

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : D'HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Alimentation en Eau Potable
et Assainissement de la
Z.H.U.N de Bouzaréah

7 PLANS

Proposé par :
C.N.E.R.U

Etudié par :
A. Mahraz
H. Serir

Dirigé par :
Bednarczyk



PROMOTION : Janvier 1985

DEDICACES

- Le présent couronnement de mes études sera d'abord une respectueuse pensée à la mémoire de mes grands-Parents,
- A mes parent pour tout le sacrifice qu'ils ont consenti a mon égard,
- A Toute ma famille,
- A mon oncle Abdelkader pour son aide morale,
- A mes frères et soeurs,
- A tous mes amis et camarades.

///. SERIR

* * * * *

-oOo- D E D I C A C E S -oOo-

J e dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance,

- A mes parents pour toute sacrifice qu'ils ont consenti à mon égard,
- A tous mes frères en leur souhaitant le bonheur,
- A tous les amis,
- A tous ceux qui m'ont aidés de près ou de loin à ma formation,

/-). MAHRAZ.

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

Nous tenons à remercier vivement:

- Monsieur, BEDNARCZYK(notre promoteur) Pour sa contribution à l'élaboration de cette thèse.
- Monsieur Kheir-Eddine Directeur à la C.N.E.R.U D'Alger pour son aide si efficace et pour tous les efforts qu'il nous a fourni.
- Nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance et profonde gratitude à Messieurs: LAPRAY-G et D^r KETTAB
- Tous les professeurs qui ont contribué à notre formation et à toutes les personnes qui nous ont aidé pour l'élaboration de ce projet.
- Nous ne pouvons terminer sans exprimer notre respect aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

-oOo- TABLE DE MATIERES -oOo-

	Pages
<u>CHAPITRE I: GENERALITES.</u>	1
I. 1 : Introduction.	
I. 2 : Localisation de la zone d'étude.	
I. 3 : Reconnaissance géologique.	
I. 4 : Situation climatique.	
I. 5 : Renseignement recueillis auprès de l'A. P. C.	
I. 6 : Habitats et équipements.	
<u>CHAPITRE II:</u>	4
II. 1 : Démographie	
II. 2 : Evacuation de la population.	
II. 3 : Etude des variations des débits.	
<u>CHAPITRE III:</u>	8
III. 1: Choix du schéma de distribution	
III. 2: Evaluation des besoins en eau pour chaque zone.	
<u>CHAPITRE IV:</u>	12
IV. 1 : Dimensionnement des réservoirs.	
A. Volume.	
B. Détermination des diamètres des réservoirs	
C. Emplacement des réservoirs	
D. Choix du type de réservoir.	
E. Equipement des réservoirs	
<u>CHAPITRE V. Etude des adductions:</u>	27
V. 1 : Choix du tracé	
V. 2 : Pertes de charges	

CHAPITRE. VI. Réseau de distribution: ----- 40

- VI. 1 : Réseau de distribution.
- VI. 2 : Calcul du réseau de distribution,
par la méthode de HARDY - CROSS.
- VI. 3 : Calcul des pressions au sol.
- VI. 4 : Equipement du réseau de distribution

CHAPITRE. VII. Protection des ouvrages: ----- 62

- VII. 1 : Conséquences de la présence de l'air dans
la conduite.
- VII. 2 : Entartrage des conduites.
- VII. 3 : Etude du coup de bélier.
- VII. 4 : Principe de calcul du coup de bélier (Adduction gravitaire)

CHAPITRE. VIII. Protection des conduites contre la corrosion: ----- 77

- VIII. 1 : Protection externe
- VIII. 2 : Protection interne.

CHAPITRE. IX. Pose des canalisations: ----- 80

CHAPITRE. X. Assainissement. ----- 83

- X. 1, Introduction
- X. 2, Réseaux d'assainissement
- X. 3, Type d'eau à évacuer
- X. 4, Conditions de transport des eaux usées.
- X. 5, Type de canalisations
- X. 6, Plan de calcul du réseau d'assainissement.
- X. 7, Equipement du réseau d'assainissement

CHAPITRE. XI. Pose des canalisations. ----- 92

- XI. 1 : Emplacement
- XI. 2 : Exécution de la tranchée
- XI. 3 : Pose des conduits.
- XI. 4 : Essai du Réseau
- XI. 5 : Remplacement des tranchées.
- XI. 6 : Nettoyage du réseau

CHAPITRE. XII. Station de relevage ----- 95

Tb III	-Calcul du réseau maillé (Zone Haute).....	46
Tb IV	-Calcul des pressions (Zone-Haute).....	53
9b	-Plan du réseau maillé de la zone basse (Répartition définitive des débits).....	39
Tb I'	-Calcul des débits de soutirages de la zone basse.....	42
Tb III'	-Calcul du réseau maillé (Zone-Basse).....	51
Tb IV'	-Calcul des pressions (zone-Basse).....	59
IX.2	-Ventousse à boule flottante.....	61
IX.3	-Clapet à battant unique.....	61
Tb III'	-Calcul du coup de bélier (zone Haute).....	75
Tb IV'	-Calcul du coup de bélier (zone Basse).....	76
6	-Schéma de protection par soutirage de courant.....	79
8	-Schéma de protection par anode réactive.....	79
1a	-Butée sur un coude Horizontal.....	82
1b	-Butée sur un coude Vertical.....	82
1c	-Butée sur un branchement.....	82
XI	-Vue en plan du tracé des collecteurs principaux.....	87
	-Annexe VII: Réseau pluviaux en système Unitaire ou séparatif.....	
	-Annexe X :Variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur remplissage.....	
XI.1	-Regards de visite.....	94
XI.2	6 Joints d'emboîtement.....	74
XII.1	-Station de relevage.....	97

