

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

**SUJET**

Alimentation en Eau Potable  
et Assainissement de

Brézina et Khalef

W - (El-Bayadh)

4 PLANS

Proposé par :

S ET HY OR

Etudié par :

BOUAFIA Dine

ZIANI Abdelkader

Dirigé par :

M. BEDNARZCYK

PROMOTION : Janvier 1985



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

«O»

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

«O»

PROJET DE FIN D'ETUDES

«O»

## SUJET

*Alimentation en Eau Potable et  
Assainissement de BREZINA et KHALEF*

Proposé par :

S. ET. HY. OR.

Etudié par :

ZIANI Abdelkader  
BOUAFIA Dine

Dirigé par :

Mr BEDNARZYCK

## - Dédicaces -

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

- A mes parents.
- A mon frère
- A mes proches.

Abdelkader ZIANI

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

- A mes parents.
- A la mémoire de ma grand-mère. Z.
- A Abdelouahab.
- A mes frères en ISLAM.
- A toute ma famille.

Dine BOUAFIA

# REMERCIEMENTS

Nous remercions vivement notre promoteur M<sup>r</sup> BEDNARZYCK pour son aide tout au long de l'élaboration du présent projet.

Nous tenons aussi à exprimer notre profonde reconnaissance à M<sup>r</sup> Ehn de la S.E.T.H.Y.AL pour ses conseils efficaces.

Nous tenons aussi à remercier M<sup>r</sup> KETTAB et tous les professeurs qui ont contribué à notre formation, en particulier M<sup>r</sup> LAPRAY.

Tout notre respect aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

ETUDIANTS ..... ZIANI Aek et BOUAFIA Dine  
PROMOTEUR ..... M<sup>r</sup> BEDNARZYCK  
DEPARTEMENT ..... HYDRAULIQUE

الموضوع : تموين بالمياه الصالحة للشرب مدينة بريزينة وتطهيرها .

### ملخص :

تحتوي هذه الأطروحة دراسة تموين مدينة بريزينة بالمياه الصالحة للشرب .  
يتم ضخ المياه من بئرين موجودين كل منهما في بريزينة وقريه خلاف .  
كما تناولت دراسة تطهير المنطقة من المياه القذرة بواسطة شبكة موحدة والتي فيها تصرف المياه المستعملة ومياه الصطول .  
ذلك بقياس الا نايب الجمعية الرئيسية والتي توجه المياه القذرة الى الواد بالنسبة لقريه خلاف و الى محطة التطهير بالنسبة للمياه القذرة الآتية من بريزينة .

sujet: A.E.P et assainissement de BREZINA et KHALEF

### RESUME :

La présente thèse étudie l'alimentation en eau potable et l'assainissement de la ville de BREZINA ainsi que son village KHALEF.  
L'adduction se fera à partir de deux puits dont l'un se situe à BREZINA et l'autre à KHALEF.  
L'Assainissement est prévu par un système unitaire pour chaque agglomération.  
l'étude comprend le dimensionnement des collecteurs principaux d'assainissement  
Les eaux usées de KHALEF seront rejetées directement dans l'oued.  
Tandis que celles de BREZINA aboutiront à la station d'épuration projetée.

subject : Drinking water and waste water disposal systems for BREZINA and KHALEF.

### SUMMARY :

The Present thesis deals with study of drinking water supply system of BREZINA and KHALEF village.

It also deals with the study of the waste water disposal system which is combined.

For KHALEF the main sewer discharge its water to the wad , and for BREZINA Town to the treatment plant.

# -o- table des matières -o-

.Premiere Partie: Alimentation en eau potable:

## CHAPITRE I - GENERALITES:

N° page

1 - Introduction . . . . .	1
2 - Presentation . . . . .	1
3 - Situation géographique . . . . .	1
4 - topographie du lieu . . . . .	1
5 - climat . . . . .	1
6 - ressources en eau et schéma d'A.E.P . . . . .	2

## CHAPITRE II - ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

1 - Démographie . . . . .	3
2 - etude des besoins en eau . . . . .	4
2.1 - Estimations des besoins de BREZINA . . . . .	4
2.2 - Estimation des besoins du village KHALEF . . . . .	5
3 - Tableau recapitulatif . . . . .	5

## CHAPITRE III - VARIATION DES DEBITS

1 - calcul des débits d'apport et de pointe . . . . .	6
---	---

## CHAPITRE IV - RESERVOIRS

1 - Introduction . . . . .	7
2 - capacité Totale . . . . .	7
3 - Determination des côtes des radiers . . . . .	7
4 - Dimensionnement des nouveaux reservoirs . . . . .	11
5 - Equipement . . . . .	15

## CHAPITRE V - RESEAUX DE DISTRIBUTION

1 - calcul des debits soutirés . . . . .	20
2 - calcul des reseaux maillés simultanément de BREZINA . 23	
centre et du village KHALEF . . . . .	
a - cas: consommation maximale plus incendie . . . . .	
b - cas: consommation maximale . . . . .	
3 - calcul du reseau ramifié de BREZINA . . . . .	42
a - cas: consommation maximale plus incendie . . . . .	42
b - cas: consommation maximale . . . . .	45
4 - Accessoires du reseau de distribution . . . . .	46

## CHAPITRE VI - ADDUCTION

A - Adduction de KHALEF . . . . .	47.
B - Adduction de BREZINA . . . . .	52
1 - introduction . . . . .	
2 - choix du tracé . . . . .	
3 - calcul de la hauteur géométrique . . . . .	
4 - calcul du diamètre économique . . . . .	

## CHAPITRE VII - STATION DE POMPAGE

1 - choix des pompes . . . . .	54
2 - solution d'obtention du point de fonctionnement . . . . .	55

## CHAPITRE VIII - PROTECTION DES CONDUITES D'ADDUCTION

1 - Protection contre le coup de belier . . . . .	61
2 - Protection contre la corrosion . . . . .	83

## CHAPITRE IX - POSE DES CONDUITES . . . . . 87

### . Deuxième Partie: Assainissement

1 - Introduction . . . . .	89
2 - Présentation du réseau projeté . . . . .	''
3 - calcul hydraulique . . . . .	90
4 - choix du matériau . . . . .	93
5 - Pose des conduites . . . . .	''
6 - ouvrages du réseau . . . . .	95

### . Troisième Partie : STATION D'EPURATION

1 - Introduction . . . . .	98
2 - Procédé du lit bactérien . . . . .	''
3 - Dimensionnement des ouvrages d'épuration . . . . .	''





# CHAPITRE I . GENERALITES

## 1- Introduction:

Notre étude a pour objet l'alimentation en eau potable et l'assainissement de la ville de BREZINA et de son village KHALEF.

## 2- Présentation:

La ville de BREZINA est à vocation pastoral. Le type d'habitation est rural, aucune activité industrielle.

## 3- Situation géographique:

La commune de BREZINA est située au sud-est d'EL-BAYADH à 80 km. Administrativement elle dépend de la daïra et wilaya d'EL-BAYADH.

Elle se compose de deux quartiers qui sont:

- BREZINA CENTRE
- Quartier KHALEF situé à l'est du centre ville et séparé de ce dernier par une grande palmerie d'une manière générale.

## 4- Situation topographique:

BREZINA présente un terrain à pente uniforme.

- altitude minimale: 977,13
- altitude maximale: 1024,02

Le terrain de BREZINA a un relief plus fort que celui de KHALEF. De même il est caractérisé par la présence de beaucoup de ravins surtout à la partie Nord-ouest.

## 5- climat:

BREZINA jouit d'un climat sec. Il est caractérisé par des hivers froids et des étés chauds.

## 6- ressources en eau et schéma d'A.E.P :

Les ressources en eau disponibles à BREZINA sont constituées par des puits. L'un est situé à BREZINA centre et l'autre à KHALEF, dont les caractéristiques sont :

	Puits BREZINA	Puits KHALEF
côte du terrain.....	979,60	986,04
Débit (l/s).....	25	16
Niveau statique.....	4 m	2 m
Niveau dynamique.....	6 m	5 m

La disposition des deux quartiers et de leur ressource en eau est telle qu'ils ne peuvent s'alimenter d'un seul puits et d'un seul réseau de distribution.

Le fait qui nous oblige à étudier séparément l'installation des réseaux d'A.E.P et même d'assainissement que nous étudions plus loin. Nous prévoyons donc un réseau pour BREZINA et un autre pour le village KHALEF.

Le réseau d'AEP existant est constitué par :

### \* BREZINA centre :

- une conduite de refoulement  $\phi$  150 en P.V.C
- un réservoir de capacité de 350 m<sup>3</sup>.
- une canalisation principale.

### \* village KHALEF :

- une conduite de refoulement  $\phi$  125 mm en P.V.C sur une longueur de 920m (à part un tronçon  $\phi$  100mm en acier traversant le Gabillon)
- un réservoir de 100 m<sup>3</sup>.

## CHAPITRE II. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

### 1- Démographie :

Le nombre d'habitants actuellement (année 1984) de la ville de BREZI-

-NA est de 6400 environ, réparti comme suit :

- 4300 hab dans BREZINA centre.

- 2100 hab dans le village KHALEF.

Le taux d'accroissement de la population a été évalué à 3,5%.

L'évolution démographique est estimée selon la formule des intérêts composés :

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

avec :  $P_n$  : population future.

$P_0$  : population de l'année de base.

$t$  : taux d'accroissement en%.

$n$  : nombre d'années séparant l'année de base à celle de calcul.

En retenant comme horizon l'an 2010 et comme année de base fin 1984.  $n$  sera : 25 ans.

La population future des deux quartiers sera :

$$P_{25} = 4300 (1 + 0,035)^{25} = 10162 \text{ hab dans BREZINA centre}$$

$$\text{et } 2100 (1 + 0,035)^{25} = 4963 \text{ hab dans KHALEF}$$

Ainsi la population future totale de la ville sera :

$$10162 + 4963 \text{ soit } 15125 \text{ habitants.}$$

## 2 - etude des besoins en eau

4

### 1 - Estimation des besoins en eau de BREZINA CENTRE :

#### 1 - a : besoins domestiques :

$$\text{Actuel} : 4300 \times 150 = 645000 \text{ l/j} = 645 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{futur (an 2010)} : 10162 \times 150 = 1524300 \text{ l/j} = 1524,30 \text{ m}^3/\text{j}$$

#### 1 - b : besoins divers :

Designation	Nombre et type d'occupants	Dotation	Consommation journalière (l/j)
Administration	200 employés	50 l/j/p	10000
1. C.E.M	490 élèves	100 l/j/éle	49000
1. mosquée	700 pers.	45 l/j/p	31500
1. bain public	150 pers.	200 l/j/p	30000
Hôtel	30 pers.	100 l/j/p	3000
polyclinique	60 pers.	50 l/j/p	3000
Abattoir	100 tête	500 l/j/t	50000
élevage (Moutons)	2150 têtes	10 l/j/t	21500

$$\text{Total} : 198000 \text{ l/j} = 198 \text{ m}^3/\text{j}$$

Un manque de précision sur le plan de développement des centres commerciaux et économiques au niveau de BREZINA nous incite à majorer de 10% les besoins actuels pour pouvoir estimer les besoins futurs:

$$198 + 198 \times \frac{10}{100} = 217,80 \text{ m}^3/\text{j}$$

## 2- Estimation des besoins en eau du village KHALEF

2-a: besoins domestiques (horizon futur):

$$4963 \times 150 = 744450 \text{ l/j} = 744,45 \text{ m}^3/\text{j}$$

2-b: Autres besoins:

DESIGNATION		type et nombre	Dotation	Consommation journalière (l/j)
Ecole (10 classes)		350 élèves	100 l/j/ele.	35000
ELEVAGE	moutons	1650 têtes	10 l/j/t.	16500
	vaches	412 têtes	100 l/j/t	41200
Mosquée		500 pers.	45 l/j/p	22500

total: 115200 l/j + majoration 10%

soit 126720 l/j = 126,72 m<sup>3</sup>/j

3- tableau récapitulatif:

Designation	consommation journalière (m <sup>3</sup> /j)	
	BREZINA Centre	village KHALEF
Domestiques	1524,30	744,45
Divers	217,80	126,72
<b>TOTAL</b>	<b>1742,10 m<sup>3</sup>/j</b>	<b>871,17 m<sup>3</sup>/j</b>

1 - Etude des problèmes posés par la variation :

1.1: débit de pointe:  $Q_p = K_p \cdot Q_{moy.jour}$

$K_p = K_o \cdot K_j$  ;  $K_j$ : coefficient qui tient compte des pertes dans le réseau, estimées à 30%.

$K_j = 1,1 \div 1,3$  ;  $K_o$ : coef. d'irrégularité horaire

$K_o = \alpha \cdot \beta$  ;  $1,2 < \alpha < 1,4$

$\beta$ : en fonction du nombre de la population

Population	1000	1500	2000	6000	10000	20000	50000
$\beta$	2	1,8	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

1.2: débit d'apport:  $Q_{ap} = K_j \cdot Q_{moy.jour}$

	BREZINA CENTRE	Village KHALEF
$K_j$ .....	1,30	1,30
$\alpha$ .....	1,4	1,4
$\beta$ .....	1,2	1,4
$K_o = \alpha \cdot \beta$ .....	1,68	1,96
$K_p = K_o \cdot K_j$ .....	2,184	2,548
$Q_{moy.jour}$ .....	1742,10 m <sup>3</sup> /j	871,17 m <sup>3</sup> /j
$Q_p = K_p \cdot Q_{moy.j}$ .....	3804,75 m <sup>3</sup> /j	2219,74 m <sup>3</sup> /j
$Q_{app} = K_j \cdot Q_{moy.jour}$ .....	2264,73 m <sup>3</sup> /j	1132,52 m <sup>3</sup> /j

# CHAPITRE IV - RESERVOIRS

7

## 1 - Introduction :

Les réservoirs d'accumulation d'eau sont déjà existants.  
Leurs caractéristiques sont :

• Réservoir de BREZINA :

Capacité : 350 m<sup>3</sup>

Côte du terrain : 1024,02

type : semi-enterré.

Lieu d'emplacement : à 40m du branchement de la route menant vers KHALEF et celle menant vers EL-BAYADH.

• Réservoir de KHALEF :

capacité : 100 m<sup>3</sup>

côte du terrain : 999,09

type : semi-enterré.

Lieu d'emplacement : à la partie sud-est du village à proximité des réservoirs d'irrigation.

Nous verrons plus loin, après calcul des côtes du radier et des capacités des réservoirs pour satisfaire les conditions de pression dans le réseau de distribution et de volume, les solutions envisagées.

## 2 - Capacité :

Le calcul du volume du réservoir se fera à partir du débit rentrant et du débit sortant du réservoir pendant les différentes heures de la journée.

Le réservoir doit pouvoir stocker la différence de volume max. et la différence de volume min entre l'apport et la consommation. La somme de ces deux différences en valeur absolue à laquelle on ajoute la réserve d'incendie (120 m<sup>3</sup>) nous donne le volume total du réservoir. Le calcul et dimensionnement du réservoir est au paragraphe 4. du même chapitre.

## 3 - Détermination de la côte du radier :

L'emplacement a été choisi de façon à satisfaire aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.  
La côte du radier est calculée par la formule :

$$C_R = C_t + H + H_{wi} + P_s + H_{we}$$

où :  
 $C_t$  : côte du terrain du point le plus élevé du réseau.  
 $H$  : Hauteur en fonction du nombre d'étages  $N = R + 2$  soit  $H = 9m$   
 $H_{wi}$  : Pertes de charges intérieures du bâtiment prise égale à 3m.



$P_s$ :  $P_s = 5$  m; tenant compte des chauffes et des douches.  
 $H_{WL}$ : pertes de charge dans la conduite de distribution à calculer

Calculons  $C_R$  sans tenir compte des  $H_{WL}$  en premier lieu.

3-a: cas de BREZINA centre:

$$C_R = C_t + H + H_{wi} + P_s = 1004,56 + 9 + 3 + 5 = 1021,56 \text{ m}$$

L'emplacement du réservoir est choisi à la cote du terrain 1024,02 et à une distance de 215 m du nœud de jonction avec le réseau de distribution.

Déterminons le gradient de p.d.c dans la conduite de distribution avec une vitesse de 1 m/s et le débit est de:  $Q_p = 3804,75 \text{ m}^3/\text{j} = 0,04404 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$$Q = V \cdot A = V \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad \text{d'où} \quad D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,04404}{3,14 \cdot 1}} = 0,236 \text{ m}$$

Avec un Diamètre normalisé  $D = 250$  mm.

La vitesse serait:

$$V = \frac{4Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,04404}{3,14 \cdot (0,25)^2} = 0,89 \text{ m/s}$$

Par la théorie de la longueur fluïdo-dynamique nous calculerons le gradient de pertes de charge  $J$  et par suite les pertes de charge  $\Delta H$ .

Supposons que l'écoulement dans la conduite de distribution est en régime turbulent rugueux.

Le paramètre de forme:

$$\xi = \frac{h}{D} = 1 : \text{conduite circulaire pleine.}$$

$$\text{ayant } \xi = 1 \text{ de l'abaque (9) on lit : } \frac{4}{P_0} = 0,84$$

$$D_0 = 1,539$$

$$\Lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,250}{1,539} = 0,1624431 \text{ m}$$

$E = 0,1$  mm: pour conduite neuve

$$\left. \begin{array}{l} \Lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,250}{1,539} = 0,1624431 \text{ m} \\ E = 0,1 \text{ mm: pour conduite neuve} \end{array} \right\} \text{l'abaque (8a) nous donne } \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 0,86$$

$$\text{ayant } Q = 0,044 \text{ m}^3/\text{s}; \text{ on déduit : } J_r = \left( \frac{0,04404}{0,86} \right)^2 = 0,00261762$$

verification du régime d'écoulement:  $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ : viscosité cinémat.

$$E/D = 0,1/250 = 4 \cdot 10^{-4} \quad \text{et} \quad R = \frac{4}{P_0} \cdot \frac{Q}{\Lambda} \cdot \frac{1}{\nu} = 0,84 \cdot \frac{0,04404}{0,1624431} \cdot \frac{1}{10^{-6}} = 2,27 \cdot 10^5$$

PROFIL CIRCULAIRE PARTIELLEMENT MOBILE

$\lambda_{opt} = 0,4$

paramètres de dimension

$h, h_0, D, \lambda, \lambda_{opt}, A, A_0$

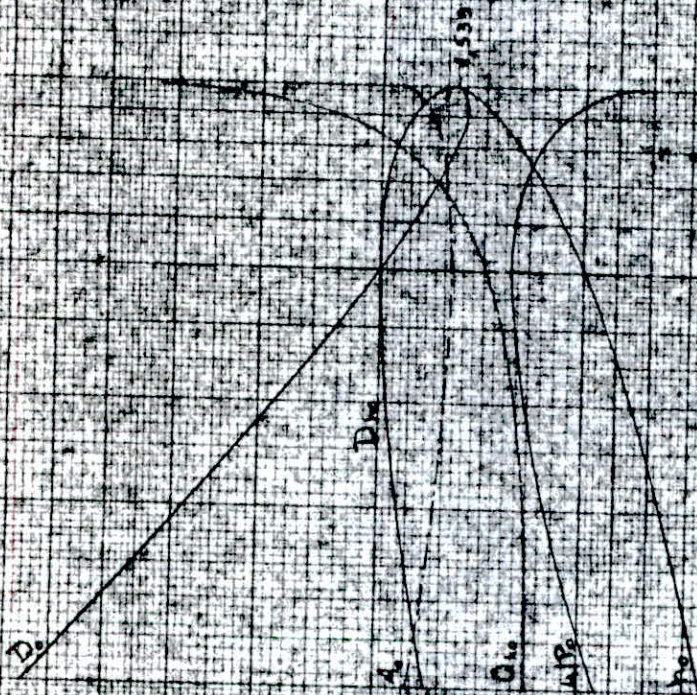


Figure 9

Détermination de la longueur fluidodynamique

en fonction de  $Q/\sqrt{J}$  si de  $\xi$  de H I K L M N O P

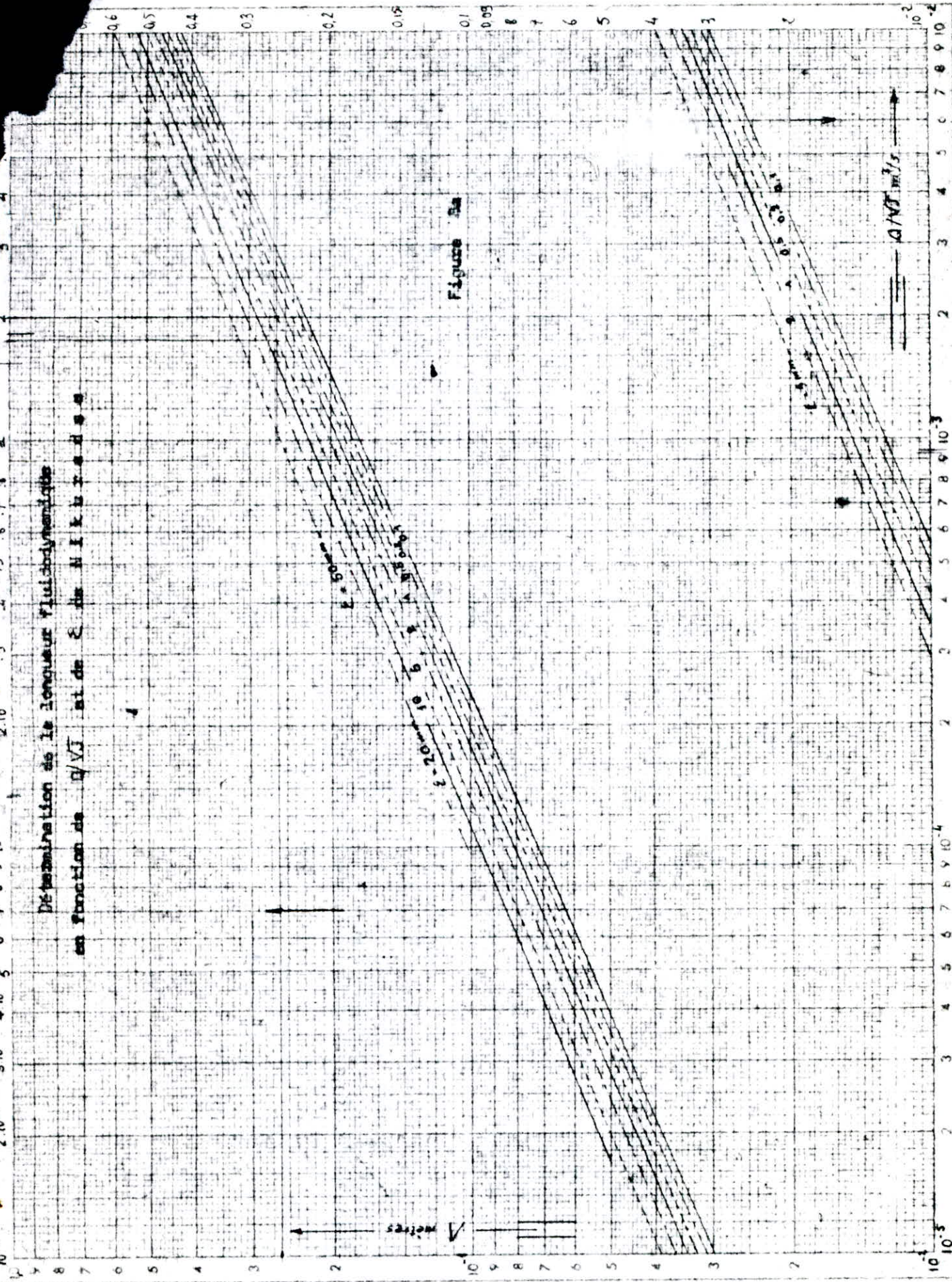


Figure 8a

avec le nombre de Reynolds  $R = 2,27 \cdot 10^5$  et la rugosité relative  $\frac{\epsilon}{D} = 4 \cdot 10^{-4}$  en s'aidant de l'abaque de Moody on constate que tel écoulement est à régime de transition.

Correction de  $J_r$ :

$$\frac{J}{J_r} = \lambda_J^{5,3}$$

Des valeurs  $\frac{\epsilon}{D} = 4 \cdot 10^{-4}$  et  $R = 2,27 \cdot 10^5$  on remarque d'après l'abaque 17c:

$$\text{Pour } \frac{\epsilon}{D} = 2 \cdot 10^{-4} \longrightarrow J/J_r = 1,23$$

$$\text{Pour } \frac{\epsilon}{D} = 5 \cdot 10^{-4} \longrightarrow J/J_r = 1,11$$

Par interpolation graphique sur l'abaque 17d on obtient:

$$\text{avec } \frac{\epsilon}{D} = 4 \cdot 10^{-4} \quad J/J_r = 1,14$$

ainsi le gradient des pertes de charges linéaires sera:

$$J = 1,14 \cdot J_r = 1,14 \cdot 0,00261762 = 0,00298406$$

et les pertes de charges linéaires dans la conduite de distribution seront:

$$H_{wL} = J \cdot L = 0,00298406 \times 215 = 0,641 \text{ m.}$$

Les pertes de charges totales en prenant en compte les pertes de charges singulières estimées à 15% des celles linéaires:

$$\Delta H_T = 1,15 H_{wL} = 1,15 \cdot 0,641 = 0,73 \text{ m}$$

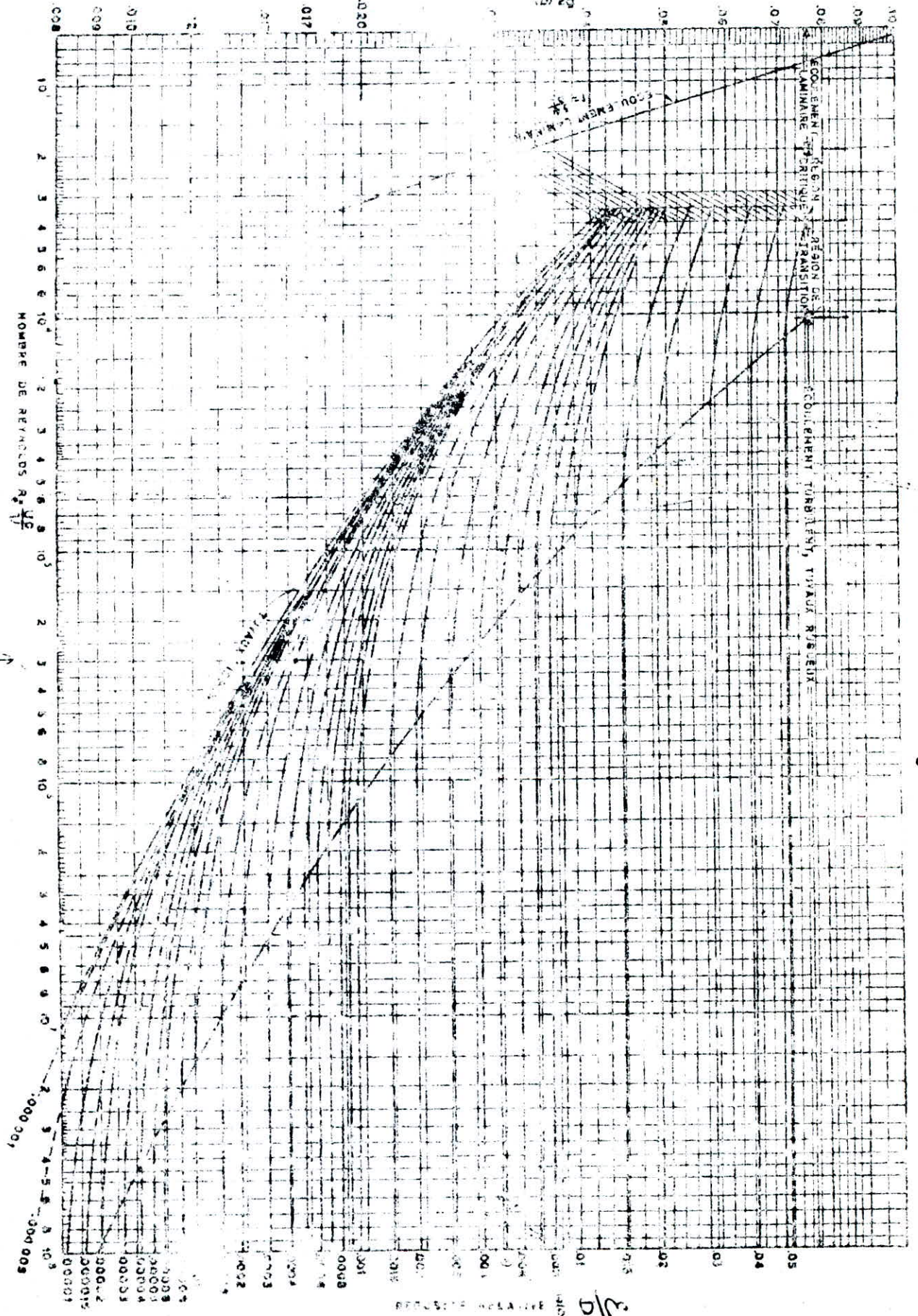
La côte du radier sera:

$$1021,56 + 0,73 = 1022,29$$

on prend donc  $C_R = 1022,5 \text{ m}$  pour plus de sécurité.

*Handwritten note:* froude

COEFFICIENT DE PERTE DE CHARGE

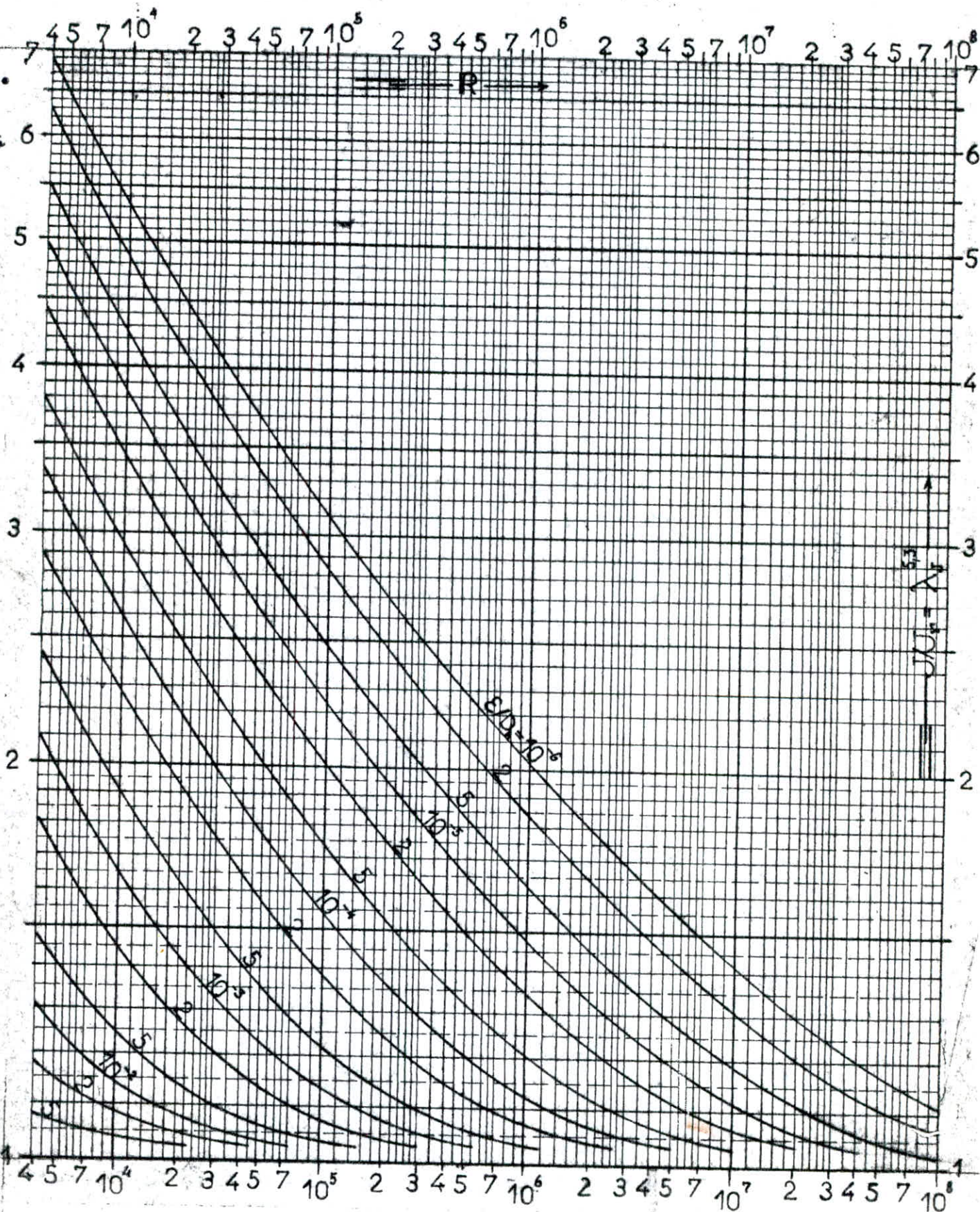


Exemple:  $Re = 3 \times 10^5$ ;  $\frac{e}{D} = 0,0002$ ;  $\lambda = 0,0164$

$3 \cdot 10^5$

*Handwritten mark:* 1/2

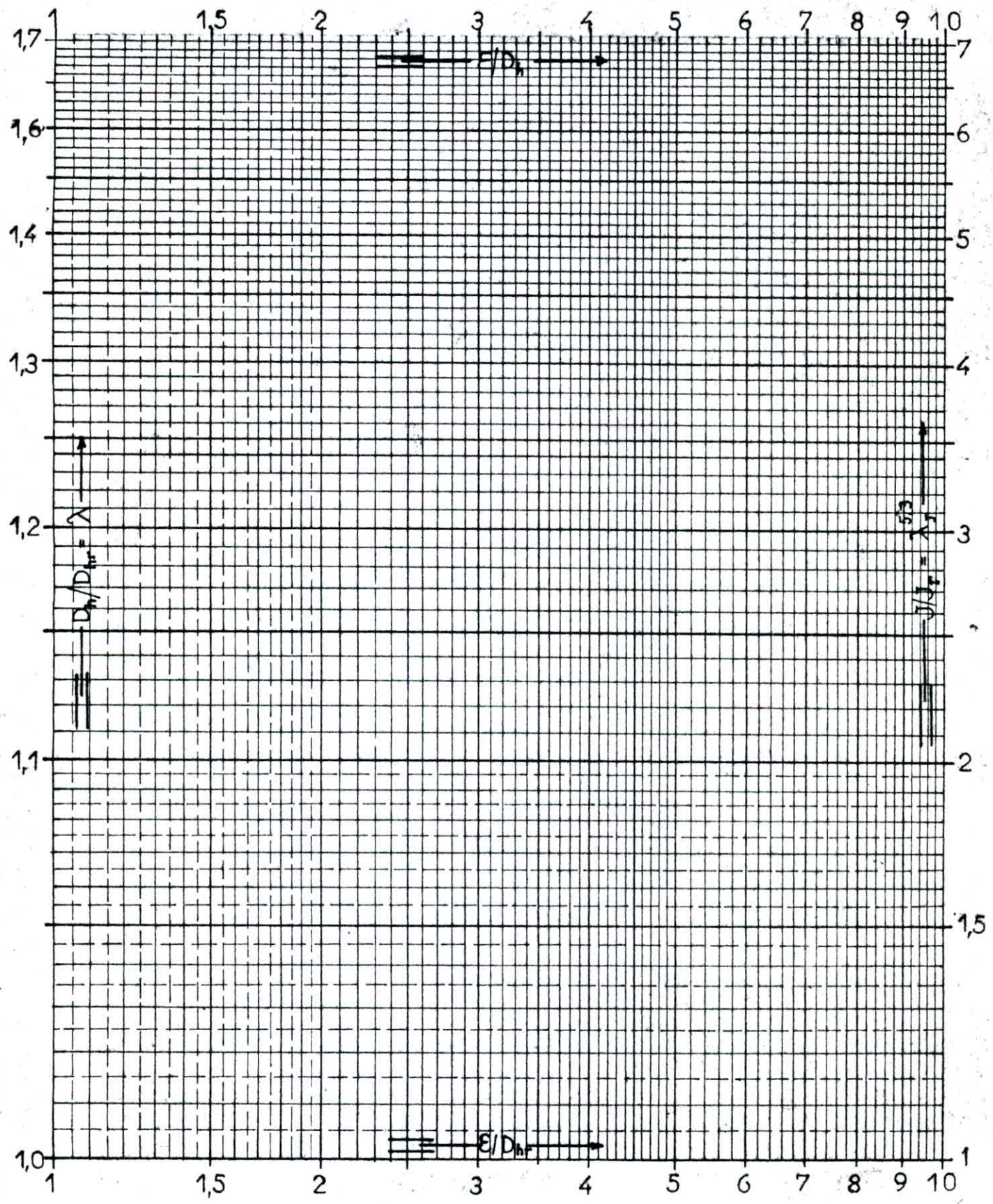
Détermination du gradient  $J$  de la perte de charge  
en régime de transition



Facteurs de transition  $\lambda$  et  $\lambda^{5,3}$

Réseau pour tracer les courbes, représentant:

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



3.b : Réservoir de KHALEF:

Nous procédons de la même façon que le calcul de  $c_R$  de BREZINA:  
en premier lieu:

$$C_R = 994,66 + 9 + 345 + H_{WL} = 1011,66 + H_{WL}$$

Le réservoir est choisi à la cote de 1005,65 et à une distance de 75m du noeud de jonction du réseau de distribution.  
calculons la perte de charges le long de la conduite de distribution

avec :  $Q_p = 2219,74 \text{ m}^3/\text{j} = 0,02569 \text{ m}^3/\text{s}$  ; débit de distribution

$L = 75 \text{ m}$  ; Longueur de la conduite.

