de diamètres supérieurs) dans lesquelles les conduites seront introduites afin de les protéger contre les chocs et vibrations.

Butées:

Dans les changements de direction et dans les branchements il y a tendance, sous la poussée exercée par l'eau, à un déboîtement des joints (réseau de distribution).

On prévoit alors la construction de butées en béton qui s'opposent à ces efforts. (Voir 19, 20, 21).

Desinfection des Canalisations.

Avant la livraison de l'eau à la consommation publique, il est recommandé de procéder à la desinfection du réseau.

Cette dernière peut s'effectuer soit au chlorure, soit au permanganate de potasse suivant les instructions du laboratoire agréé.

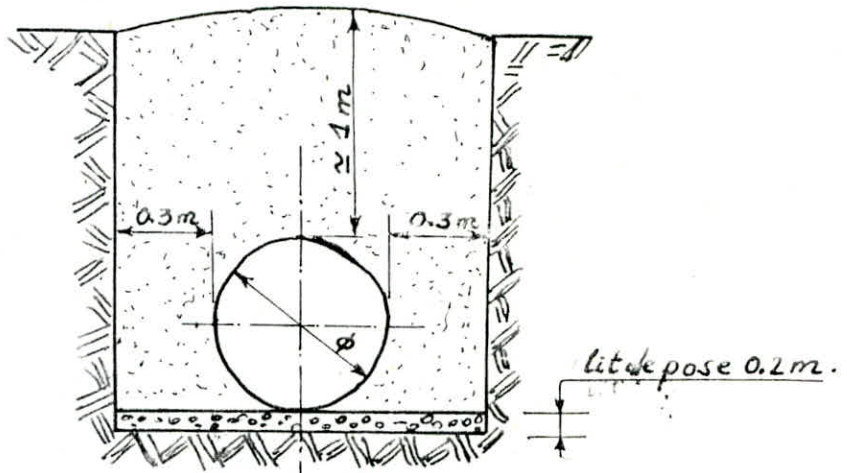


fig 18 Pose en tranchée

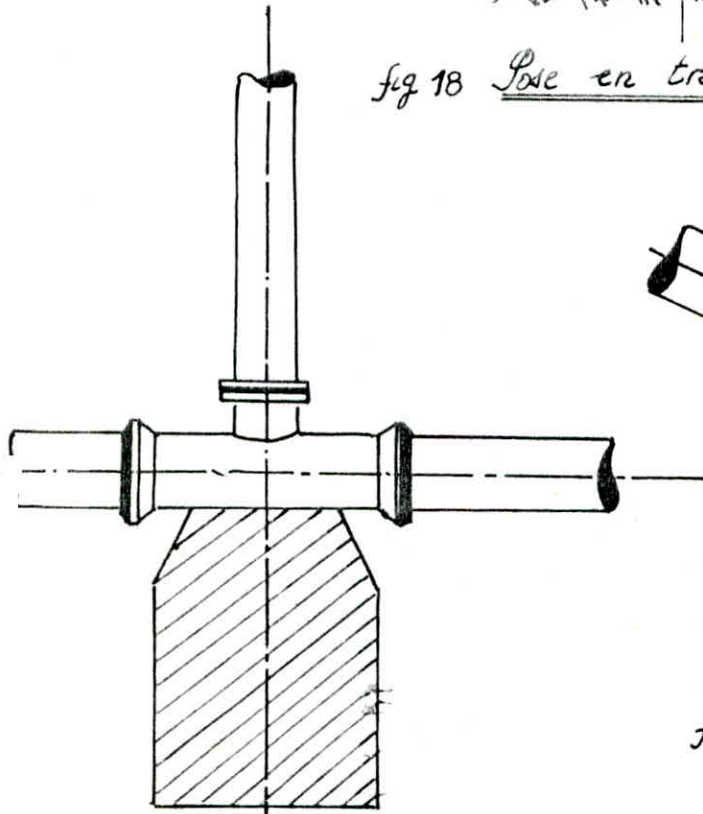


fig 20 Butée sur un branchement

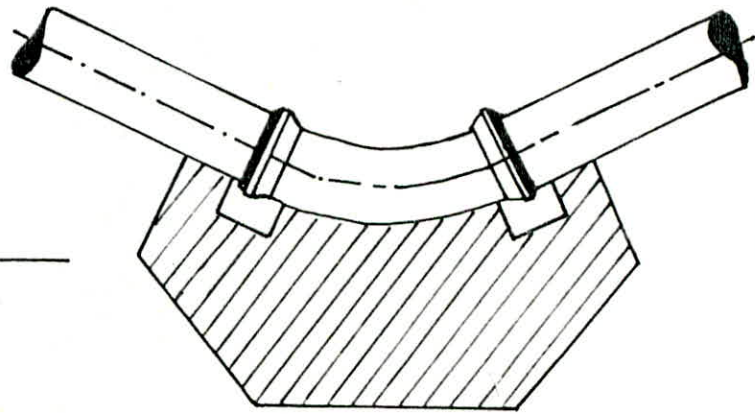


fig 19 Butée sur un coude horizontal

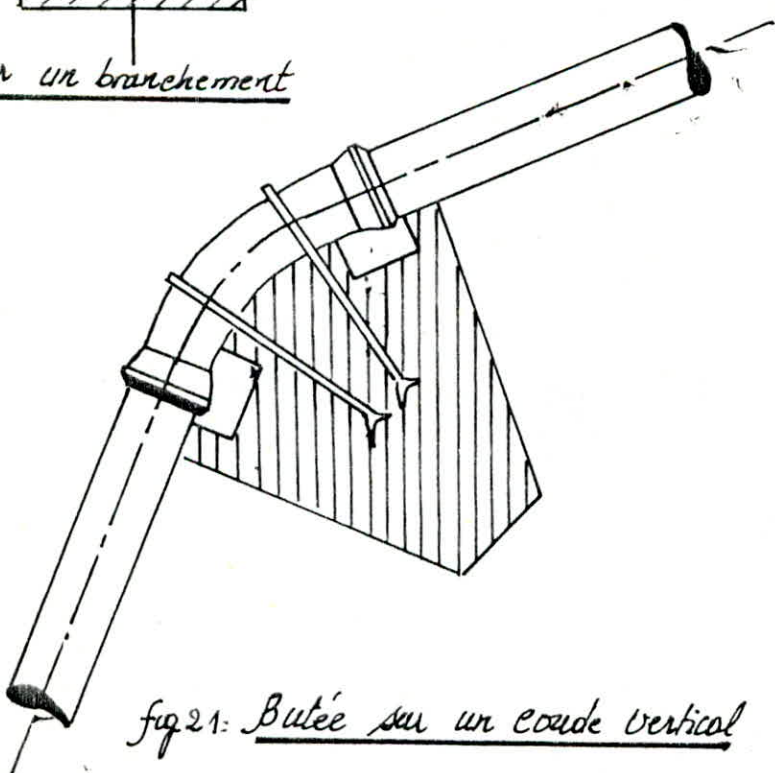


fig 21: Butée sur un coude vertical

2^{eme} PARTIE.

ASSAINISSEMENT

CHAPITRE XII:

ASSAINISSEMENT

1. INTRODUCTION:

L'assainissement de l'agglomération vise à assurer l'évacuation rapide et sans stagnation des eaux usées susceptibles de donner naissance à des nuisances et des eaux pluviales susceptibles de submerger les lieux d'habitations et, ce dans les conditions compatibles avec les exigences de santé publique et l'environnement.

Notre projet se fixe alors les objectifs suivants:

- Evacuation au plus bas coût des eaux usées:
- Traitement de ces eaux afin d'éviter la pollution des eaux souterraines et les eaux de surface.

2. TYPES D'EAU USEES:

Les rejets de la ville de Touggourt sont en général constitués des:

- Eaux ménagères, eaux vannes, eaux de ruissellement urbain très faibles d'ailleurs et enfin les eaux industrielles.

3. PRINCIPE DE CONSTRUCTION DU RÉSEAU: (Voir Fig 1).

Notre agglomération est divisée en bassins d'apports partiels. Chacun de ces derniers est drainé par un égout qui débouche dans les collecteurs principaux. Dans notre cas, on a opté pour un système unitaire qui permet l'évacuation de l'ensemble des eaux usées (domestiques et pluviales). Ce-ci est choisi du fait de la très faible pluviométrie d'une part, et pour des raisons économiques d'autre part.

4. PRINCIPE DU TRACÉ DES COLLECTEURS.

Notre tracé a été choisi tel que :

- Il doit éviter les longueurs et profondeurs inutiles, très difficiles lors de la pose des conduites, par conséquent coûteux.
- Les canalisations doivent suivre le point le plus bas du bassin et transportant les eaux par la voie la plus courte.