-oOo- TABLEAU DES FIGURES ET ABAQUES -oOo-

N° FIG	NOMENCLATURE	PAGES
1	-Schéma de distribution.....	9
2	-Graphe de calcul de la capacité du réservoir de la zone haute.....	15
3	-Graphe de calcul de la capacité du réservoir de la zone basse.....	17
4a	-Fontainerie d'équipement.....	25
4c	-Départ de la distribution.....	26
4b	-Schéma type du réservoir.....	26
4d	-Schéma en plan du réservoir(Coupe A-A).....	2
	-Diagramme universel du Moody.....	
	-Profil partiellement mouillé-(De la théorie de la longueur fluïdo-dynamique)-Abaque n°9.....	
II	-Graphe de calcul du diamètre(Zone haute).....	35
IbI	-Caractéristique de la conduite d'adduction(Zone-Haute).....	34
II'	-Graphe de calcul du diamètre(Zone basse).....	37
IbI'	-Caractéristique de la conduite d'adduction(Zone-Basse).....	36
3	-Abaque de Mr Peter, LAMONT.....	32
9a	-Plan du réseau maillé de la zone haute (répartition définitive des débits).....	38
Ib II	-Calcul des débits de soutirages de la zone Haute.....	41

-oOo- TABLEAU DES PLANCHES -oOo-

- Planche N° 1: Profil en long de l'adduction
(réservoir de BOUZAREAH-Réservoir de la zone haute.)
- Planche N° 2: Profil en long de l'adduction (Réservoir de la zone haute-Réservoir de la zone basse).
- Planche N° 3: Schéma du réseau avec les équipements.
- Planche N° 4: Calcul hydraulique du réseau d'assainissement.
- Planche N° 5: Profil en long du collecteur principal A-B.
- Planche N° 6: Profil en long du collecteur principal B-C.
- Planche N° 7: Profil en long du collecteur principal C-E

C H A P I T R E (I)

I.1. Introduction:

L'objet de notre étude est de cerner les besoins en eau potable de la Z. H. U. N de BOUZAREAH et d'arriver à la satisfaire, ainsi que l'évacuation totale des eaux usées.

L'étude faite par le ministère de l'hydraulique montre que la capacité de ~~stockage~~ **stockage** actuelle du réservoir de BOUZAREAH est suffisante pour l'alimentation de la Z. H. U. N.

Comme le relief de la Z. H. U. N est très accidenté avec des dénivellations qui dépassent parfois les 100m, des réducteurs de pressions sont à conseiller dans la partie à très forte pressions.

I.2- Localisation de la zone d'étude. (Situation géographique)

La zone d'étude est située dans la commune de BOUZAREAH. Elle est limitée à l'ouest et au sud par le CW. 430 (Route neuve) à l'Est par le ravin du frais vallon et le Quartier du Beaux fraisier; au Nord par la route BOUZAREAH, Bab-El-Oued et les terrains du Bordj. Polignac.

I.3- Reconnaissance géologique:

La carte géologique indique que l'ensemble du site est établi sur le substratum schisteux à l'exception de rares parcelles en partie sud où des grés miocènes surmontent le substratum.

La nature Rocheuse du sous-sol permet l'urbanisation du site, malgré la raideur du relief. On envisagera donc de préférence des constructions individuelles et des immeubles bas qui permettant une meilleur adaptation au terrain.

I. 4- Situation climatique:

Le climat est méditerranéen, caractérisé par un hiver humide et un été sec. La température moyenne est de 24°C. Les vents dominants proviennent du Nord et de l'Ouest. La pluviométrie moyenne de la région est d'environ 700 mm

I. 5- RENSEIGNEMENT RECUEILLIS AUPRES DE L'A. P. C.

Données sur la population.

Population existante sur le périmètre de la Z. H. U. N à été estimée à 3000 habitants.

* Dans sa zone d'influence, on trouve:

* 4000 habitants, dans le secteur d'espace vert au Nord.

* 4500 Habitants, dans le secteur de oued Ayaun.

* 4000 Habitants, dans le secteur urbanisé Ouest (vincent).

* 10.000 Habitants, dans le secteur urbanisé Est (Beau frzisiar).

Soit au total 19500 hab, auxquels s'ajoutera la population induite par le programme d'habitat qui est d'environ 8000 personnes. Les besoins en équipement seront calculés sur la base d'une population de 14000 hab, pour les équipements de première nécessité et de 27500 Pour tout autre type d'équipement.

I. 6- EQUIPEMENTS ET HABITATS DE LA ZHUN:

a/ Logements:

* Logements collectifs.....360.

* Logements semi-collectifs..620.

* Logements individuel.....350

Soit au total1330

On suppose que chaque famille comprend en moyenne 6 Personnes,
d'ou nous obtenons un nombre d'habitant de 8000 personnes.