$\epsilon = 0,1 \text{ mm}$  ; rugosité du tuyau neuf.

en prenant  $v = 1 \text{ m/s}$ :

le diamètre sera :  $D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,02569}{3,14 \cdot 1}} = 0,180 \text{ m}$

avec un diamètre normalisé :  $D = 200 \text{ mm}$ .

la vitesse devient :  $v = \frac{4 \cdot 0,02569}{3,14 \cdot (0,2)^2} = 0,818 \text{ m/s}$

conduite pleine :

$$\lambda = 1 \xrightarrow{\text{abaque (9)}} \frac{4}{P_0} = 0,84 \text{ et } D_0 = 1,539$$

$$\left. \begin{array}{l} \epsilon = 0,1 \text{ mm} \\ \lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,2}{1,539} = 0,12995 \text{ m} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{Abaque 8.a}} \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 0,48$$

$$\text{d'où } J_r = \left( \frac{0,02569}{0,48} \right)^2 = 0,00286447$$

nature du régime d'écoulement :

$$\frac{\epsilon}{D} = \frac{0,1}{200} = 5 \cdot 10^{-4}$$

$$Re = \frac{v \cdot D}{\nu} = \frac{0,818 \times 0,200}{10^{-6}} = 1,63 \cdot 10^5$$

} de l'abaque de Moody  
le régime est en transition



$$\left. \begin{array}{l} \text{avec : } \frac{\epsilon}{D} = 5 \cdot 10^{-4} \\ Re = 1,63 \cdot 10^5 \end{array} \right\} \text{ de l'abaque 17c } \frac{J}{J_r} = 1,16$$

d'où :  $J = 1,16 \cdot J_r = 1,16 \cdot 0,00286447 = 0,0033227$

Les pertes de charges totales le long de la conduite de distribution seront :

$$\Delta H_T = 1,15 \cdot J \cdot L = 1,15 \cdot 0,0033227 \cdot 75 = 0,29 \text{ m}$$

La cote du radier du réservoir projeté ?

$$C_R = 1011,66 + 0,29$$

soit  $C_R = 1011,95 \text{ m}$ . Le réservoir sera donc du type surélevé dont la hauteur est de :

$$1011,95 - 1005,65 = 6,30 \text{ m}$$

#### 4. Dimensionnement des réservoirs :

La répartition des débits distribués à une agglomération de moyenne importance et en absence de statistiques peut être comme suit :

de 6 <sup>h</sup> à 7 <sup>h</sup> .....	a
de 7 <sup>h</sup> à 11 <sup>h</sup> .....	3,5 a
de 11 <sup>h</sup> à 16 <sup>h</sup> .....	0,4 a
de 16 <sup>h</sup> à 18 <sup>h</sup> .....	2,0 a
de 18 <sup>h</sup> à 22 <sup>h</sup> .....	0,5 a
de 0 <sup>h</sup> à 6 <sup>h</sup> .....	0,125 a

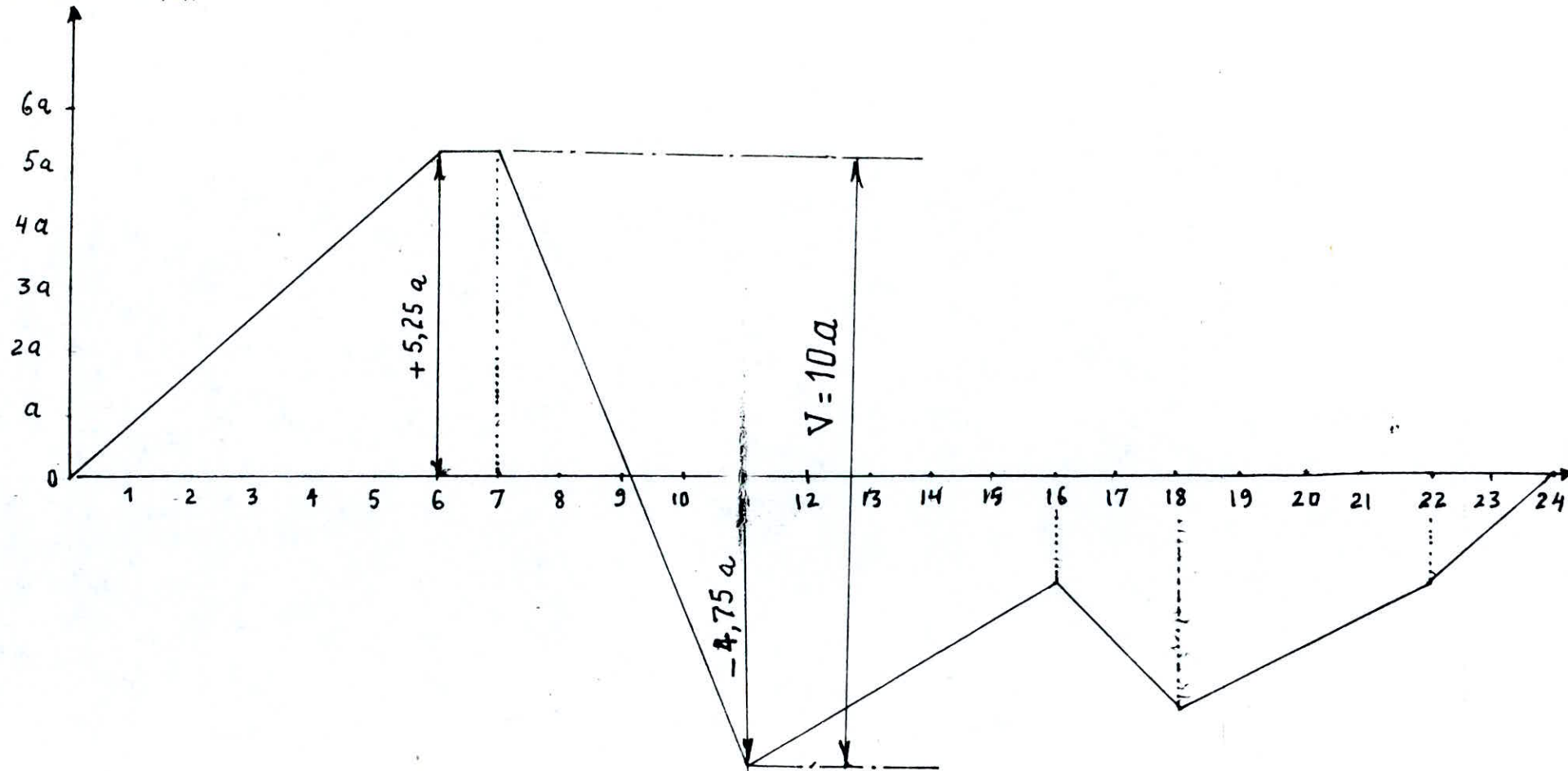
a étant la valeur du débit horaire moyen d'adduction.

Heures $\Delta t$	coeffic. horaire	volume (m <sup>3</sup> )		cumul des volumes		contenu du reservoir	
		Apport	consommé	apport	consommé	$\Delta V^+$	$\Delta V^-$
0 - 1	0,125	a	0,125a	a	0,125a	0,875	
1 - 2	0,125	a	0,125a	2a	0,25a	1,75a	
2 - 3	0,125	a	0,125a	3a	0,375a	2,625a	
3 - 4	0,125	a	0,125a	4a	0,5a	3,5a	
4 - 5	0,125	a	0,125a	5a	0,625a	4,375a	
5 - 6	0,125	a	0,125a	6a	0,75a	5,25a	
6 - 7	1,00	a	a	7a	1,75a	5,25a	
7 - 8	3,500	a	3,5a	8a	5,25a	2,75a	
8 - 9	3,500	a	3,5a	9a	8,75a	0,25a	
9 - 10	3,500	a	3,5a	10a	12,25a		2,25a
10 - 11	3,500	a	3,5a	11a	15,75a		4,75a
11 - 12	0,400	a	0,4a	12a	16,15a		4,15a
12 - 13	0,400	a	0,4a	13a	16,55a		3,55a
13 - 14	0,400	a	0,4a	14a	16,95a		2,95a
14 - 15	0,400	a	0,4a	15a	17,35a		2,35a
15 - 16	0,400	a	0,4a	16a	17,75a		1,75a
16 - 17	2,00	a	2a	17a	19,75a		2,75a
17 - 18	2,00	a	2a	18a	21,75a		3,75a
18 - 19	0,500	a	0,5a	19a	22,25a		3,25a
19 - 20	0,500	a	0,5a	20a	22,75a		2,75a
20 - 21	0,500	a	0,5a	21a	23,25a		2,25a
21 - 22	0,500	a	0,5a	22a	23,75a		1,75a
22 - 23	0,125	a	0,125a	23a	23,875a		0,875a
23 - 24	0,125	a	0,125a	24a	24a	0,00	

capacité du réservoir en adduction continue:

a: débit d'apport horaire.

Contenu du réservoir



$$a = \frac{Q_{ap}}{24} = \frac{2264,73}{24} = 94,36 \text{ m}^3/\text{h} ; \text{ Pour BREZINA centre}$$

$$\text{et } a = \frac{1132,52}{24} = 47,19 \text{ m}^3/\text{h} ; \text{ Pour le village KHALEF.}$$

du tableau ci après auquel lui correspond le graphe on déduit que le volume du réservoir est :

$$V = |\Delta V_{\max}^+| + |\Delta V_{\max}^-| = 5,25 a + 4,75 a = 10 a$$

Le volume total sera :

$$V_T = V + V_{ri} = 10 a + 120$$

où :  $V_{ri}$  est la réserve d'eau d'incendie prise égale à  $120 \text{ m}^3$

	Réservoir de BREZINA	Réservoir de KHALEF
$V = 10 \cdot a$	943,60 $\text{m}^3$	471,9 $\text{m}^3$
$V_T = V + 120$	1063,6 $\text{m}^3$	591,90 $\text{m}^3$

ainsi les volumes nécessaires pour BREZINA et pour KHALEF seront respectivement  $1100 \text{ m}^3$  et  $600 \text{ m}^3$ .

Le réservoir existant de BREZINA a une capacité de  $350 \text{ m}^3$ , donc le nouveau réservoir à construire devra avoir :  $1100 - 350 = 750 \text{ m}^3$  de type semi enterré et il fonctionnera en parallèle avec l'existant.

Tandis que le réservoir actuel de KHALEF de capacité  $100 \text{ m}^3$  et situé à une côte faible ne peut satisfaire aux besoins des villageois du point de vue volume en cas de panne du système de refoulement et du point de vue pression.

Nous prévoyons qu'il sera utilisé pour l'irrigation car il est déjà situé près des trois réservoirs destinés à l'irrigation.

Le nouveau réservoir de  $600 \text{ m}^3$  de type surélevé assurera l'alimentation du village.

Pour une hauteur d'eau de  $5 \text{ m}$  les nouveaux réservoirs auront pour diamètres :

$$D_1 = \sqrt{\frac{4 \cdot 750}{\pi \cdot 5}} = 13,80 \text{ m pour celui de BREZINA}$$

$$\text{et } D_2 = \sqrt{\frac{4 \cdot 600}{\pi \cdot 5}} = 12,36 \text{ m pour celui de KHALEF}$$

Ayant pris une hauteur d'eau de 5 m pour les deux réservoirs projetés, et une distance verticale de 0,5 m séparant le trop-plein de la conduite de refoulement.

ainsi les hauteurs ou plutôt les côtes auxquelles doivent refouler les pompes seront respectivement pour BREZIN et POUR KHALEF:

$$C_{Rf_1} = 1022,5 + 5 + 0,5 = 1028$$

$$C_{Rf_2} = 1011,95 + 5 + 0,5 = 1017,45$$

## 5 - Equipement des réservoirs:

5-1: Arrivée de la conduite d'adduction:

A son débouché dans le réservoir, la conduite d'adduction doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint, dans la cuve son niveau maximal par un dispositif permettant l'arrêt du moteur car l'adduction se fait par refoulement. (fig = IV-3)

Techniquement, l'arrivée par surverse permet d'avoir, pour l'arrivée de l'eau, une altitude constante définie par le niveau supérieur de la crosse d'arrivée.

5-2: Trop plein:

s'il arrive que le robinet flotteur ne fonctionne pas et c'est pour cette raison qu'on doit prévoir une conduite de trop-plein qui devra évacuer le débit total arrivant au réservoir. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance  $h$  au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint. Elle comportera au départ, un évasement en forme de tronc de cône dont la plus grande circonférence de rayon  $R$  formera un déversoir à seuil circulaire pour le passage du débit  $Q$  sous une hauteur  $h$ .

Le débit évacué est donnée par la formule

$$Q = 27,828 \mu R h^{3/2} \quad \dots \dots \text{D'après LENCASTRE}$$

où  $\mu$  dépend du rapport  $\frac{h}{R}$  :

Pratiquement on prend :  $Q = 11,15 R h^{3/2}$

car les valeurs de  $\mu$  diffèrent peu :  $\mu = 0,415 \div 0,393$   
pour  $h/R = 0,2$  à  $0,5$ .

## 5-3 : vidange :

En vue du nettoyage de la cuve, une conduite part du bas du réservoir et se raccorde sur celle du trop-plein. Elle possède un robinet vanne.

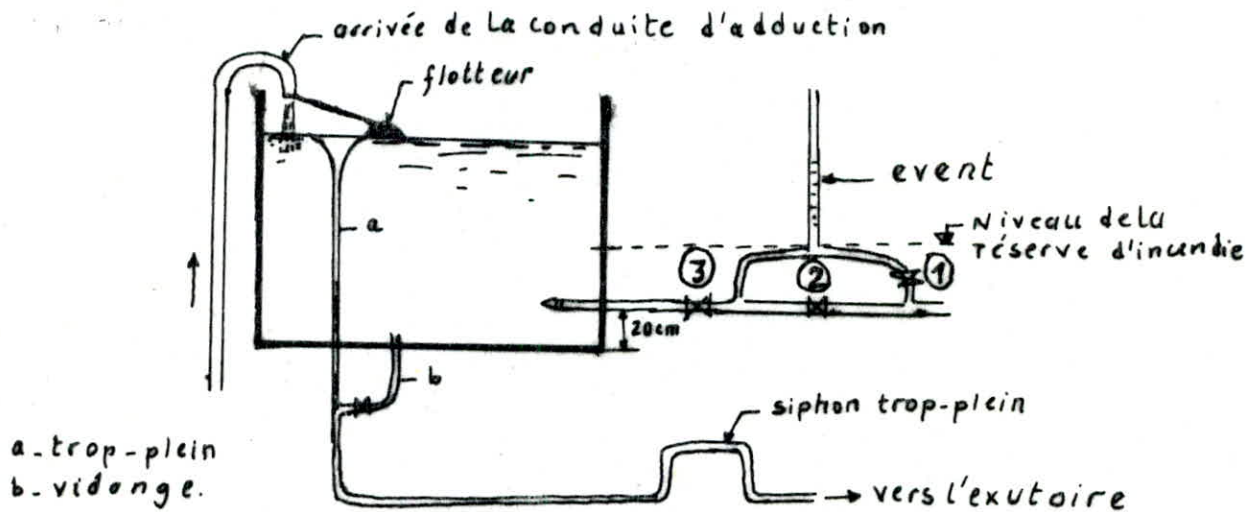
Cette conduite reliée à celle du trop-plein doit être aménagée par un "siphon trop-plein" qui pourra maintenir constamment une partie de cette canalisation pleine pour éviter toute pollution ou introduction d'animaux dans le réservoir.

5-4 : En vue d'éviter l'introduction des bûches ou des sables, dans la conduite de distribution, le départ de la conduite de distribution est prévue à 0,20 m au dessus du radier et opposé à l'arrivée pour faciliter le brassage de l'eau.

En outre il sera nécessaire de prévoir un robinet aménagé sur le départ pour isoler le réservoir du réseau en cas de rupture de la canalisation maîtresse.

5-5 : La réserve d'incendie doit être constamment renouvelée et prête à l'utilisation en cas de sinistre.

## schéma d'explication du fonctionnement :



quand il y a un sinistre : (2) est ouvert et en cas de service normal (1) est ouvert et (2) fermé.

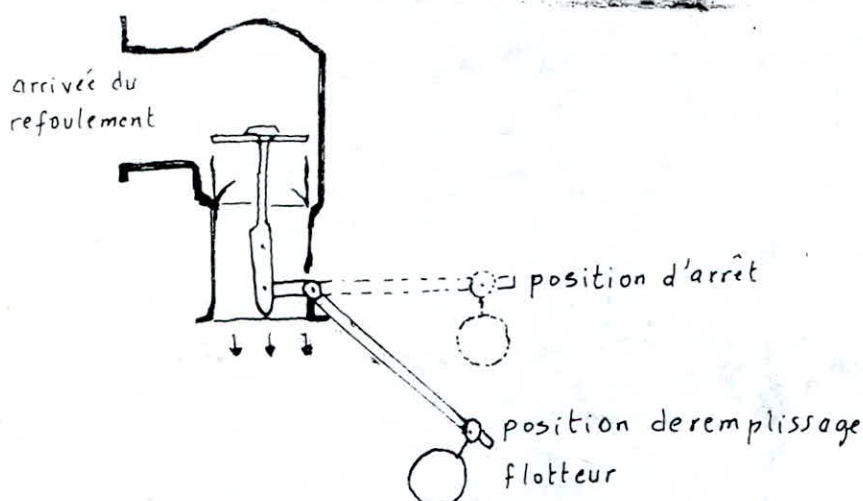
Le robinet - vanne (3) est ouvert. Il est fermé seulement en cas de réparation de (1) ou (2) au besoin.

La vanne (2) sera de préférence, une vanne - papillon à ouverture rapide.

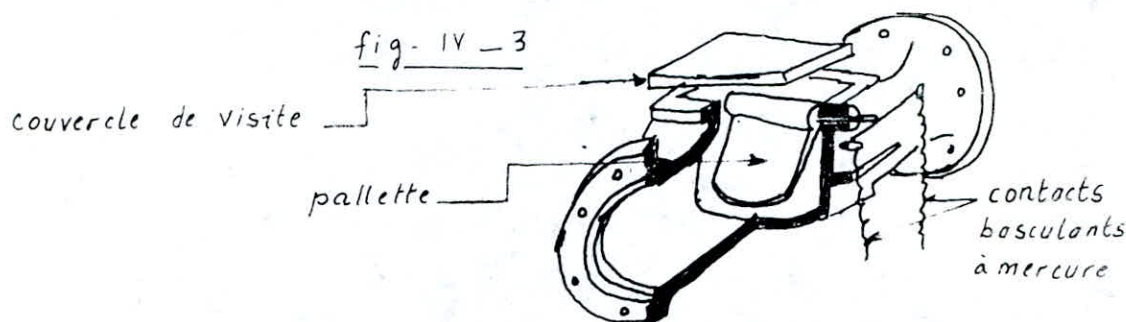
### Liaison moteur-réservoir :

elle s'effectuera sans ligne électrique dite sans ligne pilote.  
à raison du coût de l'installation de la ligne pilote.

on dispose, à l'arrivée de la conduite d'amenée au réservoir un robinet flotteur dont le fonctionnement se comprend du schéma,



L'écoulement étant arrêté, on utilisera ce fait en installant à la station un appareil dit relais de débit. Il est constitué par un corps de fonte posé sur le parcours du refoulement et à l'intérieur duquel joue une palette solidaire, extérieurement, de contacts basculants à mercure reliés au contacteur du moteur.



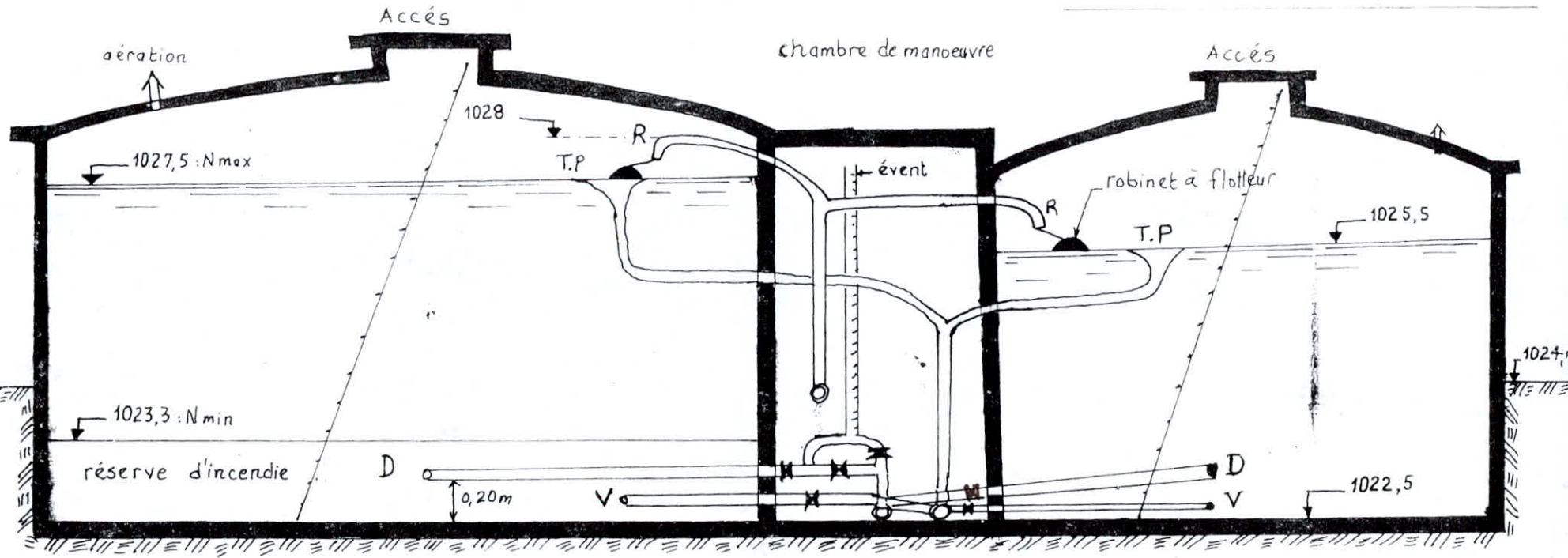
- Quand l'eau passe, la palette est horizontale et les contacts maintiennent le passage du courant électrique dans le moteur.
- Quand l'eau s'arrête : la palette descend, fait basculer les contacts et interrompt le courant : le moteur s'arrête.

Toute fois, le moteur ne peut repartir seul quand le niveau baisse dans le réservoir.

# Réservoirs de Brezina centre

Réservoir projeté de capacité 750 m<sup>3</sup>

Réservoir existant de capacité de 350 m<sup>3</sup>

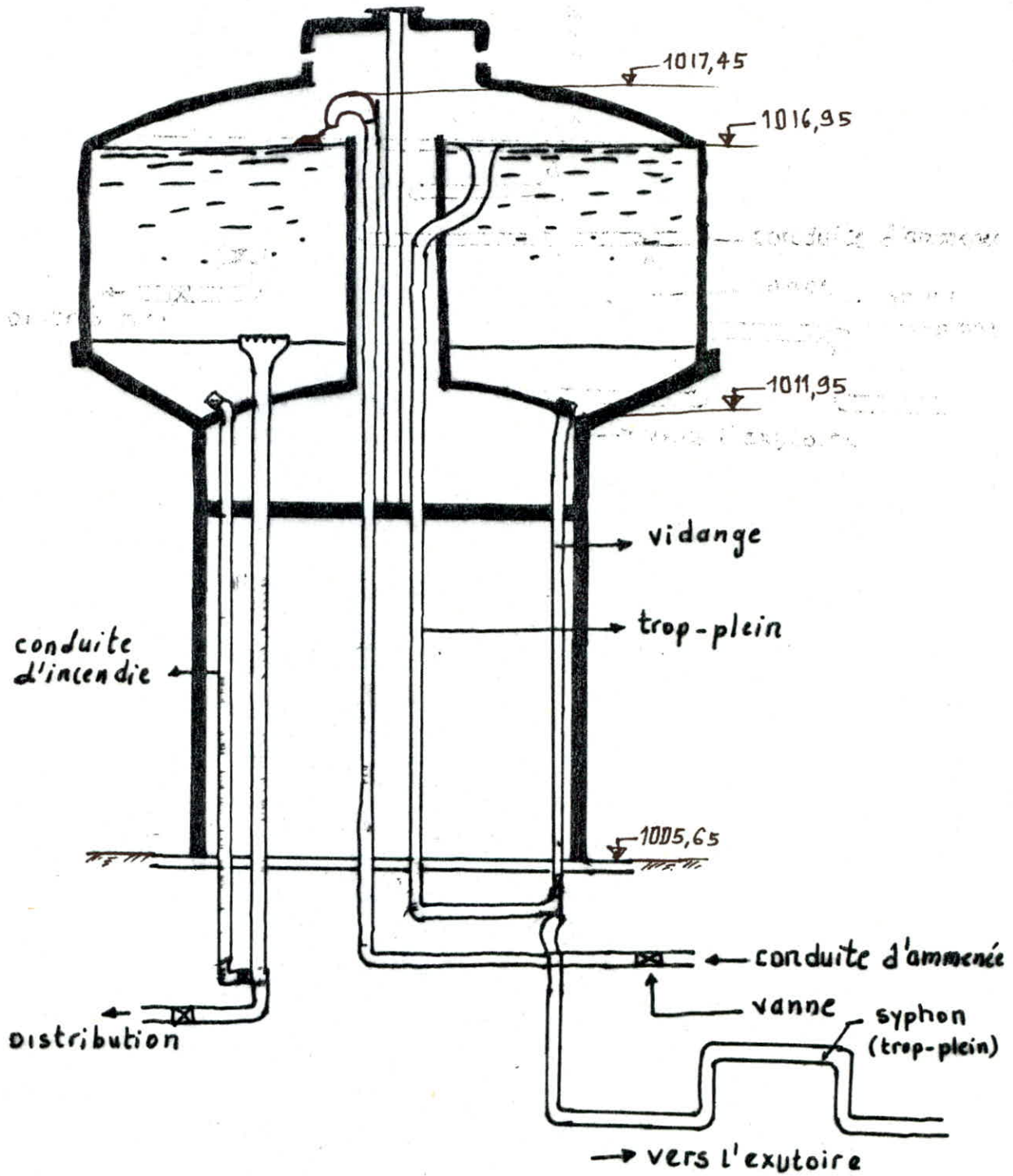


## LEGENDE :

- T.P. : conduite du trop-plein
- R : —, —, — refoulement
- V : —, —, — vidange
- D : —, —, — distribution
- ✕ vanne



# RESERVOIR SUR ELEVÉ POUR LE VILLAGE DE KHALEF



# CHAPITRE V. RESEAU DE DISTRIBUTION

## 1. Détermination des débits aux noeuds :

Selon le plan urbanistique des deux quartiers, BREZINA a été décomposé en 3 mailles plus un réseau ramifié pour l'alimentation de la partie sud-ouest de la ville ayant une faible densité de même son relief est échahuté par des ravins, par les quelles, les conduites doivent les éviter pour minimiser les frais de leur pose. Tandis que KHALEF, a été décomposé en 4 mailles.

Les débits aux <sup>noeuds</sup> sont déterminés par la méthode des médiatrices, par laquelle on évalue d'abord la zone des usagers que le noeud considéré dessert.

• densité :

$$d = \frac{N_p}{S_t} \left( \frac{\text{hab}}{\text{ha}} \right); N_p: \text{population de la maille}$$

;  $S_t$ : surface totale de la maille

• consommation spécifique :

$$q = \frac{Q_{\text{moy}} \cdot j}{N} \dots (m^3/j/\text{hab})$$

$N$ : population totale de la ville ou du village selon le cas.

• population de la zone du noeud :

$$N_i = S_i \cdot d \dots (\text{hab}) ; S_i: \text{surface de la zone du noeud.}$$

• consommation par noeud :

$$Q_i = N_i \cdot q \dots (m^3/j)$$

Tous ces calculs sont portés dans le tableau de calcul des débits soutirés selon le réseau, de BREZINA ou celui de KHALEF.

## Calcul des débits soutirés : (Réseau maillé de BREZINA)

N° NOEUD	N° de la maille	surface desservie (ha)	Densité (hab/ha)	Population (hab)	consommatio. spécifique (l/j/hab)	consomm. par Noeud (m <sup>3</sup> /j)	coefficient de pointe K <sub>P</sub>	Débit soutiré (l/s)
1	1	1,05	662	695	171,43	119,14	2,184	3,01
2	1	0,52	662	344	— — —	58,97	— — —	1,49
3	1	0,28	662	185	— — —	31,72	— — —	0,80
4	1	0,51	662	338	— — —	93,09	— — —	2,35
	2	0,29	708	205				
5	1	0,26	662	172	— — —	358,98	— — —	9,07
	2	1,80	708	1274				
	3	1,17	554	648				
6	3	1,87	554	1036	— — —	272,92	— — —	6,90
	1	0,84	662	556				
7	2	0,77	708	545	— — —	93,44	— — —	2,36
8	2	0,98	708	694	— — —	144,52	— — —	3,65
	3	0,27	554	149				
9	3	0,85	554	471	— — —	80,74	— — —	2,05
10	3	1,21	554	670	— — —	114,86	— — —	2,91
TOTAL	/	12,67 ha	/	7982 hab	/	1368,38 m <sup>3</sup> /j	/	34,59

# Calcul des débits aux Noeuds dans le réseau du village KHALEF

N° du Noeud	N° de La maille	surface desservie (ha)	Densité d (hab/ha)	populati-on (hab)	Consommation spécifique (l/s/hab)	Consommation par noeud (m <sup>3</sup> /j)	coefficient de pointe K <sub>p</sub>	Débit soutire maximal (l/s)
1	1	0,95	309	294	175,53	127,26	2,548	3,75
	2	1,03	418	431				
2	2	0,74	418	309	175,53	54,26	2,548	1,60
3	2	1,23	418	514	175,53	117,43	2,548	3,46
	4	0,40	386	155			175,53	
4	4	0,35	386	135	175,53	23,69	2,548	0,70
5	4	0,48	386	185	175,53	32,47	2,548	0,96
6	4	0,39	386	151	175,53	74,96	2,548	2,21
	2	0,66	418	276			175,53	
7	2	1,32	418	552	175,53	152,71	2,548	4,50
	1	1,03	309	318			175,53	
8	1	0,65	309	201	175,53	87,93	2,548	2,60
	3	0,78	384	300			175,53	
9	3	0,60	384	230	175,53	40,37	2,548	1,19
10	3	0,49	384	188	175,53	32,99	2,	0,97
11	3	0,96	384	369	175,53	127,08	2,	3,75
	1	1,15	309	355				
TOTAL		13,21ha	/	4963 hab	/	821,17 m <sup>3</sup> /j	/	25,69 l/s

## 2. calcul du réseau maillé :

Le calcul du réseau maillé est fait par approximations successives selon la méthode de Hardy-Cross, qui se base sur les deux lois :

- loi des noeuds :

dans un noeud de conduites la somme des débits entrant est égale à celle des débits sortants.

- loi des mailles :

La somme algébrique des pertes de charges le long d'une maille (parcours fermé) - orientée dans un sens arbitraire - est nulle.

Le calcul de chaque réseau a été fait dans deux cas :

- cas de consommation maximale + incendie

- cas de consommation maximale.

Et surtout avec le premier cas que les conduites ont été dimensionnées vu le faible débit de distribution.

Le second cas a été étudié pour vérifier les pressions au sol.

Enfin pour chaque cas et pour chaque réseau l'ordre a été :

- En première approximation, des débits sont répartis arbitrairement tout en respectant la première loi (loi des noeuds), avec les quelles sont dimensionnées les conduites pour une vitesse acceptable de 1 m/s.

on prend les diamètres normalisés proches à ceux de calcul

- Pour chaque tronçon on calcule les pertes de charges affectées d'un signe suivant le sens d'écoulement du débit dans la maille

Les pertes de charges sont calculées par la formule de Darcy-Weisbach.

$$\Delta H = \frac{f_c}{D} \cdot L_T \cdot \frac{V^2}{2g}$$

où  $L_T$  : longueur totale (m) :  $L_T = L_G + L_e$

$L_G$  : longueur géométrique (m)

$L_e$  : Longueur équivalente aux p.d.c. singulières qui sont estimées à 15%.

d'où  $L_e = 0,15 L_G$  et  $L_T = 1,15 L_G$ .

D : diamètre de la conduite du tronçon considéré. (m)

V : vitesse moyenne (m/s).

$f_c$  : coefficient de frottement calculé par la formule de Colébrook.

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

en 1<sup>ère</sup> approximation:  $f_1 = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$  de Nikuradze.

$\varepsilon$  : rugosité absolue prise égale à 0,1 mm (conduites neuves)

$Re = \frac{4Q}{\pi D v}$  nbre de Reynolds en cas de conduite pleine circulaire.

$v = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  viscosité cinématique de l'eau à 20°C.

Dans chaque maille la perte de charges totale est égale à la somme algébrique des p.d.c. élémentaires.

$$\Delta H = \sum r_i \cdot Q_i^2$$

Or la somme des p.d.c. est nulle dans un contour fermé.

$Q_0$  : débit de première approximation

$Q_1$  : débit corrigé.

$\Delta Q$  : débit correctif.

donc : 
$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q$$

$$\Delta H = \sum r Q^2 = \sum r_i (Q_0 + \Delta Q)^2 = \sum r (Q_0^2 + 2Q_0 \Delta Q + \Delta Q^2); \Delta Q^2 \approx 0$$

$$\text{d'où } \Delta Q = \frac{\sum \Delta H - r Q_0^2}{\sum 2r Q_0} \text{ or } \Delta H = 0$$

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

on arrête les calculs dès qu'ils s'avèrera que :

$$\sum \Delta H < 0,5 \text{ m}$$

$$\text{et } \Delta Q < 0,4 \text{ l/s}$$

# PROGRAMMES SUR TI 56 POUR LE CALCUL DU RESEAU Maillé:

a) Pour la détermination de  $f_c$ :

LRN	X	RCL 2	2nd
STO 2	RCL 3	2nd	1/x
R/S	÷	$\sqrt{x}$	R/S
2nd	RCL 1	=	RST
$\pi$	=	+ RCL 7	LRN
X	STO 6	÷	
RCL 4	RCL 0	3,7	
=	÷	=	
2nd	RCL 1	$\ln x$	
1/x	=	X	
X	STO 7	0,86	
4	2,51	+/-	
=	÷	=	
STO 5	RCL 6	$x^2$	
RCL 5	÷		

Introduction:

$\epsilon \longrightarrow$  STO 0  
 $D \longrightarrow$  STO 1  
 $f_n \longrightarrow$  STO 2  
 $Q \longrightarrow$  STO 3  
 $\nu \longrightarrow$  STO 4

resultats:

RST

R/S  $\longrightarrow$   $f_1$

R/S  $\longrightarrow$   $f_2$

R/S  $\longrightarrow$   $f_i = f_{i-1} = f_c$

b) Pour la détermination de  $J$ ,  $\Delta H$  et  $2rQ = 2\Delta H/Q$ .

LRN	X
0,0828	RCL 4
X	=
RCL 2	STO 6
X	R/S
RCL 3	RCL 6
$x^2$	÷
÷	RCL 3
RCL 1	X
$y^2$	2
5	=
=	STO 8
STO 5	R/S
R/S	RST
RCL 5	LRN

Introduction

$D \longrightarrow$  STO 1  
 $f_c \longrightarrow$  STO 2  
 $Q \longrightarrow$  STO 3  
 $L_r \longrightarrow$  STO 4

Resultats:

RST

R/S  $\longrightarrow$   $J$

R/S  $\longrightarrow$   $\Delta H$

R/S  $\longrightarrow$   $2\Delta H/Q$

# RESEAU DE BREZINA : CAS DE CONSOMMATION MAX + INCENDIE.

Caractéristiques des mailles							1 <sup>er</sup> Approximation			1 <sup>er</sup> correction				
N° Maille	N° maille adjac.	Trançon	Longueur Totale $L_T = 1,15 L_6$	D (mm)	$Q_0$ (l/s)	coefficient de Colebrook $f_c$	J	$\Delta H$ (m)	$2\Delta H/Q$	C.M.P	C.M.A	Correction Totale	Nouveau Débit $Q_1$ (l/s)	
1	1-2		287,50	250	28,03	0,019354	0,001289	0,37	26,45	-0,49		-0,49	27,54	
	2-3		149,50	250	26,54	0,019484	0,001163	0,17	13,11	-0,49		-0,49	26,05	
	3-4		120,75	250	25,74	0,019559	0,001098	0,13	10,31	-0,49		-0,49	25,25	
	2	4-5	138,00	200	14,83	0,020866	0,001187	0,16	22,09	-0,49	+0,42	-0,07	14,76	
	3	5-6	247,25	100	2,70	0,025863	0,001561	0,38	285,92	-0,49	+0,43	-0,06	2,64	
	6-1		224,25	200	-30,00	0,019262	0,004485	-1,00	67,06	-0,49		-0,49	-30,49	
$\Sigma =$								0,21	424,94					
								$\Delta Q =$	-0,49	(l/s)				
2	1	4-5	138,00	200	-14,83	0,020866	0,001187	-0,16	22,09	-0,42	+0,49	0,07	-14,76	
		4-7	143,75	150	8,56	0,022252	0,001777	0,25	59,71	-0,42		-0,42	8,14	
		7-8	345,00	100	6,20	0,023144	0,007366	2,54	819,82	-0,42		-0,42	5,78	
	3	8-5	293,75	80	-3,06	0,025234	0,005997	-1,76	1151,52	-0,42	+0,43	0,01	-3,05	
$\Sigma =$								0,87	2053,14					
								$\Delta Q =$	-0,42	(l/s)				
3	1	5-6	247,25	100	-2,70	0,025863	0,001561	-0,38	285,92	-0,43	+0,49	0,06	-2,64	
		6-10	264,50	200	-25,80	0,0195486	0,003366	-0,89	69,03	-0,43		-0,43	-26,23	
		10-11	80,50	150	-22,89	0,0200518	0,001455	-0,92	80,57	-0,43		-0,43	-23,32	
		9-11	212,75	100	3,56	0,0248062	0,003003	0,64	358,96	-0,43		-0,43	3,13	
		8-9	120,75	100	5,61	0,0234027	0,006098	0,74	262,53	-0,43		-0,43	5,18	
	2	8-5	293,75	80	3,06	0,025349	0,005997	1,76	1151,52	-0,43	+0,42	-0,01	3,05	
	$\Sigma =$								0,95	2208,53				
								$\Delta Q =$	-0,43	(l/s)				



2 <sup>ème</sup> APPROXIMATION								2 <sup>ème</sup> CORRECTION				
N° Maille	N° maille adjacc.	Trançon	Q <sub>1</sub> (l/s)	f <sub>c</sub> coefficient de frottement de colébrook	J gradient de p. d. c	ΔH (m)	2ΔH/Q	C.M.P	C.M.A	correction Totale	Nouveau Débit Q <sub>2</sub> (l/s)	
1	1	1-2	27,54	0,0193964	0,0012473	0,36	26,04	-0,33		-0,33	27,21	
		2-3	26,05	0,0195303	0,0011237	0,17	12,89	-0,33		-0,33	25,72	
		3-4	25,25	0,0196073	0,0010599	0,12	10,14	-0,33		-0,33	24,92	
	2	4-5	14,76	0,0208792	0,0011769	0,16	22,01	-0,33	+0,27	-0,06	14,70	
		3	5-6	2,64	0,0259567	0,0014979	0,37	280,57	-0,33	+0,27	-0,06	2,58
			6-1	-30,49	0,0192330	0,0046263	-1,04	68,05	-0,33		-0,33	-30,82
Σ						0,14	419,70					
						ΔQ = -0,33 l/s						
2	1	4-5	-14,76	0,0208792	0,0011769	-0,16	22,01	-0,27	+0,33	+0,06	-14,70	
		4-7	8,14	0,0224057	0,0016187	0,23	57,17	-0,27		-0,27	7,87	
		7-8	5,78	0,0233239	0,0064518	2,22	770,20	-0,27		-0,27	5,51	
	3	8-5	-3,05	0,0252453	0,0053417	-1,74	1143,06	-0,27	+0,27	0,00	-3,05	
Σ						0,55	1993,04					
						ΔQ = -0,27						
3	1	5-6	-2,64	0,0259567	0,0014979	-0,37	280,57	-0,27	+0,33	+0,06	-2,58	
		6-10	-26,23	0,0195158	0,0034742	-0,91	70,06	-0,27		-0,27	-26,50	
		10-11	-23,32	0,0200226	0,01187275	-0,95	81,96	-0,27		-0,27	-23,59	
		9-11	3,13	0,0252779	0,00205050	0,43	278,75	-0,27		-0,27	2,86	
		8-9	5,18	0,0236211	0,00524795	0,63	244,66	-0,27		-0,27	4,91	
	2	8-5	3,05	0,0252453	0,00593417	1,74	1143,06	-0,27	+0,27	0,00	3,05	
Σ						0,57	2099,06					
						ΔQ = -0,27						