5. CALCUL HYDRAULIQUE DES RESEAUX:

a) Débit des eaux pluviales:

L'ouvrage à déterminer doit pouvoir évacuer sans des conditions satisfaisantes, le volume d'eau résultant d'une précipitation sur le bassin qu'il dessert.

Le débit des eaux pluviales provenant d'un bassin versant est déterminé par la méthode rationnelle:

$$Q = C.I.A.$$

où C: Le Coefficient de ruissellement: rapport entre le débit d'eau qui ruisselle et celui apporté par la pluie.

I: l'intensité maximale de la pluie.

A: La surface à drainer. (en hectares).

- Le coefficient C est calculé comme: $C = \frac{I^{0,5}}{20} + 0,05$

- L'intensité moyenne de précipitation dans cette région est:

$I = 10 \text{ l/s/ha}$ pour une durée de 10 minute., et avec une fréquence décennale $f = 0,1$, c'est à dire pour une période de retour de 10 ans. La densité est de 30 logements par hectares.

Calcul du Coefficient de ruissellement:

$$C = \frac{30^{0,5}}{20} + 0,05 = 0,32.$$

b). Débit des eaux Usées:

Dans la présente étude nous avons considéré que 80% des eaux consommées seront rejetées; Ainsi le débit moyen journalier des eaux usées rejetées est:

$$Q_u = 0,80 \cdot Q_{\text{moy},J}.$$

où $Q_{\text{moy},J}$ est le débit moyen journalier d'eau de consommation.

$$Q_{\text{moy},J} = 17111,10 \text{ m}^3/J = 198,05 \text{ l/s}.$$

Le coefficient de pointe sera calculé par la formule:

$$C_p = 2,6 - 0,4 \log\left(\frac{H}{1000}\right).$$

où H : Le Nombre d'habitant.

$$C_p = 2,6 - 0,4 \log\left(\frac{72997}{1000}\right) = 1,855.$$

Le Débit des eaux usées moyen sera:

$$Q_{u,m} = 0,80 \cdot Q_{\text{moy},J} = 0,8 \cdot 17111,1 = 13688,88 \text{ m}^3/J$$

En période de pointe le débit des eaux usées sera:

$$Q_{u,p} = 13688,88 \times 1,855 = 25392,87 \text{ m}^3/J = 293,9 \text{ l/s}.$$

Les Débits Spécifiques de Calcul des eaux usées sont déterminés par:

$$Q_{sp} = \frac{Q_{u,p}}{S}$$

où S : la surface totale à assainir. $S = 77,16 \text{ ha}$.

$$Q_{sp} = \frac{293,9}{77,16} = 3,81 \text{ l/s/ha}.$$

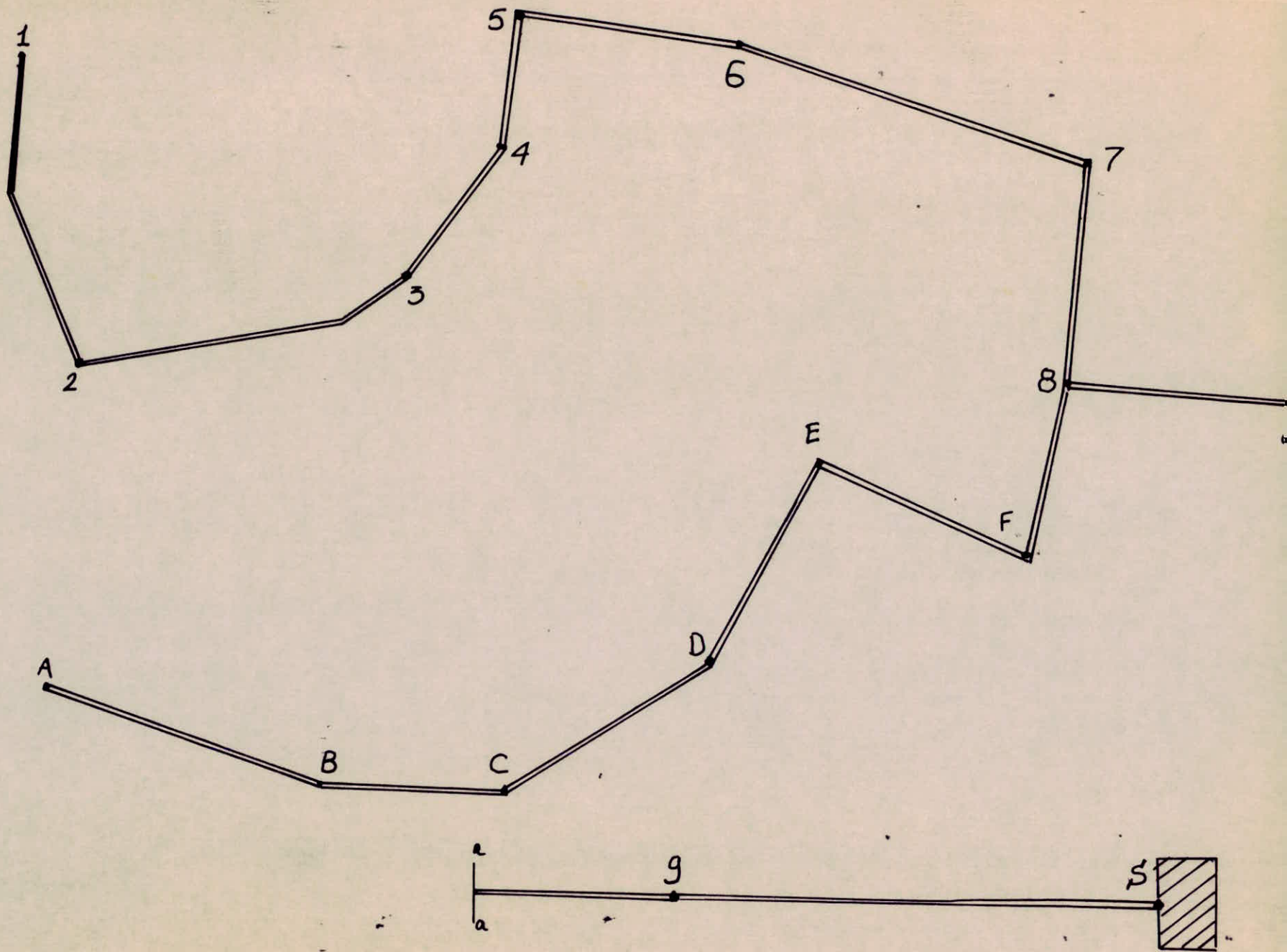


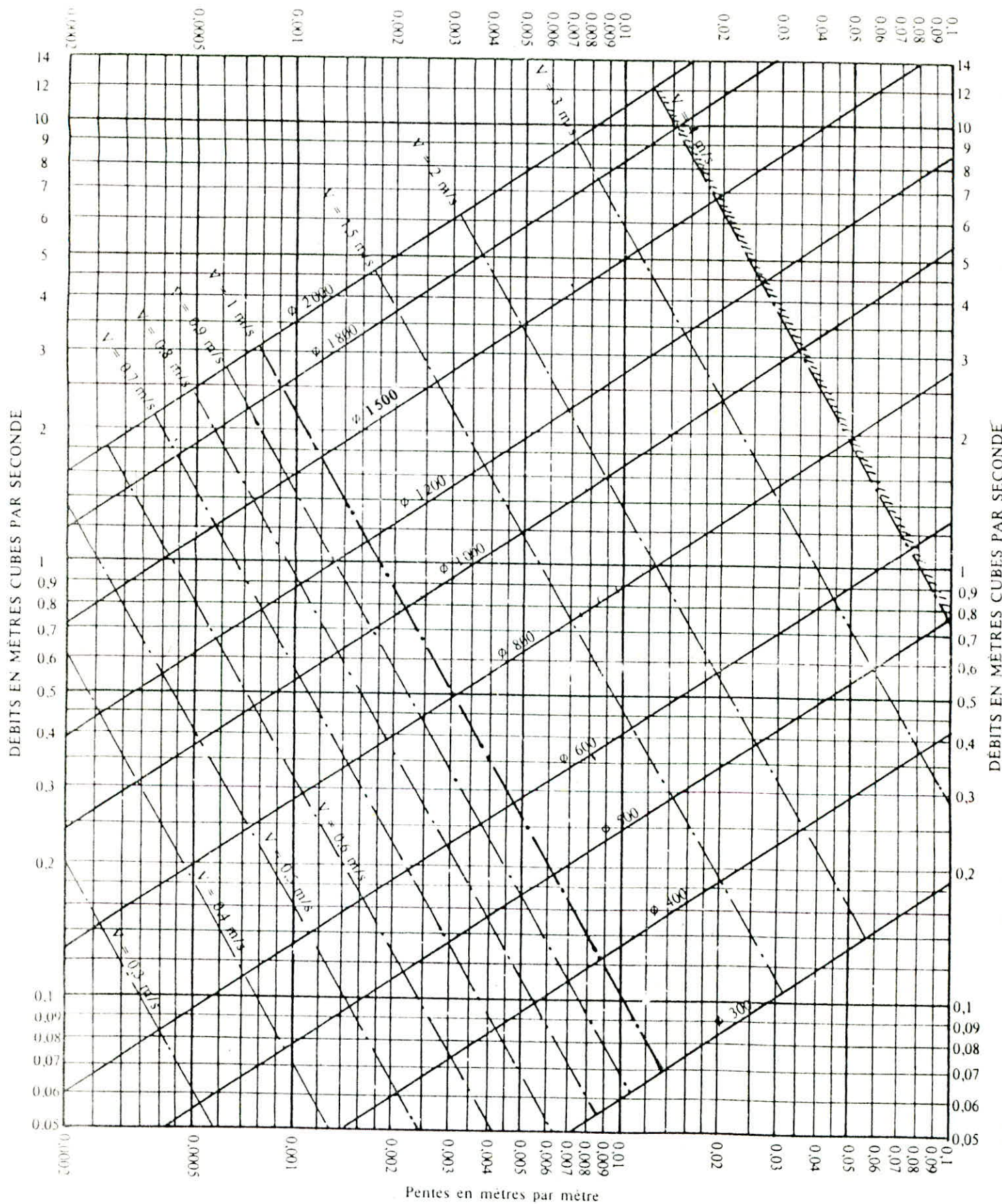
FIG (1) : Vue en plan du tracé des collecteurs principaux