- b/ - Equipements sanitaires:
- * 1 Polyclinique
 - * 2 Pharmacies
 - * 1 Centre de santé
- c/ - Equipements scolaires et pré-scolaires.
- * 1 Cité de l'enfance
 - * 2 crèches.....
 - * 2 Jardins d'enfants.....
 - * 2 Ecoles fondamentaux Elementaires (E. F. E)
 - * 1 Ecoles fondamentale supérieure (E. F. S).
- d/ - Equipements sportifs.
- * Aires de jeux.
 - * 1 P. E. P. S.
 - * 1 Stade scolaire
- e/ - Equipements culturels.
- * 2 Salles polyvalentes.
 - * 1 Cinéma
 - * 1 Maison de jeunes
 - * 1 Musée
 - * 1 Salle de prière.
- f/ - Equipements Administratifs.
- * 1 Antenne A. P. C avec poste de police
 - * 1 Antenne P. T. T
 - * 1 local pour organisation de masse.
- g/ - Equipements commerciaux.
- * 1 S. N. G. A.
 - * 1 Menuiserie
 - * 1 Petits centre commercial.
 - * Commerce et artisanat.

C H A P I T R E IIII. A - Démographie:

Les besoins en eau seront évalués pour l'horizon de la mise en service de la Z.H.U.N (1990).

Les seules données numériques dont nous disposons d'après le dossier de création de la Z.H.U.N de Bouzareah sont:

- Le nombre d'habitants de la Z.H.U.N est de 8000 Habitants donné d'après le nombre de logement pour une moyenne de 6 personnes par logement.
- De plus 3000 Habitants existants soit au total une population de 11000 Habitants.

Vue l'entourage de la Z.H.U.N très dense, sa superficie ne peut accueillir qu'un nombre d'habitants bien déterminé, soit 11000 Habitants au total, ce chiffre restera constant lors de sa mise en service.

Ce dernier est en fonction de la superficie et l'élévation de niveau de vie.

II. 2 Tableau de dotation et besoins en eau pour l'année 1990

Types de besoins	Types d'établissements	Nombres ou Surfaces	Dotation	Débit m ³ /j
Sanitaires	- 1-Pharmacie	50 m ²	5l/m ² /j	0,25
	- 1-Centre de santé	100 m ²	5l/m ² /j	0,50
Scolaires et pré-Scolaires	- 2 Crèches	160 Enfants/j	20l/enfants/j	3,20
	- 2 Jardins d'enfants	160 Enfants	20l/Enfants	3,20
	- 1 E.F.E	1000 Elèves	20l/élèves/j	20,00
	- 1 E.F.S	800 Elèves	20l/élèves/j	16,00
	- 1 Maison de l'enfance	1,5 ha	20 m ³ /j	20,00
Sportifs	- Aires de jeux	--	2m ³ /j	2,00
	- 1 P.E.P.S	13800 m ²	1l/m ² /j	13,80
	- 1 Stade scolaire			
Culturels	- 2 Salles polyvalentes	690m ²	4l/m ² /j	2,76
	- 1 Cinéma			
	- 1 Maison de jeunes	90m ²	2m ² /j	2,00
	- 1 Salle de prière			
Administratif	- 1 Antenne A. P. C	--	10m ³ /j	10,00
	- 1 Poste de police	--	2m ³ /j	2,00
	- 1 Antenne P. T. T	--	1m ³ /j	1,00
	- 1 Local pour Organisation de masse	--	5m ³ /j	5,00
	- Bureau - locaux Administratifs	--	5m ³ /j	5,00
		- 1 S. N. G. A	--	2m ² /j
Commerciaux	- 1- Petit centre Commercial	250m ²	1l/m ² /j	0,25
	- Commerce et Artisanat	500m ²	1l/m ³ /j	0,50
Population	- Population existante sur le site	3000	200l/j/hab	600,00
	- Population de la Z. H. U. H.	8000	200l/j/hab	1600,00
Total	--	--	--	3909,46

- La consommation moyenne journalière est égale au nombre d'habitants par la datation, ajoutées aux besoins publics qui est de $3909,46m^3/j$.
- Généralement les réseaux d'A.E.P Sont soumis au phénomène de vieillissement ainsi qu'à l'éventuels accidents qui provoquent parfois les pertes en eau, des fuites et du gaspillage. Il sera prudent de majorer les prévisions de 25% au minimum à partir de l'horizon 1990.

-oOo-VARIATIONS DES DEBITS-oOo-

II. 3-Etude des variations des débits:

Les problèmes posés par la variation du débit ont trait aux pointes journalières, mensuelles et saisonnières.

On Distingue:

- Des variations annuelles, dépendant du niveau de vie de la population.
- Des variations mensuelles, selon l'importance des villes.
- Des variations journalières, selon les jours de semaine.
- Des variations Horaires, qui présentent la variation la plus importante aux heures de pointes.

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

Ce coefficient varie entre 1,45 et 4,30 (D'après les statistiques faites par A. Du pont: "Hydraulique Urbaine")

a) Coefficient de variation Horaire "K₀"

$$K_0 = \frac{\text{Consommation maximale Horaire}}{\text{Consommation moyenne Horaire.}}$$

K_0 : tient compte des variations horaires du débit.

b/ Coefficient de variations journalière "Kj"

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

K_j : dépend de la population de la ville

tient compte des pertes d'eaux dans le réseau de distribution.

c) Coefficient de pointe: "Kp"

"Kp" est défini comme le produit entre K_0 et K_j

$$K_p = K_0 \cdot K_j$$

Pour notre cas, les calculs se feront avec les coefficients suivants.

$$\begin{array}{l} K_j = 1,6 \\ K_0 = 1,5 \end{array} \implies K_p = K_0 \cdot K_j = 1,5 \times 1,6 = 2,4$$

La valeur de K_p signifie que le débit desservi en 24 Heures pourra l'être en 10 heures.