3 <sup>ème</sup> APPROXIMATION								3 <sup>ème</sup> CORRECTION			
N° Maille	maille adjac.	Trançon	$Q_2$ (l/s)	$F_c$ coefficient de Colebrook	gradient de p.d.c J	$\Delta H$ (m)	$\frac{2\Delta H}{Q}$	C.M.P	C.M.A	correction Totale	Nouveau Débit $Q_3$ (l/s)
1	1-2	27,21	0,01942501	0,0121940	0,35	25,76	-0,19		-0,19	27,02	
	2-3	25,72	0,01956158	0,001097	0,16	12,75	-0,19		-0,19	25,53	
	3-4	24,92	0,01964017	0,001034	0,12	10,02	-0,19		-0,19	24,73	
	2 4-5	14,70	0,02089061	0,0011680	0,16	21,93	-0,19	+0,18	-0,01	14,69	
	3 5-6	2,58	0,02605333	0,0014359	0,35	275,22	-0,19	+0,20	+0,01	2,59	
	6-1	-30,82	0,019213866	0,0047223	-1,06	68,72	-0,19		-0,19	-31,01	
						$\Sigma$	0,08	414,40			
							$\Delta Q = -0,19 \text{ l/s}$				
2	1 4-5	-14,70	0,02089061	0,0011680	-0,16	21,93	-0,18	+0,19	+0,01	-14,69	
	4-7	7,87	0,02251068	0,0015202	0,22	55,53	-0,18		-0,18	7,69	
	7-8	5,51	0,023451007	0,00589515	2,03	738,23	-0,18		-0,18	5,33	
	3 8-5	-3,05	0,02524525	0,00593417	-1,74	1143,06	-0,18	+0,20	+0,02	-3,03	
						$\Sigma$	0,35	1958,75			
							$\Delta Q = -0,18 \text{ l/s}$				
3	1 5-6	-2,58	0,02605333	0,0014359	-0,35	275,22	-0,20	+0,19	-0,01	-2,59	
	6-10	-26,50	0,019495637	0,0035424	-0,93	70,71	-0,20		-0,20	-26,70	
	10-11	-23,59	0,02000479	0,01213847	-0,98	82,84	-0,20		-0,20	-23,79	
	9-11	2,86	0,02564354	0,00172464	0,37	257,48	-0,20		-0,20	2,66	
	8-9	4,91	0,02377395	0,00474564	0,57	233,41	-0,20		-0,20	4,71	
	2 8-5	3,05	0,02524525	0,00593417	1,74	1143,06	-0,20	+0,18	-0,02	3,03	
						$\Sigma$	0,42	2062,72			
							$\Delta Q = -0,20$				

N° Maille	points du Trançon	côte du Terrain	gradient de p.d.c j	p.d.c $\Delta H$ (m)	COTE piezométrique $C_p$	pression au sol $P_s$ (m)	vitesse moyenne $V$ (m/s)
1	R	1022,50	0,0056575	1,40	1022,50	—	1,24
	1	999,25	0,0012038	0,35	1021,10	21,85	0,55
	2	994,10	0,0010820	0,16	1020,75	26,65	0,52
	3	982,53	0,0010190	0,12	1020,59	38,08	0,51
	4	981,08	0,0011660	0,16	1020,47	39,39	0,47
	5	980,47	0,0014460	0,36	1020,31	39,84	0,33
	6	988,78	0,0048410	1,09	1019,95	31,17	0,99
	1	999,25			1021,04	21,79	
2	4	981,08	0,0011660	0,16	1020,47	39,39	0,47
	5	980,47	0,005849	1,72	1020,31	39,84	0,60
	8	979,40	0,005537	1,91	1018,59	39,19	0,68
	7	979,28	0,001456	0,21	1020,50	41,22	0,44
	4	981,08			1020,71	39,63	
3	5	980,47	0,001446	0,36	1020,31	39,84	0,33
	6	988,78	0,004802	1,27	1019,95	31,17	0,85
	10	989,08	0,012337	0,99	1018,68	29,60	1,35
	11	982,34	0,001508	0,32	1017,69	35,35	0,34
	9	979,50	0,004380	0,53	1018,01	38,51	0,60
	8	979,40	0,005849	1,72	1018,54	39,14	0,60
	5	980,47			1020,26	39,79	

caractéristiques des mailles							1 <sup>er</sup> Approximation			1 <sup>er</sup> correction			
N. de Maille	N. maille adjac.	Trançon	Longueur totale LT=1,15 L <sub>c</sub> (m)	Diamètre D (mm)	Q <sub>o</sub> (l/s)	coefficient de Colebrook f <sub>c</sub>	J	ΔH (m)	$\frac{2\Delta H}{Q}$	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	Correction Totale (l/s)	Nouveau débit Q <sub>1</sub> (l/s)
1		1-2	287,50	250	23,36	0,019805	0,000916	0,26	22,55	-1,26		-1,26	22,10
		2-3	149,50	250	21,87	0,019980	0,000810	0,12	11,07	-1,26		-1,26	20,61
		3-4	120,75	250	21,07	0,020081	0,000755	0,09	8,66	-1,26		-1,26	19,81
	2	4-5	138,00	200	11,60	0,021600	0,000752	0,10	17,89	-1,26	+0,51	-0,75	10,85
	3	5-6	247,25	100	0,47	0,037362	0,000068	0,02	71,90	-1,26	+0,66	-0,60	-0,13
		6-1	224,25	200	-17,67	0,020400	0,001648	-0,37	41,83	-1,26		-1,26	-18,93
Σ =								0,22	173,9				
ΔQ =								-1,26 l/s					
2	1	4-5	138,00	200	-11,60	0,021600	0,000752	-0,10	17,89	-0,51	+1,26	0,75	-10,85
		4-7	143,50	150	7,12	0,022834	0,001262	0,18	50,96	-0,51		-0,51	6,61
		7-8	345,00	100	4,76	0,023864	0,004477	1,54	649,00	-0,51		-0,51	4,25
	3	8-5	293,75	80	-2,06	0,026652	0,00285	-0,83	815,07	-0,51	+0,66	0,15	-1,91
Σ =								0,79	1532,92				
ΔQ =								-0,51 l/s					
3	1	5-6	247,25	100	-0,47	0,037362	0,000068	-0,02	71,90	-0,66	+1,26	0,60	0,13
		6-10	264,50	200	-11,24	0,021701	0,000709	-0,18	33,38	-0,66		-0,66	-11,90
		10-11	80,50	150	-8,33	0,022335	0,001689	-0,13	32,66	-0,66		-0,66	-8,99
		9-11	212,75	100	1,12	0,030465	0,000316	0,07	120,21	-0,66		-0,66	0,46
		8-9	120,75	100	3,17	0,025229	0,002099	0,25	159,92	-0,66		-0,66	2,51
	2	8-5	293,75	80	2,06	0,026652	0,002857	0,83	815,07	-0,66	+0,51	-0,15	1,91
Σ =								0,82	1233,44				
ΔQ =								-0,66 l/s					

2 <sup>ème</sup> APPROXIMATION							2 <sup>ème</sup> CORRECTION					
N <sup>o</sup> -Maille	N <sup>o</sup> maille adjacent	Trançon	Q <sub>1</sub> (l/s)	f <sub>c</sub> Coefficient de frottement de Colébrook	J gradient de p. d. c	ΔH (m)	2ΔH/Q	C.M.P	C.M.A	Correction Totale	Nouveau Débit Q <sub>2</sub> (l/s)	
1	1-2	22,10	0,01995193	0,0008262	0,24	21,49	-0,76			-0,76	21,34	
	2-3	20,61	0,02014288	0,0007255	0,11	10,52	-0,76			-0,76	19,85	
	3-4	19,81	0,02025444	0,0006739	0,08	8,21	-0,76			-0,76	19,05	
	2	4-5	10,85	0,02181717	0,0006646	0,09	16,90	-0,76	+0,41		-0,35	10,50
	3	5-6	-0,13	0,0542255	0,0000076	-0,001	28,86	-0,76	+0,53		-0,23	-0,36
		6-1	-18,93	0,0202307	0,0018758	-0,42	44,44	-0,76			-0,76	-19,69
						Σ	0,10	130,42				
						ΔQ = -0,76 l/s						
2	1	4-5	-10,85	0,02181717	0,0006646	-0,09	16,90	-0,41	+0,76	0,35	-10,50	
		4-7	6,61	0,0230864	0,0010998	0,16	47,84	-0,41		-0,41	6,20	
		7-8	4,25	0,0242126	0,0036212	1,25	587,90	-0,41		-0,41	3,84	
	3	8-5	-1,91	0,026935	0,0024856	-0,73	764,53	-0,41	+0,53	0,12	-1,79	
						Σ	0,59	1417,17				
						ΔQ = -0,41						
3	1	5-6	0,13	0,0542255	0,0000076	0,001	28,86	-0,53	+0,76	0,23	0,36	
		6-10	-11,90	0,02151906	0,0007885	-0,20	35,05	-0,53		-0,53	-12,43	
		10-11	-8,99	0,0230864	0,0020345	-0,16	36,43	-0,53		-0,53	-9,52	
		9-11	0,46	0,02421265	0,0000424	0,01	22,27	-0,53		-0,53	-0,07	
		8-9	2,51	0,02617057	0,0013652	0,16	131,35	-0,53		-0,53	1,98	
	2	8-5	1,91	0,0269635	0,0024856	0,73	764,53	-0,53	+0,41	-0,12	1,79	
						Σ	0,54	1018,49				
						ΔQ = -0,53						

3 <sup>ème</sup> APPROXIMATION								3 <sup>ème</sup> CORRECTION			
N-Maille	N maille adjac.	Trançon	Q <sub>2</sub> (l/s)	f <sub>c</sub> coefficient de frottement de COLEBROOK	J gradient de p. d. c	ΔH (m)	$\frac{2\Delta H}{Q}$	C.M.P	C.M.A	Correction Totale	Nouveau Débit Q <sub>3</sub> (l/s)
1	1-2	21,34	0,0200468	0,0007740	0,22	20,85	-0,06			-0,06	21,28
	2-3	19,85	0,0202487	0,0006765	0,10	10,19	-0,06			-0,06	19,79
	3-4	19,05	0,0203670	0,0006267	0,07	7,94	-0,06			-0,06	18,99
	2	4-5	10,50	0,0219265	0,0006255	0,08	16,44	-0,06	+0,33	0,27	10,77
	3	5-6	-0,36	0,0400901	0,0000430	-0,01	59,09	-0,06	+0,37	+0,31	-0,05
	6-1	-19,69	0,0201366	0,0020200	-0,45	46,01	-0,06			-0,06	-19,75
Σ						0,01	160,52				
						ΔQ = -0,06%					
2	1	4-5	-10,50	0,0219265	0,0006255	-0,08	16,44	-0,33	+0,06	-0,27	-10,77
		4-7	6,20	0,0233121	0,0009771	0,14	45,31	-0,33		-0,33	5,87
		7-8	3,84	0,0245449	0,0029969	1,03	538,48	-0,33		-0,33	3,51
	3	8-5	-1,79	0,0272412	0,0022055	-0,65	723,88	-0,33	+0,37	0,04	-1,75
Σ						0,44	1324,11				
						ΔQ = -0,33					
3	1	5-6	0,36	0,0400901	0,0000430	0,01	59,09	-0,37	+0,06	-0,31	0,05
		6-10	-12,43	0,0213835	0,0008549	-0,22	36,38	-0,37		-0,37	-12,80
		10-11	-9,52	0,0219442	0,0021685	-0,17	36,67	-0,37		-0,37	-9,89
		9-11	-0,07	0,0669011	0,0000027	-0,0005	16,50	-0,37		-0,37	-0,44
		8-9	1,98	0,0272562	0,0008848	0,10	107,91	-0,37		-0,37	1,61
	2	8-5	1,79	0,0272412	0,0022055	0,65	723,88	-0,37	+0,33	-0,04	1,75
Σ						0,37	980,43				
						ΔQ = -0,37					

## RESEAU DE BREZINA : CAS de consommation maximale

N° de Maille	points du Tracçon	côte du Terrain $C_T$	Gradient de pertes de charge $J$	P. d. c $\Delta H$ (m)	côte Piezométrig. $C_p$	Pression au sol $P_s = C_p - C_T$ (m)	vitesse moyenne $V$ (m/s)
1	R	1022,50			1022,5	—	
	1	999,25	0,0029840	0,73	1021,77	22,52	0,89
	2	994,10	0,0007700	0,22	1021,55	27,45	0,43
	3	982,53	0,0006727	0,10	1021,45	38,92	0,40
	4	981,08	0,0006230	0,01	1021,44	40,35	0,39
	5	980,47	0,0006555	0,09	1021,35	40,88	0,34
	6	988,78	0,0000015	0,00	1021,35	32,57	0,01
	1	999,25	0,0020316	0,45	1021,80	22,55	0,63
2	4	981,08	0,0006555	0,09	1021,44	40,88	0,34
	5	980,47	0,0021157	0,52	1021,35	41,43	0,39
	8	979,40	0,0025356	0,87	1020,83	42,42	0,45
	7	979,28	0,0009105	0,13	1021,70	40,75	0,33
	4	981,08			1021,83	40,75	
3	5	980,47	0,0000015	0,00	1021,35	40,88	0,01
	6	988,78	0,0009027	0,24	1021,35	32,57	0,41
	10	989,08	0,0023291	0,18	1021,11	32,03	0,56
	11	982,34	0,0000609	0,01	1020,93	38,59	0,06
	9	979,50	0,0006079	0,07	1020,92	41,42	0,20
	8	979,40	0,0021157	0,52	1020,99	41,59	0,39
	5	980,47			1021,51	41,04	

# RESEAU DE KHALEF : (CAS de consommation max + Incendie)

caractéristiques des mailles							1 <sup>ère</sup> Approximation			1 <sup>ère</sup> correction			
N° de Maille	Maille adjacente	Tranfon	Longueur totale $L_T = 1,15 L_G$ (m)	Diamètre D (mm)	$Q_0$ (l/s)	coefficient de frottement $f_c$	J	$\Delta H$ (m)	$\frac{2\Delta H}{Q}$	C.M.P	C.M.A	correction totale	Nouveau Débit $Q_1$ (l/s)
1	2	1-7	243,8	80	7,03	0,0232418	0,020993	7,06	2011,01	0,15	-0,09	0,06	7,09
		7-8	285,2	100	-5,75	0,02336199	0,006388	-1,82	633,77	0,15		0,15	-5,60
	3	8-11	121,9	60	-3,62	0,025209	0,035139	-4,28	2366,55	0,15	-0,15	0,00	-3,62
		11-1	374,9	150	-14,26	0,020959	0,004642	-1,74	244,09	0,15		0,15	-14,11
$\Sigma$								-0,81	5255,42				
								$\Delta Q = 0,15$ l/s					
2		1-2	500,25	150	17,65	0,020523	0,0069641	3,48	394,76	0,09		0,09	17,74
		2-3	83,95	100	16,05	0,0214388	0,045679	3,83	477,86	0,09		0,09	16,14
	4	3-6	102,35	60	3,83	0,025094	0,039156	4,00	2092,76	0,09	-0,07	0,02	3,85
		6-7	306,40	100	-8,28	0,0225118	0,012765	-4,93	1191,46	0,09		0,09	-8,19
	1	7-1	243,80	80	-7,03	0,0232418	0,020993	-7,06	2011,01	0,09	-0,15	-0,06	-7,09
$\Sigma$								-0,58	6167,85				
								$\Delta Q = 0,09$					
3		11-10	335,8	100	-6,89	0,0229139	0,008997	-3,02	877,01	0,15		0,15	-6,74
		10-9	75,9	100	-5,92	0,023286	0,006750	-0,51	173,08	0,15		0,15	-5,77
		9-8	305,9	100	-4,73	0,023908	0,004424	-1,35	572,27	0,15		0,15	-4,58
	1	8-11	121,9	60	3,62	0,025209	0,035139	4,28	2366,55	0,15	-0,15	0,00	3,62
$\Sigma$								-0,60	3988,91				
								$\Delta Q = 0,15$					
4		3-4	223,1	100	8,76	0,0223985	0,014216	3,17	724,15	0,07		0,07	8,83
		4-5	110,4	80	8,06	0,02301106	0,037733	4,16	1033,70	0,07		0,07	8,13
		5-6	203,55	100	-9,90	0,0221678	0,017970	-3,66	738,98	0,07		0,07	-9,83
	2	6-3	102,35	60	-3,83	0,025094	0,039156	-4,00	2092,76	0,07	-0,09	-0,02	-3,85
	$\Sigma$								-0,33	4589,59			
								$\Delta Q = 0,07$					



2 <sup>ème</sup> APPROXIMATION								2 <sup>ème</sup> CORRECTION				
N <sup>o</sup> Maille	maille adjac.	Trançon	Q <sub>2</sub> (l/s)	f <sub>c</sub> coefficient de Colébrook	gradient de p.d.c J	ΔH (m)	2ΔH Q	C.M.P	C.M.A	Correction Totale	Nouveau Débit Q <sub>2</sub> (l/s)	
1	2	1-7	7,09	0,0232267	0,0294717	7,18	2026,86	0,10	-0,09	0,01	7,10	
		7-8	5,60	0,0234320	0,006078	-1,73	619,09	0,10		0,10	-5,50	
	3	8-11	-3,62	0,0252090	0,0351391	-4,28	2366,55	0,10	-0,10	0,00	-3,62	
		11-1	-14,11	0,0209821	0,0045501	-1,70	241,79	0,10		0,10	-14,01	
						Σ	-0,53	5249,29				
						ΔQ = 0,10 l/s						
2	4	1-2	17,74	0,0205142	0,007032	3,52	396,59	0,09		0,09	17,83	
		2-3	16,14	0,0214319	0,0461787	3,87	480,38	0,09		0,09	16,23	
		3-6	3,85	0,0250845	0,0395499	4,04	2102,82	0,09	-0,05	0,04	3,89	
		6-7	-8,19	0,0225343	0,0125022	-4,83	1199,69	0,09		0,09	-8,10	
	1	7-1	-7,09	0,0232267	0,0294717	-7,18	2026,86	0,09	-0,10	-0,01	-7,10	
						Σ	-0,58	6186,34				
						ΔQ = 0,09						
3	1	11-10	-6,74	0,0229658	0,0086293	-2,90	859,85	0,10		0,10	-6,64	
		10-9	-5,77	0,0233528	0,0064308	-0,49	169,18	0,10		0,10	-5,67	
		9-8	-4,58	0,0216190	0,0041650	-1,27	556,37	0,10		0,10	-4,48	
	1	8-11	3,62	0,0252090	0,0351391	4,28	2366,55	0,10	-0,10	0,00	3,62	
						Σ =	-0,38	3951,95				
						ΔQ = 0,10						
4	2	3-4	8,83	0,0240057	0,0154814	3,45	782,31	0,05		0,05	8,88	
		4-5	8,13	0,0214716	0,0358237	3,95	972,92	0,05		0,05	8,18	
		5-6	-9,83	0,0221807	0,0177279	-3,60	734,18	0,05		0,05	-9,78	
	1	6-3	-3,85	0,0250845	0,0395499	-4,04	2102,82	0,05	-0,09	-0,04	-3,89	
						Σ =	-0,24	4592,23				
						ΔQ = 0,05						

3 <sup>ème</sup> APPROXIMATION								3 <sup>ème</sup> CORRECTION				
N <sup>o</sup> Maille	Maille adjac.	Trançon	Q <sub>3</sub> (l/s)	F <sub>c</sub> Coefficient de Colébrnet	J gradient de P.d.C.	ΔH (m)	2ΔH Q	C.M.P	CMA	Correction Totale	Nouv <sup>u</sup> Débit Q <sub>3</sub> (l/s)	
1	2	1-7	7,10	0,0232242	0,0295517	7,20	2029,49	0,08	-0,05	0,03	7,13	
		7-8	-5,50	0,0234805	0,0058750	-1,67	609,29	0,08		0,00	-5,42	
	3	8-11	-3,62	0,0252090	0,0351391	-4,28	2366,55	0,08	-0,06	0,02	-3,60	
		11-1	-14,01	0,0209978	0,0044892	-1,68	240,26	0,08		0,08	-13,93	
						Σ	-0,43	5245,59				
						ΔQ=0,08 l/s						
2	4	1-2	17,83	0,0205045	0,0071002	3,55	398,41	0,05		0,05	17,88	
		2-3	16,23	0,0214250	0,0466801	3,92	482,90	0,05		0,05	16,28	
		3-6	3,89	0,0250642	0,0403433	4,13	2122,95	0,05	-0,05	0,00	3,89	
		6-7	-8,10	0,0225573	0,0122414	-4,23	1167,92	0,05		0,05	-8,05	
	1	7-1	-7,10	0,0232242	0,0295517	-7,20	2029,49	0,05	-0,08	-0,03	-7,13	
						Σ	-0,33	6201,67				
						ΔQ=0,05						
3	1	11-10	-6,64	0,00230013	0,0083881	-2,82	848,41	0,06		0,06	-6,58	
		10-9	-5,67	0,0233989	0,0062221	-0,47	166,58	0,06		0,06	-5,61	
		9-8	-4,48	0,024073	0,0039964	-1,22	545,75	0,06		0,06	-4,42	
	1	8-11	3,62	0,025209	0,0351391	4,28	2366,55	0,06	-0,08	-0,02	3,60	
						Σ	-0,23	3927,29				
						ΔQ=0,06						
4	2	3-4	8,88	0,0219706	0,0143299	3,19	726,59	0,05		0,05	8,93	
		4-5	8,18	0,0229874	0,0388259	4,28	1048,01	0,05		0,05	8,23	
		5-6	-9,78	0,0221899	0,0175553	-3,57	730,75	0,05		0,05	-9,73	
	1	6-3	-3,89	0,0250642	0,0403433	-4,13	2122,95	0,05	-0,05	0,00	-3,89	
						Σ	-0,23	4628,30				
						ΔQ=0,05						

- calcul des pressions au sol -

Reseau de KHALEF: cas de consommation max. + incendie

N° Maille	Points du Tronçon	côte du Terrain	gradient de p.d.c J	P.d.c $\Delta H$ (m)	cote piezometrique $C_p$	pression au sol $P_s$	vitesse moyenne $V$ (m/s)
1	R	1011,95			1011,95	—	
	1	991,40	0,0105333	0,79	1011,16	19,76	1,41
	7	985,03	0,0297925	7,26	1003,90	18,87	0,69
	8	984,88	0,0057150	1,63	1005,53	20,65	1,27
	11	987,76	0,034767	4,23	1009,76	22,00	0,79
	1	991,40	0,0044408	1,66	1011,42	20,02	
2	1	991,40			1011,16	19,76	1,41
	7	985,03	0,0297925	7,26	1003,90	18,87	1,03
	6	985,23	0,0120977	4,67	999,23	14,00	1,38
	3	986,39	0,0403433	4,13	1003,36	16,97	2,07
	2	987,46	0,0469598	3,94	1007,30	19,84	1,01
	1	991,40	0,0071383	3,57	1010,87	19,47	
3	11	987,76			1009,76	22,00	0,84
	10	988,25	0,0079944	2,68	1007,08	18,83	0,71
	9	983,83	0,0060985	0,46	1006,62	22,79	0,56
	8	984,88	0,0038968	1,19	1005,43	20,55	1,27
	11	987,76	0,0347670	4,23	1009,66	21,90	
4	3	986,39			1003,36	16,97	1,14
	4	988,35	0,0147492	3,29	1000,07	11,72	1,64
	5	990,63	0,0392855	4,33	995,74	5,11	1,24
	6	985,23	0,0179932	3,66	999,40	14,17	1,38
	3	986,39	0,0403433	4,13	1003,53	17,14	

# RESEAU MAILLE DE KHALEF: (CCS de consommation max)

Caractéristiques des mailles							1 <sup>ère</sup> Approximation			1 <sup>ère</sup> correction			
N° de Maille	Maille adjacente	Trançon	Longueur totale $L_T = 1,15 L_0$ (m)	Diamètre $D$ (mm)	$Q_0$ (l/s)	Coefficient de frottement $f_c$	$J$	$\Delta H$ (m)	$\frac{2\Delta H}{Q}$	C.M.P	C.M.A	Correction totale	Nouveau Debit $Q_1$ (l/s)
1	2	1-7	243,8	80	4,76	0,024021	0,01375	3,35	1408,72	-0,69	-0,43	-1,12	3,64
		7-8	285,2	100	0,11	0,05726	0,000006	0,001	29,75	-0,69		-0,69	-0,58
		1-8	121,9	60	-8,40	0,02230	0,001716	-0,64	153,21	-0,69		-0,69	-9,09
	3	11-8	374,9	150	-1,54	0,0276	0,006971	-0,84	1104,74	-0,69	+0,01	-0,68	-2,22
							$\Sigma =$	1,87	2695,42				
								$\Delta Q = -0,69 \frac{l}{s}$					
2	1	1-7	500,25	150	-4,76	0,024020	0,01375	-3,35	1408,72	0,43	0,69	1,12	-3,64
		7-6	83,95	100	-0,15	0,051807	0,000009	-0,003	49,72	0,43		0,43	0,28
		1-2	102,35	60	8,78	0,022177	0,00186	0,93	212,42	0,43		0,43	9,21
		2-3	326,40	100	7,18	0,022795	0,00973	0,81	227,53	0,43		0,43	7,61
	4	3-6	243,80	80	1,23	0,028506	0,00459	0,47	764,25	0,43	0,80	1,23	2,46
							$\Sigma =$	-1,14	2662,64				
								$\Delta Q = 0,43$					
3	1	11-8	335,8	60	1,54	0,027608	0,00697	0,84	1103,74	-0,01	0,69	0,68	2,22
		8-9	75,9	100	-0,95	0,031569	0,00023	-0,07	151,92	-0,01		-0,01	-0,96
		9-10	305,9	100	-2,14	0,026885	0,00101	-0,07	72,31	-0,01		-0,01	-2,15
		10-11	121,9	100	-3,11	0,025302	0,00202	-0,68	437,58	-0,01		-0,01	-3,12
							$\Sigma =$	0,02	1765,55				
								$\Delta Q = -0,01$					
4	2	3-6	102,35	60	-1,23	0,028506	0,004592	-0,47	764,25	-0,80	-0,43	-1,23	-2,46
		5-6	203,55	100	0,83	0,032540	0,000185	0,04	91,04	-0,80		-0,80	0,03
		4-5	110,40	80	1,79	0,027241	0,002205	0,24	272,05	-0,80		-0,80	0,99
		3-7	223,10	100	2,49	0,026205	0,001345	0,30	241,07	-0,80		-0,80	1,69
							$\Sigma =$	0,11	1368,41				
								$\Delta Q = -0,80$					

2<sup>eme</sup> APPROXIMATION

2<sup>eme</sup> CORRECTION

N° Maille	Maille adjac	Transfon	Q <sub>1</sub> (l/s)	f <sub>c</sub> Coefficient de Colébrak	J gradient de P.d.c	ΔH (m)	2ΔH Q	C.M.P	C.M.A	correction Totale	Nouveau Débit Q <sub>2</sub> (l/s)	
1	2	1-7	3,64	0,0247148	0,0082745	2,02	1108,42	0,15	0,54	0,69	4,33	
		7-8	-0,58	0,0354323	0,0000987	-0,03	97,05	0,15		0,15	-0,43	
		1-11	-9,09	0,0220761	0,0019889	-0,34	164,06	0,15		0,15	-8,94	
	3	11-8	-2,22	0,0263953	0,0138518	-1,69	1521,20	0,15	0,39	0,54	-1,68	
						Σ	-0,44	2895,73				
							ΔQ = 0,15 l/s					
2	1	1-7	-3,64	0,0247748	0,0082745	-2,02	1108,41	-0,54	-0,15	-0,69	-4,33	
		7-6	0,28	0,0429827	0,0000279	0,01	77,01	-0,54		-0,54	-0,26	
		1-2	9,21	0,0220383	0,0020383	1,02	221,43	-0,54		-0,54	8,67	
		2-3	7,61	0,0226663	0,0108688	0,91	239,79	-0,54		-0,54	7,07	
	4	3-6	2,46	0,0261047	0,0168214	1,72	1399,73	-0,54	-0,85	-1,39	1,07	
						Σ	1,64	3046,39				
							ΔQ = -0,54					
3	1	11-8	2,22	0,0263953	0,0138518	1,69	1521,20	-0,39	-0,15	-0,54	1,68	
		8-9	-0,96	0,0314966	0,0002403	-0,07	153,17	-0,39		-0,39	-1,35	
		9-10	-2,15	0,0268637	0,0010282	-0,08	72,59	-0,39		-0,39	-2,54	
		10-11	-3,12	0,0252900	0,0020384	-0,68	438,78	-0,39		-0,39	-3,51	
						Σ	0,86	2185,74				
							ΔQ = -0,39					
4	2	3-6	-2,46	0,0261047	0,0168214	-1,72	1399,73	0,85	+0,54	1,39	-1,07	
		5-6	0,03	0,0925336	0,0000007	0,0001	9,36	0,85		0,85	0,88	
		4-5	0,99	0,0302824	0,0007500	0,08	167,26	0,85		0,85	1,84	
		3-4	1,69	0,0280591	0,0006636	0,15	175,19	0,85		0,85	2,54	
						Σ	-1,49	1751,54				
							ΔQ = 0,85					

K.K.M2

3 <sup>eme</sup> APPROXIMATION								3 <sup>eme</sup> CORRECTION			
N <sup>o</sup> Maille	maille adjac.	Trançon	Q <sub>2</sub> (4s)	F <sub>c</sub> Coefficient de Colébrook	J gradient de P.d.c.	ΔH (m)	2 ΔH Q	C.M.P	C.M.A	Correction Totale	Nouveau Débit Q <sub>2</sub> (4s)
1	2	1-7	4,33	0,0242509	0,01148905	2,80	1293,78	-0,39	0,00	-0,39	3,94
		7-8	-0,43	0,0395099	0,0000470	-0,01	70,90	-0,39		-0,39	-0,82
		1-8	-8,94	0,0221244	0,00192806	-0,72	161,71	-0,39		-0,39	-9,33
	3	11-8	-1,68	0,0272931	0,00820250	-1,00	1190,33	-0,39	0,00	-0,39	-2,07
						Σ	1,07	2716,72			
							ΔQ = -0,39				
2	1	1-7	-4,33	0,0242509	0,01148905	-2,80	1293,78	0,00	+0,39	+0,39	-3,94
		7-6	-0,26	0,0439013	0,00002457	-0,01	73,03	0,00		0,00	-0,26
		1-2	8,67	0,0222148	0,00182076	0,91	210,11	0,00		0,00	8,67
		2-3	7,07	0,0228304	0,00944893	0,79	224,39	0,00		0,00	7,07
	4	3-6	1,07	0,0291266	0,0035508	0,36	679,31	0,00	-0,00	0,00	1,07
						Σ	-0,75	2270,62			
							ΔQ = 0,00				
3	1	11-8	1,68	0,0272931	0,0082025	1,00	1190,33	0,00	+0,39	+0,39	2,07
		8-9	+1,35	0,0293129	0,0004423	-0,14	200,46	0,00		0,00	-1,35
		9-10	+2,54	0,0261197	0,0013953	-0,10	83,39	0,00		0,00	-2,54
		10-11	-3,51	0,0248564	0,0025356	-0,85	885,16	0,00		0,00	-3,51
						Σ	-0,09	2359,34			
							ΔQ = 0,00				
4	2	3-6	-1,07	0,0291266	0,0035508	-0,36	679,31	0,00	0,00	0,00	-1,07
		5-6	0,88	0,0321125	0,0002059	0,04	95,25	0,00		0,00	0,88
		4-5	1,84	0,0271221	0,00232027	0,25	278,43	0,00		0,00	1,84
		3-4	2,54	0,0261197	0,00139529	0,31	245,11	0,00		0,00	2,54
						Σ	0,24	1298,10			
							ΔQ = 0,00				

R.K.G.M.3

- calcul des pressions de sol -

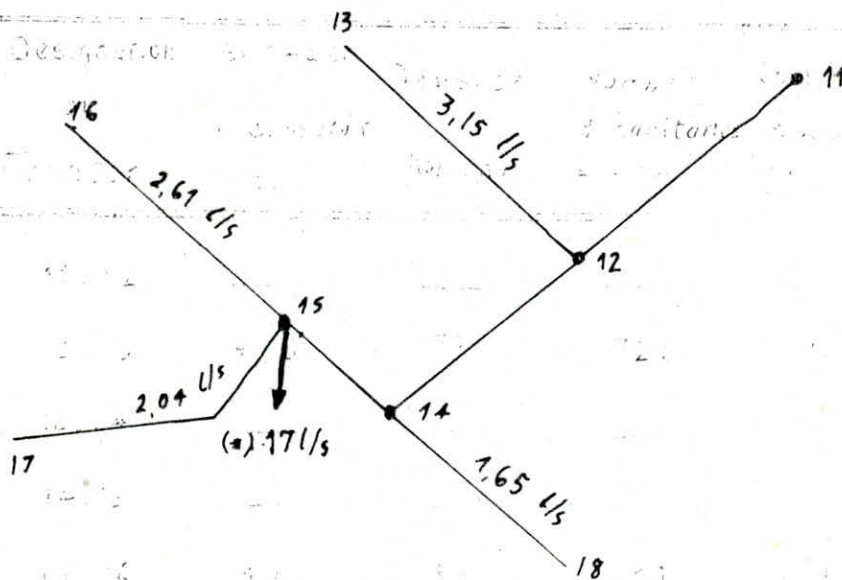
Reseau de KHALEF: cas de consommation maximale

N° Maille	Points du Tronçon	côte du Terrain	gradient de p.d.c J	p.d.c $\Delta H$ (m)	côte piezometrique $C_p$	pression au sol $P_s$ (m)	vitesse moyenne $V$ (m/s)
1	R	1011,95	0,00332270	0,29	1011,95	—	0,82
	1	991,40	0,00960897	2,34	1011,66	20,26	0,78
	7	985,03	0,00016250	0,05	1009,32	24,29	0,11
	8	984,88	0,0121390	1,48	1009,37	24,49	0,73
	11	987,76	0,00208826	0,78	1010,85	23,09	0,53
	1	991,40			1011,63	20,23	
2	1	991,40	0,00960897	2,34	1011,66	20,26	0,78
	7	985,03	0,00002457	0,01	1009,32	24,29	0,03
	6	985,23	0,0035508	0,36	1009,31	24,08	0,89
	3	986,39	0,00944893	0,79	1009,96	23,57	0,90
	2	987,46	0,00182076	0,91	1010,75	23,29	0,49
	1	991,40			1011,66	20,26	
3	11	987,76	0,0025356	0,85	1010,85	23,09	1,19
	10	988,25	0,0013953	0,10	1009,61	21,36	0,32
	9	983,83	0,0004423	0,14	1009,51	25,68	0,17
	8	984,88	0,0121390	1,48	1009,37	24,49	0,73
	11	987,76			1010,85	23,09	
4	3	986,39	0,00139529	0,31	1009,96	23,57	0,32
	4	988,35	0,00232027	0,25	1009,65	21,30	0,37
	5	990,63	0,0002059	0,04	1009,40	18,77	0,11
	6	985,23	0,0035080	0,36	1009,36	24,13	0,89
	3	986,39			1009,72	23,33	

# Calcul du réseau ramifié:

Désignation du Tronçon	surface à desservir (ha)	Densité (hab/ha)	Nombre d'habitants à desservir	Consommati. spécifique: (l/s/hab)	consommation (l/s)	
					Moyenne	De pointe $K=2,184$
11-12	—	—	—	—	—	—
12-13	4,10	177	726	171,43	1,44	3,15
12-14	—	—	—	—	—	—
14-15	—	—	—	—	—	—
15-16	3,25	185	601	171,43	1,20	2,61
15-17	2,25	209	471	—	0,93	2,04
14-18	3,82	100	382	—	0,75	1,65

Les valeurs de la dernière colonne sont reportées sur le schéma:



(\*) : en ce point est prévue une bouche d'incendie pour combattre le sinistre dans la région du réseau ramifié.

Ce point est le plus défavorable :

- éloigné du réservoir (diminution de la pression).
- ainsi il a une cote assez élevée.

C'est pour quoi il a été pris comme point de calcul (Débit = 17 l/s).  
ainsi le réseau sera dimensionné avec (la consommation max + débit d'inondie).



Déterminons les sens d'écoulement dans ce réseau, et procédons à la répartition des débits. Pour cela, partons de l'extrémités aval du réseau et remontons de proche en proche.

a - calcul à partir du débit d'amont:

Trançon	Débits (l/s)		
	En route	aval	du trançon
15 - 17	2,04	—	2,04
14 - 18	1,65	—	1,65
15 - 16	2,61	—	2,61
14 - 15	—	4,65 + 17 = 21,65	21,65
12 - 14	—	23,30	23,30
12 - 13	3,15	—	3,15
11 - 12	—	26,45	26,45

b - calcul à partir de la formule:  $q = p + 0,55 Q$

Désignation des trançons	Débits (l/s)		
	En route: Q	Aval: P	du trançon: $P + 0,55 Q$
15 - 17	2,04	—	1,12
14 - 18	1,65	—	0,91
15 - 16	2,61	—	1,44
14 - 15	—	21,65	21,65
12 - 14	—	23,30	23,30
12 - 13	3,15	—	1,73
11 - 12	—	26,45	26,45

## 1. calcul des diamètres

Trançon	Longueur (m)	Diamètres (mm)	Débits	j	p. d. c (m)	Vitesse (m/s)
11 - 12	69	150	26,45	0,0155746	1,07	1,49
12 - 13	305	60	1,73	0,000668	2,64	0,61
12 - 14	121	150	23,30	0,0122762	1,48	1,32
14 - 18	150	60	0,91	0,0065087	0,97	0,47
14 - 15	69	150	26,65	0,0101575	3,50	1,22
15 - 16	345	60	1,44	0,00615042	2,12	0,51
15 - 17	173	60	1,12	0,004277	0,73	0,40

## 2. calcul des pressions

Trançon	Côtes au sol		p. d. c $\Delta H$ (m)	cotes piezométriques		Pression au sol (m)
	Amont	Aval		Amont	Aval	
11 - 12	982,34	981,78	1,07	1017,69	1015,05	33,27
12 - 13	981,78	999,20	2,64	1015,05	1012,41	13,21
12 - 14	981,78	981,88	1,48	1015,05	1013,57	31,69
14 - 18	981,88	980,71	0,97	1013,57	1012,60	31,89
14 - 15	981,88	985,80	3,50	1013,57	1010,07	24,90
15 - 16	985,80	1001,16	2,12	1010,07	1007,95	6,79
15 - 17	985,80	984,52	0,73	1010,07	1009,34	24,82

calcul du réseau ramifié : cas: consommation max)

Dans ce calcul on va vérifier les conditions de pression, et trouver les nouvelles vitesses car les conduites ont été déjà dimensionnées avec les débits de consommation max et celui d'incendie.