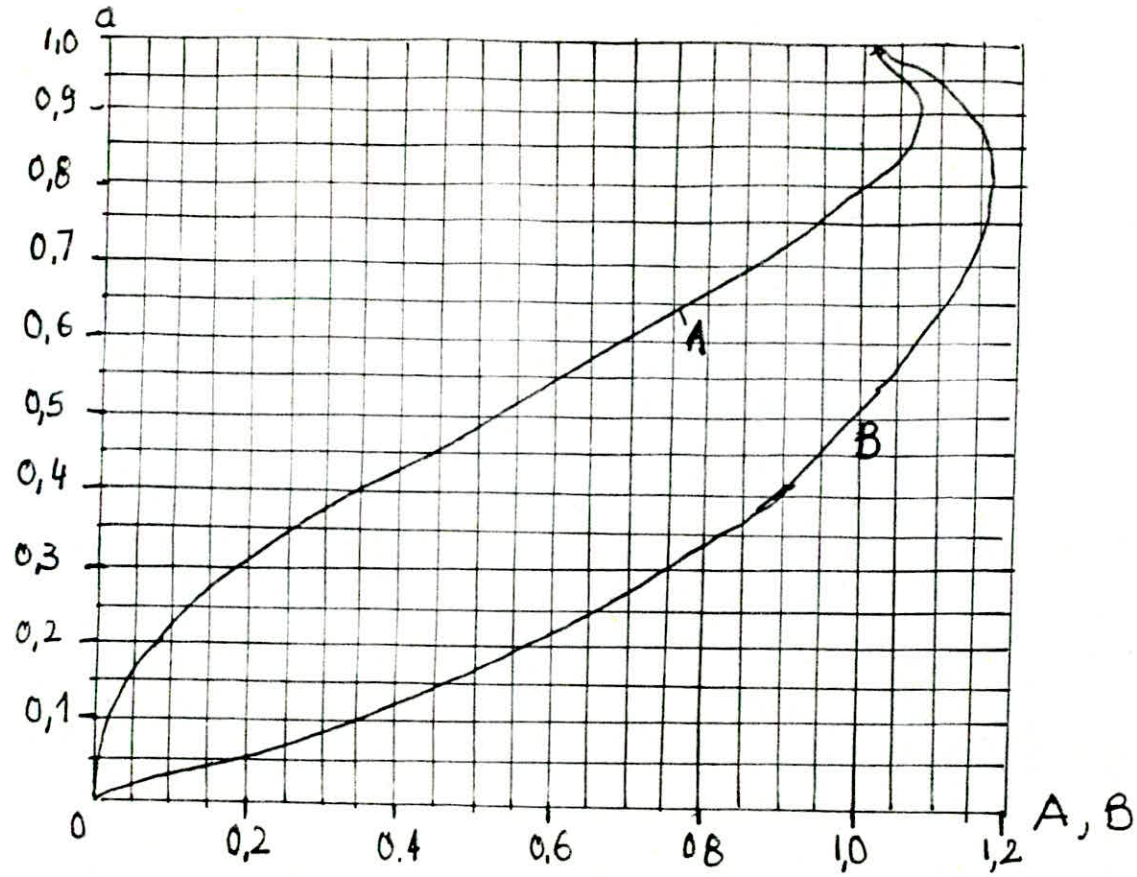
INTERPRETATION DU TABLEAU DE CALCUL (VOIR planche N° IV).

N° des Colonnes	Désignation
1	Désignation du Collecteur.
2	Débit du tronçon (amont).
3	Fin du Tronçon (aval).
4 et 5	Longueurs partielles et cumulées du tronçon (m).
6	Surface d'apport (ha) du bassin correspondant.
7	Intensité moyenne (l/s/ha).
8	C_i : Coefficient de ruissellement.
9	Débit d'eaux pluviales: $Q_r = A_i \cdot C_i \cdot I$ (l/s).
10 et 11	Débit spécifique du eaux usées Q_{sp} (l/s/ha). $Q_u = Q_{sp} \cdot A_i$.
12 et 13	Débit total à évacuer $Q_T = Q_u + Q_r$ et le cumul ΣQ_T .
14 et 15	Cotes du terrain aux points amont et aval.
16	Pente du Radier.
17	Diamètre de la canalisation déterminé en fonction de des colonnes (13) et 16 et à l'aide du graphique de Bazin (annexe X).
18 et 19	Cotes du radier aux points amont et aval du Tronçon
20 et 21	Débit et vitesse à pleine section donnés à l'annexe VII en fonction des colonnes (16) et (17).
22	Rapport des débits $A = \frac{(13)}{(20)}$.
23 et 24	Rapports de vitesses et rapports des hauteurs respectivement β et α , déterminés à l'annexe X en fonction de A.
25	Hauteurs de remplissage (25) = (24) · (17)
26	Vitesse réelle d'écoulement (26) = (23) · (21).
27	Vitesse d'auto-curage (27) = 0,6 (21).

ANNEXE VII

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





a : rapport des hauteurs

B : rapport des vitesses

A : rapport des débits

Variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur.

TYPE DE CANALISATION.

Les canalisations composant les collecteurs seront béton-armé et de profil circulaire.

Ce matériau présente une bonne étanchéité et résiste bien aux attaques mécaniques, statiques et chimiques du sol et des eaux transportées.

Le profil circulaire en plus des avantages économiques qu'il présente, se trouve préférable devant les autres pour sa commodité durant les travaux de pose et sa disponibilité sur le marché.

Un revêtement intérieur par un enduit bitumineux est nécessaire, pour assurer le lissage des canalisations.

Les tuyaux de notre réseau de collecte s'étalent sur une gamme allant de 400 ÷ 1800 m.

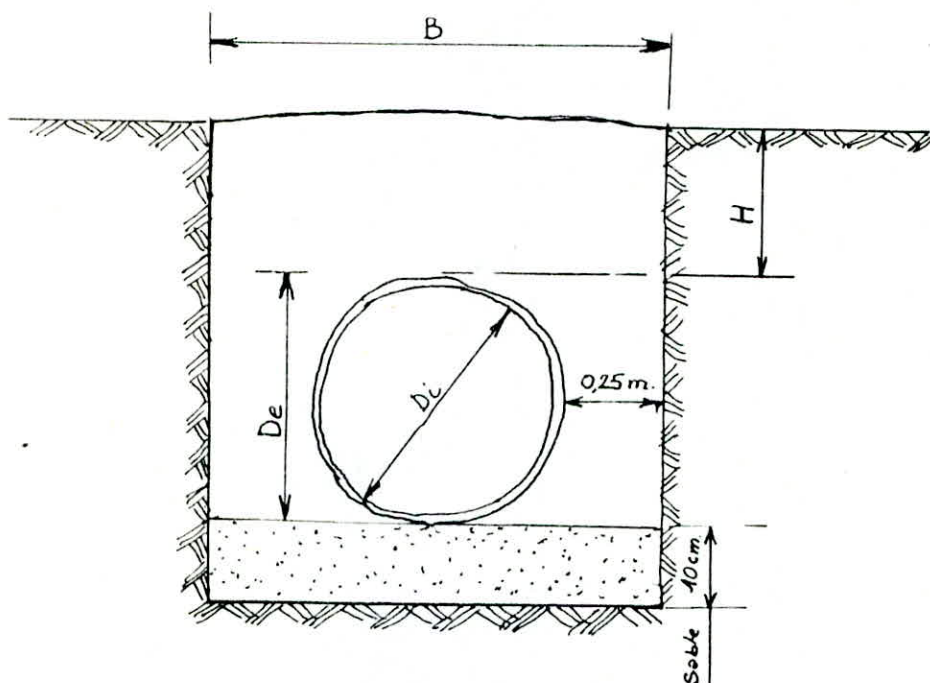
Pose des Conduites :

La profondeur minimale de la tranchée à compter de la génératrice supérieure adoptée est de 1,10 m. pour que éventuellement :

- Les autres conduits (eau potable, gaz etc...) franchissent au dessus sans difficulté.
- Il n'y aurait pas d'influence de température.