Tableau des consommations moyennes:
maximales, journalières et de pointe
horaire:

Horizon	Consommation moyenne journalière m^3 / j	Consommation moyenne, journalière, majorée de 25% m^3 / j	Consommation maximale, journalière m^3 / j	Débit de pointe l/s
1990	3909,46	4886,83	7848,92	135,75

CHAPITRE III

III 1-CHOIX DU SCHEMA DE DISTRIBUTION:(Voir fig. 1)

La Z. H. U. N d'étude à un relief très accidenté ayant des différences de niveau considérables (Supérieures à 115m) Alors dans ce cas nous pensons qu'il est rationnel de diviser le réseau de distribution en zones verticales. Afin d'éviter des surpressions aux points bas du réseau. Ce qui est inadmissible selon les conditions d'exploitation des réseaux de distribution.

La détermination des limites et du nombre de zones dépend du relief, de la configuration et de l'étendue du réseau. Dans notre cas, nous avons opté pour deux zones de distribution dont les fonctionnements seront ~~à~~ dépendants.

Quant à la limite séparant ces deux zones, elle a été déterminée à 284,50m H. G. A Compte tenu des deux critères suivants

- Avoir une pression ne dépassant pas 55m, aux points les plus bas de la zone basse.
- Avoir une pression suffisante aux point les plus haut de la zone haute.

Remarque:

Comme le relief est très accidenté avec des nivellations qui dépassent parfois les 115m; des réducteurs de pression sont à conseiller dans les parties à très fortes pressions pour briser la charge.

N.B. - Notons que la capacité de stockage du réservoir de Bouzareah est de 7600 m³ avec:

$$C_r = 386.50 \text{ m}$$

$$C_{TP} = 392.50 \text{ m}$$

ALIMENTATION ETAGEE
SCHEMA DE DISTRIBUTION

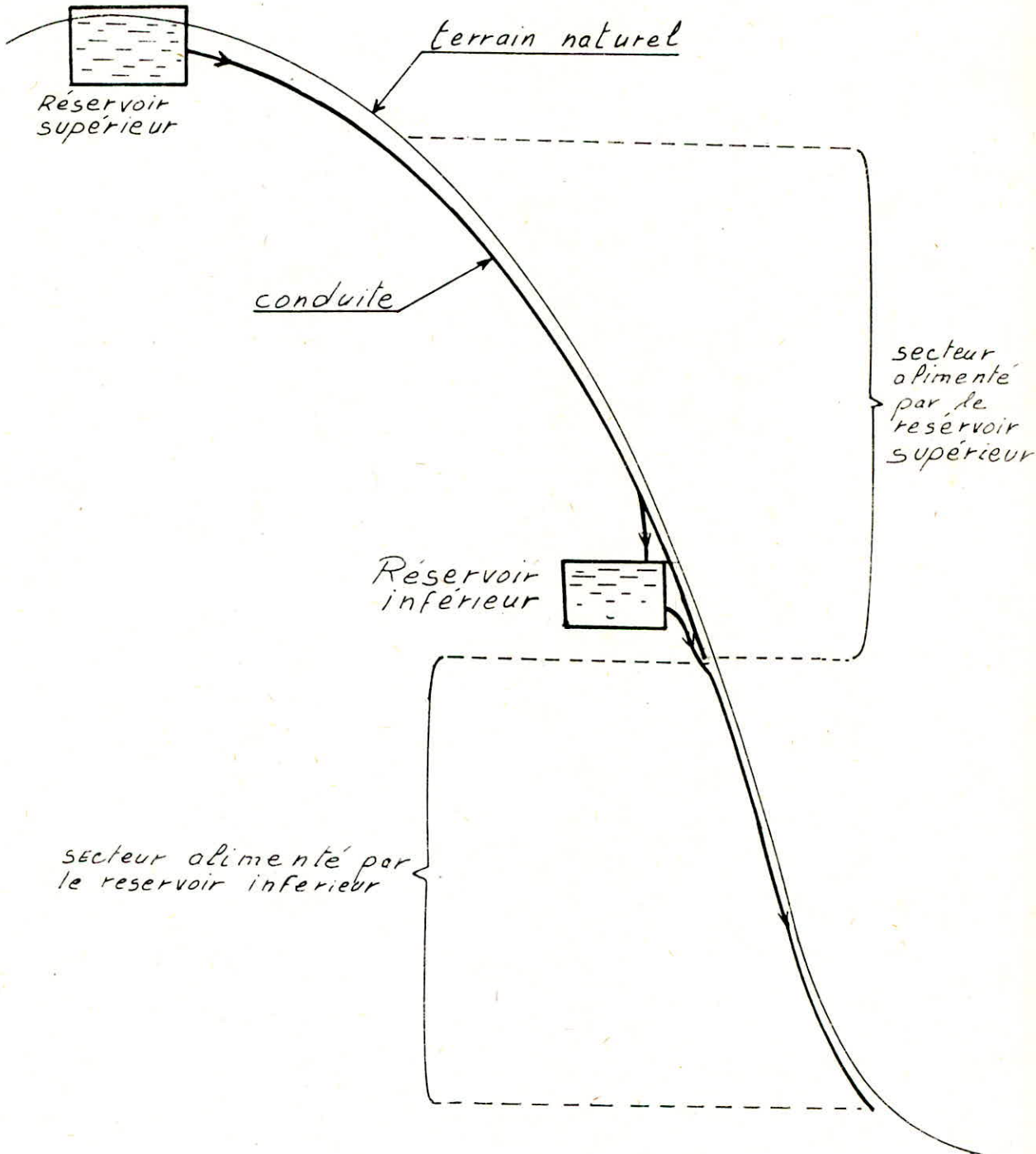


fig: 1

III 2 EVALUATIONS DES BESOINS POUR CHAQUE ETAGES:

La ZUHN de BOUZEREAH Présente une répartition uniforme de la population. Sur une superficie de 65 hectares, le nombre d'habitants est de 11000 hab. Pour l'an 1990.

$$\text{Densité; } d = \frac{N}{S} \quad (\text{Hab/ha})$$

Où : N = Nombre d'habitants

S = Superficie en ha

Consommation spécifique par habitant: (q)

$$q = \frac{Q_m}{N} \quad (l/j/ha)$$

Q_m: débit moyen journalier.

Ayant la densité, le nombre d'habitants et la consommation spécifique nous déduisons les consommations maximales journalières et les débits de pointe pour chaque zone.

TABLEAU DES DIFFERENTS DEBITS POUR CHAQUE ZONE POUR L'AN 1990

Zone	Densité (hab/ha)	Superficie (ha)	Nbre d'habitants	q (l/j/ha)	C ₀ (l/j)	Kj	C ₀ MAX (l/j)	K ₀	Débit de pointe (m ³ /h)
Supérieure	170	30,10	5094	444,26	2263,06	1,6	3620,89	1,5	226,3
Inférieure	170	34,90	5906	444,26	2623,80	1,6	4198,08	1,5	262,3

Les débits nécessaires pour chaque Zone :

Année	Zone inférieure	Zone supérieure
1990	48,59 l/s	44,94 l/s

Avec les débits maximaux journaliers seront dimensionnés les différents réservoirs et les adductions y arrivant. Alors que les adductions partant des réservoirs ainsi que les réseaux de distribution seront dimensionnés avec les débits de pointe.

ETUDE DES RESERVOIRS:

La répartition des débits par le réseau de distribution se réalise selon un graphique journalier de consommation d'eau (voir fig 2 et 3) qui varie considérablement pour toute la journée.

D'autre part, les ouvrages et les installations d'adduction amènent l'eau uniformément (ou presque). Pour la coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution on se sert des réservoirs de stockage.

Pendant les heures de consommation minimale, les différences des débits de l'adduction et du réseau de distribution coule dans les réservoirs de stockage, alors que pendant les heures de pointe, ou la consommation d'eau est maximale le déficit de débit coule des réservoirs de stockage vers les réseaux de distribution.

IV.4. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS:

A- Volume: Les calculs seront faits par deux méthodes.

a) Méthode Analytique.

Le découpage en tranches pendant lesquelles le débit reste constant se fait à l'aide d'un analyseur de débit. Dans une première approximation on peut admettre la répartition de la consommation selon les coefficients (a_n %). Les coefficients varient suivant les différentes heures de desserte et l'importance de la population.

$$V_{\text{P}} = \Delta V_{\text{max}}^+ + \Delta V_{\text{max}}^- + \Delta V_{\text{ri}}$$

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

$$\Delta V = \text{Volume apport} - \text{Volume consommé}$$

$$\text{Volume apport} = \text{Volume max journalier.}$$

ΔV_{ra} = Volume de la réserve d'incendie prise à $120m^3$

c'est à dire un volume nécessaire pour une durée d'extinction de 2 heures.

$$\text{Volume consommé} = \text{Volume d'apport} \times \frac{24}{100}$$

Les différents calculs sont reportés aux tableau N° 4 et 2

b/ METHODE GRAPHIQUE:

On représente les courbes d'apport et de consommation, le volume sera, en valeur absolue, la somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport

$$|\Delta V_1| + |\Delta V_2| = \text{Volume du réservoir auquel on ajoute la réserve d'incendie pour obtenir le volume total.}$$

(voir TABLE 3 et 4)

-CAPACITE DES RESERVOIRS:

ZONE SUPERIEURE: $V = 844,003m^3$ On prendra un volume standard de $850m^3$. Ce qui nous donne à projeter un réservoir de $850m^3$

ZONE INTERIEURE: $V = 804,634m^3$. On prendra un volume standard de $850m^3$. Ce qui nous donne à projeter un réservoir de $850m^3$

B. DETERMINATION DES DIAMETRES DES RESERVOIRS:

ZONE SUPERIEURE: On prendra pour le reservoir projeté une hauteur utile $h = 5$; $V = 850m^3$

$$D = \left(\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h} \right)^{1/4} = 44,74m$$

On prendra un diamètre de $45,00m$

ZONE INTERIEURE: La hauteur h sera la même et on la fixe à $5m$ pour le reservoir de $850m^3$ on aura $D = 45,00m$