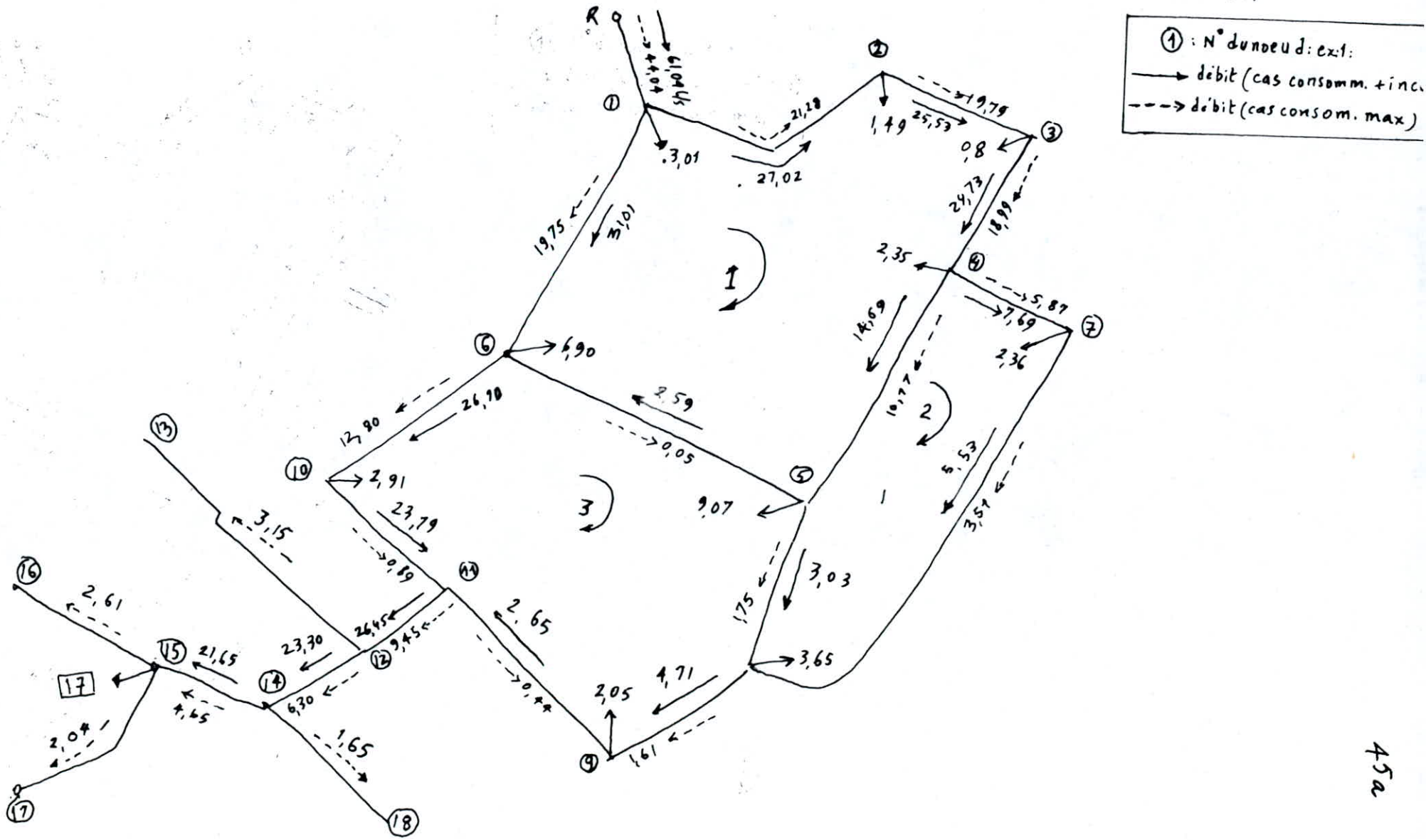
1 - calcul des vitesses

Trançon	Longueur (m)	Débits (l/s)	D (mm)	J	p. de $\Delta H$ (m)	vitesse (m/s)
11 - 12	69	9,45	150	0,002323	0,16	0,53
12 - 13	305	1,73	60	0,000668	2,64	0,61
12 - 14	121	6,30	150	0,001098	0,33	0,36
14 - 18	150	0,91	60	0,0065087	0,97	0,47
14 - 15	69	4,65	150	0,000640	0,04	0,26
15 - 16	345	1,44	60	0,00615042	2,12	0,51
15 - 17	173	1,12	60	0,004277	0,73	0,40

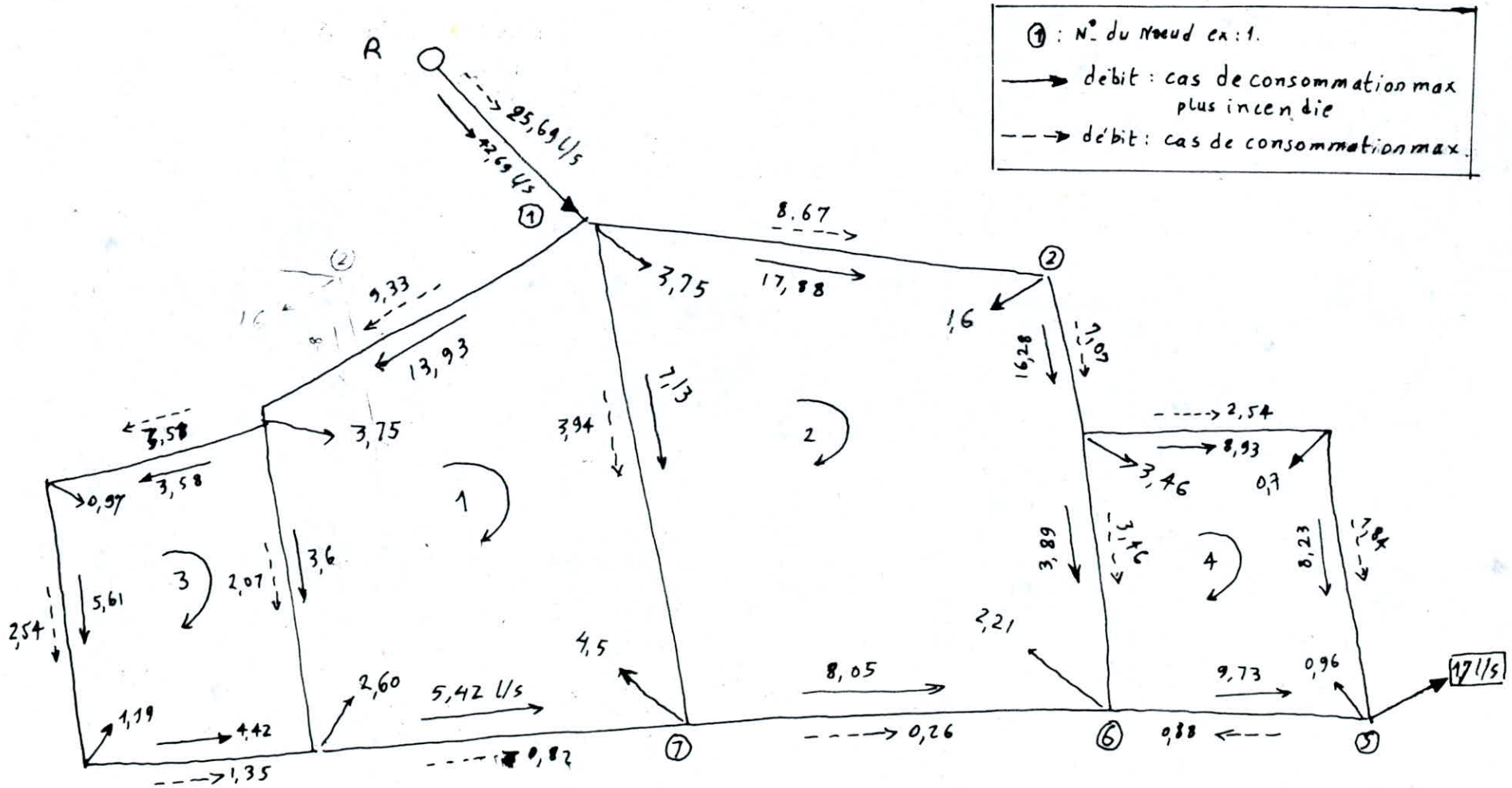
2 - calcul des pressions de service;

Trançon	Cotes au sol		perte de charge: $\Delta H$ (m)	cotes piezométriques		pression au sol (m)
	Amont	Aval		Amont	Aval	
11 - 12	982,34	981,78	0,16	1020,93	1020,77	38,99
12 - 13	981,78	999,20	2,64	1020,77	1018,13	18,93
12 - 14	981,78	981,88	0,33	1020,77	1020,44	38,56
14 - 18	981,88	980,71	0,97	1020,44	1019,47	38,76
14 - 15	981,88	985,80	0,04	1020,44	1020,40	34,60
15 - 16	985,80	1001,16	2,12	1020,40	1018,28	17,12
15 - 17	985,80	984,52	0,73	1020,40	1019,67	35,12

# Calcul et schéma du réseau de distribution de BREZINA



# calcul et schéma du réseau de distribution du village KHALEF



#### 4 - Accessoires des réseaux de distribution

##### - Robinets-vanne:

Ils permettent l'isolement des divers tronçons de canalisation. Ils seront aménagés donc à chaque noeud et sur le parcours d'une longue conduite.

##### - Tés et cônes

##### - ventouses :

placées à chaque ramification de 03 diamètres. Placées aux points les plus hauts pour évacuer l'air accumulé en ces points pouvant perturber l'écoulement.

##### - bouches d'incendie:

Dans les deux réseaux de KHalef et de BREZINA des bouches d'incendie ont été prévues sur des canalisations de diamètre supérieur ou égal à 100 mm (voir planche du réseau d'A.E.P).

Nous prévoyons aussi qu'ils peuvent être utilisées comme des robinets de décharge sur les tronçons de faibles vitesses. Ces bouches d'incendie sont espacées d'une longueur de 300 m.

##### - robinets de décharge:

on les aménage aux points les plus bas et sur les tronçons de faibles vitesses pour éviter le dépôt de sables.

##### - Tés et cônes :

Les Tés seront placés à chaque ramification de 03 diamètres. Si les dimensions des conduites ne sont pas les mêmes, un cône de réduction s'averera nécessaire.

Les accessoires tel que ventouses, décharges et bouches d'incendie sont mentionnées sur les plans des réseaux d'A.E.P pour les deux quartiers. de même que sur les profils en long des conduites que ce soit d'adduction ou de distribution.

# CHAPITRE VI - ADDUCTION

## A - ADDUCTION A KHALEF :

### 1 - Introduction

Pour les deux quartiers, le captage des eaux se situe à un niveau bas que celui du réservoir de stockage, une adduction par refoulement est prévue.

### 2 - choix du tracé :

Le tracé des conduites d'adduction a été étudié sur un plan topographique de la commune à l'échelle 1:1000. Ce choix a été effectué en respectant le mieux possible les impératifs :

- Le tracé doit être le plus court possible, afin de réduire les frais d'investissement.
- choix du profil en long, aussi régulier que possible avec une rampe dans le même sens vers le réservoir tout en évitant les contre pentes qui peuvent faire apparaître en ces points des cavitations entraînant une rupture de la veine liquide, pouvant provoquer des désordres graves (vibration, dessèchement des joints).
- Les tracés suivent si possible l'accotement des routes pour faciliter l'acheminement du matériel.
- les coudes doivent être largement ouverts, afin d'éviter les butées importantes.

### 3 - calcul de la hauteur géométrique d'élévation :

- cote du trop-plein du réservoir : ..... 1016,95
- cote d'arrivée de la conduite d'amenée : .. 1016,95 + 0,5 = 1017,45
- cote du terrain du puits : ..... 986,04
- Niveau dynamique : ..... 5 m
- cote du plan d'eau dans le puits : ..... 986,04 - 5 = 981,04

La hauteur géométrique sera :

$$H_g = 1017,45 - 981,04 = 36,41 \text{ m.}$$

#### 4 - calcul technico-économique :

Ayant le débit à refouler :  $Q = 47,19 \text{ m}^3/\text{h} = 0,0131083 \text{ m}^3/\text{s}$   
nous calculerons à l'aide de la formule de Bonnin le diamètre économique de la conduite de refoulement.

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0131083} = 0,114 \text{ m}$$

On prend  $D = 150 \text{ mm}$  qui est normalisé et deux autres dont l'un supérieur et l'autre inférieur immédiatement et on effectue une étude comparative de leurs frais.

Le diamètre économique résulte du compromis entre les deux tendances suivantes :

... Les frais d'amortissement de la conduite qui croissent avec le diamètre.

... Les frais d'exploitation de la station de pompage, qui décroissent avec l'augmentation du diamètre, par suite de la diminution des pertes de charges.

Le prix de la conduite sera amorti sur 30 ans avec un taux d'intérêt de 8%.

$$\text{L'annuité sera : } A = \frac{0,08}{(1 + 0,08)^{30} - 1} + 0,08 = 0,088827$$

Les frais d'exploitation sont déterminés à partir des pertes de charges dans les différents diamètres pour le débit transité. Ce sont elles qui permettent de trouver la hauteur totale d'élevation et par conséquent la puissance en Kw.

Pertes de charges : sont calculées par la formule de Darcy-Weisbach déjà utilisée dans la distribut.

$$\Delta H_T = J \cdot L_T = \frac{f_c}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot L_T \quad \text{avec : } L_T = 1,15 L_G \dots (\text{m})$$

$$v = \frac{4Q}{\pi D^2} \dots (\text{m/s})$$

$f_c$  : coefficient de frottement calculé par :  $f_c = -2 \ln \left( \frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{R\sqrt{f}} \right)$

$\epsilon = 0,4 \text{ mm}$  : rugosité absolue des conduites en acier.



$$R = \frac{v \cdot D}{\nu} ; \text{ Nombre de Reynolds.}$$

Ainsi la hauteur manométrique totale d'élevation sera:

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_T$$

Par conséquent on dresse le tableau de calcul de  $H_{mt}$ :

Debit: Q (m <sup>3</sup> /h)	D (mm)	V (m/s)	Longueur (m)	Gradient de p.d.c J	pertes de charge (m)		H <sub>g</sub> (m)	H <sub>mt</sub> (m)
					Lineaire ΔH	Totale ΔH <sub>T</sub>		
0,0131083	100	1,669	920	0,04392	40,41	46,47	36,41	82,88
	150	0,741		0,00523	4,81	5,53		41,94
	200	0,417		0,001525	1,06	1,22		37,63

où :  $\Delta H = J \cdot L$  ; p.d.c. Lineaires.

$\Delta H_T = 1,15 \Delta H$  ; p.d.c. totale en tenant compte des pertes de charges singulieres (dûes à la présence sur la conduite de refoulement de coudes, robinets etc...). elles sont estimées à 15% des p.d.c. Lineaires.

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_T ; \text{ hauteur manométrique de refoulement.}$$

La puissance est donnée par :

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} \quad (\text{watt})$$

Pour  $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$  : masse volumique de l'eau.

La puissance absorbée par la pompe sera en kW :

$$P = \frac{9,8 \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta}$$

où :  $g = 9,8$  : accélération de la pesanteur en  $\text{m/s}^2$ .

$Q$  : débit à refouler ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$H_{mt}$  : hauteur manométrique (m)

$\eta$  : rendement de la pompe pris égal à 70%

Le tarif moyen de l'énergie électrique est donné égal à :

$$e = 0,30 \text{ D.A./kwh.}$$

L'énergie consommée annuellement :

$$E = P \times 365 \times n$$

$n$  : nombre d'heures pendant la journée de fonctionnement de la pompe, pour un pompage continu,  $n = 24$ .

et on obtient :

$$E = P \times 365 \times 24 = 8760 \cdot P$$

Le prix d'énergie consommée annuellement sera :

$$R = E \cdot e = 8760 \cdot P \cdot 0,30 = 2628 \cdot P$$

## ... frais d'amortissement:

D (mm)	Longueur L: (m)	prix au m.l $P_c$ : (DA/m)	prix de la conduite: $P_c = P_u \cdot L$	Annuité $P_c \times 0,088827 \dots$ (D.A)
100	920	138	126960	11277,47
150		240	220800	19613,00
200		387	356040	31625,96

Ces prix comprennent ceux de fourniture, transport et pose des conduites en acier.

## ... frais d'exploitation:

D (mm)	H <sub>mt</sub> (m)	puissance (Kw)	puissance annuelle: (Kwh) 8760.P	Prix d'énergie 0,3.E = 2628P
100	82,88	15,21	133239,60	39971,88
150	41,94	7,69	67364,40	20209,32
200	37,63	6,90	60444,00	18133,20

## ... bilan:

Diamètre (mm)	100	150	200
Investissement	11277,47	19613,00	31625,96
Exploitation	39971,88	20209,32	18133,20
<u>TOTAL</u>	<u>51249,35</u>	<u>39822,32</u>	<u>49759,16</u>

Financièrement Le bilan revient au diamètre 150 mm dans lequel la vitesse moyenne est de 0,74 m/s.

## B - ADDUCTION A BREZINA :

1 - calcul de la hauteur géométrique :

- cote d'arrivée au réservoir de la conduite d'amenée :

$$C_a = 1028$$

- cote du terrain du puits : ... 979,60

- cote du plan d'eau à l'aspiration:  $979,60 - 6 = 973,60$  m

La hauteur géométrique sera :  $H_g = 1028 - 973,60 = 54,40$  m.

2 - Calcul du diamètre économique :

$$Q = 2264,73 \text{ m}^3/\text{j} = 0,0262121 \text{ m}^3/\text{s} : \text{débit à refouler.}$$

$$D = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{0,026221} = 0,162 \text{ m}$$

Le diamètre normalisé proche est **200 mm**, avec lequel on prend 2 autres inférieurs proches et 2 autres supérieurs. Une comparaison des frais d'investissement ajoutés des frais d'exploitation de ces 5 diamètres, nous permet la détermination précise du diamètre à qui revient le bénéfice.

La nature des tuyaux est l'acier de rugosité absolue ;  $\epsilon = 0,4 \text{ mm}$ . L'ordre de calcul a été exposé dans le refoulement de KHALEF, nous procédons de la même façon.

Tableau de calcul de  $H_{mt}$  (refoulement : BREZINA)

Q (m <sup>3</sup> /s)	D (mm)	V (m/s)	L (m)	p.d.c unitaire J	p.d.c Totale $\Delta H = 1,15 J \cdot L$ (m)	H <sub>g</sub> (m)	H <sub>mt</sub> (m)
0,02621215 m <sup>3</sup> /s	100	3,3391	670 <sup>m</sup>	0,1668406	128,55	54,40 m	182,95
	150	1,4842		0,0198502	15,29		69,69
	200	0,8345		0,0044366	3,42		57,82
	250	0,5340		0,00140069	1,08		55,48
	300	0,3708		0,0005500	0,42		54,82

....frais d'investissement:

D (mm)	L (m)	Prix au ml : $P_u$ (D.A/m)	prix de la conduite $P_c = P_u \cdot L$ (D.A)	Annuité: $P_c \times 0,088827$
100	670	138	92460	8212,94
150		240	160800	14283,38
200		387	259290	23031,95
250		534	357780	31780,52
300		576	385920	34280,11

....frais d'exploitation:

D (mm)	H <sub>mt</sub> (m)	puissance P (Kw)	puissance annuelle $E = P \cdot 8760$ (Kw.h)	prix d'énergie: $R = 0,3 \cdot E$ (D.A)
100	182,95	67,14	588146,40	176443,92
150	69,69	25,57	223993,20	67197,96
200	57,82	21,18	185536,80	55661,04
250	55,48	20,36	178353,60	53506,08
300	54,82	20,11	176163,60	52849,08

....bilan:

Diamètre (mm)	100	150	200	250	300
Investissement	8212,94	14283,38	23031,95	31780,52	34280,11
Exploitation	176443,92	67197,96	55661,04	53506,08	52849,08
Total	184656,86	81481,34	<u>78692,99</u>	85286,60	87129,19

Le bénéfice va donc au diamètre  $D: 200 \text{ mm}$

où la vitesse moyenne  $y$  est de:  $V = 0,83 \text{ m/s}$ .

## 1. choix des pompes:

Nous choisirons la pompe ~~qui~~ fonctionne dans la zone de son rendement maximal, ce qui conduit au coût le plus faible du mètre cube d'eau élevé.

a - station de pompage du village KHALEF:

$$Q = 13,1083 \text{ l/s} = 47,19 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{mt} = 41,94 \text{ m}$$

Le puits sera équipé d'une pompe centrifuge à axe horizontal, une pompe identique à celle que nous allons choisir sera prévue de secours.

Du catalogue des pompes JEUMONT - SCHNEIDER les caractéristiques de la pompe choisie sont:

- Type : ..... MEN : 50 - 200
- roue initiale : .....  $\varnothing$  189,5 mm
- rendement : .....  $\eta = 71,5\%$
- vitesse de rotation : .....  $N = 2900 \text{ tr/min}$
- Puissance absorbée : ..... 8 kW

La courbe caractéristique est représentée par la fig. -1

b - station de BREZINA :

$$Q = 94,36 \text{ m}^3/\text{h} \text{ et } H_{mt} = 57,82 \text{ m}$$

du même catalogue la pompe choisie est:

- Type : ..... MEN : 80 - 200
- roue initiale : .....  $\varnothing$  217 mm
- rendement : .....  $\eta = 70\%$
- vitesse de rotation : .....  $N = 2900 \text{ tr/min}$
- puissance absorbée : ..... 20 kW

Une pompe identique à celle-ci sera prévue de secours, pour la courbe caractéristique nous vous renvoyons à la fig-2

## 2- Réalisation du point de fonctionnement désiré:

Dans tout ce qui suit, nous affectons par l'indice 1 le débit  $Q$  la hauteur  $H$  et toute autre caractéristique se rapportant à la pompe de KHALEF et par l'indice 2 ceux de la pompe de BREZINA.

Le point  $P$  représenté sur les figures 1 et 2 est le point de fonctionnement désiré avec:

$$Q_1 = 47,19 \text{ m}^3/\text{h} \quad ; \quad H_1 = 41,94 \text{ m} \quad \text{fig-1}$$

$$Q_2 = 94,36 \text{ m}^3/\text{h} \quad ; \quad H_2 = 57,82 \text{ m} \quad \text{fig-2}$$

La courbe  $(QH)$  dans les deux figures passe par un point plus haut que  $P$  et coupe la caractéristique de la conduite en un point  $P'$

Etudions les différentes solutions pour préserver le point  $P$ .

### 1<sup>ère</sup> solution:

Si on veut garder le point  $P'$ , on doit diminuer le temps de pompage.

point  $P'_1$

$$Q'_1 = 54,95 \text{ m}^3/\text{h} = 0,01526 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H'_1 = 43,60 \text{ m}$$

$$\eta = 71,75\%$$

Point  $P'_2$

$$Q'_2 = 104,60 \text{ m}^3/\text{h} = 0,029055 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H'_2 = 58,50 \text{ m}$$

$$\eta = 74\%$$

Le volume entrant au réservoir pendant 24<sup>h</sup> est respectivement:

$$V_1 = 1132,56 \text{ m}^3 \quad \text{et} \quad V_2 = 2264,64 \text{ m}^3$$

Le temps de pompage se réduit à:

$$T_1 = \frac{1132,56}{54,95} = 20,61 \text{ heures.}$$

$$T_2 = \frac{2264,64}{104,60} = 21,65 \text{ heures.}$$

puissances absorbées par les pompes, en Kw:

$$w_p = \frac{9,8 \cdot Q \cdot H}{\eta}$$

$$W_{P_1} = \frac{9,8 \cdot 0,01526 \cdot 43,60}{0,7175} = 9,08 \text{ kW}$$

$$W_{P_2} = \frac{9,8 \cdot 0,029055 \cdot 58,5}{0,74} = 22,51 \text{ kW}$$

2<sup>ème</sup> solution:

Elle consiste à vanner sur le refoulement pour créer une perte de charge égale à  $PP''$ . Ce qui provoquera une augmentation de la hauteur manométrique  $H_{mt}$ .

Dans ce cas on aura :

$$W_{P_1} = \frac{9,8 \cdot 0,01308 \cdot 45,40}{0,715} = 8,14 \text{ kW}$$

$$W_{P_2} = \frac{9,8 \cdot 0,02621 \cdot 59,3}{0,7} = 21,76 \text{ kW}$$

3<sup>ème</sup> solution : rognage de la roue :

En conservant la même vitesse de rotation  $N = 2900 \text{ tr/min}$ .

d'après la relation : 
$$\frac{Q''}{Q} = \frac{H''}{H} = \frac{D^2}{d^2} \dots (1)$$

avec  $d$  : le diamètre de la roue de la même pompe, qui devra correspondre au débit  $Q$  désiré.

En posant  $d = m \cdot D$

$m$  : coefficient de rognage.

(1) devient : 
$$\frac{Q''}{Q} = \frac{H''}{H} = \frac{1}{m^2} \dots (2)$$

Des fig 1 et 2 on lit les valeurs de  $Q_1''$  et  $Q_2''$  de même que  $H_1''$  et  $H_2''$



ainsi :  $\frac{Q_1''}{Q_1} = \frac{H_1''}{H_1} = \frac{47,75}{47,19} = \frac{1}{m_1^2} \Rightarrow m_1 = 0,97$

$\frac{Q_2''}{Q_2} = \frac{94,87}{94,36} = \frac{1}{m_2^2} \Rightarrow \dots \dots m_2 = 0,99$

Et les pourcentages de rognage seront :

$1 - 0,97 = 0,03$  soit 3%

et  $1 - 0,99 = 0,01$  soit 1%

Les diamètres des roues après rognage seront :

$d_1 = 0,97 \cdot 189,5 = 178,5 \text{ mm.}$

$d_2 = 0,99 \cdot 217 = 214,83 \text{ mm.}$

Les puissances absorbées respectives de la pompe 1 et de la pompe 2 :

$W_{P_1} = \frac{9,8 \cdot 0,013108 \cdot 41,94}{0,715} = 7,53 \text{ kW}$

$W_{P_2} = \frac{9,8 \cdot 0,02621 \cdot 57,82}{0,70} = 21,22 \text{ kW.}$

Tableau récapitulatif :

Désignation de la Station de pompage	puissances absorbées en Kw		
	1° solution	2° solution	3° solution
1- KHALEF	9,08	8,14	<u>7,53</u>
2- BREZINA	22,51	21,76	<u>21,22</u>

La 3<sup>ème</sup> solution engendre une puissance minimale par rapport aux autres solutions.

Le coût d'énergie sera donc réduit c'est pourquoi que nous optons pour le rognage de la roue de chaque pompe.

# caractéristique de la conduite de refoulement de BREZINA Centre

$L = 670 \text{ m} ;$

$\varepsilon = 0,4 \text{ mm} ;$

$H_g = 54,40 \text{ m}$

$\phi = 200 \text{ mm} ;$

$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} ;$

$Q = 0,0262121 \text{ m}^3/\text{s}$

debits		vitesse (m/s)	f <sub>c</sub>	j	$\Delta H_T = 1,15 \text{ J.L}$ (m)	$H = H_g + \Delta H_T$ (m)
m <sup>3</sup> /h	m <sup>3</sup> /s					
11,31	0,003141	0,10	0,0303395	0,0000774	0,06	54,46
22,62	0,006283	0,20	0,0276458	0,000275	0,21	54,61
33,93	0,009425	0,30	0,0265638	0,0006105	0,47	54,87
67,86	0,018849	0,60	0,0253352	0,0023290	1,79	56,19
73,51	0,020420	0,65	0,0252329	0,0027224	2,09	56,49
79,16	0,021990	0,70	0,0251443	0,0031460	2,42	56,82
90,47	0,025132	0,80	0,0249981	0,0040854	3,15	57,55
96,13	0,026703	0,85	0,0249371	0,0046009	3,54	57,94
101,79	0,028274	0,90	0,0248825	0,0051469	3,96	58,36
107,44	0,029845	0,95	0,0248334	0,0057234	4,41	58,81

# caractéristique de la conduite de refoulement du village KHALEF

L = 920 m ;

$\epsilon = 0,4 \text{ mm}$  ;

$H_g = 36,41 \text{ m}$

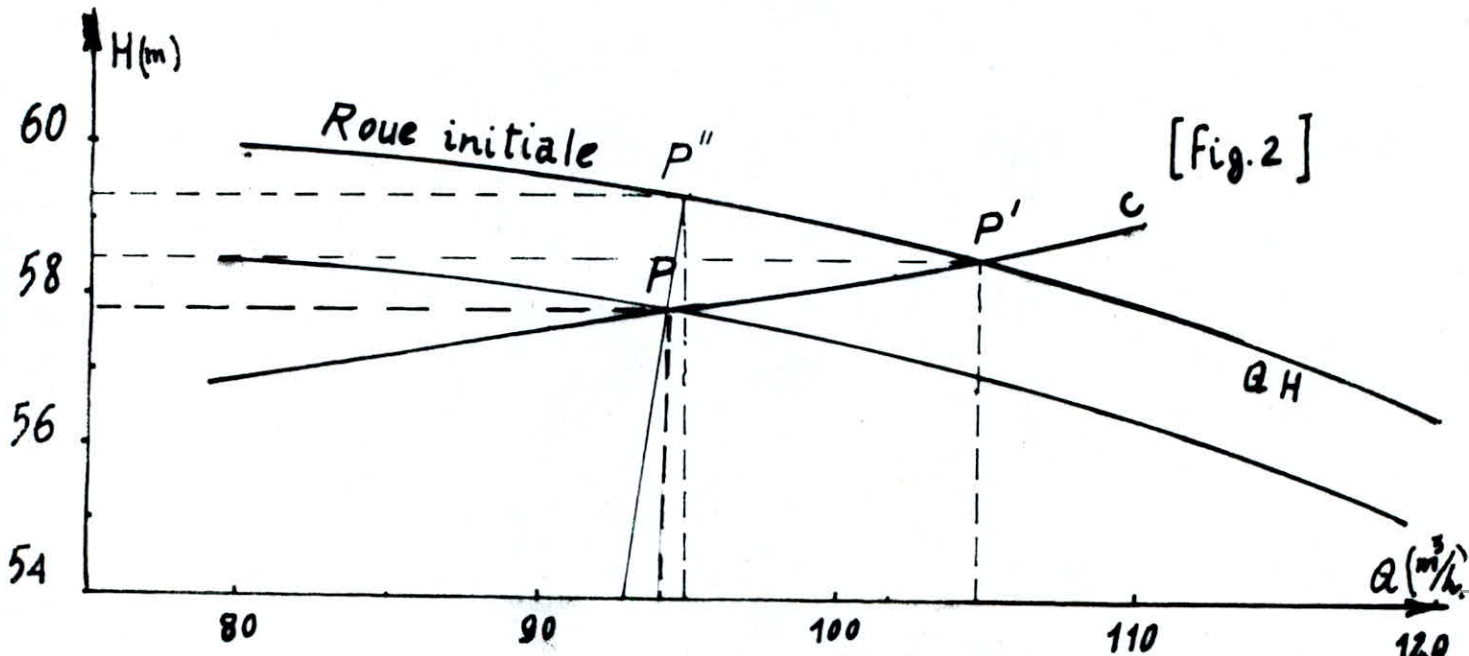
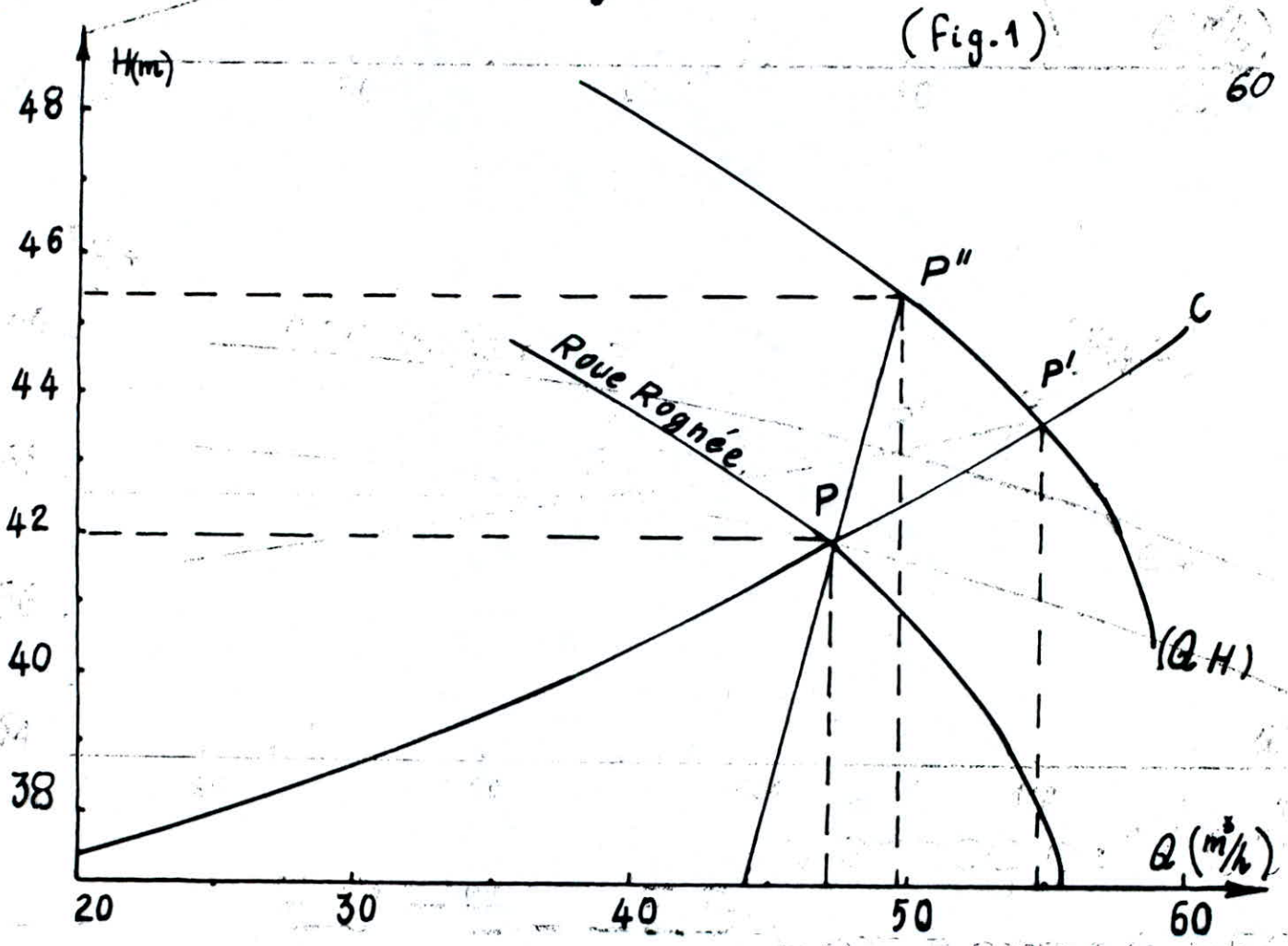
$\phi = 150 \text{ mm}$  ;

$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  ;

Q = 0,0131083 m<sup>3</sup>/s

Debits		vitesse (m/s)	f <sub>c</sub> coefficient de p.d.c	j	$\Delta H_T = 1,15 J.L$ (m)	H (m)
m <sup>3</sup> /h	m <sup>3</sup> /s					
20	5,555 .10 <sup>-3</sup>	0,314	0,028625345	0,0009599811	1,01	37,42
30	8,333 .10 <sup>-3</sup>	0,471	0,027782297	0,0020963444	2,22	38,63
40	11,111 .10 <sup>-3</sup>	0,629	0,027329551	0,0036777860	3,89	40,30
45	12,500 .10 <sup>-3</sup>	0,707	0,027175758	0,0046203317	4,89	41,30
50	13,888 .10 <sup>-3</sup>	0,786	0,027049199	0,0056839751	6,01	42,42
55	15,277 .10 <sup>-3</sup>	0,864	0,026945654	0,0068417765	7,24	43,65
60	16,666 .10 <sup>-3</sup>	0,943	0,026857311	0,0081234139	8,59	45,00

# COURBES CARACTERISTIQUES des Pompes



(Verticale: 1/100)

# capacité pratique d'aspiration :

60'

La condition de non apparence de la cavitation est :

$$10 - (H_a + J_a \cdot L_a) > 1,21 \cdot n_s^{4/3} \cdot 10^{-3} \cdot H \quad \dots\dots\dots (*)$$

avec:  $H_a$  ..... hauteur géométrique d'aspiration.

$J_a$  ..... perte de charge unitaire

$L_a$  ..... longueur de la conduite d'aspiration de diamètre  $D$

$n_s$  ..... vitesse spécifique de rotation de la pompe.

$H$  ..... Hauteur d'élévation.

en affectant par les indices 1 et 2 les caractéristiques des pompes

respectivement de BREZINA et de KHALEF afin de vérifier (\*)

avec :  $Q_1 = 0,0262121 \text{ m}^3/\text{s}$

et :  $Q_2 = 0,0131083 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_1 = 57,82 \text{ m}$

$H_2 = 41,94$

$D_1 = 200 \text{ m}$

$D_2 = 150 \text{ m}$

$H_{a1} = 5 \text{ m}$

$L_2 = 6 \text{ m}$

$L_1 = 7 \text{ m}$

$H_{a2} = 5 \text{ m}$

on trouve :  $J_{a1} = 0,0044366$  et  $J_{a2} = 0,00523$

$n_s = \frac{N\sqrt{Q}}{H^{3/4}}$  donc:  $n_{s1} = \frac{2900\sqrt{0,02621}}{57,82^{0,75}} = 22,39$  et  $n_{s2} = 20,14$

d'où : L'inégalité (\*) sera pour chaque pompe:

aspiration 1 :  $10 - (5 + 0,0044366 \cdot 7) > 1,21 \cdot 22,39^{1,333} \cdot 10^{-3} \cdot 57,82 \Rightarrow 4,97 > 4,41$

aspiration 2 :  $10 - (5 + 0,00523 \cdot 6) > 1,21 \cdot 20,14^{1,333} \cdot 10^{-3} \cdot 41,94 \Rightarrow 4,96 > 2,78$

Nous constatons qu'avec les considérations ci dessus (diamètre d'aspiration, hauteur géométrique d'aspiration) sont en accord avec la condition de la non apparence de la cavitation.

# CHAPITRE VIII - PROTECTION DES CONDUITES DE REFOULEMENT

## 1 - PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER :

### 1-1 : Généralités :

Quand le régime d'écoulement dans une conduite fermée se trouve modifié brusquement, il se produit une série d'ondes de pression qui se propagent sur toute la longueur de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes de charge.

Les causes de création de trains d'ondes de pression (et de dépression) d'amplitude importante sont les suivantes :

- Arrêt brutal des groupes alimentant la conduite.
- démarrage des pompes alimentaires.
- fermeture rapide d'une vanne.

Les trains d'ondes se réfléchissent aux extrémités des conduites et le phénomène se propage indéfiniment dans un sens puis dans l'autre s'il ne s'amortissait à la longue, les trains d'ondes successifs créent des pressions et des dépressions suivant leur sens de propagation et suivant les différents points de la conduite.

Les variations de pressions s'ajoutent algébriquement à la pression régnant dans le point considéré et il peut en résulter soit des surpressions qui peuvent devenir dangereuses pour la conduite et ses accessoires, soit des dépressions qui se traduisent, si elles sont suffisamment importantes, par des cavitations conduisant à la formation d'occlusions gazeuses dont la résorption peut amplifier dangereusement l'onde de surpression au moment de son retour.