Les tuyaux seront posés sur un lit de sable si le terrain est bon, sinon on doit effectuer l'épaisseur du lit de sable ou effectuer une dalle en béton sur laquelle reposent les tuyaux. (voir fig 23).

fig 12 : Coupe transversale de la Conduite en tranchée



B : Largeur de la tranchée

H : Hauteur de recouvrement.

D_i : diamètre de la Canalisation. (intérieur).

D_e : diamètre extérieur de la Conduite.

EQUIPEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Pour assurer la surveillance du réseau et le nettoyage de celui-ci on fait les équipements suivants.

a) Regards de visite: (voir fig 13)

Les regards de visites seront disposés à tous les points de jonction, de changement de direction, de changement de pente des canaux

b) Bouches d'égouts :

Elles permettent l'absorption de l'eau de surface des rues et trottoirs et garantissent une aération des eaux (avaloirs).

c) Joints : (voir fig 94)

Le raccordement des tuyaux va être assuré par des joints rainurés dont l'étanchéité est assurée par un anneau en élastomère placé sous une rainure de embout mâle. Cette étanchéité est obtenue par la compression régulière de l'anneau au cours de l'emboîtement.

Ce joint souple accepte les légères déviations angulaires résultantes des mouvements possibles du terrain.

d) Recommandations à prendre :

Les sections doivent être à angles aigus inférieurs à 70° par rapport au sens d'écoulement.

Les branchements sur les collecteurs doivent être raccordés suffisamment hauts de manière que si le niveau monte, il n'en résulte pas une mise en charge dans la canalisation d'évacuation.

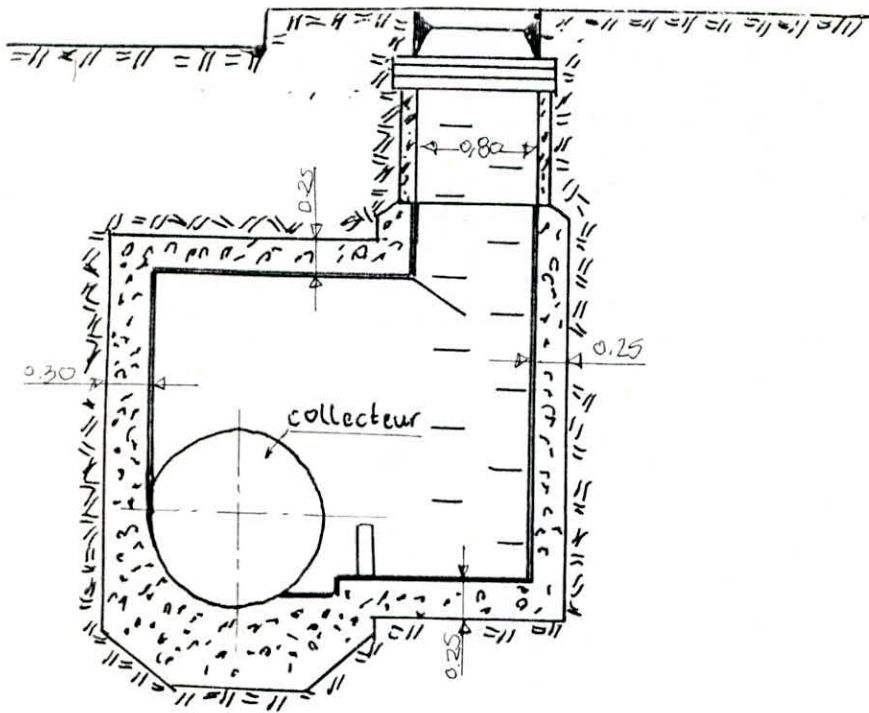


Fig 23 : Regard de visite

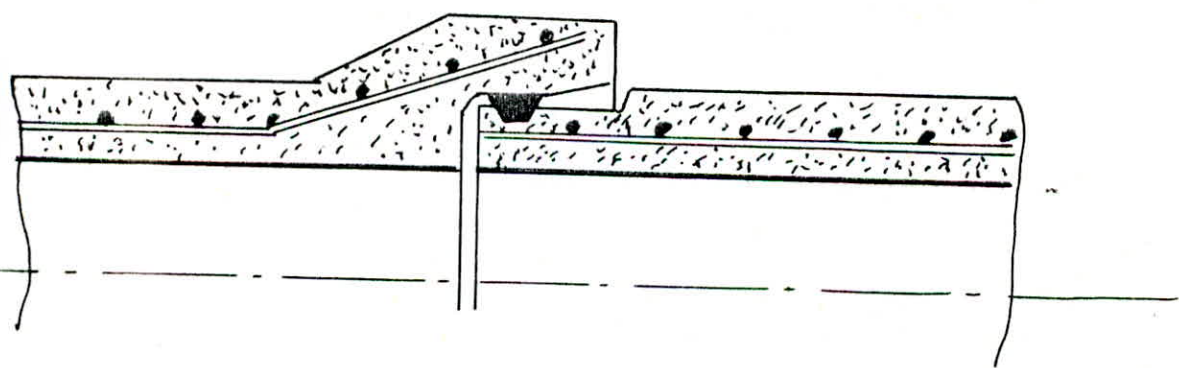


fig 24 Joint à embout rainuré et anneau d'élastomère plein

CHAPITRE XIII:

STATION D'EPURATION

CHOIX DU PROCÉDÉS DE TRAITEMENT. DES EAUX.

Des risques de contamination des sources d'approvisionnement en eau potable de la ville de Touggourt ont à craindre du fait de la proximité de l'ancien forage Albien 2.

Il existe un grand nombre de procédés de traitement des eaux usées dont l'application dépend à la fois des caractéristiques des eaux à traiter et du degré d'épuration désiré.

Sous réserve d'analyses, ces eaux peuvent être biologiquement traitées. Le traitement biologique se fait de deux manières

- Aerobie (présence d'oxygène).
- Anaérobie (Absence d'oxygène).

Le traitement par la première voie libère une énergie plus importante que la deuxième. Cette énergie est utilisée pour la synthèse de nouveaux micro-organismes; Ainsi la croissance des bactéries aérobies est plus importante que la croissance des bactéries anaérobies. C'est pour cela que nous opterons pour un traitement par voie aérobie.

. Mécanisme de l'épuration biologique par voie aérobie.

Lors de la dégradation de la matière organique, deux processus se développent parallèlement, tous deux entraînant une consommation d'oxygène :

- Oxydation de la matière organique avec production d'énergie nécessaire pour la synthèse de la matière vivante :
- Auto-Oxydation progressive de la masse cellulaire.

* Actuellement l'épuration biologique par voie aérobie est le mode de traitement le plus répandu. Il comporte des procédés extensifs et des procédés intensifs.

Nous procédons. Sans ce qui suit à la comparaison de ces procédés pour retenir le plus efficace pour notre cas :

1°) Procédés extensifs, le Lagunage aéré :

Ce procédé est utilisé dans les régions ensoleillées, cas de la ville de Touggourt, ce procédé s'avère nécessaire et efficace.

2°) Procédés Intensifs.

a) Epuraton par lit bactérien :

Ce procédé résulte de l'imitation de l'auto épuration naturelle qui a pu être observée dans les cours d'eau.

Par la création de conditions optimales pour les micro organismes, le nombre de ces derniers est si fortement augmenté par rapport à leur apparition naturelle dans les cours d'eau que l'épuration se fait en une fraction de temps, qui serait normalement nécessaire dans les eaux.