Tableau de calcul de la Capacité du réservoir
de la zone haute (T₆: N°1)

$\Delta t = 1h$	%	Volumes (m ³)		Volume Cumulé (m ³)		Differences ΔV (m ³)	
		Q. Δt	Q. $\Delta t \cdot Q_p \cdot 0.24$	V. apport	V. Consommé	ΔV^+	ΔV^-
0-1	1,50	150,87	54,313	150,870	54,313	96,557	
1-2	1,50	—''—	54,313	301,741	108,626	193,115	
2-3	1,50	—''—	54,313	452,612	162,939	289,673	
3-4	1,50	—''—	54,313	603,485	217,252	386,233	
4-5	2,50	—''—	90,522	754,353	307,774	446,579	
5-6	3,50	—''—	126,731	905,224	434,505	470,719	
6-7	4,50	—''—	162,940	1056,095	597,445	458,650	
7-8	5,50	—''—	199,149	1206,965	796,594	410,371	
8-9	6,25	—''—	226,306	1357,836	1022,900	334,936	
9-10	6,25	—''—	226,306	1508,706	1249,206	259,500	
10-11	6,25	—''—	226,306	1659,577	1475,512	184,065	
11-12	6,25	—''—	226,306	1810,448	1701,818	108,630	
12-13	5,00	—''—	181,045	1961,319	1882,863	78,456	
13-14	5,00	—''—	181,045	2112,189	2063,908	48,281	
14-15	5,50	—''—	199,149	2263,060	2263,057	0,003	
15-16	6,00	—''—	217,253	2413,931	2480,310		66,379
16-17	6,00	—''—	217,253	2564,801	2697,563		132,762
17-18	5,50	—''—	199,149	2715,672	2896,712		181,040
18-19	5,00	—''—	181,045	2866,543	3077,757		211,214
19-20	4,50	—''—	162,940	3017,413	3240,697		223,284
20-21	4,00	—''—	144,836	3168,284	3385,533		217,249
21-22	3,00	—''—	108,626	3319,155	3494,159		175,004
22-23	2,00	—''—	72,417	3470,025	3566,576		96,551
23-24	1,50	—''—	54,313	3620,896	3620,886	0,007	

$$V_R = 470,719 + 223,284 + 120 = 814,003 \text{ m}^3 \approx 850 \text{ m}^3$$

CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR (zone haute)