### 1-2 : moyens de Protection :

Pour limiter les effets du coup de belier à une valeur compatible avec la résistance des installations, on utilise les appareils anti-béliers suivants :

- volants d'inertie (contre les dépressions)
- soupapes de décharge (contre les surpressions)
- réservoirs d'air et cheminées d'équilibre

Nous choisissons le réservoir d'air qui est un dispositif simple, peu onéreux, facilement contrôlable de même il protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

1-3; Calcul du réservoir d'air :

L'étude du coup de belier s'effectue par la méthode graphique de Bergeron en deux cas :

a - cas d'arrêt de la pompe :

b - cas de démarrage de la pompe.

a - Arrêt brusque de la pompe :

o - Installation de refoulement du village KHALEF.

Les caractéristiques de refoulement sont :

Diamètre de la conduite .....	$D = 150 \text{ mm}$
Longueur .....	$L = 920 \text{ m}$
Section .....	$S = 0,01767 \text{ m}^2$
épaisseur .....	$e = 4 \text{ mm}$
Matériau du tuyau .....	Acier
module d'élasticité .....	$E = 2,2 \cdot 10^{11} \text{ pa}$
rugosité absolue .....	$\epsilon = 0,4 \text{ mm}$
module d'élasticité de l'eau .....	$K = 2,05 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$
Débit de refoulement initial .....	$Q_0 = 0,0131083 \text{ m}^3/\text{s}$
vitesse initiale .....	$V_0 = 0,74 \text{ m/s}$
Hauteur géométrique .....	$H_g = 36,41 \text{ m}$
masse volumique de l'eau .....	$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$

\* célérité de l'onde dans la conduite:

$$a = \sqrt{\frac{K}{\rho}} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}}} = \sqrt{\frac{2,05 \cdot 10^9}{1000}} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{2,05 \cdot 10^9 \cdot 150}{2,2 \cdot 10^{11} \cdot 4}}}$$

d'où :  $a = 1232,54 \text{ m/s}$

\* Intervalle de temps aller et retour de l'onde:

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 920}{1232,54} = 1,49 \text{ sec.}$$

\* maximum du coup de belier:

$$b = \frac{a \cdot v_0}{g} = \frac{1232,54 \cdot 0,74}{9,8} = 93,07 \text{ m.}$$

\* La surpression maximale dans la conduite:

$$b + H_g = 93,07 + 36,41 = 129,48 \text{ m environ } 13 \text{ bars.}$$

\* La dépression est:

$$H_g - b = 36,41 - 93,07 = -56,66 \text{ m.}$$

Pour diminuer les effets du coup de belier, comme c'est mentionné précédemment un réservoir d'air équipera l'installation. Ce réservoir est raccordé sur la conduite de refoulement par une tubulure de diamètre:

$$D = \frac{\phi}{2} = \frac{150}{2} \text{ on prend } D = 80 \text{ mm}$$

où  $\phi$ : diamètre de la conduite de refoulement.  
Supposons que l'on dispose d'une tuyère de diamètre:

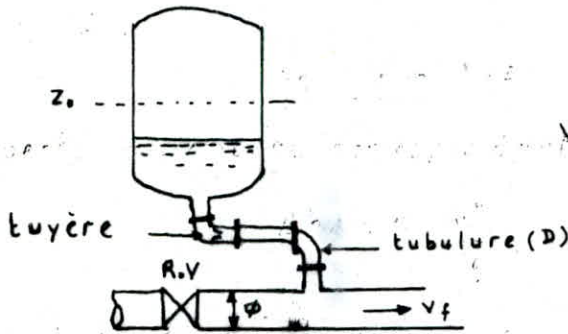
$$d = 40 \text{ mm}$$

cette tuyère est incorporée dans la tubulure ( $D = 80 \text{ mm}$ ) pour amortir les oscillations rapidement.



Les caractéristiques de la tuyère seront alors :

- montée de l'eau dans le réservoir d'eau :



$z_0$  : niveau d'eau dans le réservoir d'air en cas de fonctionnement normal.

$v_f$  : vitesse finale de l'eau dans la conduite de refoulement.

$v_1$  : vitesse de l'eau dans la tuyère

La vitesse de l'eau dans la tuyère est évaluée en fonction de la vitesse finale de l'eau dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré.

A la montée de l'eau, la tuyère ayant un coefficient de débit de 0,92 le rapport des vitesses  $\frac{v_1}{v_f}$  est égal au rapport inverse des carrés des diamètres :

$$\frac{v_1}{v_f} = \frac{\phi^2}{d^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 d)^2} = \frac{150^2}{(0,92 \cdot 40)^2} = 16,61$$

$d$  a été bien choisi car  $K=16,61$  est bien compris entre 15 et 20.

d'où :

$$\underline{v_1 = 16,61 v_f}$$

La perte de charge correspondante est donnée par :

$$\Delta h_1 = c \cdot \frac{v_1^2}{2g}$$

$C$  : coefficient de p. d.c. singulières ; dépend du rapport  $m$  des sections de la veine contractée (diamètre 0,92  $d$ ) et de la tubulure (diam.  $D$ )

$$m = \left( \frac{0,92 d}{D} \right)^2 = \left( \frac{0,92 \cdot 40}{80} \right)^2 = 0,21$$

La valeur de  $m=0,21$  reportée sur le graphique des coefficients des pertes de charge dans une tuyère, figurant dans l'ouvrage d'hydraulique urbaine T2 de A. Dupont à la page 286 lui correspond une valeur

$$de : C = 0,63.$$

$$\text{d'où : } \Delta h_1 = 0,63 \cdot \frac{v_1^2}{19,6} = \underline{0,032 V_1^2}$$

— Descente de l'eau du réservoir de stockage :

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

Dans ce cas le rapport des vitesses de l'eau dans la tuyère  $V_2$  et dans la conduite  $V_f$  est :

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{S}{0,5 \pi \cdot d^2} = 2 \frac{\phi^2}{d^2} = K'$$

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \left( \frac{150}{40} \right)^2$$

$$\text{d'où } \underline{V_2 = 28,125 V_f}$$

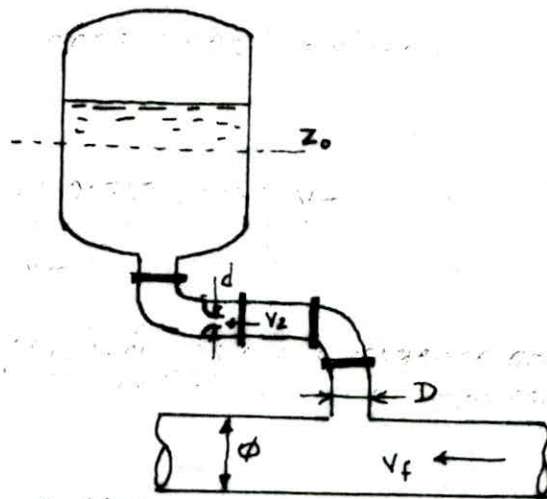
$$\text{et } m' = 0,5 \frac{d^2}{D^2} = 0,5 \frac{40^2}{80^2}$$

$m' = 0,125$  ; du même graphique  $c = f(m)$  ;

$$\text{on lit } c' = 0,77$$

$$\text{donc : } \Delta h_2 = 0,77 \cdot \frac{V_2^2}{2g}$$

$$\text{soit } \underline{\Delta h_2 = 0,039 V_2^2}$$



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

$$\Delta U = S \cdot \theta \cdot V_m = 0,01767 \cdot 1,49 \cdot V_m$$

$$\text{soit : } \Delta U = 0,0263 \cdot V_m$$

où  $V_m$  : est la vitesse moyenne supposée égale à la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin de l'intervalle du temps considéré.

Pour le premier intervalle  $\theta$  on aura :

$$V_{m1} = \frac{V_0 + V_f}{2}$$

$V_0$  : vitesse de régime normal avant disjonction.

$V_f$  : vitesse finale choisie, à la fin de  $\theta$ .

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 du réservoir d'air sera égal, à la fin du premier intervalle  $\theta$  au volume d'air choisi arbitrairement  $U_0$ , augmenté de la quantité trouvée à la colonne précédente (voir tableau de calcul).

Pour les autres intervalles, les volumes s'ajoutent ou se retranchent selon que l'eau monte ou descend.

La nouvelle pression dans le réservoir est exprimée par la loi de détente du gaz (ici l'air) :

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

où  $S_0$  : p.d.c. dans la conduite en régime normal.  $S_0 = 5,53$  m  
pour les autres intervalles de temps  $S$  est donnée en fonction de  $V_f$  par la courbe caractéristique de la conduite.

$Z_0$  : Pression absolue en marche normale dans le réservoir d'air

$$Z_0 = H_g + 10 = 36,41 + 10 = 46,41 \text{ m.}$$

$U_0$  : Volume d'air initial dans le réservoir pris égal à  $0,30 \text{ m}^3$ .

$$\text{donc : } Z = \frac{(46,41 + 5,53) \cdot (0,3)^{1,4}}{U^{1,4}}$$

$$Z = \frac{9,63}{U^{1,4}}$$

• dans cette formule : 1,4 est l'exposant adiabatique de l'air.

\* Pression dans la conduite avec pertes de charge.

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

cas de descente :  $Z + \Delta h_2$

\* Pression dans la conduite sans pertes de charge :

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

descente de l'eau :  $Z + \Delta h_2 + \delta$

\* pente de la droite :  $a/g.s$

$$\frac{a}{g.s} = \frac{1232,54}{9,8 \cdot 0,01767} = 7117,67899 = \frac{b}{9}$$

- échelle des pressions : du graphique du coup de belier :

$$\left. \begin{array}{l} 1 \text{ cm} \longrightarrow 5 \text{ m} \\ x \longrightarrow 7117,67899 \end{array} \right\} \Rightarrow x = b = 1423,53579 \text{ cm}$$

- de l'échelle des vitesses :

$$1 \text{ cm} \longrightarrow 0,05 \text{ m/s}$$

l'échelle des débits :  $Q = v.s$

$$\text{pour } 1 \text{ cm} : \longrightarrow Q = 0,05 \cdot 0,01767 = 0,0008835 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$y \longrightarrow 1 \text{ m}^3/\text{s} = Q$$

$$\text{d'où } y = 1131,86191 \text{ cm}$$

$$\text{ainsi } \operatorname{tg} \alpha = \frac{x}{y} = \frac{1423,53579}{1131,86191} = 1,25769$$

$$\text{par conséquent : } \alpha = 51^\circ 30'$$

04585  
avant 68.1.

## CALCUL DES COLLECTEURS D'ASSAINISSEMENT DU VILLAGE KHALEF

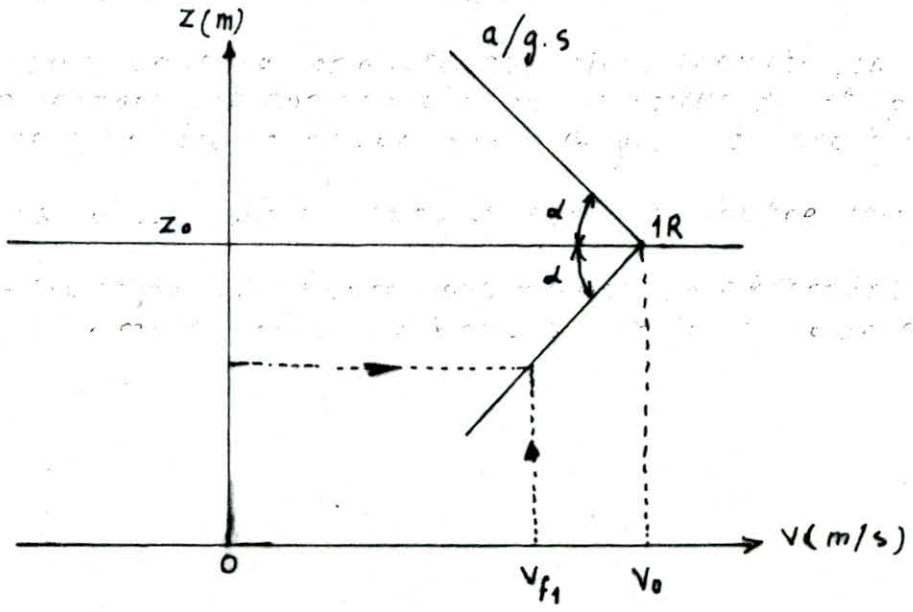
1	Trançon		Longueur (m)		6	7	8	9	Débit d'eau usée (l/s)		Débit total à évacuer (l/s)		cotes du terrain		16	17	cotes du radier		20	21	22	23	24	25	26	27	Observations		
	à partir de	jusqu'à	Partielle	Cumulée					Surface d'apport A (ha)	intensité pluviométrique moy. (l/s/ha)	Coefficient de ruissellement : C	Débit d'eau pluviale (l/s)	Q <sub>sp</sub>	Q <sub>sp</sub> + Q <sub>u</sub>			Amont	Aval										pente du radier : j	Diamètre de la canalisation (mm)
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				
1	2	155	155	1,24	0,62	46,13	1,15	47,26	987,04	987,18	0,0180	300	985,54	982,68	88	1,15	0,54	1,02	0,53	159	0,17	0,690							
2	3	150	305	2,93	0,60	105,48	2,68	108,16	984,18	984,44	0,0016	600	982,68	982,44	165	0,59	0,94	1,16	0,76	456	0,68	0,350							
3	4	154	459	1,80	0,50	54,00	1,64	105,64	984,44	984,37	0,0010	800	982,44	982,28	283	0,58	0,74	1,10	0,63	504	0,64	0,350							
4	5	140	599	0,79 2,26	0,60 0,50	28,44 67,80	0,12 2,06	105,72	984,37	985,05	0,0006	1000	981,78	981,69	410	0,53	0,76	1,08	0,61	610	0,57	0,320					Trançon 3-4 a 2 bassins de rétention		
5	6	224	823	5,20	0,60	27,20	4,74	110,44	985,05	985,86	0,0006	1200	981,69	981,55	575	0,61	0,87	1,14	0,71	852	0,69	0,370					Ces deux derniers trançons ont chacun deux zones de dénivelé différent		
6	7	186	1009	2,66	0,60	32,04	0,21	110,65	985,86	985,64	0,0002	1500	981,55	981,51	720	0,43	0,98	1,145	0,72	1080	0,49	0,260							
7	8	145	1154	2,37	0,50	14,7	0,19	110,84	985,64	984,11	0,0002	1500	981,51	981,46	720	0,43	0,97	1,16	0,78	1170	0,50	0,260							
8	9	310	800					699,90	986,11	984,66	0,0015	1200	981,46	981,00	1000	0,96	0,64	1,06	0,57	684	1,02	0,58							
9	10	420	720					699,90	984,66	983,17	0,0012	1200	981,00	980,50	950	0,96	0,74	1,10	0,63	756	0,95	0,52							
10	11	340	1060					699,90	983,17	982,87	0,0015	1200	980,50	980,00	1090	0,96	0,64	1,06	0,57	684	1,02	0,58							
11	12	201	1261					699,90	982,87	983,05	0,0025	1000	980,00	979,50	838	1,09	0,55	1,13	0,65	680	1,23	0,65							

Designation du collecteur	Trançon		Longueur (m)		Surface d'apport A (ha)	Intensité pluviale moy. (l/s/ha)	Coefficient de ruissellement C	Débit d'eau pluviale Qp = C.I.A (l/s)	Débit spécifique Qsp	Débit ou usage (l/s)	Débit total à évacuer Qr = Qp + Qu (l/s)		cotes du terrain		pente du radier J	Diamètre de la canalisation D (mm)	cotes du radier		Débit à pleine section Qps (l/s)	Vitesse à pleine section Vps (m/s)	Rapport des débits A = Qr/Qps	Rapport des vitesses B = Vr/Vps	Rapport des hauteurs a	Hauteur de remplissage Hc a.D (mm)	Vitesse réelle Vr = B.Vps (m/s)	vitesse d'auto-curage Vc = 0.6.Vps (m/s)
	à partir de:	jusqu'à:	Partielle	Cumulée							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
A	1	2	180	180	2,05	60	0,50	61,50	1,42	0,91	64,41	64,41	982,17	981,08	0,0060	400	980,67	979,58	113	0,84	0,57	1,04	0,54	216	0,87	0,504
	2	3	130	310	1,22		0,50	36,60		1,73	38,33	102,74	981,08	979,28	0,0138	400	979,58	977,78	157	1,28	0,65	1,07	0,58	232	1,37	0,768
	3	4	205	515	5,05		0,60	181,80		2,17	188,97	291,71	979,28	979,12	0,00078	1000	977,28	977,12	465	0,605	0,63	1,06	0,57	570	0,64	0,313
	4	5	245	760	4,57		0,60	164,52		6,49	171,01	462,72	979,12	979,13	0,00078	1000	977,12	976,93	465	0,605	0,99	1,16	0,79	790	0,70	0,363
	5	6	260	1020	2,12		0,30	38,16		3,16	41,32	504,04	979,13	977,47	0,0064	800	976,93	975,26	700	1,45	0,72	1,09	0,62	496	1,58	0,870
	6	7	105	1125	0,58		0,25	8,70		0,82	9,52	513,56	977,47	978,58	0,0064	800	975,26	974,60	700	1,45	0,73	1,11	0,63	504	1,61	0,370
B	9	10	220	220	1,38	60	0,60	49,68	1,42	1,96	51,64	51,64	1004,56	990,13	0,0650	300	1002,76	988,33	150	2,74	0,34	0,88	0,41	123	2,41	1,640
	10	11	160	380	1,86		0,40	44,64		2,64	47,28	98,82	990,13	982,98	0,0450	300	988,33	981,18	118	1,75	0,84	1,14	0,69	207	1,99	1,050
	11	12	175	555	2,08		0,40	49,92		12,95	52,87	151,69	982,98	981,78	0,0068	500	981,18	979,38	200	1,04	0,76	1,08	0,61	305	1,12	0,620
	12	7	265	820	0,55		0,40	13,20		0,78	13,98	165,67	981,78	978,58	0,0012	800	979,78	976,58	315	0,63	0,53	1,02	0,52	416	0,64	0,378
C	7	8	145	145	3,60	60	0,25	54,00	1,42	5,11	59,11	738,34	978,58	977,13	0,01	800	976,78	975,13	890	1,77	0,43	1,15	0,63	344	2,00	1,060
	8	0	1150	1295	-		-	-		-	-	-	738,34	977,13	975,36	0,0015	1200	975,33	973,60	1050	0,96	0,68	1,07	0,41	752	1,03

Construction de l'épure du calcul du coup de bélier :

Il s'agit du diagramme de BERGERON où l'axe des abscisses est gradué selon les vitesses de l'eau, et l'axe des ordonnées selon les pressions.

La droite  $\frac{a}{g \cdot s}$  part du point 1R ( $V_0; Z_0$ ) de l'écoulement normal.



En utilisant la valeur choisie arbitrairement de la vitesse finale de l'eau dans l'intervalle de temps considéré, il est calculé successivement :

$V_m ; \Delta U ; U ; Z ; V_1 \text{ ou } V_2 ; \Delta h_1 \text{ ou } \Delta h_2 ; Z - \Delta h_1 \text{ ou } Z + \Delta h_2 ;$   
 et  $(Z - \Delta h_1 - s) \text{ ou } (Z + \Delta h_2 + s)$

Une pression dans la conduite est ainsi trouvée, on vérifie alors en menant une horizontale par la valeur de cette pression finale que cette droite coupe bien  $a/g \cdot s$  au droit de  $V_f$  choisie

sinon les calculs seront refaits avec une autre valeur de  $V_f$

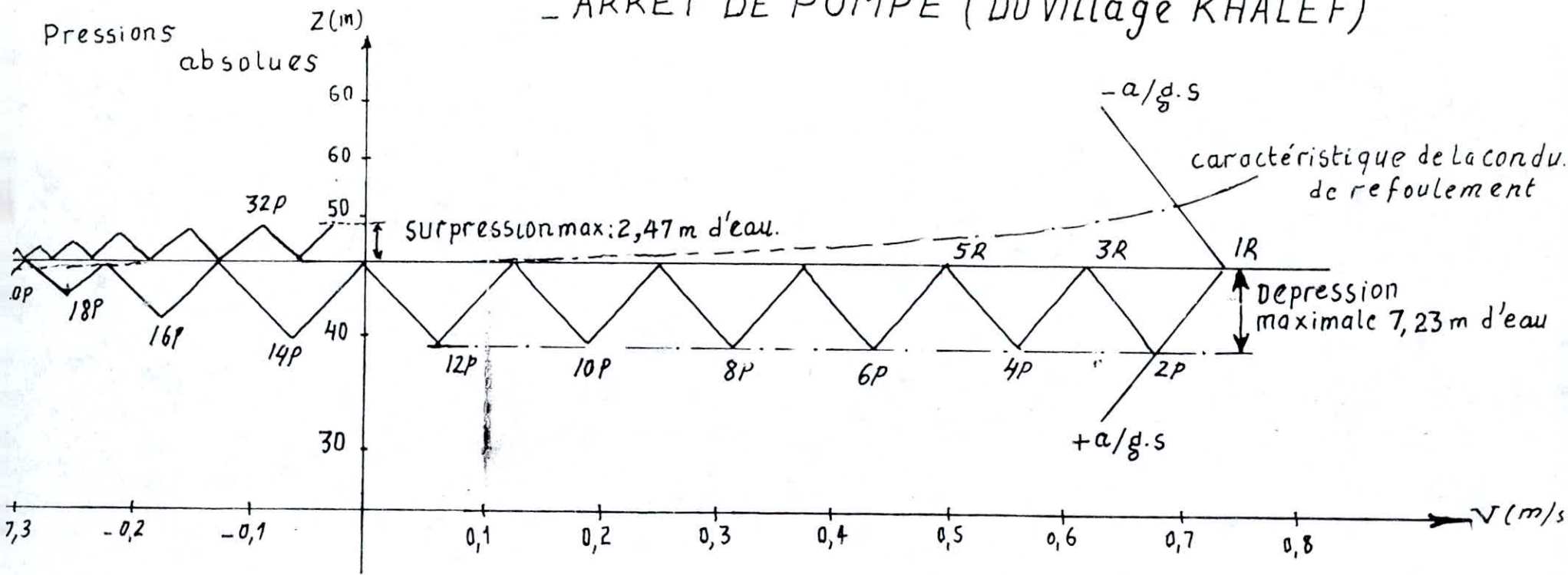
La construction de l'épure nous permet de déterminer les valeurs maximales de la surpression et de la dépression.

Tableau 1 : Arrêt de la pompe (Refoulement de Khaled)

Intervalle de temps $\theta$	variation du volume d'air $\Delta U = 0,0263 \cdot V_m$	Volume d'air $U$ (m <sup>3</sup> )	Pression dans le reserv. d'air $Z = \frac{9,63}{U^{1,4}}$	vitesse dans la tubulure montée: $V_1 = 16,61 V_f$ descente: $V_2 = 28,12 V_f$	p. d. c dans la tuyère: Montée: $\Delta h_1 = 0,63 \cdot V_1^2 / 2g$ descente: $\Delta h_2 = 0,77 \cdot V_2^2 / 2g$	pression dans la conduite avec pertes de charge. montée: $Z - \Delta h_1$ descente: $Z + \Delta h_2$	$\gamma$ p. d. c de refoulement (m)	Pression dans la cdt sans pdc montée: $Z - \Delta h_1 - \gamma$ descente: $Z + \Delta h_2 + \gamma$	vitesse lue sur l'épure $V_f$ (m/s)	Désignation du point	vitesse moyenne: $V_m$	vitesse finale choisie $V_f$
0	0	0,30000	51,94	11,29	4,09	51,94	5,53	46,41	$V_0 = 0,74$	1R	0,710	0,680
0	0,0190	0,3190	47,68	9,30	2,77	43,59	5,00	38,59	0,680	2P	0,620	0,560
0	0,0160	0,3350	44,52	7,22	1,67	41,75	2,80	38,95	0,560	4P	0,497	0,435
0	0,0130	0,3480	42,21	5,23	0,88	40,54	1,50	39,04	0,435	6P	0,375	0,315
0	0,0100	0,3580	40,57	3,15	0,32	39,69	0,90	38,79	0,315	8P	0,252	0,190
0	0,0066	0,3646	39,54	0,99	0,03	39,22	0,39	38,81	0,190	10P	0,125	0,060
0	0,0035	0,3679	39,05	1,83	0,13	39,02	0,04	38,98	0,060	12P	0,060	0,060
0	0,0000	0,3679	39,05	4,92	0,95	39,18	0,04	39,22	0,065	14P	0,002	0,065
0	0,0031	0,3647	39,53	7,17	2,01	40,48	0,30	40,78	0,175	16P	0,128	0,175
0	0,0056	0,3590	40,41	8,44	2,79	42,42	0,50	42,92	0,255	18P	0,215	0,255
0	0,0073	0,3517	41,59	8,44	2,79	44,38	0,80	45,18	0,300	20P	0,2775	0,300
0	0,0079	0,3438	42,93	8,44	2,79	45,72	0,80	46,52	0,300	22P	0,300	0,300
0	0,0076	0,3362	44,30	7,87	2,43	46,73	0,70	47,43	0,30	24P	0,290	0,280
0	0,0070	0,3292	45,62	7,03	1,94	47,56	0,49	48,05	0,25	26P	0,265	0,250
0	0,0060	0,3232	46,81	5,90	1,37	48,18	0,40	48,58	0,21	28P	0,230	0,210
0	0,0047	0,3185	47,78	4,22	0,70	48,40	0,31	48,79	0,15	30P	0,180	0,150
0	0,0031	0,3154	48,44	2,53	0,25	48,69	0,07	48,76	0,09	32P	0,120	0,090
0	0,0016	0,3155	48,85	0,84	0,03	48,88	0,00	48,88	0,03	34P	0,060	0,030



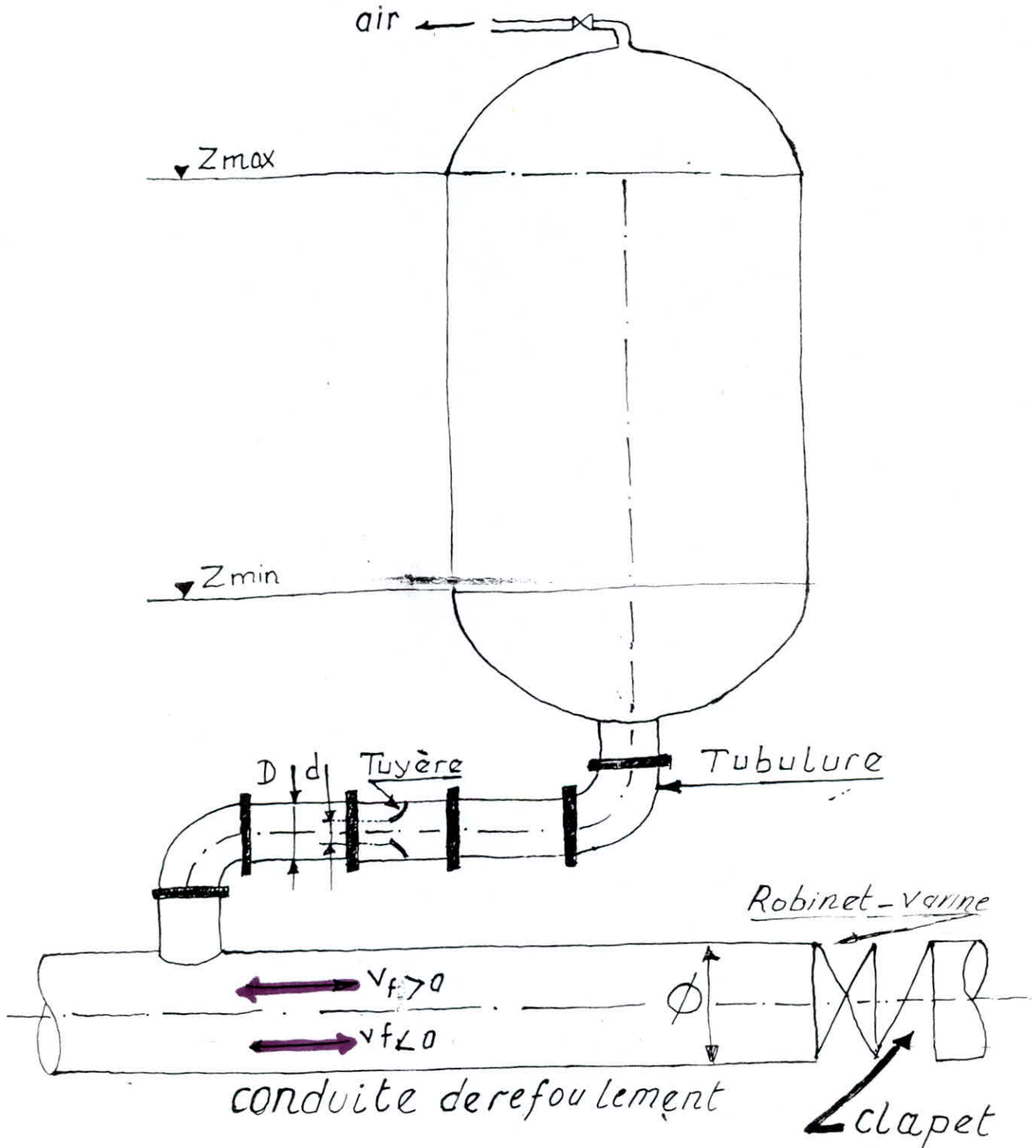
# EPURE DU COUP DE BELIER - ARRET DE POMPE (DU VILLAGE KHALEF)



ECHELLES: - verticale: 1cm  $\rightarrow$  5m d'eau.  
- horizontale: 1cm  $\rightarrow$  0,05 m/s

# SCHEMA DURESERVOIR D'AIR

71



$V_{f>0}$ : vitesse finale de l'eau dans la conduite de refoulement en cas de la montée de l'eau dans le réservoir d'eau

$V_{f<0}$ : vitesse de l'eau quand celle-ci monte dans le réservoir d'air c à d en cas de la descente du réservoir d'eau. elle lui correspond une vitesse  $V_2$  dans la tubure.

## • - Installation de BREZINA centre

caractéristiques de la conduite de refoulement:

Diamètre de la conduite .....  $\varnothing 200 \text{ mm}$

Longueur: L .....  $670 \text{ m}$

Section: S .....  $0,031415 \text{ m}^2$

épaisseur .....  $e = 4 \text{ mm}$

Matériau du tuyau ..... Acier

Module d'élasticité .....  $E = 2,2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$

rugosité absolue .....  $\epsilon = 0,4 \text{ mm}$

Débit à refouler et vitesse initiale .....  $Q = 0,02621 \text{ m}^3/\text{s}; V_0 = 0,83$

Hauteur géométrique de refoulement .....  $H_g = 54,40$

\* La valeur de la célérité est:

$$a = \frac{1431,78}{\sqrt{1 + \frac{2,05 \cdot 10^9 \cdot 200}{2,2 \cdot 10^{11} \cdot 4}}} = 1182,56 \text{ m/s}$$

\* l'intervalle de temps aller et retour de l'onde:

$$\theta = \frac{2 \cdot 670}{1182,56} = 1,13 \text{ sec.}$$

\* le maximum du coup de bélier:

$$b = \frac{1182,56 \cdot 0,83}{9,8} = 100,15 \text{ m}$$

surpression maximale:  $100,15 + 54,40 = 154,55 \text{ m}$

la dépression:  $54,40 - 100,15 = -45,75 \text{ m}$

Le réservoir d'air est accordé sur la conduite de refoulement par une tubulure de diamètre :

$$D = \frac{\phi}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ mm}$$

Le diamètre de la tuyère incorporée dans la tubulure est pris :

$$d = 50 \text{ mm}$$

caractéristiques de la tuyère :

— montée de l'eau dans le réservoir d'eau :

$$\frac{v_1}{v_f} = \frac{\phi^2}{(0,92d)^2} = \frac{200^2}{(0,92 \cdot 50)^2} = 18,90$$

donc :  $v_1 = 18,90 v_f$

Perte de charge dans la tuyère quand l'eau monte :

$$\Delta h_1 = c \cdot \frac{v_1^2}{2g} \quad \text{où } c = f(m)$$

$$m = \frac{(0,92d)^2}{D^2} = \left( \frac{0,92 \cdot 50}{100} \right)^2 = 0,21 \quad \text{lui correspond une valeur de } c = 0,63$$

$$\text{ainsi : } \Delta h_1 = 0,63 \frac{v_1^2}{19,6} = 0,032 v_1^2$$

— Descente de l'eau :

$$\frac{v_2}{v_f} = \frac{\pi \phi^2}{4} / \frac{0,5 \pi d^2}{4} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = k'$$

$$\frac{v_2}{v_f} = k' = 2 \left( \frac{200}{50} \right)^2 \quad \text{d'où } v_2 = 32 v_f$$

$m'$  : le rapport des sections de la veine contractée ( $d' = 0,5 d$ ) et de la tubulure ( $D = 100 \text{ mm}$ )

$$m' = \frac{0,5 \pi d^2 / 4}{\pi D^2 / 4} = 0,5 \frac{d^2}{D^2} = 0,5 \cdot \frac{50^2}{100^2}$$

$m' = 0,125$  avec lequel on lit sur le graphique de  $c' = f(m')$  la valeur de :  $c' = 0,77$ .

Lorsque l'eau descend du réservoir d'eau, la p.d.c dans la tuyère est :

$$\Delta h_2 = c' \cdot \frac{v_2^2}{2g} = 0,77 \cdot \frac{v_2^2}{2g}$$

$$\text{soit: } \Delta h_2 = 0,039 v_2^2$$

On choisit un volume d'air initial (en marche normale) :

$$U_0 = 0,3 \text{ m}^3$$

variation du volume d'air :

$$\Delta U = S \cdot \theta \cdot V_m = 0,031415 \cdot 1,13 \cdot V_m = 0,03549 \cdot V_m$$

la pression absolue en marche normale :

$$Z_0 = H_g + 10 = 54,40 + 10 = 64,40 \text{ m}$$

la pression pour l'intervalle de temps considéré :

$$Z = \frac{(Z_0 + S_0)}{U^{1,4}} U_0^{1,4} = \frac{(64,40 + 3,42)}{U^{1,4}} \cdot 0,3^{1,4}$$

soit :

$$Z = \frac{12,569}{U^{1,4}}$$

x pente de la droite a/g.s :

$$a/g.s = \frac{1182,56}{9,8 \cdot 0,031415} = 3841,1391 = \frac{b}{9}$$

- échelle des pressions :

$$\begin{array}{l} 1 \text{ cm} \longrightarrow 5 \text{ m} \\ x \longrightarrow 3841,1391 \implies x = b = 768,22 \text{ cm} \end{array}$$

- échelle des vitesses :

$$1 \text{ cm} \longrightarrow 0,05 \text{ m}$$

d'où l'échelle des débits:  $Q = U \cdot S$

$$\text{pour } 1 \text{ cm} : Q = 0,05 \cdot 0,031415 = 0,0015707 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$1 \text{ cm} \longrightarrow 0,0015707 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$y \longrightarrow 1 \text{ m}^3/\text{s} \implies y = 636,6385 \text{ cm}$$

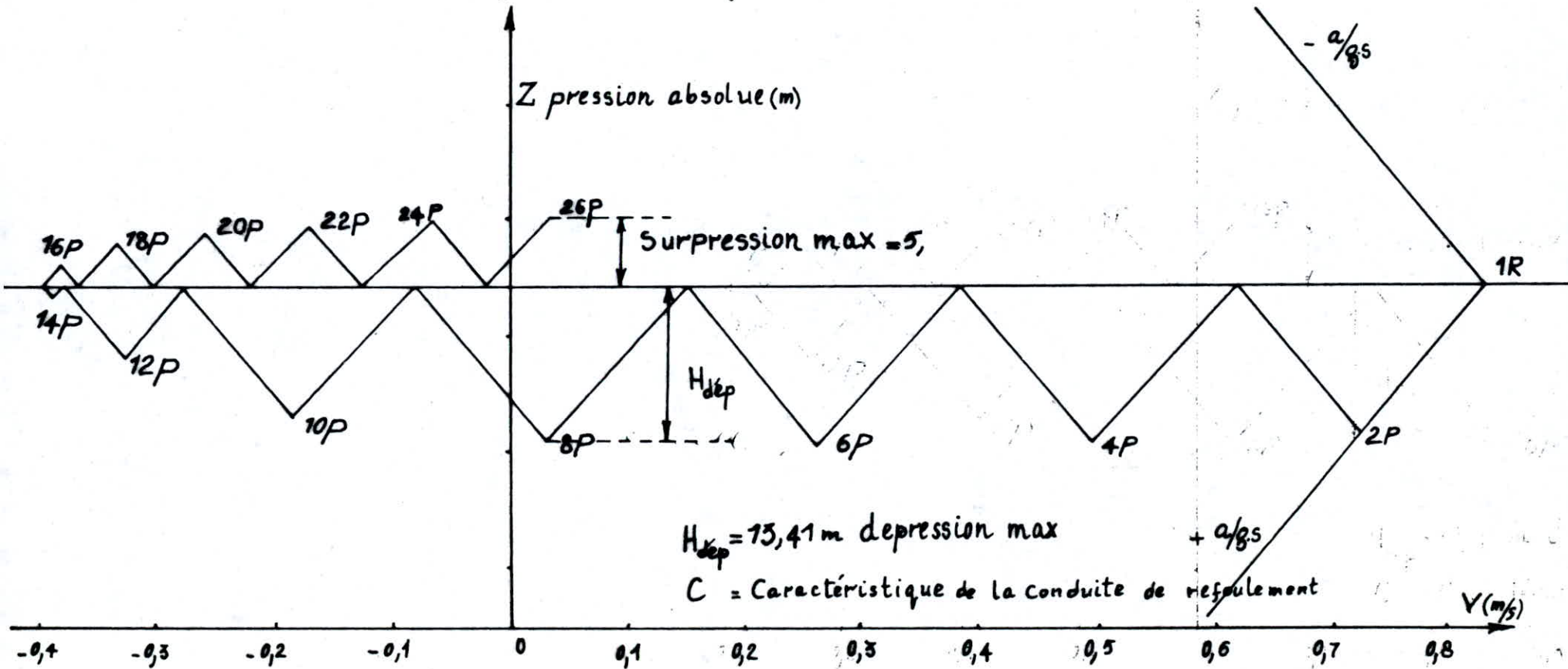
$$\text{tg } \alpha = \frac{b}{9} = \frac{768,22}{636,6385} = 1,206681657 \quad \text{d'où } \alpha = 50,35 \text{ degrés.}$$

Ainsi on remplit le tableau de calcul en s'aidant du graphique lui y correspondant

TABLEAU 2. Arrêt de pompe (Installation de BREZINA)

Intervalle	$\Delta U = 0,03549 V_m$ (m <sup>3</sup> )	Volume d'air $U_i + \Delta U_i = U_{i+1}$ (m <sup>3</sup> )	$V_1 = 18,9$ ou $V_2 = 32$ V <sub>f</sub> (m/s)	Pression dans le réservoir d'air $Z = \frac{12,569}{U^{1/4}}$ (m)	$\Delta h_1 = 0,032 \cdot V_1^2$ ou $\Delta h_2 = 0,039 \cdot V_2^2$	pression dans la conduite $Z - \Delta h_1$ (m) $Z + \Delta h_2$	perdes de charge de refovement $\delta$ (m)	pression sans p.d.c. $Z - \Delta h_1 - \delta$ ou $Z + \Delta h_2 + \delta$	V <sub>f</sub> lue sur le graphique	Désignation des points	Vitesse moyenne $V_m$ (m/s)	Vitesse choisie $V_f$ (m/s)
0	0	0,3	—	$Z_0 + \delta_0 = 67,82$	—	67,82	3,42	64,40	$V_0 = 0,83$	1R	—	—
10	0,0276	0,3276	13,70	$Z_1 = 59,95$	6,00	53,95	2,50	51,45	0,725	2P	0,7775	0,725
20	0,0216	0,3492	9,35	$Z_2 = 54,83$	2,80	52,03	1,44	50,59	0,495	4P	0,6100	0,495
30	0,0134	0,3626	4,91	$Z_3 = 52,01$	0,77	51,24	0,35	50,89	0,260	6P	0,3775	0,260
40	0,0051	0,3677	0,57	$Z_4 = 51,00$	0,01	50,99	0,01	50,98	0,030	8P	0,1450	0,030
50	-0,0027	0,3650	5,92	$Z_5 = 51,53$	1,37	52,90	0,19	53,09	-0,185	10P	-0,0775	-0,185
60	-0,0091	0,3559	10,46	$Z_6 = 53,39$	4,27	57,66	0,57	58,23	-0,327	12P	-0,2560	-0,327
70	-0,0127	0,3432	12,48	$Z_7 = 56,17$	6,07	62,24	1,05	63,29	-0,390	14P	-0,3585	-0,390
80	-0,0137	0,3295	12,22	$Z_8 = 59,47$	5,82	65,29	1,00	66,29	-0,382	16P	-0,3860	-0,382
90	-0,0127	0,3168	10,72	$Z_9 = 62,83$	4,48	67,31	0,60	67,91	-0,335	18P	-0,3585	-0,335
100	-0,0105	0,3063	8,32	$Z_{10} = 65,87$	2,70	68,57	0,35	68,92	-0,260	20P	-0,2975	-0,260
110	-0,0077	0,2986	5,60	$Z_{11} = 68,26$	1,22	69,48	0,18	69,66	-0,175	22P	-0,2175	-0,175
120	-0,0043	0,2943	2,14	$Z_{12} = 69,66$	0,18	69,84	0,04	69,88	-0,067	24P	-0,1210	-0,067
130	-0,0006	0,2937	0,60	$Z_{13} = 69,86$	0,01	69,85	0,02	69,83	0,032	26P	-0,0175	0,032

# epure du coup de belier arret de pompe (de brezina)



ECHELLES {
   
 verticale : 1cm  $\rightarrow$  5 m d'eau.
   
 horizontale : 1cm  $\rightarrow$  0,05 (m/s)

## Caracteristiques des reservoirs d'air:

Des tableaux 1 et 2 auxquels sont annexées les epures correspondantes permettent de faire les deductions qui suivent:

		Installation de KHALEF	Installation de BREZINA
PHASE DE DEPRESSION	Volume d'air initial ( $m^3$ )	0,3 $m^3$	0,3 $m^3$
	Volume d'air final ( $m^3$ )	0,3679 $m^3$	0,3677 $m^3$
	Pression dans la conduite	39,18 m	50,99 m
	Depression (m)	7,23 m d'eau	13,41 m d'eau
PHASE DE SURPRESSION	Volume d'air final ( $m^3$ )	0,3135 $m^3$	0,2937 $m^3$
	Pression dans la conduite	48,88 m	69,85 m
	Surpression (m)	2,47 m	5,45 m

Nous prévoyons des réservoirs d'air de volume total 0,4  $m^3$  chacun et comporteront:

- Un niveau d'eau visible
- Un manomètre à la partie supérieure.
- Un clapet anti-retour entre la pompe et le réservoir.
- Un robinet-vanne permettant l'isolement du réservoir d'air de la conduite en cas de besoin.