Toutefois les lits bactériens présentent l'inconvénient d'être très sensibles au colmatage et sont sources de développement d'insectes.

b). Epuration par boues activées :

C'est le procédé le plus répandu actuellement pour l'épuration des eaux résiduaires urbaines. Il consiste en une intensification artificielle des phénomènes d'auto-épuration par concentration des micro-organismes dans la station d'épuration. L'épuration des eaux d'égout fonctionne du fait que leurs matières organiques (dissoutes) sont absorbées par les organismes et transformées en une masse vivante. Par ce phénomène, les matières organiques des eaux usées passent de la forme dissoute, respectivement colloïdale à la forme solide, de sorte qu'ils peuvent être ensuite éliminés des eaux usées par décantation.

3. CHAÎNE DE TRAITEMENT

L'épuration de l'effluent urbain va mettre en jeu séparément ou conjointement :

- Des ouvrages d'épuration physique à savoir un prétraitement (dégrillage, desablage, déhuilage) et une décantation primaire. permettent l'élimination des matières en suspension décantables et flottantes.
- Des ouvrages d'épuration biologique permettent une élimination quasi-totale de la pollution organique par action bactérienne.
- Des ouvrages de traitement et de séchage des boues (boues déposées dans le décanteur primaire et les boues en excès produites par le traitement biologique).
- Des ouvrages de stérilisation pour neutraliser les germes pathogènes contenus dans les rejets.

- Détermination des débits :

$$Q_J = 17111,11 \text{ m}^3/\text{J} \quad \text{ou ; } Q_J : \text{débit de consommation journalière}$$

a) Débit de rejet :

$$Q_{rJ} = 0,8 \cdot Q_{mJ} = 0,8 \cdot 17111,11 = 13688,89 \text{ m}^3/\text{J}$$

b) Débit moyen :

$$Q_{\text{moyen}} = \frac{Q_{rJ}}{24} = \frac{13688,89}{24} = 570,37 \text{ m}^3/\text{h}$$

c) Débit de pointe :

$$Q_p = C_p \cdot Q_m$$

$$\text{avec } C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}} \quad \text{Coefficient de pointe.}$$

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{158,44}} = 1,7$$

$$Q_p = 1,7 \cdot 570,37 = 969,63 \text{ m}^3/\text{h} = 0,2693 \text{ m}^3/\text{s}$$

II - PRETRAITEMENTS :

a) Dégrillage

Prevue pour retenir les matières les plus grossières charriées par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité des installations et traitement suivant le dégrillage. Elle est composée de barreaux de fer dont l'espacement est de 50 mm. Le canal d'amenée doit être tel que la vitesse soit supérieure à 0,60 m/s. Le dégrillage s'effectue soit manuellement soit mécaniquement, ce dernier est plus commode, l'enlèvement des déchets captés par la grille se fait au moyen de peignes entraînés mécaniquement.

a.1 Calcul de la Section de la grille :

$$S = \frac{Q_p}{V \cdot C \cdot a}$$

où Q_p : débit de pointe

V : vitesse de passage $V = 0,6 \div 1 \text{ m/s}$ on prend $V = 0,8 \text{ m/s}$

C : Coefficient de Colmatage $C = 0,55$.

$$a = \frac{\text{Espacement entre les barreaux}}{\text{Longueur totale de la grille}} = \frac{50}{50+15} = 0,77 \text{ mm.}$$

$$S = \frac{0,2693}{0,8 \cdot 0,77 \cdot 0,55} = 0,7949 \text{ m}^2$$

a.2 Calcul de la longueur de la grille :

$$L = \frac{d+e}{e} \cdot \frac{1}{1-n} \cdot \frac{Q_p}{V \cdot H}$$

où d : Espacement entre les barreaux $d = 50 \text{ mm}$.

e : Espacement de la grille $e = 15 \text{ mm}$.

n : Degré d'encrassement $n = 0,4$

H : profondeur de l'eau $H = 1,0 \text{ m}$.

$$L = \frac{50+15}{15} \cdot \frac{1}{1-0,4} \cdot \frac{0,2693}{0,8 \cdot 1,0} = 2,43 \text{ m} \quad \text{Soit } L = 2,5 \text{ m.}$$

b. Désableur Aéré :

Sert à éliminer 80% de matières minérales et 8% des huiles et graisses.

b1 - Dimensionnement :

Pour un laps de temps égal à 3 minutes le volume du désableur sera : $V = Q_p \cdot t_s = 0,2693 \cdot 180 = 48,5 \text{ m}^3$

Le volume étant très grand nous opterons pour deux désableurs :

$$V_1 = V_2 = \frac{V}{2} = 24,25 \text{ m}^3$$

- Section :

$$S_{d1} = \frac{V_1}{H} = \frac{24,25}{1,0} = 24,25 \text{ m}^2$$

- Longueur :

avec $b = 2,0 \text{ m}$ ($b > H$)

$$L = \frac{S_{d1}}{b} = \frac{24,25}{2} = 12,125 \text{ m.}$$

III. TRAITEMENT PRIMAIRE :

a) - Décauteur primaire :

Il sert éliminer des eaux usées épurées biochimiquement les matières en suspension ou les matières flottantes. Elles seront retenues dans le décauteur primaire sous forme de boue fraîche ou boue flottante. Le temps "t_s" nécessaire à la décautation des particules doit être égal ou supérieur au temps de passage des eaux polluées qui traversent le bassin

a.1 Dimensionnement :

On se fixe un temps de séjour égal à $3,5^h$.

- Le volume sera : $V_D = Q_p \cdot t_s = 0,2693 \times 5400 = 1454,22 \text{ m}^3$.

Le volume étant étant assez grand on utilise deux décanteurs de volume égal : $V_1 = V_2 = \frac{V}{2} = 727,11 \text{ m}^3$.

- Section du décanteur :

$$S_{D1} = \frac{V_1}{H} \quad ; \text{ on se fixe une hauteur } H = 2,5 \text{ m.}$$

$$S_{D1} = \frac{727,11}{2,5} = 290,844 \text{ m}^2.$$

- Diamètre du décanteur :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_{D1}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 290,844}{\pi}} = 19,25 \text{ m.}$$

IV TRAITEMENT BIOLOGIQUE.

a. Bassin d'Aération :

Son rôle est de développer les microorganismes afin de transformer les matières organiques en matières minérales.

a.1. Dimensionnement :

- On se fixe un temps de séjour égal à 4 heures.

- Un volume utile $V_u = 2 \times 1000 = 2000 \text{ m}^3$ (deux décanteurs).

- Une hauteur $H = 2,0 \text{ m}$.

- Une largeur $b = 10 \text{ m}$.

d'où la section : $S = \frac{V_u}{H} = \frac{2000}{2} = 1000 \text{ m}^2$.

et la longueur : $L = \frac{S}{b} = \frac{1000}{10} = 100 \text{ m}$.

b. Décanteur Secondaire:

Il assure la séparation et un premier épaissement des boues entraînées par l'effluent traité issu de l'ouvrage de traitement biologique. La première fonction assure la protection du milieu contre les pollutions résiduelles des stations à forte charge où les englobements biologiques ne sont que très partiellement auto-vidés et stabilisés

- Dimensionnement:

On se fixe:

- Une vitesse ascensionnelle $V_a = 1,5 \text{ m/s}$.

- Un temps de séjour $t_s = 2 \text{ heures}$.

Avec une recirculation des boues vers le décanteur primaire ayant un taux de recirculation $r = 65\%$

- Le débit de pointe sera donc calculé comme suit:

$$Q_p' = Q_p + r \cdot Q_p = 0,2693 + 0,65 \cdot 0,2693 = 0,4443 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Le volume sera:

$$V = Q_p' \cdot t_s = 0,4443 \cdot 7200 = 3199 \text{ m}^3$$

On adoptera 2 décanteurs secondaires de forme circulaire de volume $V_1 = V_2 = \frac{V}{2} = \frac{3199}{2} = 1599,5 \text{ m}^3$