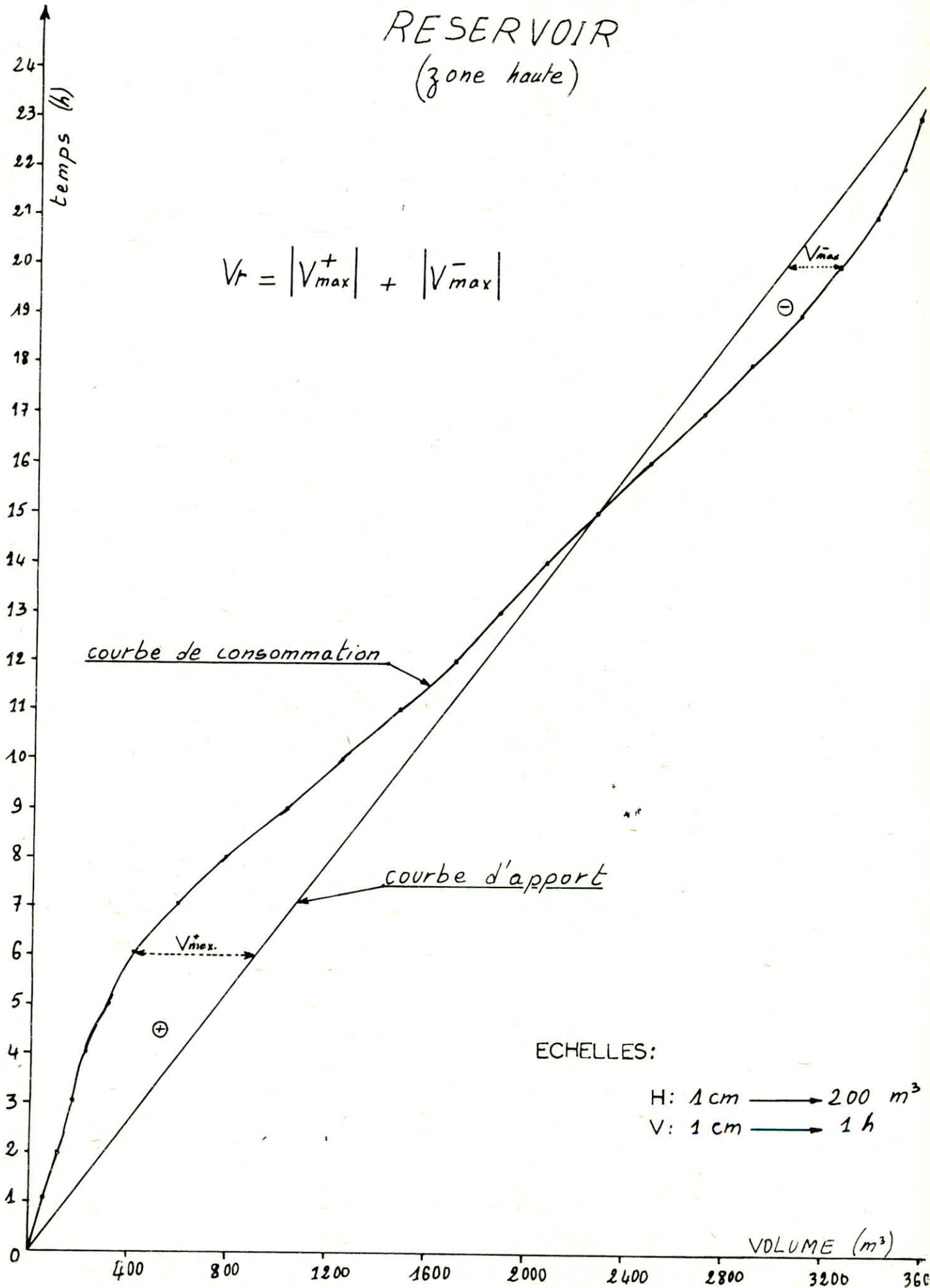


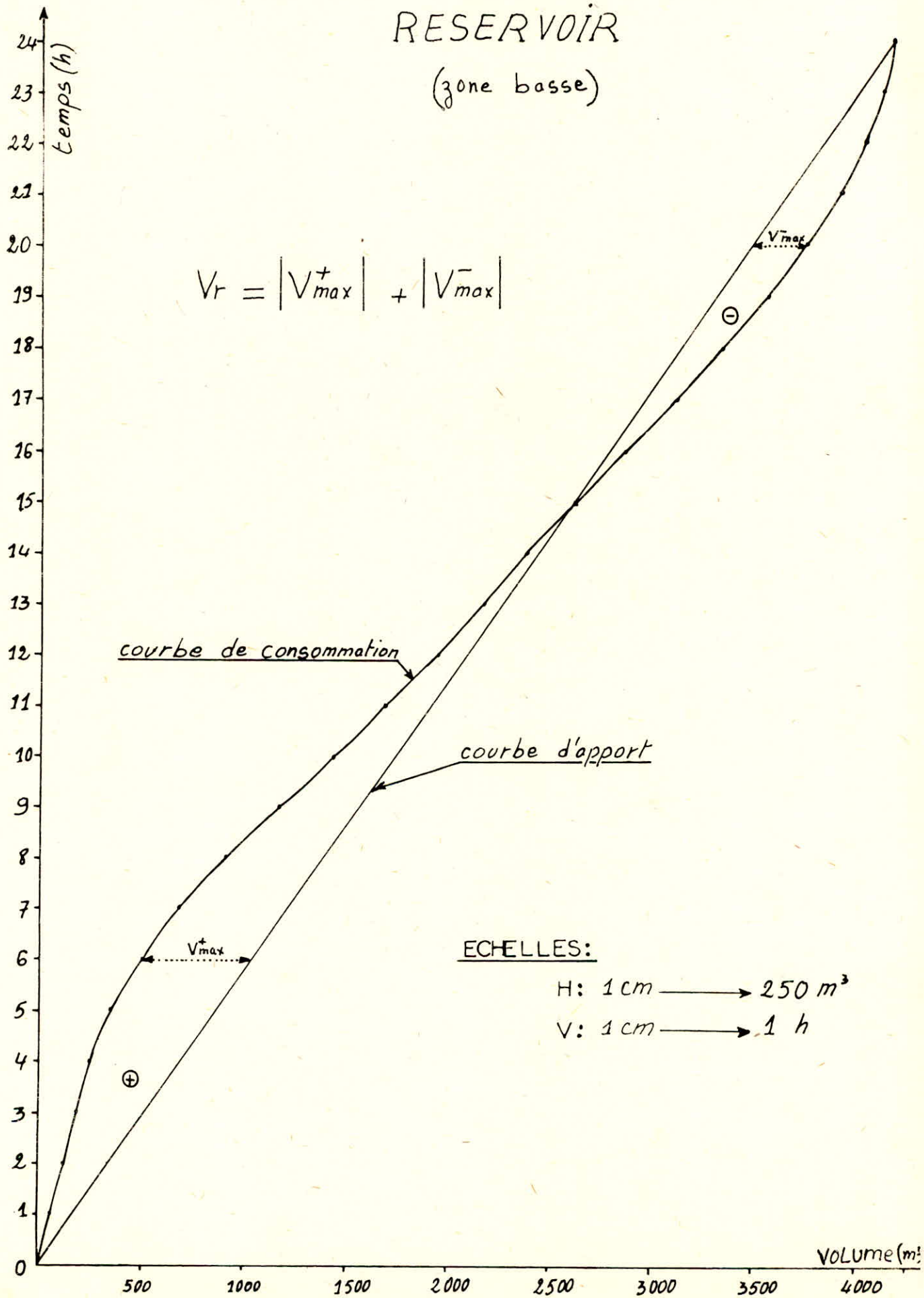
fig: 2

Tableau de calcul de la capacité du réservoir
de la zone inférieure. (t.b N° 2)