## b - Démarrage du groupe de KHALEF:

Après avoir étudié la protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier à l'arrêt brusque de la pompe, nous allons étudier le comportement de l'installation au moment du démarrage du groupe électro-pompe.

En effet l'introduction de l'eau refoulée dans la conduite va engendrer un coup de bélier. La vérification se fera par la méthode graphique de Bergeron.

on considère le cas le plus défavorable, où le démarrage se fera avec vanne grande ouverte en tenant compte des pertes de charge.

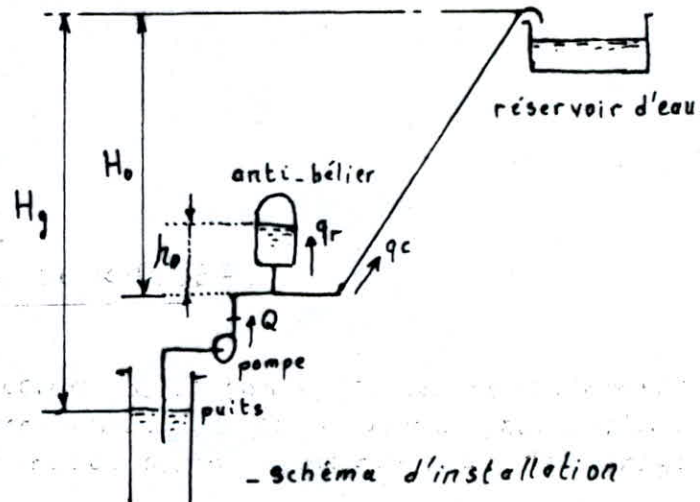
si on désigne par:

$H_0$ : la hauteur géométrique d'élevation à partir du point d'installation du réservoir d'air.  
 $H_0 = 30 \text{ m}$ .

La pression absolue dans la cloche est:

$$Z_0 = (H_0 - h_0) + 10 \text{ m}$$

$h_0 = 2 \text{ m}$ : hauteur du plan d'eau dans le réservoir d'air au dessus de l'axe de refoulement



$$Z_0 = (30 - 2) + 10 = 38 \text{ m}$$

La hauteur géométrique d'élevation:  $H_g = 36,41$ .

Nous traçons le diagramme  $Q=f(H)$  de la pompe, si nous traçons l'horizontale passant par  $Z = H_g$ , nous constatons que la pompe ne commence à débiter que la pression à débit nul devient supérieure à  $H_g$ .

Considérons les situations à tous les allers-retours d'ondes, à chaque instant le débit fourni  $Q$  par la pompe se divise en deux:

- $q_c$ : débit évacué dans la conduite engendrant une p.d.c.  $\delta_c$
- $q_r$ : débit dérivé dans le réservoir d'air donnant lieu à une p.d.c.  $\delta_h$

on aura:

$$Q = q_c + q_r$$

Pour une hauteur piezométrique  $H$  dans la conduite mesurée à partir du plan d'aspiration, une horizontale donne immédiatement avec l'intersection de la droite a/g.s augmentée des ordonnées de la parabole des p.d.c dans la conduite, les valeurs de  $q_c$  et de  $q_r$ .

Par approximations successives, on cherche à vérifier que pour une hauteur donnée, mesurée à partir du plan d'aspiration, la pression est la même dans le réservoir d'air que dans la conduite, aux pertes de charges près.

Variation du débit entrant au réservoir d'air:

$$\Delta U = q_m \cdot \theta = 1,49 \cdot q_m$$

$q_m$ : étant la moyenne arithmétique des débits  $q_r$  au début et à la fin de l'intervalle de temps  $\theta$ .

Le volume s'obtient en ajoutant ou en retranchant, suivant le cas,

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U_i$$

La vitesse de l'eau dans la tuyère est donnée par:

$$V = \frac{q_r}{S}$$

$S$ : section offerte au passage de l'eau.

— le réservoir d'air se remplit:

$$S_1 = \frac{\pi d^2}{4} \cdot 0,5 = 0,392 d^2 = 0,392 \cdot (0,04)^2 = 6,27 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2.$$

— le réservoir d'air se vide:

$$S_2 = \frac{\pi \cdot (0,92 d)^2}{4} = 0,664 d^2 = 0,664 \cdot (0,04)^2 = 1,060 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2.$$

ainsi:

$$V_1 = \frac{q_r}{S_1} = \frac{q_r}{1,062 \cdot 10^{-3}} \Rightarrow V_1 = 1594,89 \cdot q_r.$$

$$V_2 = \frac{q_r}{S_2} = \frac{q_r}{1,062 \cdot 10^{-3}} \Rightarrow V_2 = 943,39 q_r.$$

• Les pertes de charges seront respectivement:

$$\Delta h_1 = 0,039 V_1^2 \quad \text{et} \quad \Delta h_2 = 0,032 V_2^2.$$

• Volume d'air de remplissage (ou de vidange) du réservoir d'air.

$$U = U_0 - \Delta U ; \text{ lorsque le réservoir d'air se remplit d'eau.}$$

$$U = U_0 + \Delta U ; \text{ lorsqu'il se vide.}$$

avec  $U_0$  : volume d'air initial, installation au repos.

• Pression dans le réservoir d'air:

$$Z = \frac{Z_0 \cdot U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

• Pression dans la conduite, y compris les pertes de charge:

$$Z + \Delta h + h_0$$

De ce tracé, on a dressé le tableau 3 ainsi que l'épure correspondante desquels on a déduits les résultats:

- Le réservoir d'air se remplit jusqu'au temps 60  
et le volume de l'air diminue de  $0,3 - 0,2636 = 0,0364 \text{ m}^3$

- et se vide jusqu'au temps 90.

- un nouveau remplissage du réservoir s'effectue jusqu'au temps 150, soit  $15 \times 1,49 = 22,35 \text{ sec}$  depuis le démarrage.

Le dimensionnement s'effectue, en étudiant le cas d'arrêt de la pompe : c'est là où le volume d'air dans le réservoir est important, ce qui nous a permis de choisir, comme c'est mentionné précédemment, un réservoir anti-belier de volume  $0,4 \text{ m}^3$  pour l'installation de KHALEF.

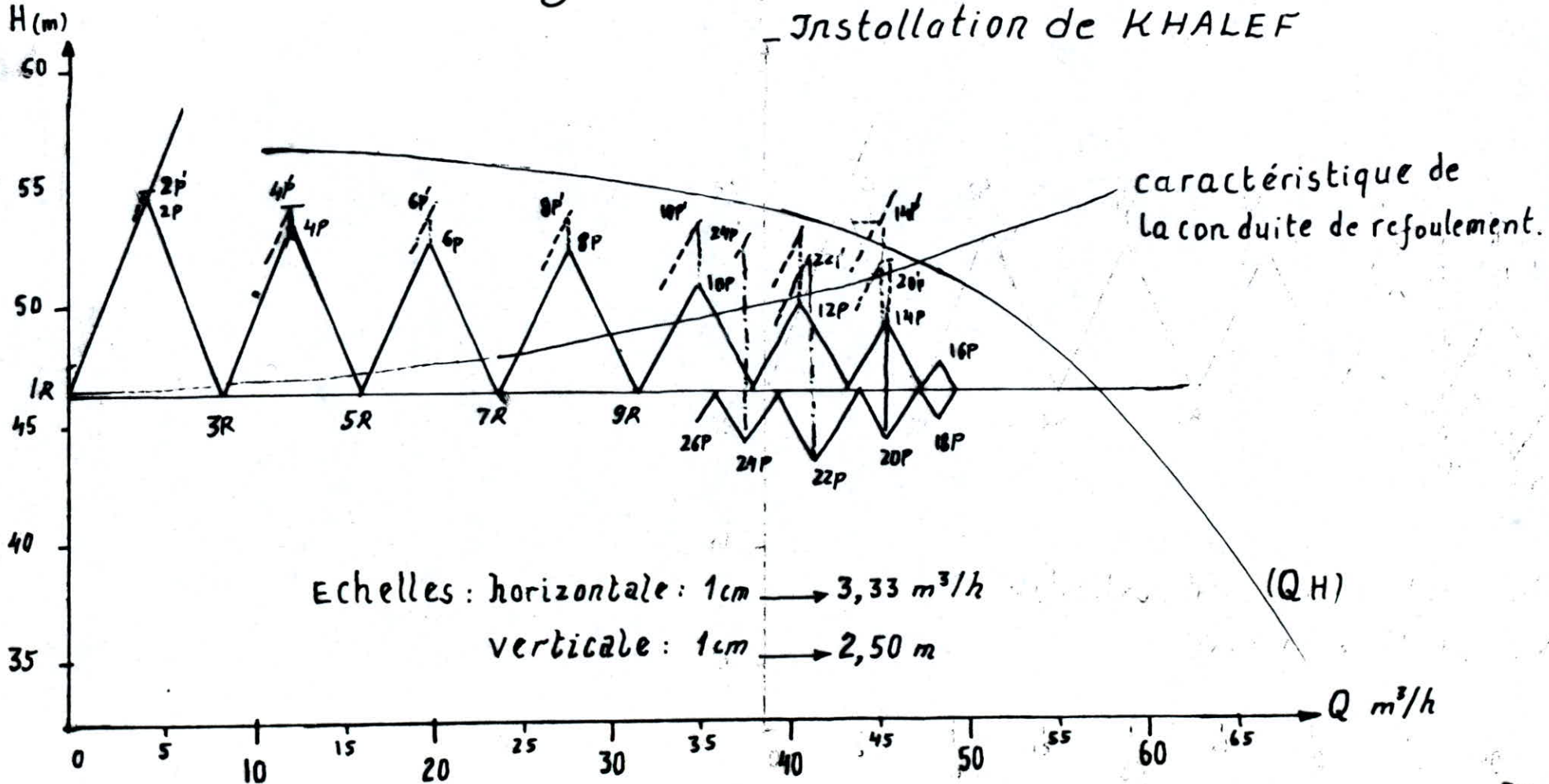
- Tableau de calcul du coup de béliet : Démarrage du groupe  
de la station du village KHALEF

intervalle de temps	Débit de la pompe $Q$ (m <sup>3</sup> /s)	Débit du réservoir d'air $q_r$ (m <sup>3</sup> /s)	Débit de la conduite $q_c$ (m <sup>3</sup> /s)	débit moyen du réservoir $q_m$ (m <sup>3</sup> /s)	Variation d'air en volume $\Delta U = 1,49 q_m$ (m <sup>3</sup> )	Volume d'air $U$ (m <sup>3</sup> )	$V_1 = 1594,89 q_r$ ou $V_2 = 943,39 q_r$ (m/s)	$\Delta h_1 = 0,039 \cdot V_1^2$ ou $\Delta h_2 = 0,032 \cdot V_2^2$ (m)	Hauteur piezométrique choisie $H_B$ (m)	pression dans la conduite correspondante à $H_B$ $H_B - 6,41$	pression dans le réservoir $Z = \frac{7,04}{U^{1,4}}$	pression dans la conduite $Z + \Delta h_1 + 2,00$ ou $Z - \Delta h_2 + 2,00$	p.d.c dans la conduite de refoulement $\delta$ (m)	points	Observations
0	0	0	0	0	0	$U_0 = 0,3$	0	0	46,41	40,00	38,00	40,00	0	1R	
10	0,00972	0,00861	0,00111	0,004305	0,0064	0,2936	13,73	7,35	54,50	48,09	39,15	48,50	0,25	2:P-P	Le réservoir d'air se remplit
20	0,01011	0,00664	0,00347	0,00762	0,0113	0,2823	10,59	4,37	54,37	47,96	41,36	47,73	0,52	4:P-P	
30	0,01018	0,00463	0,00555	0,00563	0,0084	0,2739	7,38	2,13	53,90	47,49	43,14	47,27	1,01	6:P-P	
40	0,01073	0,00305	0,00768	0,00384	0,0057	0,2682	4,86	0,92	53,70	47,29	44,43	47,35	1,65	8:P-P	
50	0,01129	0,00157	0,00972	0,00231	0,0034	0,2648	2,50	0,24	53,60	47,19	45,23	47,47	2,60	10:P-P	
60	0,01139	0,00005	0,01134	0,00081	0,0012	0,2636	0,08	0,00	53,45	47,04	45,52	47,52	3,82	12:P-P	
70	0,01153	-0,00092	0,01245	-0,00043	0,0006	0,2642	0,87	0,02	53,40	46,99	45,38	47,36	4,70	14:P-P	
80	0,01167	-0,00175	0,01342	-0,00133	0,0020	0,2662	1,65	0,09	53,25	46,84	44,90	46,81	6,85	16:P-P	
90	0,01236	-0,00245	0,01481	-0,00210	0,0031	0,2693	2,31	0,17	52,50	46,09	44,18	46,01	5,50	18:P-P	
100	0,01287	0,00028	0,01259	-0,00108	0,0016	0,2709	0,26	0,00	51,75	45,34	43,81	45,81	4,70	20:P-P	
110	0,01253	0,00105	0,01148	0,00066	0,0009	0,2700	1,67	0,11	52,75	45,84	44,02	46,13	4,00	22:P-P	se remplit de nouveau
120	0,01203	0,00157	0,01046	0,00131	0,0019	0,2681	2,50	0,24	52,75	46,34	44,46	46,70	3,25	24:P-P	
130	0,01102	0,00139	0,00963	0,00148	0,0022	0,2659	2,22	0,19	53,50	47,09	44,97	47,16	2,87	26:P-P	

EPURE DU COUP DE BELIER

Démarrage de la pompe à vanne ouverte

- Installation de KHALEF



## 2 - PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

### a - La corrosion externe :

Cette corrosion se caractérise par une attaque du métal (l'acier pour les conduites de refoulement, dans notre cas), due à la nature du sol ou à des installations à courant continu proches des réseaux de conduites.

L'attaque d'une conduite métallique posée sur le sol est comparée à ce qui se passe lorsqu'on fait plonger deux métaux dans un bac d'électrolyte.

ex : le fer et le Magnésium, Il s'établit un couple galvanique et l'on peut mesurer entre les électrode une différence de potentiel.

- Le fer devient cathode et se trouve protégé.
- Le magnésium devient anode et se trouve attaqué.

Ainsi, pour deux métaux donnés celui qui possède le plus haut potentiel par rapport à l'autre est la cathode et se trouve protégé. Et l'autre se dissout anodiquement.

Il a été constaté que les terrains argileux, marécageux humides et peu aérés sont anodiques et que les terrains calcaires, sableux secs et bien aérés sont cathodiques.

### b - Protection contre la corrosion externe :

Un revêtement par une enveloppe isolante de la conduite permet d'y remédier dans une certaine mesure sans oublier qu'il vieillit et il peut se détériorer accidentellement.

Nous optons pour la protection cathodique par anode réactive. Il suffit de relier place en place, la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer : zinc par exemple, de façon à former des piles où la conduite jouera le rôle de cathode.

Ces anodes réactives seront disposées dans les terrains de nature agressive.

Ce sont des cylindres de 15 à 30 Kg enfouis dans le sol à une distance de 3m environ de la conduite.

Le nombre des anodes est donné par :

$$n = \frac{S \cdot i}{I} \dots (1) \quad \text{ou} \quad \begin{array}{l} S : \text{surface de canalisation à protéger (m}^2\text{)} \\ i : \text{densité de courant de protection} \\ \text{nécessaire (mA/m}^2\text{)} \\ I : \text{débit probable de l'anode (mA)} \end{array}$$

Pour les réseaux neufs ou en bon état avec accessoires mal isolés du sol, sont pris  $i = 1 \div 5 \text{ mA/m}^2$  et  $I = 250 \text{ mA}$ .

ainsi (1) devient :  $n = \frac{S \cdot 3}{250} = 0,012 \cdot S$

- conduite d'adduction de BREZINA

$L = 670 \text{ m}$  ;

$\phi = 200 \text{ mm}$  ;  $n = 0,012 \cdot 670 \cdot 3,14 \cdot 0,2 = 5,05$  soit 5 anodes.

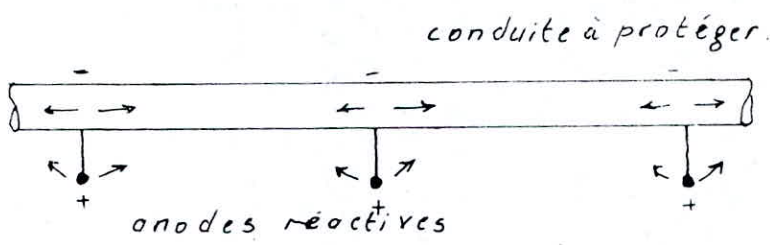
- conduite d'adduction du village Khalef :

$L = 920 \text{ m}$  ;

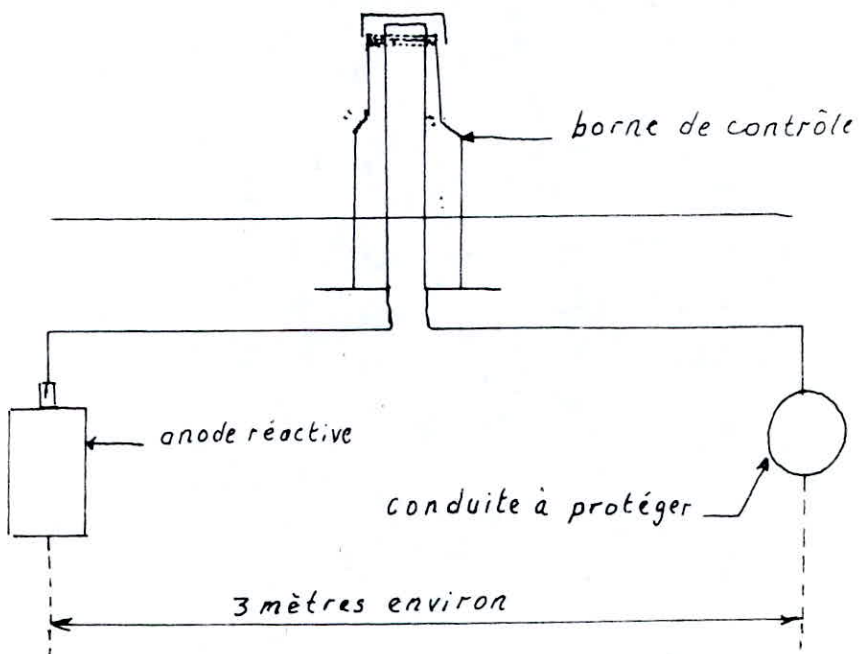
$\phi = 150 \text{ mm}$  ;  $n = 0,012 \cdot 920 \cdot 3,14 \cdot 0,15 = 5,20$  soit 5 anodes.

Ce nombre peut être diminué si le sol n'est pas agressif tout le long du tracé d'adduction.

- schéma de protection par anodes réactives :



- schéma d'une borne de contrôle :



### C - corrosion interne et protection :

Il arrive que des eaux fortement minéralisées provoquent dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout où la vitesse de l'eau est faible.

La présence de fer dans l'eau même à très faible dose peut également être la cause des perforations du métal.

En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives, et il apparaît une diminution d'épaisseur du métal de la conduite.

Pour le bon entretien du réseau, il est recommandé d'éviter les entrées d'air (en aspiration défectueuse des pompes).

Pour remédier aux inconvénients, il est exigé un revêtement intérieur très soigné par un enduit bitumeux ou autre enduit spécial, car ces enduits sont appliqués généralement en usine.



# CHAPITRE IX : POSE DES CONDUITES

87

## a - Pose en tranchée et remblaiement :

La pose s'effectuera par tronçons successifs, en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a lieu l'écoulement des eaux d'infiltration.

La tranchée est et de largeur :  $B = D_c + 0,5 \text{ m}$ . Elle est telle qu'un homme peut y travailler.

Cette largeur augmente au droit des joints.

La profondeur est prise de 1m à compter de l'axe de la conduite.

elle varie dans notre cas de (1 ÷ à 1,1m) si on compte la profondeur de la tranchée à partir du radier.

Ce qui est suffisant pour que la canalisation conserve la fraîcheur de l'eau et la met à l'abri des dégradations extérieures.

— Dans les terrains rocheux ; Les conduites doivent reposer sur une couche de 10cm de sable.

— Dans les terrains vaseux, le fond de la fouille sera constitué par un lit de béton maigre.

La mise en place du remblai de puis le fond jusqu'à une hauteur de 0,15 m au dessus de la génératrice supérieure s'effectuera manuellement avec de la terre des déblais éliminée des éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtement extérieurs.

Pour les conduites en acier, (conduites des deux refoulements) à joints soudés, le remblaiement s'effectuera pendant les heures fraîches.

## b - Traversée des routes :

En raison des charges supportées, qui peuvent amener des ruptures, les conduites seront posées dans une gaine (acier de préférence) de plus grand diamètre, dans le double but de protéger la canalisation des chocs de vibration et d'évacuer les fuites hors de la chaussée.

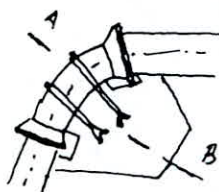
### C - Butées et amarrages des canalisations:

• coude horizontal: Dans cette partie il y a tendance, sous la poussée exercée par l'eau, à un déboitement du joint dans le coude, les branchements, dans les pièces coniques. On construit des butées en béton qui s'opposent à ce déboitement.

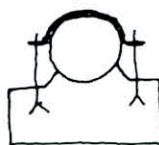


• coude vertical:

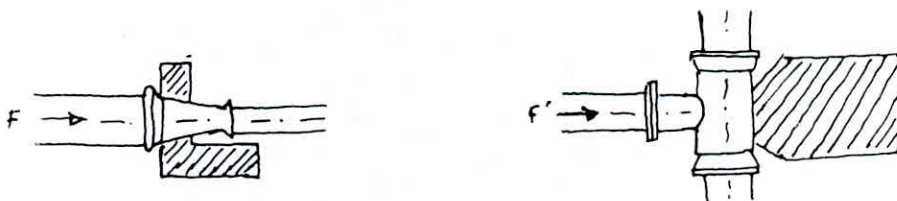
cas de la traversée de la conduite de refoulement du village KHALEF par le gobillon.



coupe A-B:



• cône et branchement:



Les poussées se calculent par:

$$F = K \cdot P \cdot S$$

F: poussée exprimée en (d.a.N.)

P: pression d'essai hydraulique sur chantier en (bars)

S: surface de la section intérieure du tuyau (cm<sup>2</sup>)

K: coefficient qui dépend des cas suivants:

— coudes:  $K = 1,414$  pour les coudes  $1/4$   
 $K = 0,766$  — " — " — " —  $1/8$   
 $K = 0,391$  — " — " — " —  $1/16$   
 $K = 0,196$  — " — " — " —  $1/32$

— cônes, tés, extrémités:  $K = 1$

## 2<sup>ème</sup> PARTIE ASSAINISSEMENT

### 1 - Introduction:

Actuellement l'assainissement de BREZINA (centre ville) est assuré par un système unitaire constitué par un seul collecteur principal partant du nord de la ville et se dirigeant vers l'oued sagueur (lieu du rejet). Ce réseau ne peut répondre aux exigences sanitaires de la population et du taux d'urbanisation.

Le village Khalef qui est isolé de BREZINA, ne comporte aucun système collectif d'assainissement.

Vu les faibles précipitations sur cette région, où l'intensité pluviale moyenne est de 60 l/s/ha, il serait plus économique de prévoir un système unitaire d'évacuation des eaux usées de toute nature.

L'assainissement se fera séparément pour la ville et pour le village.

### 2 - Présentation du réseau projeté:

Le réseau de BREZINA sera constitué par deux (02) collecteurs principaux passant; l'un par le centre de la ville et l'autre par la partie sud-est et se réunissent en bas de la ville, où de ce point une canalisation transportera les eaux rejetées vers la station d'épuration projetée.

En ce qui concerne l'assainissement du village, où les habitats sont disposés le long de la route menant à BREZINA, un collecteur principal est prévu à évacuer les eaux usées et les eaux pluviales vers l'oued sagueur sur une longueur totale de 2515 m.

Le tracé a été choisi tel que:

- Il doit éviter les longueurs et profondeurs inutiles et coûteuses
- Les canalisations doivent suivre le point le plus bas du bassin et transportant les eaux par la voie la plus courte.

### 3. calcul hydraulique des réseaux :

#### a. Débits des eaux pluviales :

L'ouvrage à déterminer doit pouvoir évacuer dans 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 sera déterminée par la méthode rationnelle.

$$Q = c \cdot i \cdot A$$

où  $c$  : coefficient de ruissellement. .... (1)  
 $i$  : intensité pluviale moyenne en (l/s/ha) .... (2)  
 $A$  : aire du bassin d'apport en (ha.)

(1) : Le coefficient de ruissellement, qui n'est autre que le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur une surface donnée, au volume total d'eau tombée sur elle.  
 Il a été pris selon la densité des habitants :

- habitation très dense .....  $c = 0,9$
- habitation dense .....  $c = 0,6$  à  $0,7$
- habitation moins dense .....  $0,4$  à  $0,5$
- quartiers résidentiels .....  $0,2$  à  $0,3$
- zone industrielle .....  $0,2$  à  $0,3$
- square, jardins, prairie  
 (suivant pente et perméabilité du sol ...  $0,05$  à  $0,2$  .

(2) : l'intensité moyenne de précipitation dans cette région est de  $i = 60$  l/s/ha pour une durée  $T = 15$  min.  
 avec une fréquence décennale  $f = 0,1$  c'est à dire pour une période de retour de 10 ans.

b - débits des eaux usées :

Dans notre étude nous avons considéré que seulement 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.

qui est respectivement pour la ville et pour le village :

- BREZINA centre :  $Q_1 \text{ moy.j} = 1742,10 \text{ m}^3/\text{j} = 20,16 \text{ l/s}$

- village Khalef :  $Q_2 \text{ moy.j} = 871,17 \text{ m}^3/\text{j} = 10,08 \text{ l/s}$

Les coefficients de pointe correspondants sont calculés par la formule suivante :

$$C_p = 2,6 - 0,4 \text{ Log} \left( \frac{H}{1000} \right) \quad ; \quad \text{où } H = \text{nbre d'habitants}$$

d'où :  $C_{p1} = 2,6 - 0,4 \text{ Log} \left( \frac{10162}{1000} \right) = 2,20$

et  $C_{p2} = 2,6 - 0,4 \text{ Log} \left( \frac{4963}{1000} \right) = 2,32$

Les débits des eaux usées moyens qui sont :

$$Q_{mu1} = 0,80 \cdot Q_1 \text{ moy.j} = 0,8 \cdot 1742,10 = 1393,68 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{mu2} = 0,80 \cdot Q_2 \text{ moy.j} = 0,8 \cdot 871,17 = 696,936 \text{ m}^3/\text{j}$$

En temps de pointe les débits des eaux usées seront :

$$Q_{pu1} = 1393,68 \cdot 2,20 = 3066,096 \text{ m}^3/\text{j} = 35,49 \text{ l/s}$$

$$Q_{pu2} = 696,936 \cdot 2,32 = 1616,891 \text{ m}^3/\text{j} = 18,72 \text{ l/s}$$

Les débits spécifiques de calcul des eaux usées sont déterminés par :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{pu}}{S} \quad \text{où } S = \text{surface totale à assainir; } S_1 = 25,06 \text{ ha et } S_2 = 20,53 \text{ ha}$$

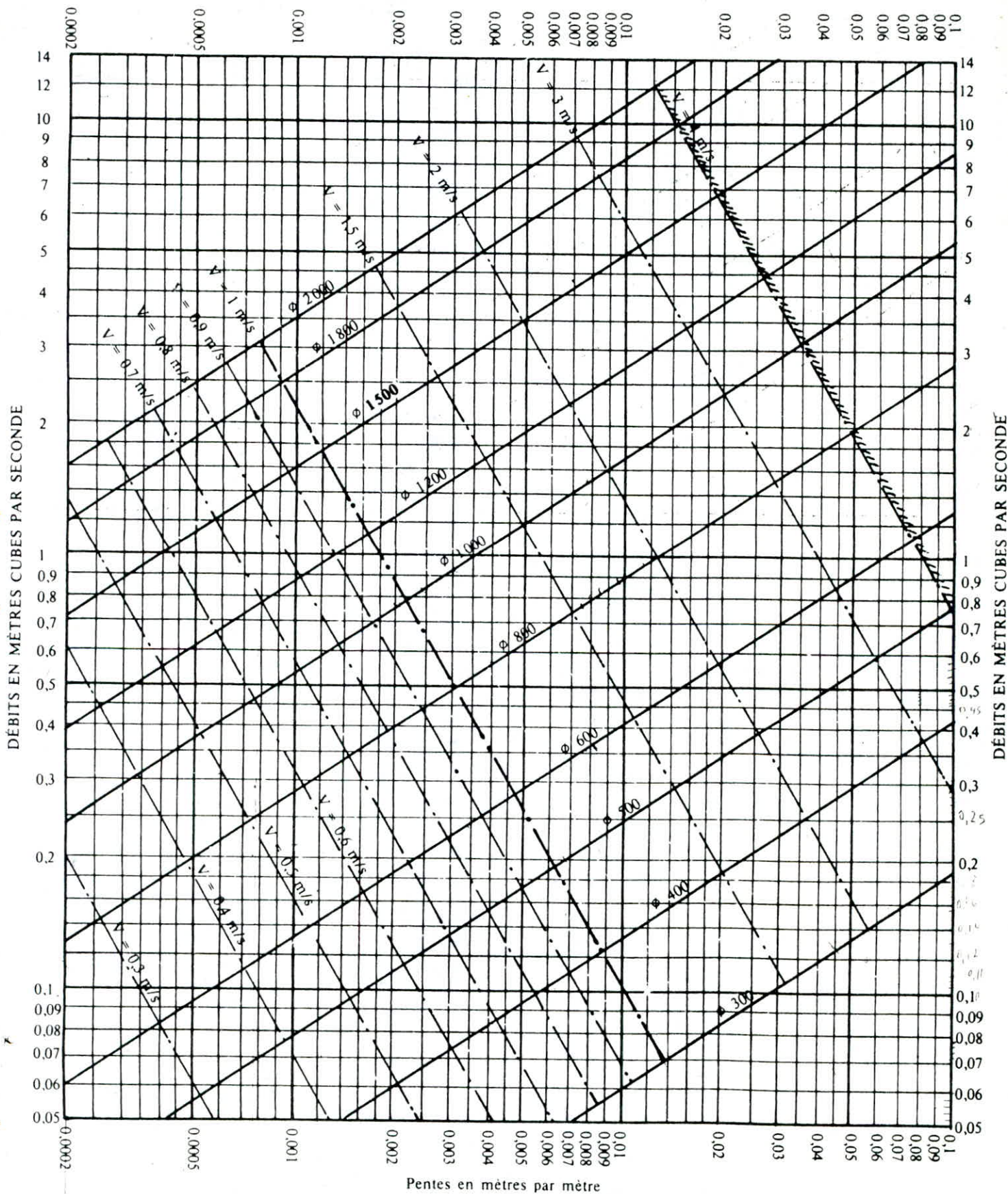
ainsi :  $Q_{sp1} = 35,49 / 25,06 = 1,42 \text{ l/s/ha}$  et  $Q_{sp2} = 18,72 / 20,53 = 0,912 \text{ l/s/ha}$

## c. Interpretation des tableaux de calcul:

<u>N° de colonne</u>	<u>Désignation</u>
1	désignation du collecteur.
2	debut du tronçon (point amont)
3	fin du tronçon (point aval)
4 et 5	longueur partielle et cumulée du tronçon $L$ : (m)
6	surface d'apport (ha) du bassin correspondant.
7	intensité pluviale moyenne ( $l/s/ha$ )
8	$C_i$ : coefficient de ruissellement.
9	Débit d'eau pluviale: $Q_p = A_i \cdot C_i \cdot i$ ( $l/s$ )
10 et 11	Débit spécifique des eaux usées $Q_{sp}$ ( $l/s/ha$ ) et $Q_u$ $Q_u = Q_{sp} \cdot A_i$
12 et 13	débit total à évacuer: $Q_T = Q_u + Q_p$ et le cumul $\Sigma Q_T$
14 et 15	côtes du terrain aux point amont et aval
16	pente du radier.
17	Diamètre de la canalisation déterminé en fonction de (13) et (16) et à l'aide du graphique de Bazin (Annexe V)
18 et 19	cotes du radier aux point amont et aval du tronçon.
20 et 21	Débit et vitesse à pleine section donnés de l'annexe V en fonction de (16) et (17).
22	rapport des débits: $A = (13) / (20)$
23 et 24	rapport des vitesses et rapport des hauteurs respectivement $B$ et $a$ déterminés de l'annexe VI en fonction de $A$ .
25	hauteur de remplissage: $(25) = (24) \cdot (17)$
26	vitesse réelle d'écoulement: $(26) = (23) \cdot (21)$
27	vitesse d'auto-curage. $(27) = 0,6 \cdot (21)$

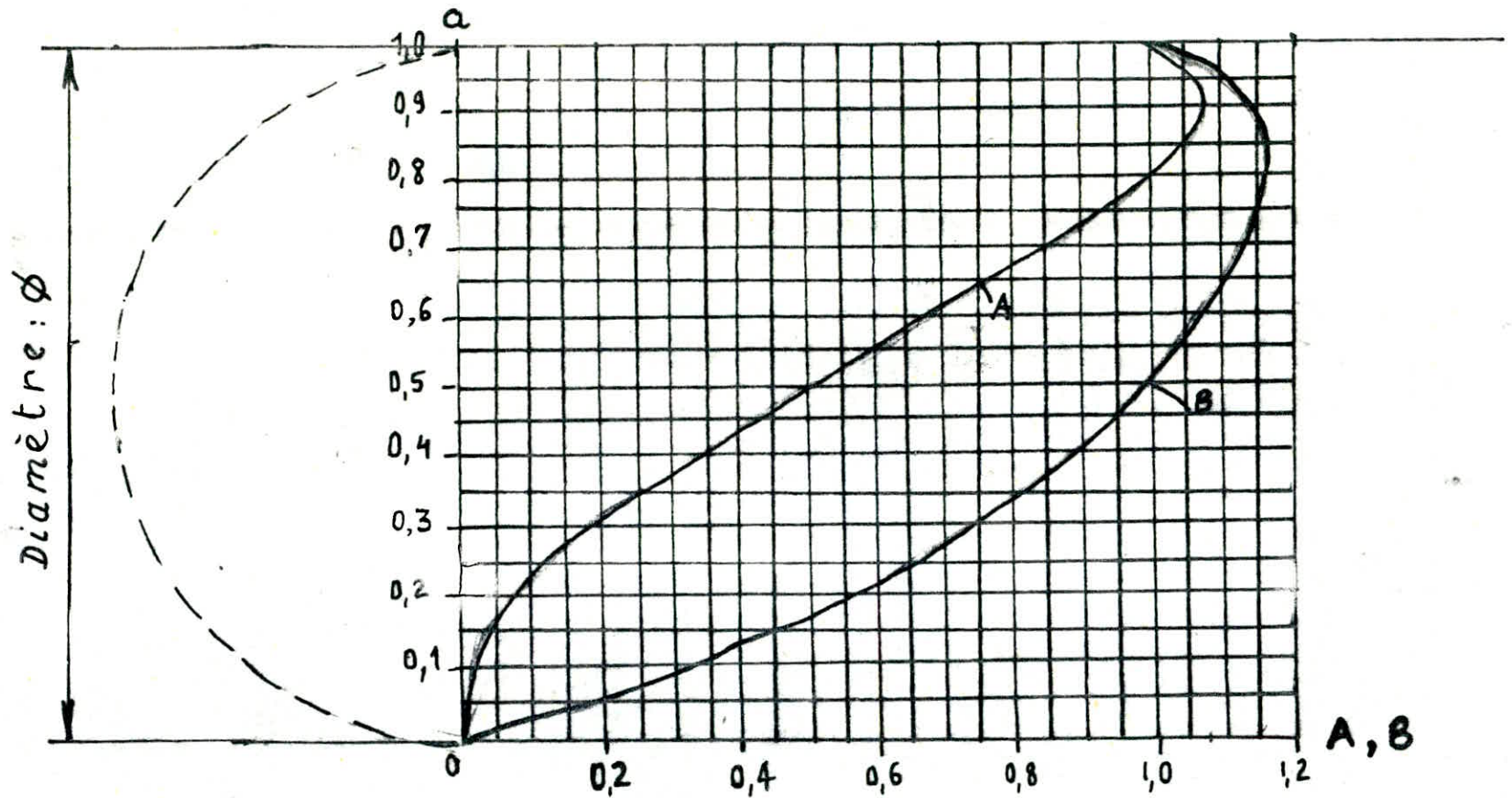
# ANNEXE VII

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



# ANNEXE VI

variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur



$a$  : rapport des hauteurs

$B$  : rapport des vitesses

$A$  : rapport des débits



#### 4 - Choix du matériau

Les tuyaux constituant le réseau d'assainissement seront prévus en béton armé car ils possèdent les avantages suivants:

- leurs diamètres varient entre 0,1 et 3 m.
- sont résistants à la corrosion mieux que l'acier.
- sont résistants aux charges extérieures.
- ont une longue espérance de vie : 75 ans.