- Hauteur

$$H = V_a \cdot t_s = 1,5 \times 2 = 3,0 \text{ m}$$

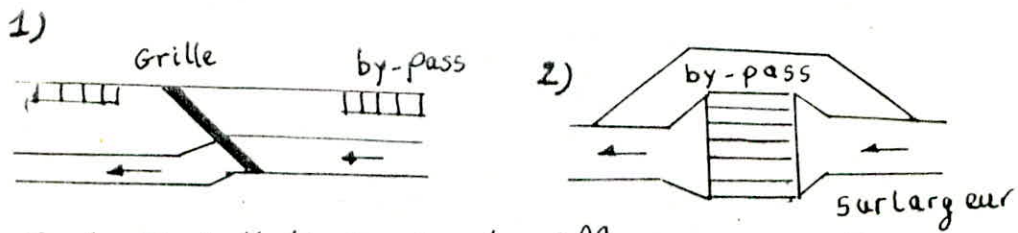
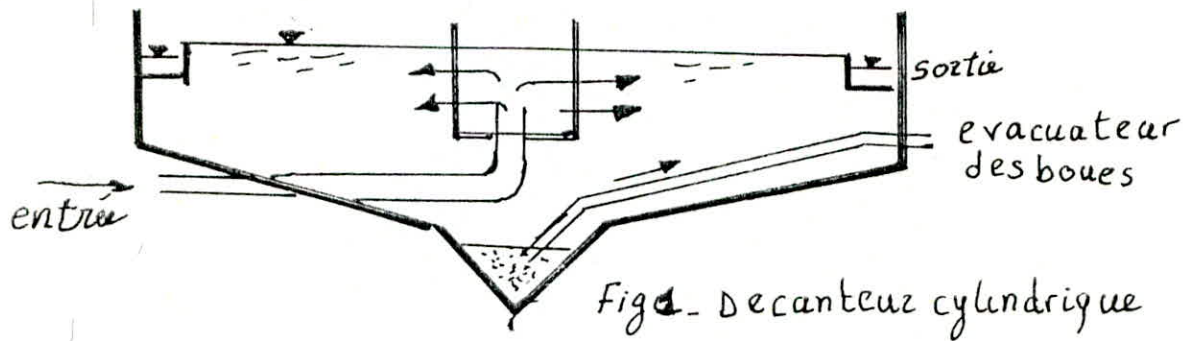
- Surface du décanteur secondaire:

$$S_{DII} = \frac{V}{H} = \frac{1599,5}{3,0} = 533,17 \text{ m}^2$$

- Le diamètre

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_{DII}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 533,17}{\pi}} = 26,06 \text{ m}$$

fig 26 . Ouvrages de la station d'épuration.



• Fig 2 - Installation de degriillage manuelle -
 1) - coupe longitudinale ; 2) : Vue en plan

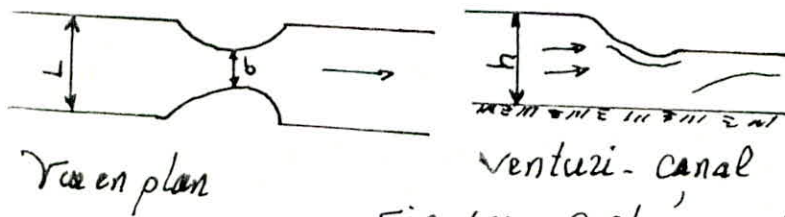


Fig: (c): Schéma du désableur -

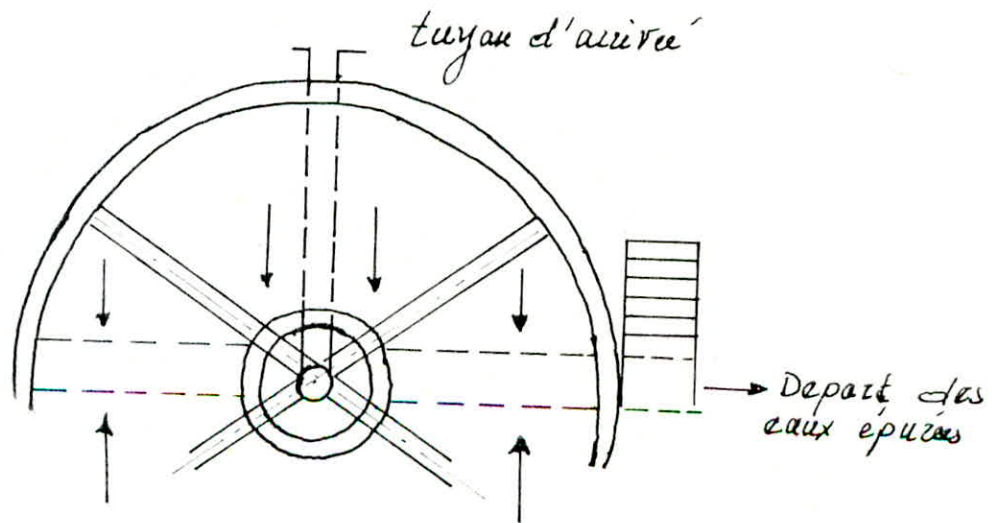


Fig (d) : Vue en plan du lit bacterien -

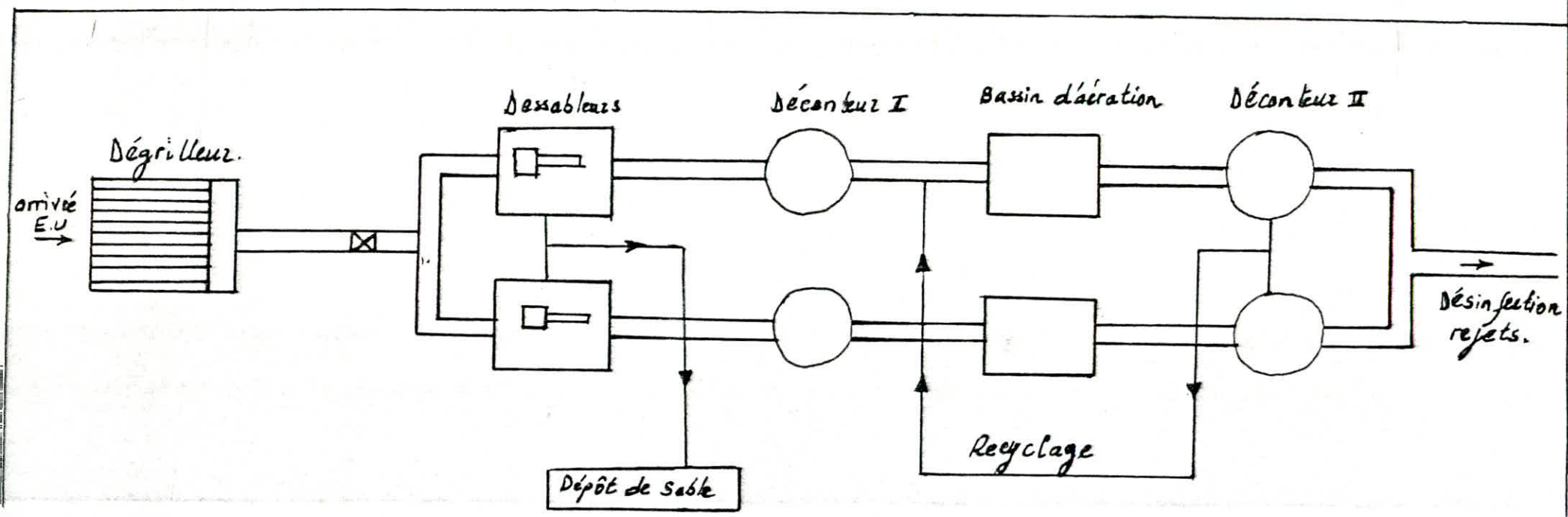


Schéma de la station d'épuration.

~ Conclusion ~

Dans notre présente thèse, nous avons étudié tous les points concernant l'exploitation des ressources en eau, l'égalité et refroidissement, l'adduction, le réseau de distribution et assainissement ainsi que les moyens de protection des installations hydrauliques.

Cependant on a eu recours à des ouvrages et publications étrangères, faute de l'existence de documents donnant les coefficients numériques tels que K_0 , K_j . Et ce-ci est dû au manque de statistiques spéciales pour notre pays.

En ce qui concerne les pompes, notre choix aurait dû être porté sur les pompes RECTA (de Hussein-Dey) ou celles de l'usine Vannes et pompes de Berrouaghia; si ce n'est le manque de documents; alors on a été amené à utiliser le catalogue des pompes Jeumont-Schneider.

Enfin nous pensons que cette présente thèse ne peut servir de référence à l'A.E.P et assainissement de Tougourt.

~ BIBLIOGRAPHIE ~

- Alimentation en eau potable :

- * Hydraulique Urbaine A. DUPONT Tomes I et II.
- * Théorie de La Longueur
fluïdo-dynamique (E.N.P) G. LAPRAY.
- * Distribution L'eau dans les
agglomérations urbaines et rurales C. GOMELLA et H. GUEREE
- * Pompes, Ventilateurs, et Compresseurs
Centrifuges et axiaux. A. de KOVATS et G. DESMUR.
- * Catalogue des pompes J Jeumont-SCHNEIDER.
- * Cours d'hydraulique III (E.N.P.A) G. LAPRAY.