Un revêtement intérieur par un enduit bitumeux pour assurer le lissage des canalisations et les protéger contre la corrosion dues aux attaques chimiques et mécaniques respectivement par les acides et par le charriage des eaux usées de sables.

On propose des profils circulaires, profils qui sont de production nationale.

Les tuyaux de nos réseaux étudiés ont des diamètres situés dans la gamme de 300 ÷ 1500 mm.

Le choix de leur type et série se fera en tenant compte des conditions de résistance aux charges du remblai et aux charges roulantes.

Le calcul se fera dans le paragraphe ci après.

#### 5 - Pose des conduites:

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

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

Les tuyaux seront posés sur un lit de sable, si le terrain est bon sinon on doit augmenter l'épaisseur du lit de sable ou confectionner une dalle en béton sur laquelle reposent les tuyaux.

Nous calculerons  $Q'$  et  $Q$ : exercés par les charges roulantes et les charges exercées par le remblai d'un poids volumique égal à  $1800 \text{ da N/m}^2$  (coefficient d'incertitude inclus) pour les différents diamètres. ainsi la charge critique que supportera le tuyau en service sera:

$$P_c = \frac{Q + Q'}{m}$$

où  $m$ : coefficient de pose.  $m = 2,3$  si  $\phi \leq 0,5 \text{ m}$  et  $m = 2$  pour  $\phi > 0,50 \text{ m}$

La classe à laquelle appartient le tuyau sera déterminée en comparant d'une part, la charge de rupture minimale  $P_r$  garantie par le fabricant et d'autre part, la charge  $P_c$ .

de façon que :

$$P_r > a \cdot P_c$$

$a$ : coefficient de prise en compte:  $a = 1,30$ : pas de rupture fragile.

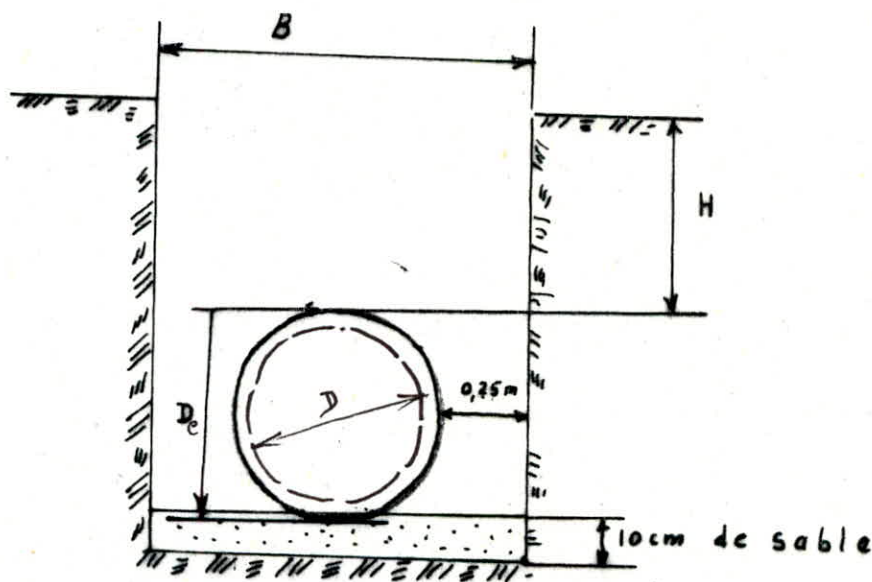
La largeur de la tranchée est prise égale à  $0,6 + D$  (m) soit  $B = D + 0,6$

- détermination de  $Q$ : (1)

$Q$  est donné en fonction de la hauteur de recouvrement  $H$  et de la largeur de la tranchée.

- détermination de  $Q'$ : (2): donnée en daN, en fonction du diamètre nominal  $D$  et de la hauteur de recouvrement  $H$ .

(1) et (2): Les valeurs sont représentées dans des tableaux annexes E<sub>2</sub> et E<sub>4</sub>. (voir: Les eaux usées. T<sub>1</sub> de Guerrée et Gomelo)



$B$ : Largeur de la tranchée.

$H$ : Hauteur de recouvrement.

$D$ : Diamètre de la canalisation.

## calcul des charges que supportera le tuyau.

## A - RESEAU DE BREZINA :

Tuyau n° de - à	D (mm)	H (m)	B (m)	charge du remblai: Q (da.N)	charge roulant Q' (da.N)	m	charge de service. $a \cdot P_c = \frac{Q + Q'}{m} \cdot 1,3$ (da.N)
1-2	400	1,10	0,9	1698,33	3050	2,3	2683,83
2-3	400	1,10	0,9	1698,33	3050	2,3	2683,83
3-4	1000	1,0	1,5	2803,00	7420	2,0	6644,95
4-5	1000	1,5	1,5	3989,99	5130	2,0	5927,98
5-6	800	1,9	1,3	4090,00	3315	2,0	4813,25
6-7	800	3,18	1,3	5949,60	1921,5	2,0	5116,02
9-10	300	1,5	0,8	1873,33	1645	2,3	1829,53
10-11	300	1,5	0,8	1873,33	1645	2,3	1829,53
11-12	500	1,3	1,0	2205,00	3155	2,3	2787,20
12-7	800	1,2	1,3	2800,00	5220	2,0	5213,00
7-8	800	1,3	1,3	2995,00	0	2,0	1946,75
8-0	1200	1,5	1,7	4602,50	0	2,0	2991,3

## B - RESEAU DU village KHALEF:

1-2	300	1,2	0,8	1361,90	2080	2,3	1789,79
2-3	600	1,4	1,1	2623,33	3450	2,0	3947,66
3-4	800	1,7	1,3	3745,00	3710	2,0	4845,75
4-5	1000	2,36	1,5	5774,00	3288	2,0	5890,80
5-6	1200	3,11	1,7	8309,25	2922,2	2,0	7299,21
6-7	1500	2,63	2,0	8911,00	4292	2,0	8581,95
7-8	1500	3,15	2,0	10262,00	3563	2,0	8986,25
8-9	1200	3,45	1,7	8963,75	0	2,0	5826,43
9-10	1200	2,46	1,7	6947,00	0	2,0	4515,55
10-11	1200	1,65	1,7	4997,50	0	2,0	3248,37
11-12	1000	2,53	1,5	6088,83	0	2,0	3957,73

Les valeurs de la dernière colonne comparées aux charges de rupture données dans un « cahier des charges des tuyaux armés » par Le constructeur nous permettent de déterminer la série des tuyaux et leurs spécifications.

### caractéristiques des tuyaux à utiliser:

Selon les types des tuyaux en béton armé, les unités de leur fabrication filières de la S.N.M.C se répartissent:

#### - Tuyaux centrifugés armés ordinaires (C.A.O):

usines de fabrication: à EL-Harrach, chabat el Laham (oran) et Hammam-Bouziane (constantine).

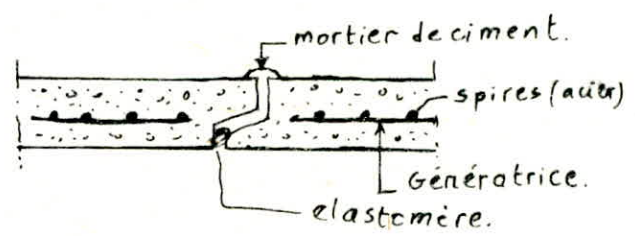
Les diamètres de ces tuyaux varient de 200 à 1200mm. Ils sont livrés en longueur de 6m.

Leurs séries sont: 4000 - 4/6T      6T: 6t/m<sup>2</sup>: charge d'essai d'ovalisation de surface diamétrale intér.  
6000 - 6/9T  
9000 - 9/13,5T

Pour satisfaire aux conditions de surcharges.

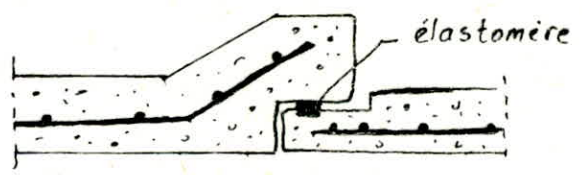
#### • types de joints:

- joint semi-emboitant:



- joint à emboitement:

L'étanchéité est assurée par la compression régulière de l'anneau en élastomère, au cours de l'emboitement.



ce joint souple accepte les légères déviations angulaires qui peuvent résulter des mouvements possibles du terrain.

#### - Tuyaux centrifugés armés précontraints (C.A.P):

en 3 séries: 4000, 6000 et 9000.  
fabriqués pour des diamètres de 500 à 1200m.  
et de longueur utile:  $\phi$  500: 6,48m  
 $\phi$  600 à 1100: 6,61m  
 $\phi$  1200: ..., 5,67m.

#### • types de joints:

- 1) joint Cornélius. J.C
- 2) joint à caoutchouc plein. J-K

Nous optons pour les joints en élastomère car ils sont étanches tant aux eaux intérieures qu'au eaux extérieures.

## 6. ouvrages du réseau :

### a. regards de visite :

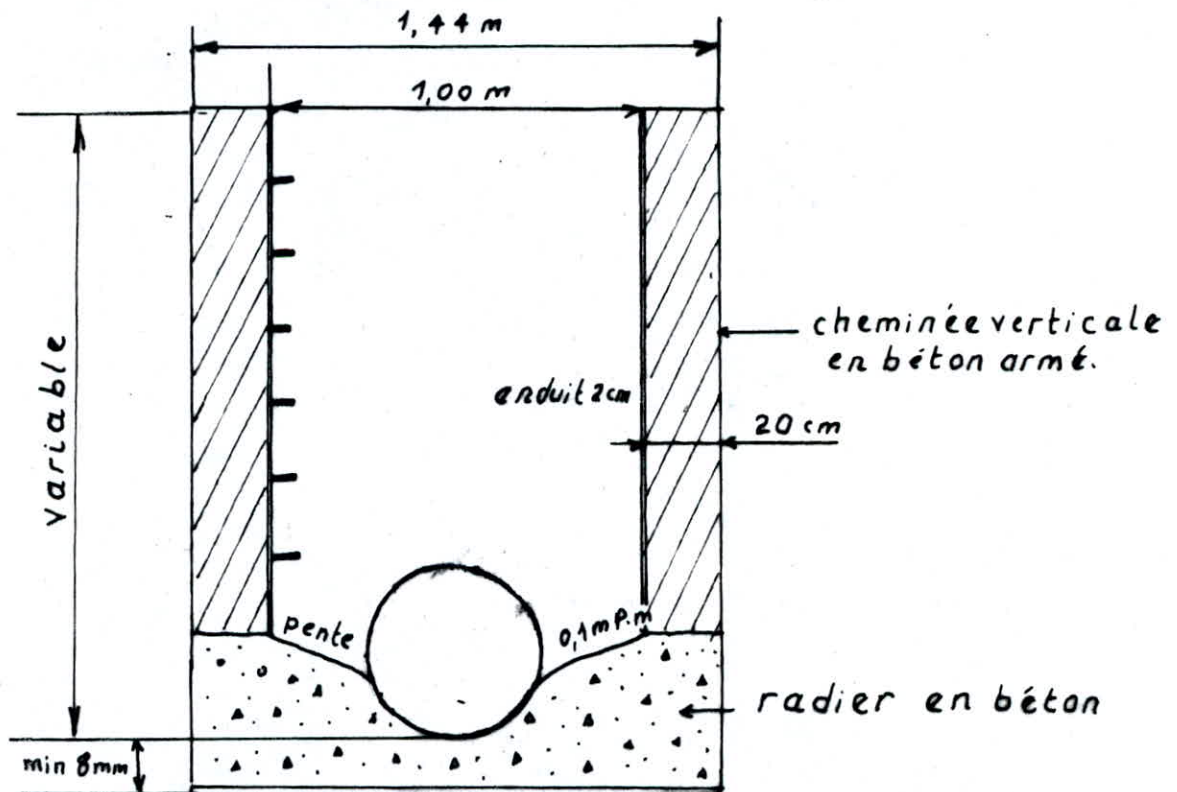
L'aménagement des regards de visite est nécessaire, ils aident au bon fonctionnement du réseau et servent de mesures de sécurité d'exploitation.

Ils doivent être prévus à :

- chaque changement de pente, de direction et de profil.
- tous les 80m au maximum.

ils comprennent un radier en béton, une cheminée verticale en béton armé (coulé sur place) de section carrée de 1,2 m de côté, une échelle de descente avec cross de sortie, et d'une dalle à la partie supérieure munie d'un dispositif de fermeture d'épaisseur 15 cm si elle est sous chaussée.

### schéma d'un regard de visite simple :



## b - déversoir d'orage:

Un déversoir d'orage qui sert à évacuer une partie du débit d'orage vers l'oued le reste sera évacué vers la station d'épuration des eaux usées en provenance de la ville de BREZINA.

Dimensionnement du déversoir:

L'égout collecteur principal en direction du déversoir d'orage est caractérisé par:

Débit de temps de pluie: ..... 738,34 l/s  
Débit de temps sec ..... 35,49 l/s  
Diamètre .....  $\phi = 1200$  mm  
Pente .....  $J = 0,0015$

Pour une ditution prise egale à 3:

- s'en allant vers la station d'épuration:  $Q_s = 35,49 + 2 \times 35,49 = 106,47$  l/s
- s'en allant vers l'oued Sagueur:  $Q_o = 734,34 - 106,47 = 627,87$  l/s

o par temps de pluie

débit à pleine section = 1080 l/s

Le rapport des débits:  $A = \frac{734,34}{1080} = 0,68$ ; de l'annexe VI:  $a = 0,61$

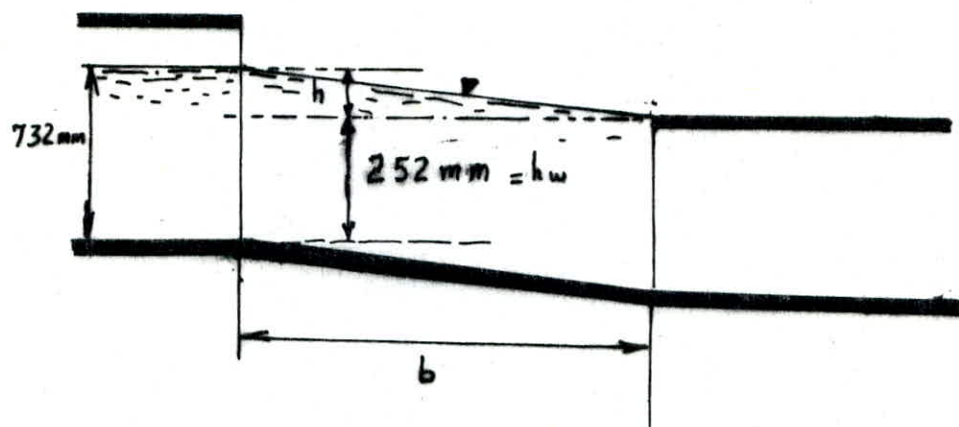
La hauteur de remplissage:  $0,61 \times 1200 = 732$  mm

o par 3 x débit de temps sec:

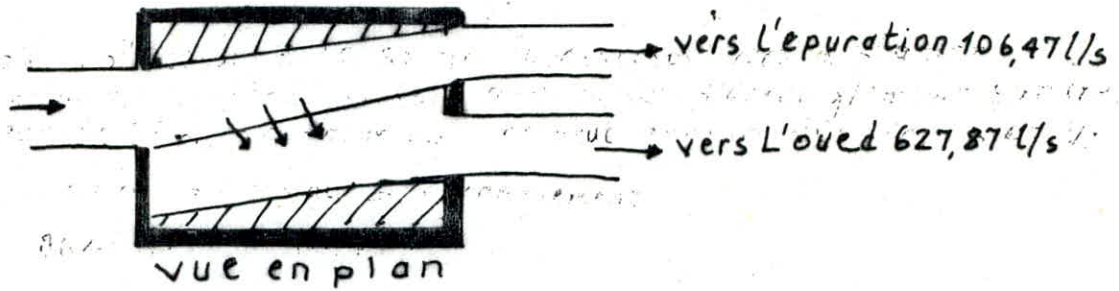
$$A = \frac{106,47}{1080} = 0,10 \quad \text{qui lui correspond: } a = 0,21$$

La hauteur de remplissage dans ce cas est:  $0,21 \times 1200 = 252$  mm.

c'est à dire que 106,47 l/s doivent entrer dans la station d'épuration et l'eau a une hauteur de 252 mm. c'est la hauteur dans le tuyau  $\phi 1200$  mm,



hauteur du seuil du déversoir  $h_w = 252$  mm.



d'où  $h = 732 - 252 = 480 \text{ mm}$  calculera la pente  $J = J_g$  (écoule. uniforme)

formule du déversoir:  $Q_0 = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \cdot h_u^{3/2}$  pleine

$\mu = 0,6$  : coefficient du débit pour le déversoir

$h_u = \frac{h}{2} = \frac{480}{2} = 240 \text{ mm}$  : hauteur moyenne.

La longueur du seuil du déversoir est donnée par:

$$b = \frac{3}{2} \frac{Q_0}{0,6 \sqrt{2g} \cdot h_u^{3/2}} = \frac{3}{2} \frac{0,62787}{0,6 \sqrt{19,6} \cdot (0,24)^{3/2}} = 3,01 \text{ m}$$

avec une sécurité de 60% environ obtient  $b = 5 \text{ m}$ .

L'égout collecteur, à la sortie du déversoir vers la station d'épuration est construit en tant que tuyau d'étranglement sur une longueur de 30 m, de façon qu'il ne peut évacuer plus de 106,47 l/s.

- calcul du tuyau d'étranglement:

$$Q = 106,47 \text{ l/s} = 0,10647 \text{ m}^3/\text{s}$$

$\Phi = 400 \text{ mm}$  : choisi et on calculera la pente  $J = J_g$  (écoule. uniforme)

$\epsilon = 1 \text{ mm}$  (pour les tuyaux en béton) ;  $\zeta = 1$  : cote pleine.

$$\Lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,4}{1,539} = 0,26 \text{ m} \left. \vphantom{\Lambda} \right\} \text{ de l'abaque (Ba) on lit : } \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 2,20$$

$\epsilon = 1 \text{ mm}$

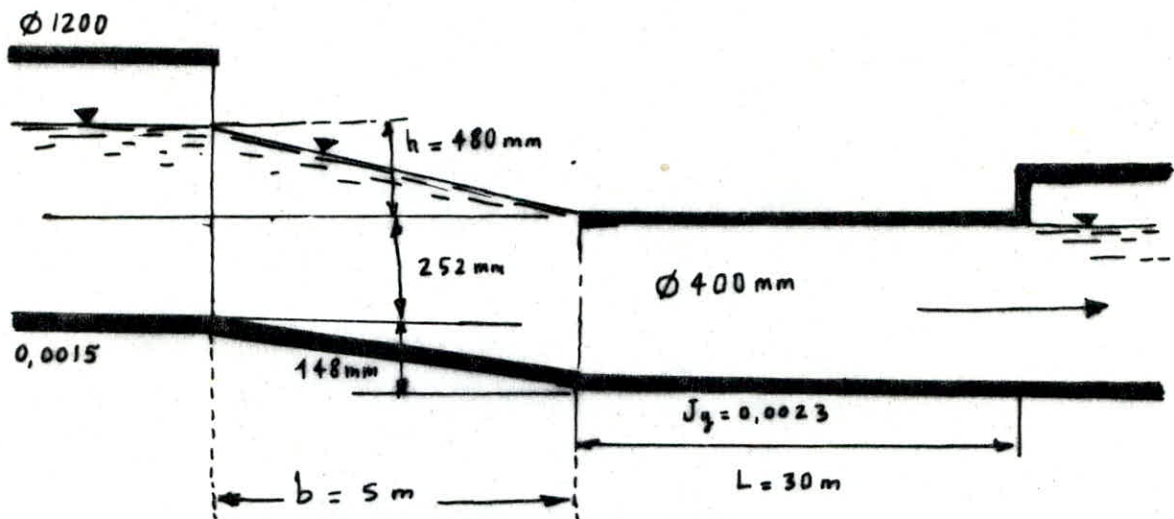
$$\text{d'où } J_r = \left( \frac{Q}{2,2} \right)^2 \text{ soit : } J_r = 0,0023$$

La vitesse est:  $v = \frac{Q}{\Lambda} = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2}$  et  $Re = \frac{v \cdot D}{\nu}$

$$\text{soit } Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \nu} = \frac{4 \cdot 0,10647}{3,14 \cdot 0,4 \cdot 10^{-6}} = 3,38 \cdot 10^5$$

$$\left. \begin{aligned} Re &= 3,38 \cdot 10^5 \\ \epsilon/d &= \frac{1}{400} = 2,5 \cdot 10^{-3} \end{aligned} \right\} \text{ du diagramme de Moody: le régime est } \\ \text{Turbulent rugueux.}$$

$$\text{d'où } J = J_r = 0,0023.$$



$$\text{pente du radier du déversoir (seuil): } 0,148/5 = 0,0296$$



# 3<sup>ème</sup> PARTIE : STATION D'ÉPURATION PROJETÉE DE BREZINA

## 1. Introduction :

Le débit des eaux usées de BREZINA de 35,49 l/s par temps sec nécessite une épuration. Une station d'épuration est prévue dans ce but. Elle doit être simple sur les plans d'exploitation et d'entretien à raison de la faible importance de la ville.

## 2 - Procédé du 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 but est de décomposer de façon biochimique par oxydation les matières non séparables par décantation qui n'ont pas pu être éliminées par des procédés mécaniques des eaux usées.

## 3. Dimensionnement des ouvrages :

### a - Grille de retenue :

prévue 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 en fer dont l'espacement est de 25 mm.

Le canal d'amenée doit être tel que la vitesse soit supérieure à 0,6 m/s.

Le dégrillage s'effectue soit naturellement soit mécaniquement. Ce dernier est plus commode : l'enlèvement des déchets captés par la grille se fait au moyen de peignes entraînés mécaniquement.

### b - Dessableur :

Sert à éliminer des eaux usées des matières facilement décantables, minérales (en première ligne les sables).

Dans notre cas : Le maintien de la vitesse d'écoulement constante.

$$V = 0,3 \text{ m/s}$$

qui permet le dépôt d'une grande partie des sables se fait

dans une chambre de section parabolique et d'un venturi à la sortie de la chambre du dessableur.

- calcul du dessableur:

débit arrivant à la station d'épuration:

$$Q = 106,47 \text{ l/s}$$

on prend la hauteur d'eau dans le dessableur égale à:

$$h = 0,5 \text{ m}$$

La largeur de l'étranglement est donnée par:

$$Q = k.l.h^{3/2}$$

$k = 1,93$  : caractéristique du venturi.

$$\text{ainsi : } l = \frac{Q}{k.h^{3/2}} = \frac{0,10647}{1,93 \cdot 0,5^{1,5}} = 0,16 \text{ m}$$

La largeur en tête de la chambre de dessablage est:

$$L = \frac{lk}{v} \cdot \frac{3}{2} \sqrt{h} = \frac{0,16 \cdot 1,93}{0,3} \cdot \frac{3}{2} \sqrt{0,5}$$

$$L = 1,1 \text{ m}$$

La longueur  $b$  du dessableur sera fixée par la vitesse de chute du dessablage.

$$\frac{Q}{s} = \frac{Q}{L \times b} = 0,02 \text{ m/s}$$

$$\text{d'où } b = \frac{Q}{0,02 L} = \frac{0,10647}{0,02 \cdot 1,1} \text{ soit } b = 4,80 \text{ m}$$

Le profil du dessableur de type parabolique est donnée

$$\text{par l'équation. } L = 1,1 \sqrt{h}$$

### c - Décanteur primaire:

Il doit éliminer des eaux usées épurées biochimiquement les matières en suspension ou les matières flottantes. Elles seront retenues dans le décanteur primaire sous forme de boue fraîche ou de boue flottante.

Le temps  $t_s$  nécessaire à la décantation des particules doit être égal ou inférieur au temps de passage des eaux polluées qui traversent le bassin de décantation.

$$t_s \leq t_a.$$

$$t_s = 2 \text{ h}$$

$v_s = 1,5 \text{ m/h}$  : vitesse de chute déterminante pour une épuration à lit bactérien à forte charge.

La profondeur  $h$  du bassin sera:

$$h = v_s \cdot t_a = 1,5 \cdot 2 = 3 \text{ m.}$$

Le volume du bassin pris du type circulaire serait:

$$V = Q \cdot t_a$$

où  $Q = 383,29 \text{ m}^3/\text{h}$  : débit des eaux usées arrivant à la station

$$\text{ainsi: } V = 383,29 \cdot 2 = 766,58 \text{ m}^3 \text{ soit } 770 \text{ m}^3$$

La superficie du bassin sera:  $F_0 = \frac{770}{3} = 257 \text{ m}^2$ .

### d - 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 conglomérats biologiques ne sont que très partiellement auto-vidés et stabilisés.

Les dimensions choisies seront les mêmes que celles du décanteur primaire.

### e- Lit bactérien:

- fonctionnement: Les eaux venant du décanteur primaire ruissellent en minces couches sur les pierres où il se forme un gazon biologique à leur surface. Les microorganismes y vivant absorbent les impuretés organiques des eaux et les décomposent en produits de métabolisme ( $\text{CO}_2$ ,  $\text{H}_2\text{O}$ ,  $\text{NO}_3$ ).

La ventilation dans le lit bactérien résulte de la différence de température entre l'air extérieur et l'intérieur du lit bactérien. Si l'atmosphère est plus chaude que les eaux usées, l'air circule dans le lit de haut en bas et inversement.

### - Dimensionnement du lit bactérien:

Lit bactérien à forte charge à épuration partielle.

$B_r = 875$  (g  $\text{DBO}_5/\text{m}^3 \cdot \text{j}$ ) : charge spatiale ou volumique.

$q_f = 19$  ( $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{j}$ ) : charge hydraulique : soit  $0,8$  ( $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ )

$\eta = 85\%$  : rendement d'épuration.

$L_a = 45$  (g  $\text{DBO}_5/\text{m}^3$ ) : Pollution de l'effluent.

$Q_z = 383,29 \text{ m}^3/\text{h} = 9199 \text{ m}^3/\text{j}$  : débit des eaux usées à épurer.

de la relation:  $\eta = \frac{L_z - L_a}{L_z} \cdot 100$  on tire:

La pollution à l'arrivée:  $L_z = \frac{100 \cdot L_a}{100 - \eta} = \frac{100 \cdot 45}{100 - 85} = 300 \text{ g}(\text{DBO}_5/\text{m}^3)$

Le volume du lit:  $V = \frac{L_z \cdot Q_z}{B_r} = \frac{300 \cdot 9199}{875}$

$$V = 3153,94 \text{ m}^3$$

La surface:  $S = \frac{Q_z}{q_f} = \frac{9199}{19} = 484,16 \text{ m}^2$

La hauteur du bassin du lit bactérien sera

$$H = \frac{V}{S} = \frac{3153,94}{484,16} \text{ soit } 6,51 \text{ m}$$

Hauteur inadmissible du point de vue économique (pour l'aération et le pompage).

on la limite à  $H = 3,0 \text{ m}$ .

et on calculera le débit de recirculation:  $Q_R$ :

La valeur de la pollution mixte est donnée par l'expression

$$L_m = -8,6 \frac{H}{q_f} + \sqrt{\frac{172^2 H^2}{q_f^2} + \frac{245 \cdot L_a \cdot H}{q_f}}$$

pour :  $H = 3,0 \text{ m}$

$$q_f = 0,8 \text{ (m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h)}$$

$$\text{et } L_a = 45 \text{ (g DBO}_5/\text{m}^3)$$

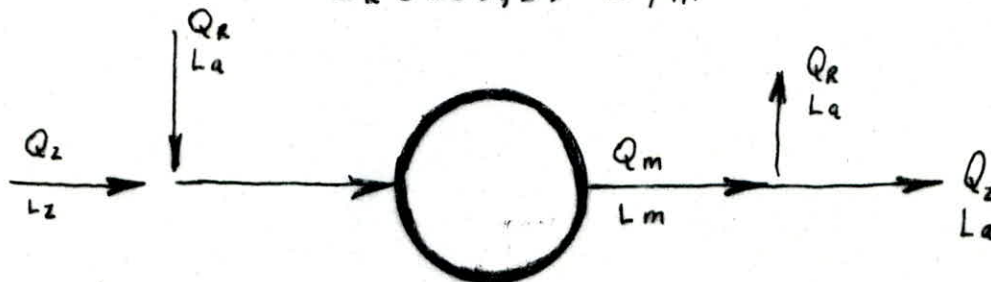
on trouve:

$$L_m = 173 \text{ g DBO}_5/\text{m}^3$$

d'où le débit de recirculation:

$$Q_R = \frac{Q_2 (L_2 - L_m)}{L_m - L_a} = \frac{383,29 (300 - 173)}{173 - 45}$$

$$Q_R = 380,29 \text{ m}^3/\text{h}$$



rôle de la recirculation:

- Maintien de la charge hydraulique.
- rafraîchissement des eaux d'égout affluant.
- obtention de la concentration DBO souhaitée à l'arrivée.

$$Q_m = 383,29 + 380,29 = 766,58 \text{ m}^3/\text{h}$$

La surface serait :

$$S = \frac{Q_m}{q_f} = \frac{766,58}{0,8} = 958,22 \text{ m}^2$$

La charge volumique ou spatiale devient :

$$B_R = \frac{5882 - 412 \text{ Lm}}{L_m} = \frac{5882 \cdot 45 - 412 \cdot 173}{173} = 1118 \text{ g DBD}_5 / \text{m}^3 \cdot \text{j}$$

Le volume sera :

$$V = \frac{Q_m \cdot L_m \cdot 24}{B_R} = \frac{766,58 \cdot 173 \cdot 24}{1118} = 2846,90 \text{ m}^3$$

Vérification de la hauteur :

$$H = \frac{V}{S} = \frac{2846,90}{958,22} = 2,97 \text{ soit } H = 3,0 \text{ m.}$$

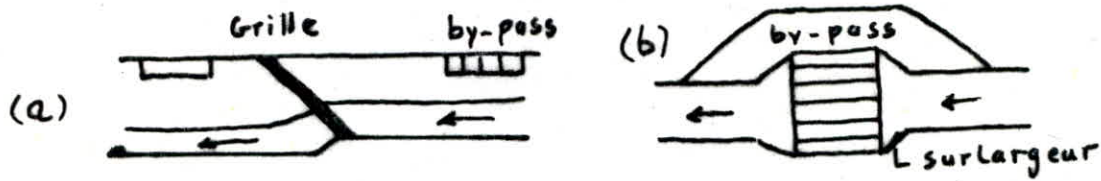
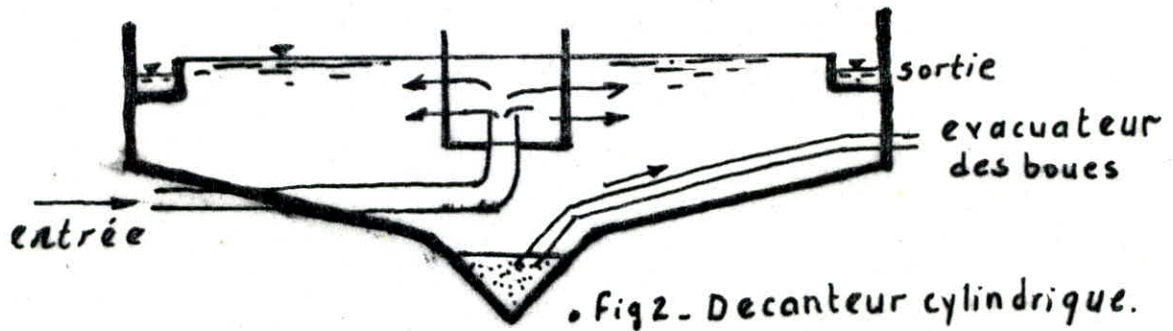
Si on choisit le diamètre du puits du milieu :  $d = 2 \text{ m}$

Le diamètre du bassin sera :

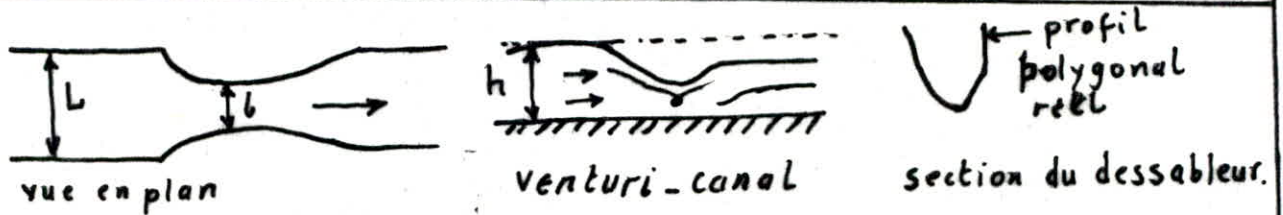
$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H} + d^2} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2846,90 + 4}{3,14 \cdot 3}}$$

$D = 34,82$  on prend un bassin donc de diamètre  $D = 35 \text{ m}$  et d'une hauteur de  $3 \text{ m}$ .

# OUVRAGES DE LA STATION D'ÉPURATION



• fig 3 - installation de dégrillage manuelle.  
a - coupe longitudinale et b : vue en plan.



• Fig 4 - schéma du dessableur.

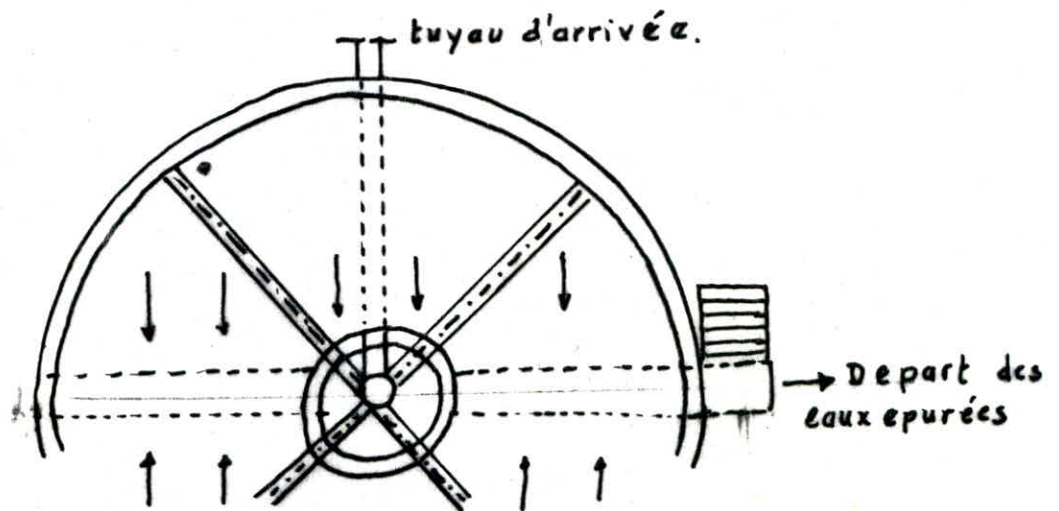
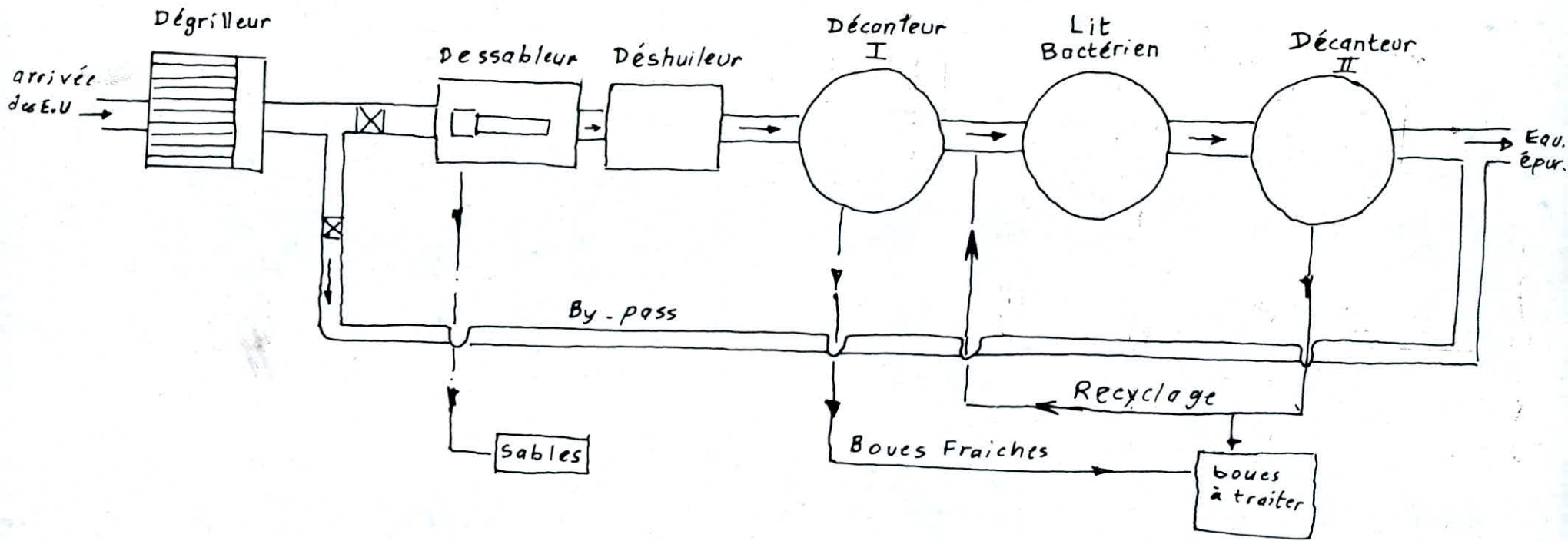


fig 5 : vue en plan du lit bactérien.