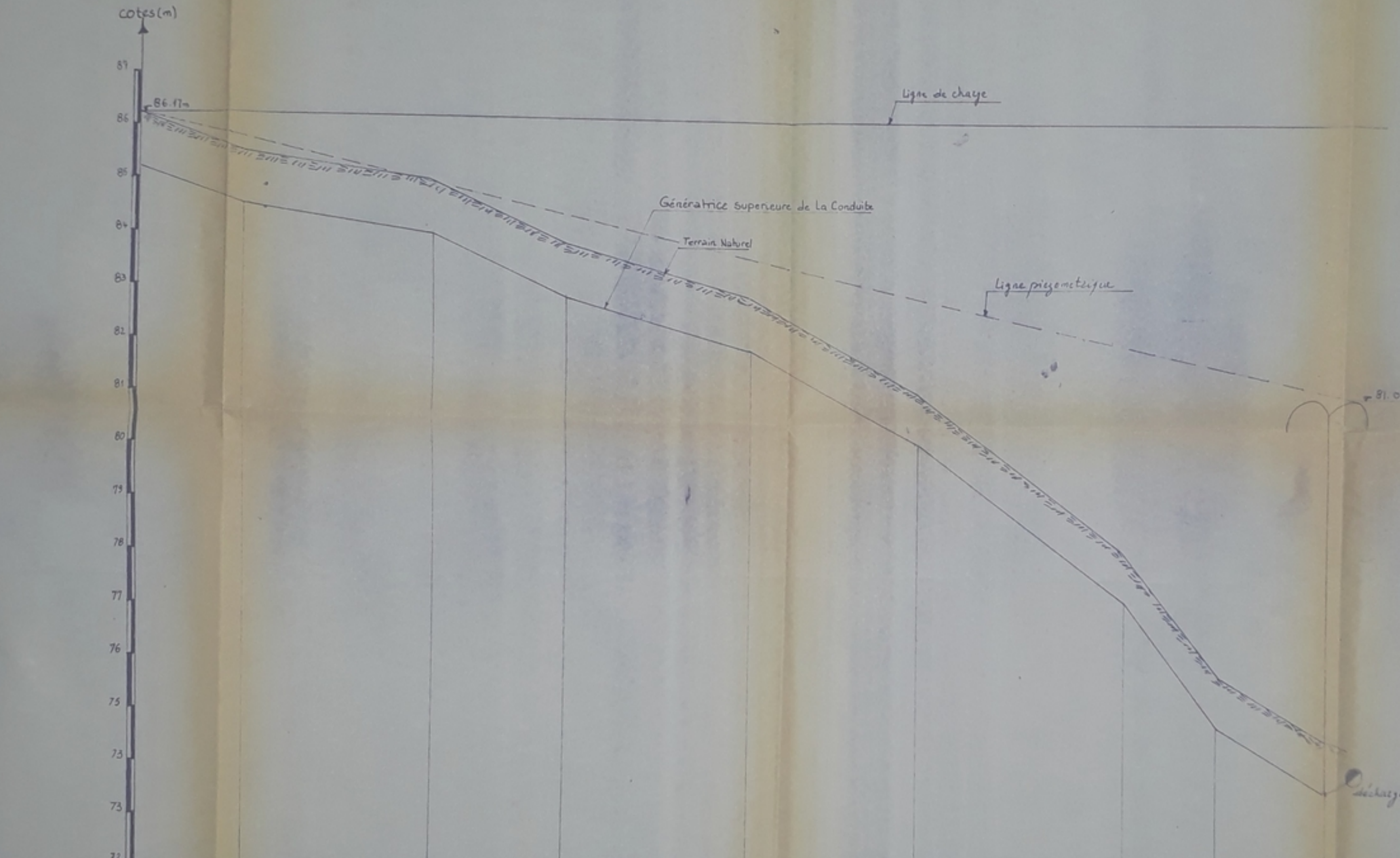
Assainissement :

- * Cours de l'assainissement
(Fen 202) E E.N.P.A.
- * Les eaux Usées dans les
agglomération urbaines et rurales H. GUERREE et C. GOMELLA.
(La Collecte Tome 1).

CALCUL DES COLLECTEURS PRINCIPAUX

PH 013 85
- 2 -

Tronçons			Longueurs (m)		Surface d'appui A" (ha)	Taux de pluie I" (mm)	Coefficient de ruissellement C"	Débit d'eau pluviale Qp = C.I.A (l/s)	Débit d'eau usées (l/s)		Débit total à évacuer Qt = Qp + Qu (l/s)		Cotes du terrain (m)		Pente du Radier "J"	Diamètre de la Canalisat°n D (mm)	Cotes du Radier (m)		Débit à pleine Section Qps (l/s)	Vitesse à pleine Section Vps (m/s)	Rapport des débits A = Qt / Qps	Rapport des vitesses β = Vt / Vps	Rapport des hauteurs "β"	Hauteur de Remplissage H = z.d (mm)	Vitesse Crit. Vc (m/s)	Vitesse d'usab. Vus (m/s)	Vac = 0.6 Vps (m/s)
Designation de l'axe	A partir de	Jusqu'à	Partielles	Complètes					Spécif. Qsp	Usées Qu = Qsp.A	Brutal	Canalé	Amont	Aval			Amont	Aval									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	
t	1	2	422	422	8.01			25.63		30.52	56.15	56.15	71.19	70.52	.0020	400	69.69	68.92	60	0.69	0.94	1.26	0.75	300	0.87	0.42	
	2	3	284	706	6.60			21.12		25.15	47.27	103.42	70.52	69.88	.0023	500	68.92	68.18	120	0.68	0.86	1.23	0.71	355	0.84	0.41	
	3	4	126	832	3.40			10.88		12.95	23.83	127.25	69.88	69.35	.0042	500	68.18	67.65	160	0.83	0.80	1.12	0.68	340	0.93	0.50	
	4	5	328	1160	6.02	10	0.32	19.26	3.81	22.94	42.20	169.45	69.35	68.87	.0020	600	67.65	67.07	185	0.70	0.92	1.15	0.74	444	0.81	0.42	
	5	6	244	1404	6.04			19.33		23.01	42.34	211.79	68.87	68.53	.0014	800	67.07	66.53	300	0.72	0.71	1.11	0.62	496	0.80	0.43	
	6	7	312	1716	6.60			21.12		25.15	47.27	259.06	68.53	68.20	.00106	800	66.53	66.20	320	0.70	0.81	1.13	0.67	536	0.80	0.42	
	7	8	202	1918	5.50			17.60		20.96	38.56	297.02	68.20	67.52	.00336	800	66.20	65.52	500	0.90	0.61	1.04	0.55	440	0.94	0.54	
β	A	B	288	288	6.60			21.12		25.15	47.27	47.27	72.56	71.88	.0024	400	70.96	70.28	65	0.69	0.73	1.15	0.64	256	0.80	0.42	
	B	C	162	450	3.82			12.24		14.55	26.79	74.06	71.88	71.21	.0041	400	70.28	69.61	85	0.68	0.87	1.19	0.71	284	0.81	0.41	
	C	D	158	608	4.00	10	0.32	12.80	3.81	15.24	28.04	102.10	71.21	69.39	.0115	400	69.61	67.79	140	1.25	0.73	1.10	0.63	252	1.39	0.75	
	D	E	250	858	7.76			24.83		29.57	54.40	156.50	69.39	68.85	.00216	600	67.79	67.05	190	0.64	0.82	1.21	0.69	414	0.78	0.39	
	E	F	70	928	2.80			8.96		10.67	19.63	176.30	68.85	68.35	.0071	600	67.05	66.55	350	1.20	0.50	1.00	0.50	300	1.20	0.72	
	F	B	278	1206	5.80			18.56		22.10	40.66	216.79	68.35	67.52	.0030	600	66.55	65.72	235	0.78	0.92	1.15	0.74	444	0.90	0.47	
γ	8	9	221	221	4.21			13.47		16.04	29.51	543.91	67.52	66.90	.00281	1000	64.82	64.20	600	1.10	0.91	1.15	0.74	740	1.27	0.66	
	9	S	1212	1433	-	10	0.32	-	3.81	-	-	543.91	66.90	64.83	.0017	1000	64.20	62.13	600	0.89	0.91	1.12	0.68	680	1.00	0.53	



N° des points	0	1	2	3	4	5	6	7	8	
Diamètres		600								
Pentes ‰	2.80	1.20	3.83	2.26	4.74	6.64	6.67	4.31		
Cotes du terrain	86.17	85.50	85.0	83.85	82.90	81.05	78.40	76.7	75.01	
Distances Partielles	240	420	300	420	390	444	210	276		
Distances Cumulées		240	660	960	1350	1740	2184	2454	2730	

السدسة الوطنية للعلوم الهندسية
البيضا
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

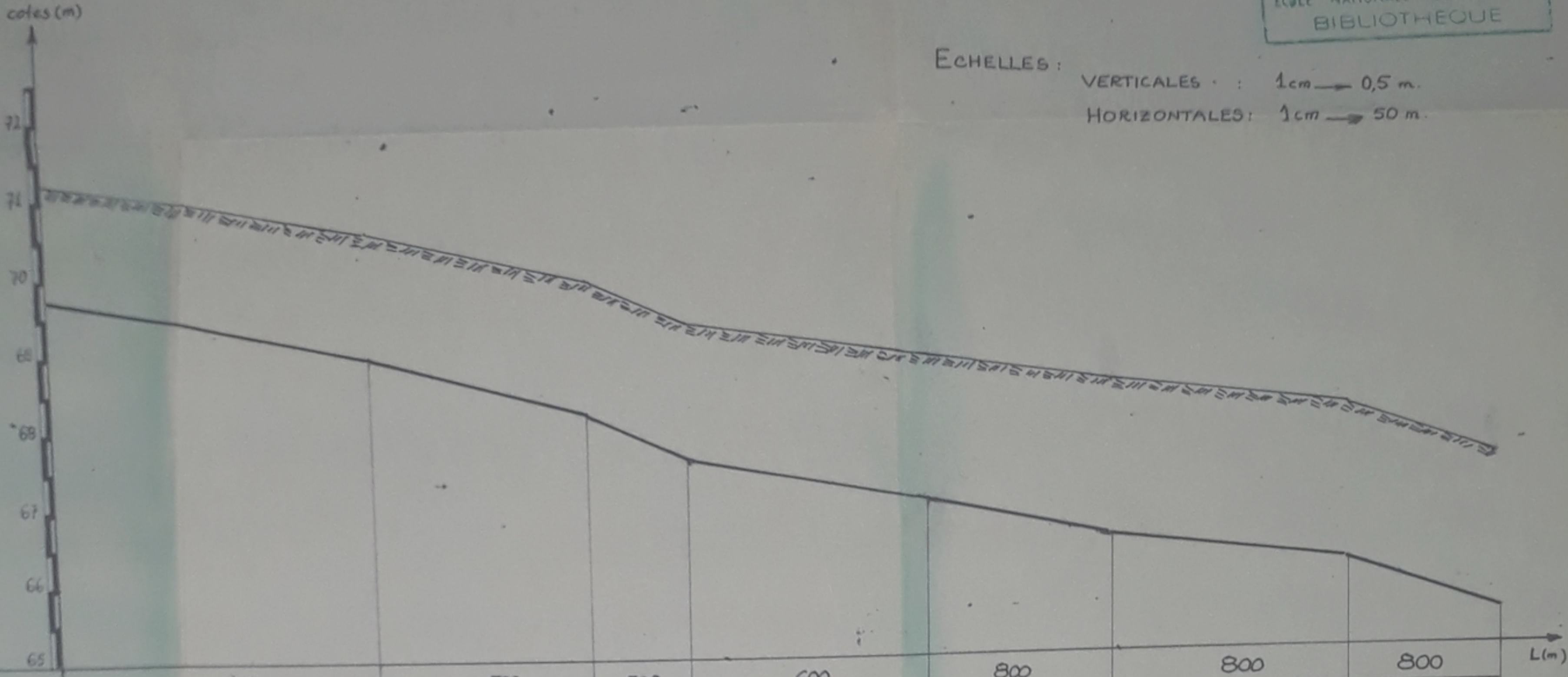
وزارة الري
 DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE
 PLANCHE N° III
 PROFIL EN LONG DE LA
 CONDUITE D'ADDUCTION
 ECHELLES { H: 1/6000
 V: 1/25
 DESSINÉ PAR { BERKNI-A
 BENAIDA-M

PLANCHE N° VI. a

PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR A.

الجامعة الوطنية للعلوم والتقنية
المكتبة
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

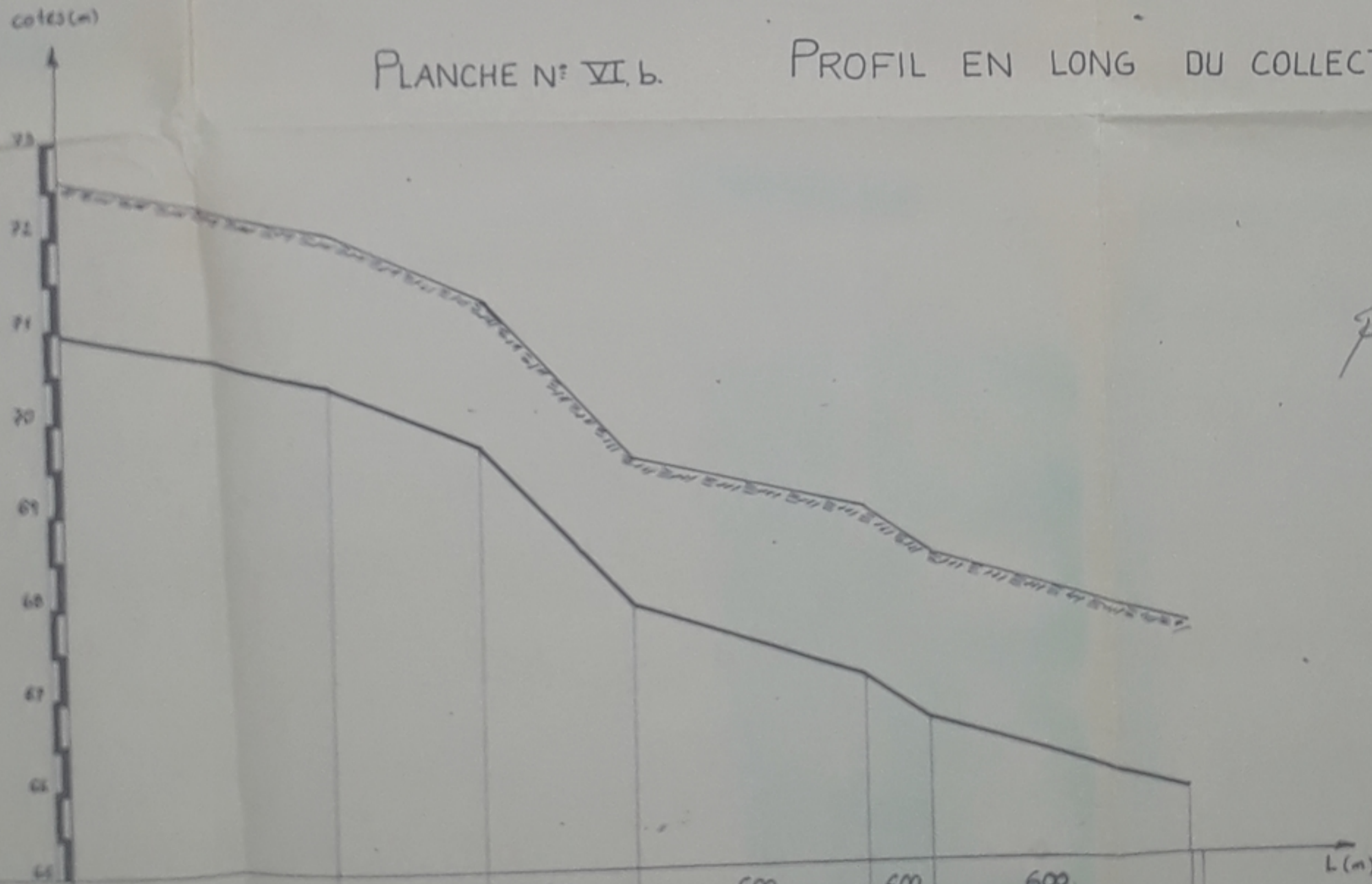
ECHELLES : VERTICALES : 1cm → 0,5 m.
HORIZONTALES : 1cm → 50 m.



Diametre mm	400		500	500	600	800	800	800
Pentes J ‰	2,00		2,30	4,20	2,0	1,40	1,06	3,36
N° des points	1	2	3	4	5	6	7	8
Hauteur de la tranchée		2,0	1,7	1,7	1,8	2,0	2,0	2,0
Cotes du terrain	71,5	68,51	68,88	67,65	67,07	66,53	66,10	65,51
Cotes du Radier	69,5		68,18	65,95	65,27	64,13	64,10	63,51
Distances partielles	422		284	126	328	244	312	202
Distances Cumulees		422	706	832	1160	1404	1716	1918

PLANCHE N° VI. b.

PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR β.



Diametre (mm)	400	400	400	600	600	600
Pentes J ‰	2,60	4,40	11,5	2,16	7,10	3,0
N° des Points	A	B	C	D	E	F
Hauteur de la tranchée		1,6	1,6	1,6	1,8	1,8
Cotes du terrain	72,5	71,8	71,1	67,75	67,05	66,35
Cotes du Radier	71,9	70,2	69,5	66,15	65,25	64,55
Distances partielles	180	162	168	250	70	270
Distances Cumulees		180	342	600	850	1120

PH. 013/85
-3-