Station d'épuration



# BIBLIOGRAPHIE

## Alimentation en eau Potable :

- Hydraulique urbaine ..... A. DUPONT
- Théorie de la longueur  
fluido-dynamique ..... G. LAPRAY
- Distribution d'eau dans les agglomérations  
urbaines et rurales ..... C. GOMELLA et  
H. GUERREE
- catalogue des pompes ..... J. SCHNEIDER

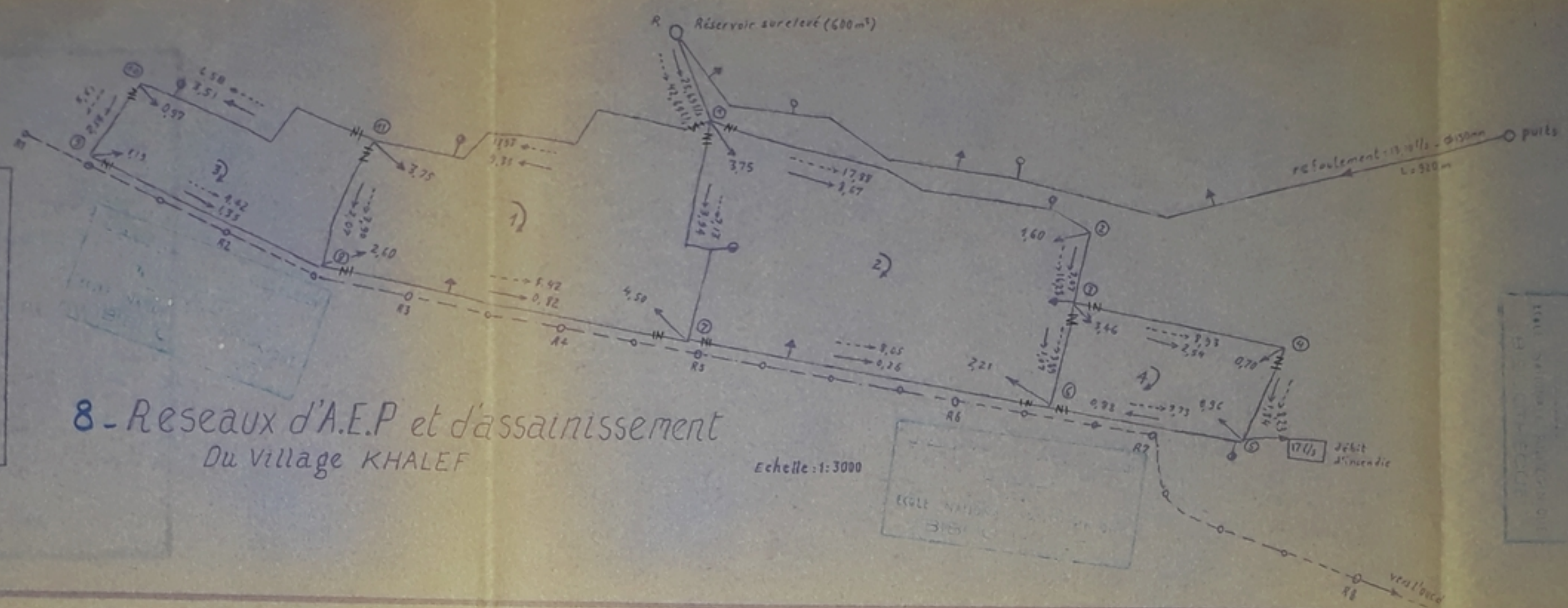
## Assainissement :

- cours d'assainissement ..... U.S.T.A  
urbain
- Les eaux usées dans les  
agglomérations urbaines et rurales ..... H. GUERREE  
C. GOMELLA
  - tome 1: La collecte.
  - tome 2: Le traitement
- Hydraulique urbaine ..... J. BONNIN  
appliquée aux agglomérations de  
petite et moyenne importance

BIBLIOGRAPHIE

**LEGENDE**

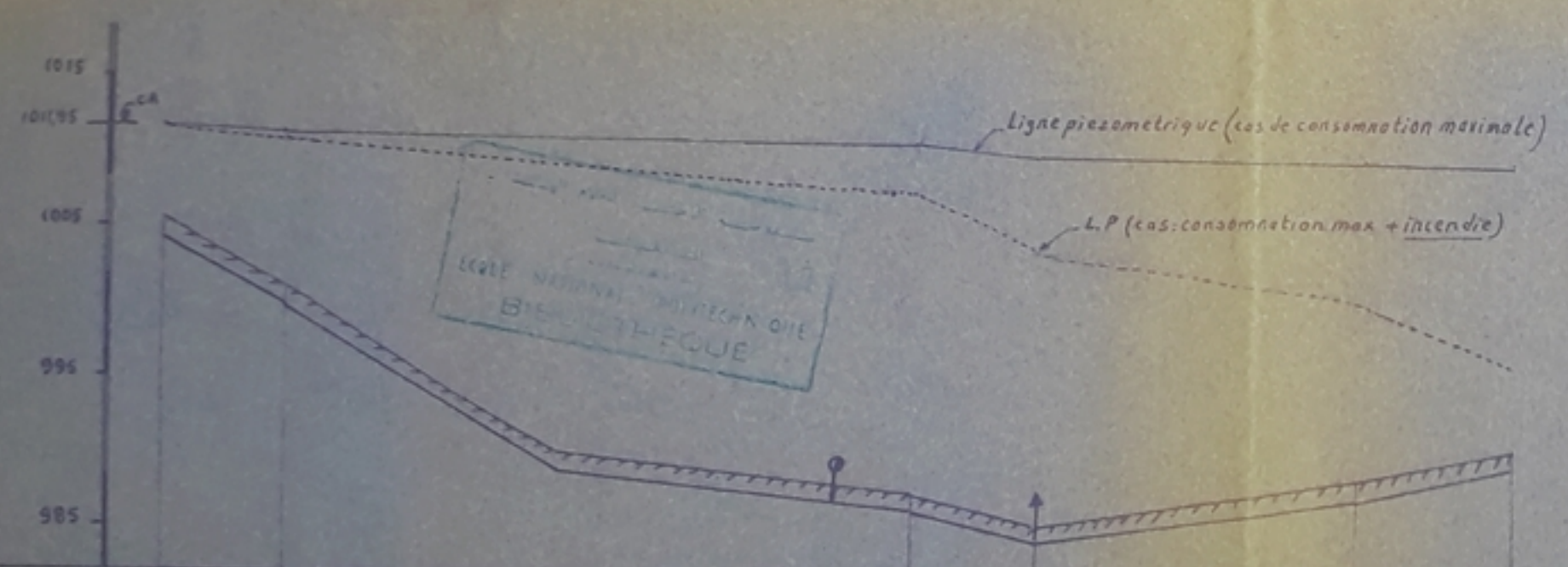
- conduite d'A.E.P.
- - - conduite d'assainissement
- ORN. regard
- ⊙ bouche d'incendie
- ⊙ ventouse
- ↑ robinet. décharge.
- (R1) débit : cas de consommation max
- (R2) débit : cas de consommation max + incendie
- (R3) débit soutire (C1)
- ⊙ et point de calcul



8 - Réseau d'A.E.P et d'assainissement  
Du Village KHALEF

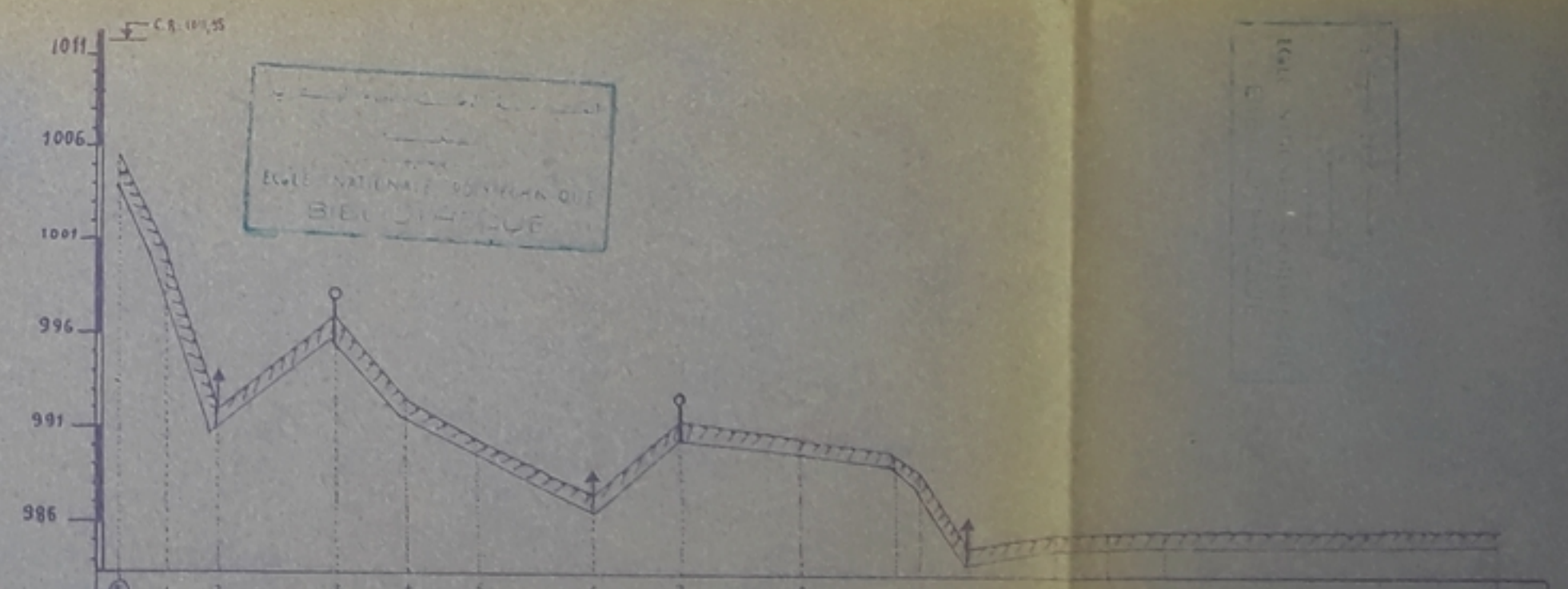
Echelle: 1:3000

10 - PROFIL EN LONG DU CHEMINEMENT DU RESEAU  
DE DISTRIBUTION : POINTS DE CALCUL : R-1-2-3-4-5



Points de calcul	①	②	③	④	⑤
cotes au sol	998,41	998,31	998,31	998,31	998,31
cotes de l'axe du tuyau	998,41	998,31	998,31	998,31	998,31
Longueur partielle	75 m	435 m	73 m	194 m	96 m
longueurs cumulées	75	510	583	777	873
Métrier et diamètre	PVC 200	PVC 150	100	PVC 100	P.V.C. 80

9 - PROFIL EN LONG DE L'ADUCTION D'EAU AU VILLAGE KHALEF



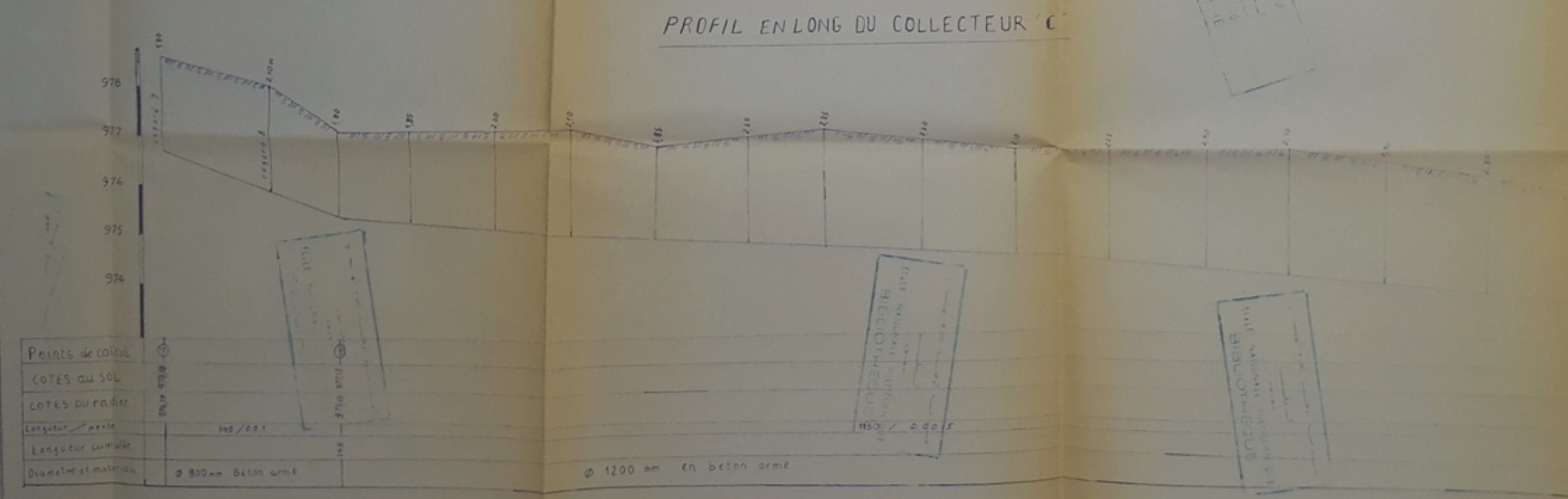
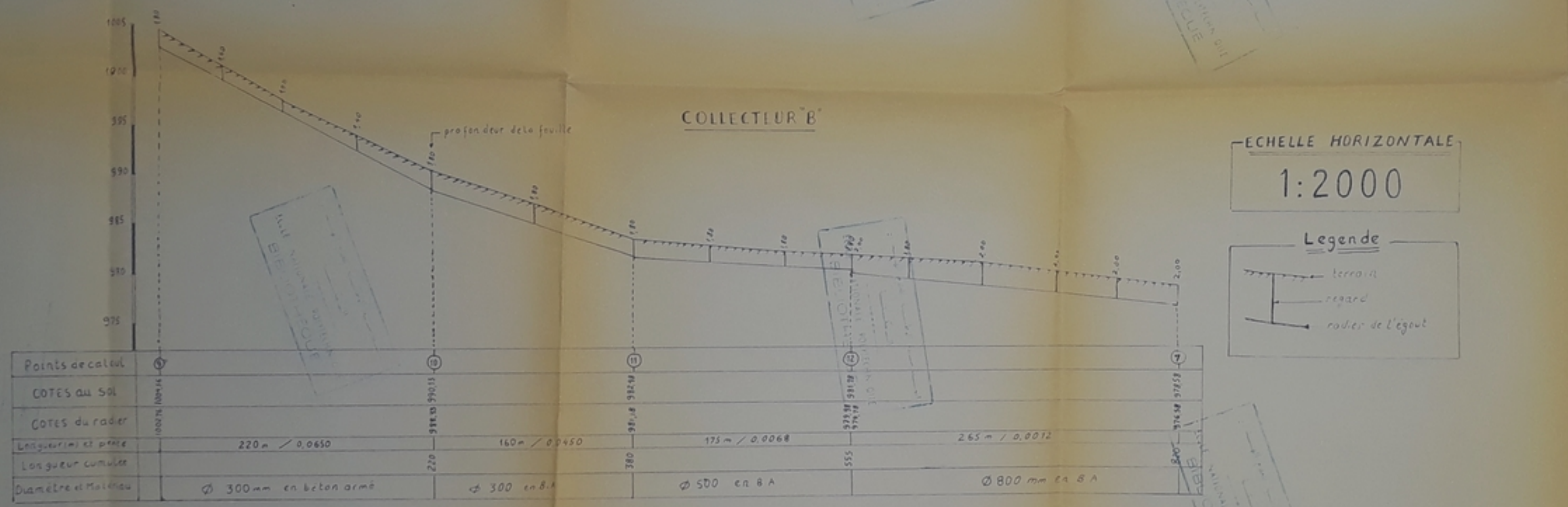
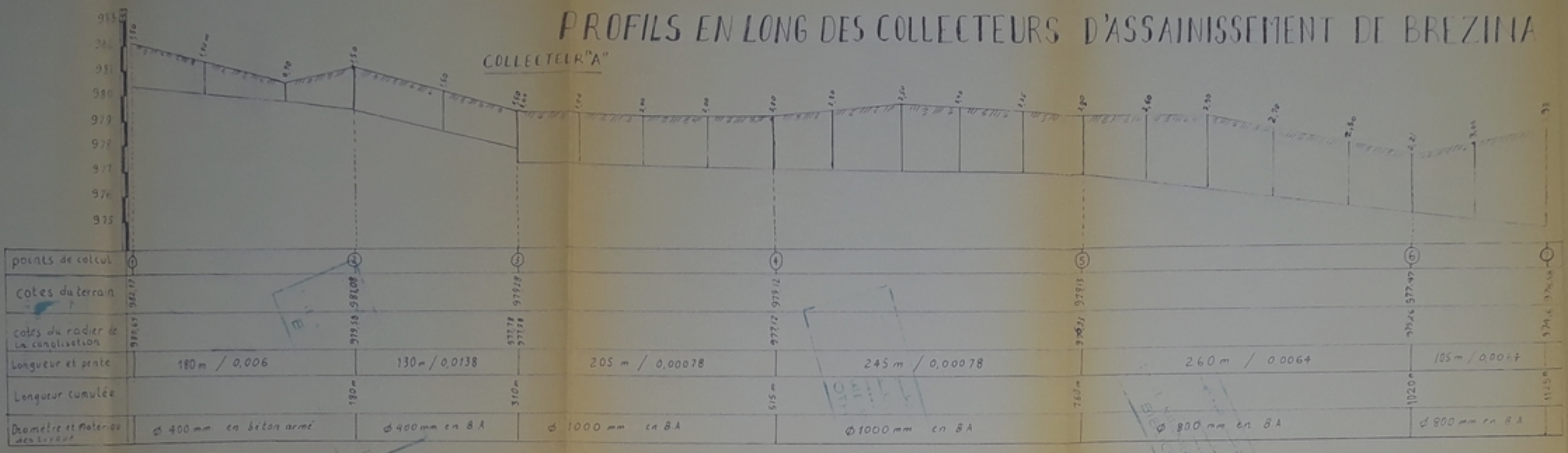
Points	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
longueur	32	35	80	85	45	75	60	75	63	15	38	45	38	37	37	37	37	37	37	37
longueur cumulée	32	67	147	232	277	342	402	477	540	555	593	638	676	713	751	788	825	862	899	936
Métrier et diamètre	32	67	147	232	277	342	402	477	540	555	593	638	676	713	751	788	825	862	899	936

TUYAUX EN ACIER DE DIAMETRE  $\phi$  150 mm sur toute la longueur de refolement L. 1320m

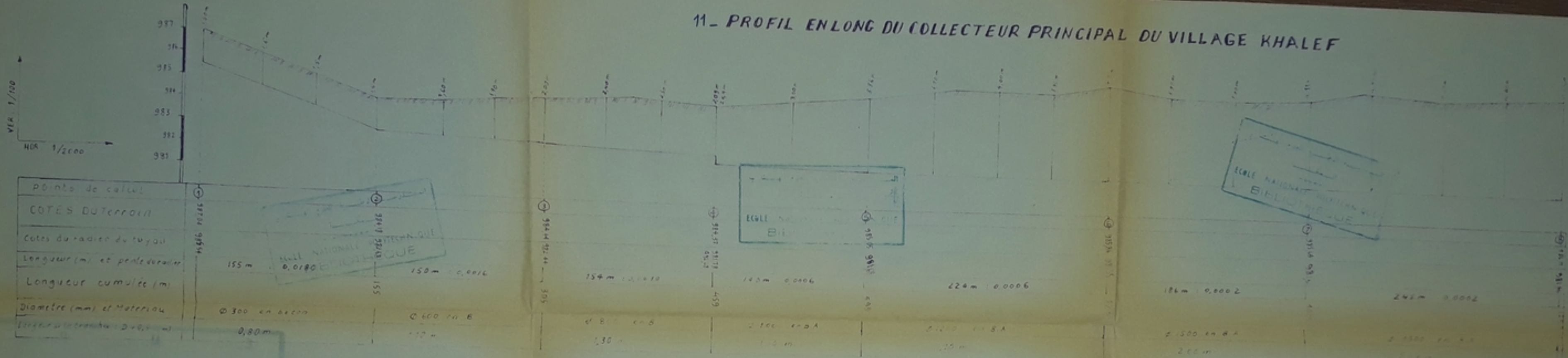
Département: HYDRAULIQUE  
 Thème du projet: A.E.P. et ASSAINISSEMENT DE BREZINA H. HALEF  
**PLANCHE N° II**  
**ASSAINISSEMENT DE BREZINA**  
 Titre des Dessins: Profils en long des collecteurs  
 Dessiné par: ZIANI Abdelkader et BOUAFIA Dine

PH 0498 - 02

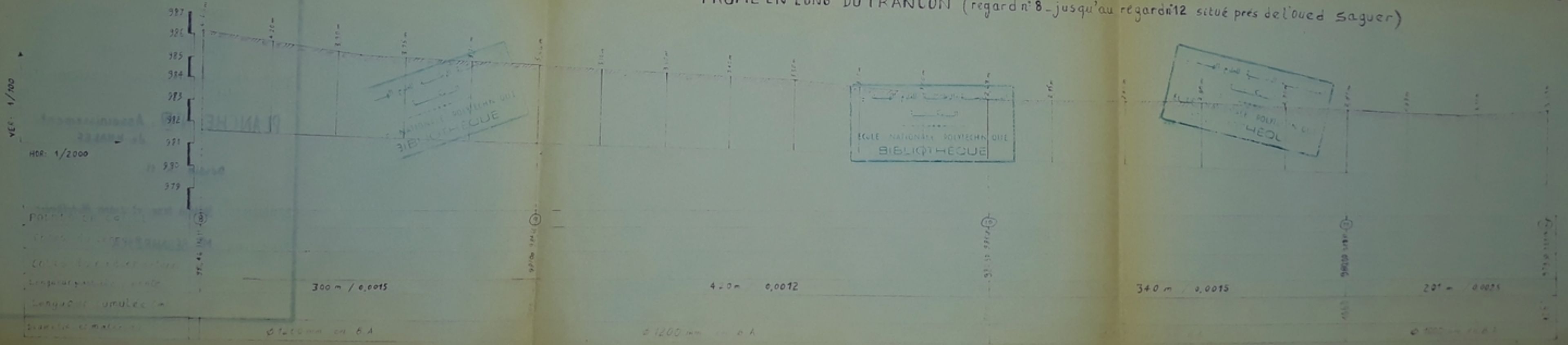
### PROFILS EN LONG DES COLLECTEURS D'ASSAINISSEMENT DE BREZINA



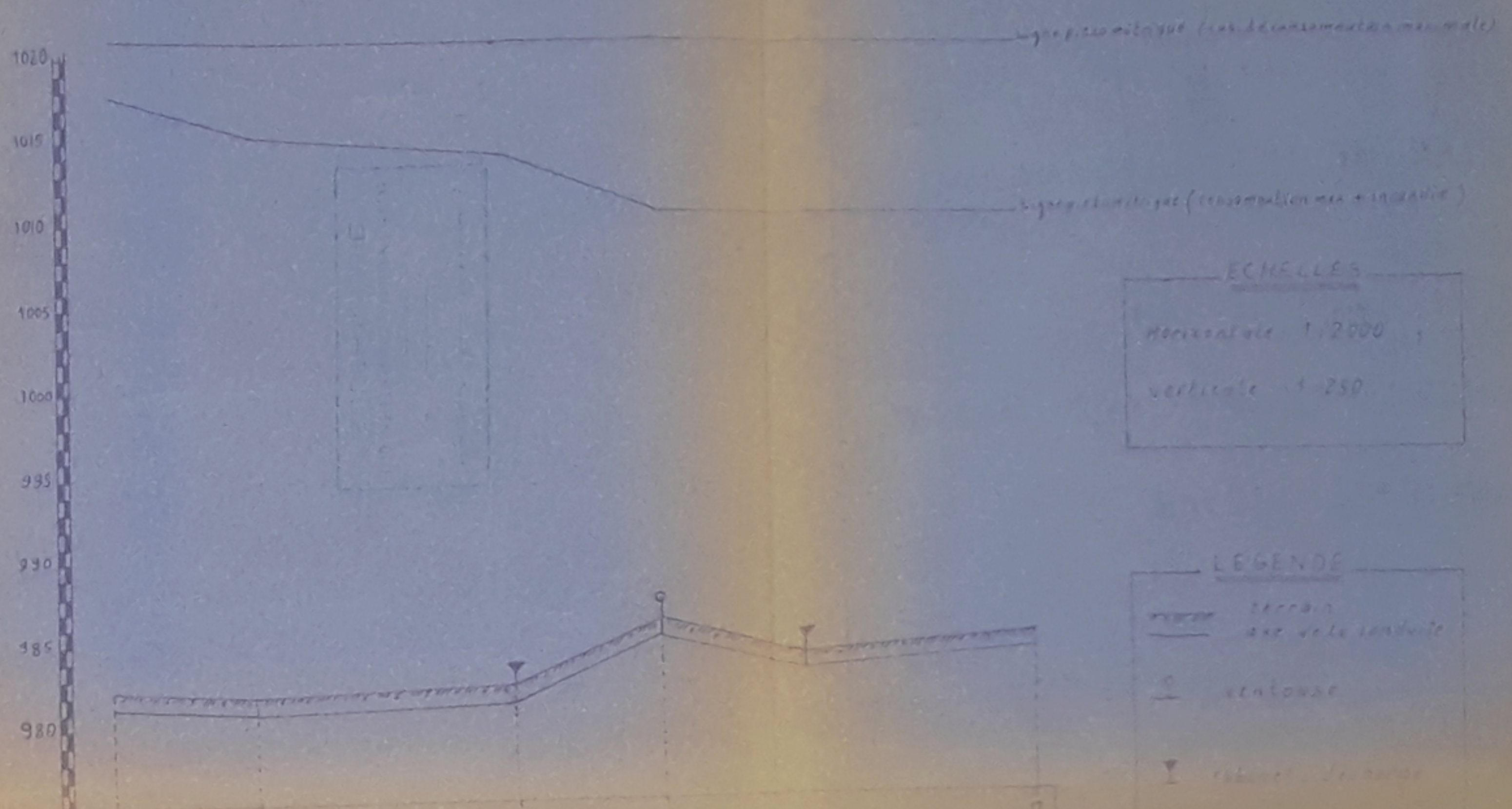
# 11 - PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL DU VILLAGE KHALEF



# PROFIL EN LONG DU TRANCON (regard n° 8 - jusqu'au regard n° 12 situé près de l'oued Saguer)



# PROFIL PIEZOMETRIQUE DU CHEMINENT. 11.12.14.15.17 DE DISTRIBUTION D'EAU (RESEAU DE BREZINA)

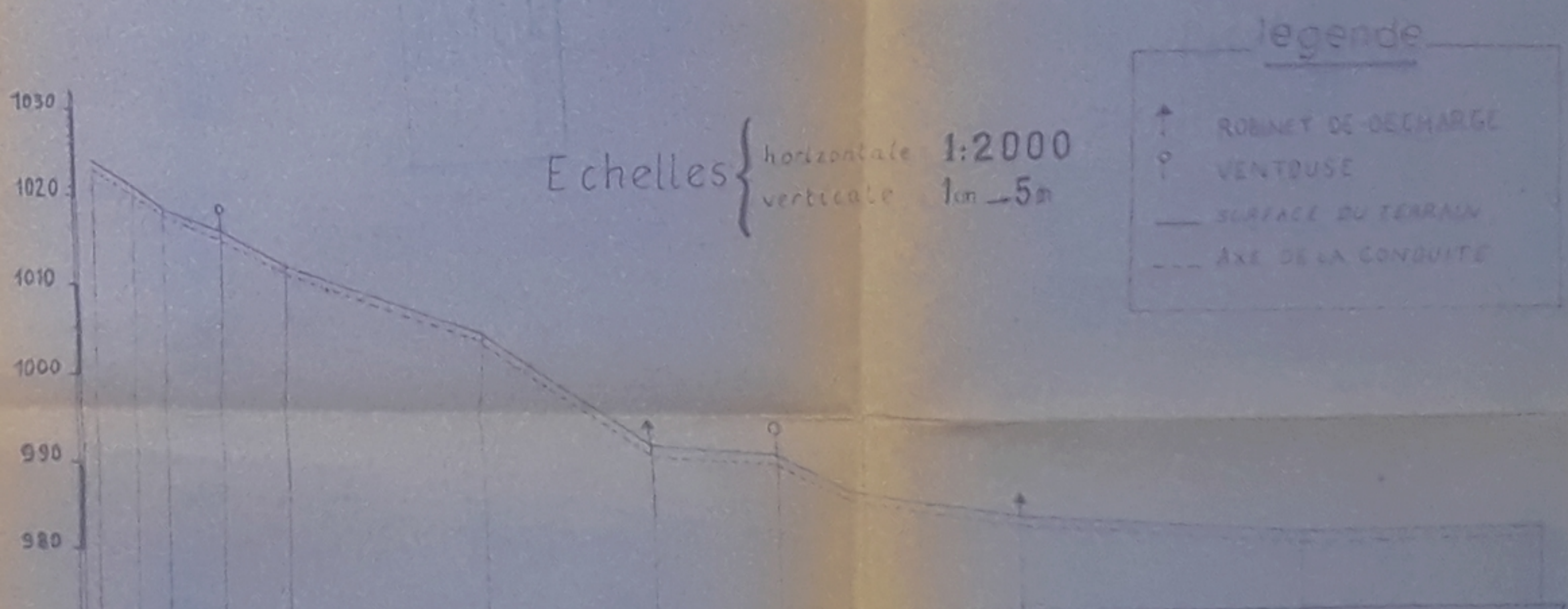


**ECHELLES**  
 Horizontale 1:2000  
 verticale 1:250

**LEGENDE**  
 — terrain  
 - - - - - axe de la conduite  
 ○ ventouse  
 ↑ robinet de décharge

points de calcul						
Cotes du terrain	982,4	982,72	981,6	987,4	987,1	987,1
cote de l'axe du tuyau	981,4	981,5	981,6	987,4	987,1	987,1
Longueur partielle (m)	69	121	69	175		
Longueur cumulée (m)	69	190	259	434		
Diamètre et matériau du tuyau	Ø 150 mm en P.V.C.			Ø 60 mm en P.V.C.		

## PROFIL EN LONG DE L'ADDUCTION D'EAU A BREZINA



Echelles { horizontale 1:2000  
 verticale 1cm = 5m

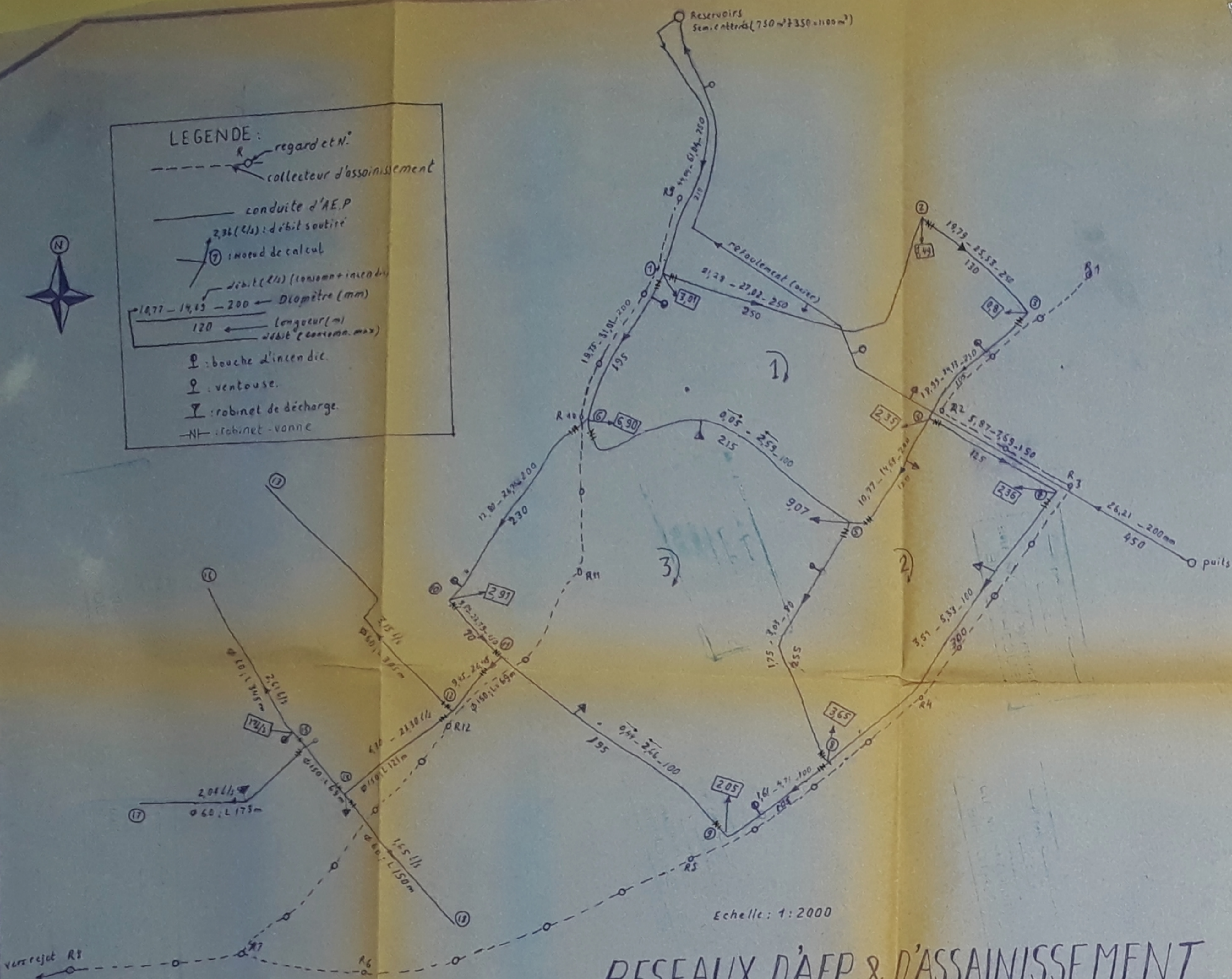
**legende**  
 ↑ ROBINET DE-DECHARGE  
 ○ VENTOUSE  
 — SURFACE DU TERRAIN  
 - - - - - AXE DE LA CONDUITE

points de calcul	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
COTES AU SOL	1020,0	1017,0	1015,0	1014,0	1010,0	1000,0	990,5	989,0	988,0	987,0	986,0
COTES DE L'AXE	1017,0	1014,0	1013,0	1013,0	1003,0	993,0	992,0	991,0	990,0	989,0	988,0
Longueur partielle (m)	15	15	26	23	92	78	60	90	114	110	170
Longueur cumulée (m)	15	30	56	79	171	249	309	400	514	624	794
Diamètre (mm) matériau	Ø 200 mm en acier										



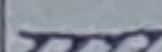
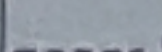


LEGENDE :

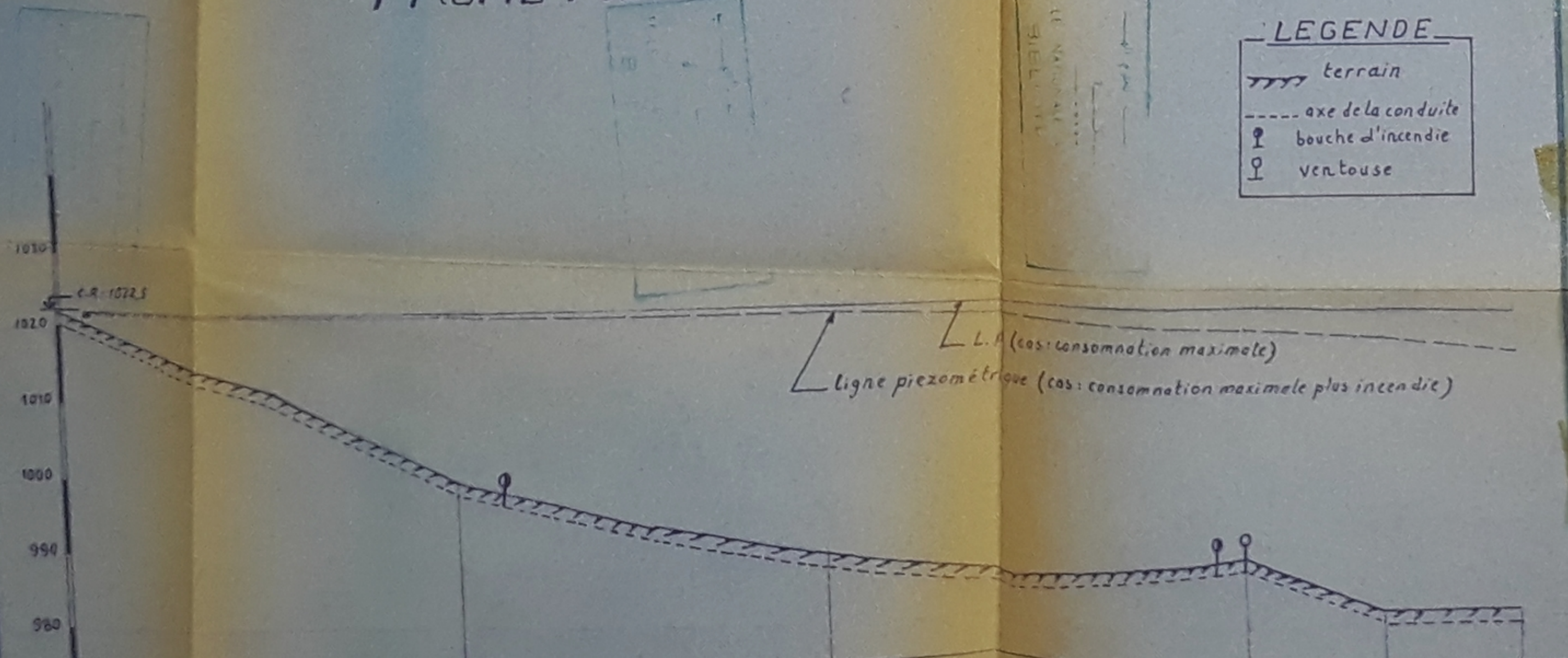
- regard et N°
- collecteur d'assainissement
- conduite d'A.E.P.
- 2,36 (l/s) : débit soutire
- nœud de calcul
- débit (l/s) (consomm + incend)
- 18,77 - 14,43 - 200 Diapètre (mm)
- 120 Longueur (m) débit (consomm. max)
- bouche d'incendie.
- ventouse.
- robinet de décharge.
- robinet - vanne



# PROFIL PIEZOMETRIQUE DU CHEMINEMENT R-1-6-10-11-12

**LEGENDE**

-  terrain
-  axe de la conduite
-  bouche d'incendie
-  ventouse



POINT	A	6	10	11	12
Cote au Sol	1022.5	997.5	987.5	989.5	987.5
Cote de l'axe	1022.5	997.5	987.5	989.5	987.5
Longueur Partielle (m)	215 m	195 m	230 m	70 m	69 m
Longueur Cumulée (m)		410	640	710	779
Diamètre (mm)	Ø 250 mm	Ø 200 mm	Ø 200 mm	Ø 150 mm	Ø 150 mm
Matériau du tuyau	P.V.C			P.V.C	