$\Delta t = 1h$	α_h %	Volumen (m ³)		Volumen Cumulés (m ³)		Différences ΔV (m ³)	
		$Q \cdot \Delta t$	$Q \cdot \Delta t \cdot \alpha_h \cdot 0.24$	V_{apport}	$V_{\text{consommé}}$	ΔV^+	ΔV^-
0-1	1,50	174,920	62,971	174,920	62,971	111,949	
1-2	1,50	174,920	62,971	349,84	125,942	223,898	
2-3	1,50	174,920	62,971	524,760	188,913	335,847	
3-4	1,50	174,920	62,971	699,680	251,884	447,796	
4-5	2,50	174,920	104,952	874,600	356,836	517,764	
5-6	3,50	174,920	146,933	1049,520	503,769	545,751	
6-7	4,50	174,920	188,914	1224,440	692,683	531,757	
7-8	5,50	174,920	230,894	1399,360	923,577	475,783	
8-9	6,25	174,920	262,380	1574,280	1185,957	388,323	
9-10	6,25	174,920	262,380	1749,200	1448,337	300,863	
10-11	6,25	174,920	262,380	1924,120	1710,717	213,403	
11-12	6,25	174,920	262,380	2099,040	1973,097	125,943	
12-13	5,00	174,920	209,904	2273,960	2183,001	90,959	
13-14	5,00	174,920	209,904	2448,880	2392,905	55,975	
14-15	5,50	174,920	230,894	2623,800	2623,799	0,001	
15-16	6,00	174,920	251,885	2798,720	2875,684		76,964
16-17	6,00	174,920	251,885	2973,640	3127,569		153,929
17-18	5,50	174,920	230,894	3148,560	3358,463		209,903
18-19	5,00	174,920	209,904	3323,480	3568,367		244,887
19-20	4,50	174,920	188,913	3498,400	3757,280		258,880
20-21	4,00	174,920	167,923	3673,320	3925,203		251,883
21-22	3,00	174,920	125,942	3848,240	4051,145		202,905
22-23	2,00	174,920	83,961	4023,160	4135,106		111,946
23-24	1,50	174,920	62,971	4198,080	4198,077	0,001	

$V_R = 545,751 + 258,88 = 804,631 \approx 850 \text{ m}^3$

CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR (zone basse)



$$V_r = |V_{max}^+| + |V_{max}^-|$$

courbe de consommation

courbe d'apport

ECHELLES:

H: 1 cm → 250 m³
V: 1 cm → 1 h

C). EMPLACEMENT DU RESERVOIR:

Calcul de la cote du radier:

L'emplacem^eent choisi pour l'édification du réservoir doit être compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c'est à dire donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe, assurer la sécurité de la distribution, soit en cas de défaillance de courte durée. Soit pour fournir rapidement une quantité d'eau importante (pour éteindre un incendie par exemple) de même qu'il assure une régulation entre les débits différents.

En conséquence l'altitude de la cuve et plus précisément celle du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piezométrique exigée sur le réseau en prévoyant une pression maximale au sol de 11 mètres au point le plus haut du réseau dont les environs ne sont occupés que par des habitations précaires ne dépassant guère un étage et cela pour les deux zones (supérieure et inférieure).

Zone supérieure:

Cote maximale : 330,26m

Ainsi nous obtenons une cote piezométrique de l'ordre de 344,26m qui nous permet d'avoir en première approximation l'altitude du radier soit: 344,26m auquel nous ajouterons la perte de charge entre le réservoir et le point de raccordement.

La théorie de la longueur de la fluïdo-dynamique nous donne une solution simple et rapide du problème, les caractéristiques de la conduite R-0 sont les suivants

$$l = 27m \quad . \quad D = 300mm \quad . \quad V = 0,89m/s$$

$$\varepsilon = 1mm$$

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

$$Q = 226,34 \text{ m}^3 /h \quad = \quad 0,063 \text{ m}^3 /s$$

L'application de la théorie de la fluïdo-dynamique nous conduit à :

Pour le profil circulaire plein, de paramètre de forme $\lambda = 1$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = 1 \\ D = 0,3 \text{ m} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{abaque 9}} D_0 = 1,539$$

$$\text{Or } \lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,3}{1,539} = 0,195$$

Détermination de Q/\sqrt{J}

$$\left. \begin{array}{l} \varepsilon = 1 \text{ mm} \\ \lambda = 0,195 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{abaque 8}} \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 1,05$$

$$\implies J_r = \frac{Q^2}{(1,05)^2} = \frac{(0,063)^2}{(1,05)^2} = 0,0036$$

$$Re = \frac{4 \cdot Q_0}{P_0 \cdot \lambda \cdot \sqrt{J}} = 0,827 \cdot \frac{0,0063}{0,195} \cdot 10^6 = 2,67 \cdot 10^5 \quad \left. \begin{array}{l} \text{Diagramme de} \\ \text{Moody} \end{array} \right\}$$

$$\varepsilon/D_h = 10^{-3}/0,3 = 0,00333$$

$$\left. \begin{array}{l} Re = 2,67 \cdot 10^5 \\ \varepsilon/D_h = 0,00333 \end{array} \right\} \text{diagramme de Moody, Régime de transition}$$

Puisque l'écoulement est à régime de transition on écrit que :

$$J = \lambda^{5,3} \cdot J_r$$

Après interpolation, se référant à l'abaque 17d on détermine

$$\lambda^{5,3} = 1,03$$

$$\text{d'où } J = 1,03 \cdot 0,0036 = 3,74 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta H = J \cdot 1,15 L_G = 3,74 \cdot 10^{-3} \cdot 1,15 \cdot 27 = 0,12 \text{ m}$$

D'autre part nous avons :

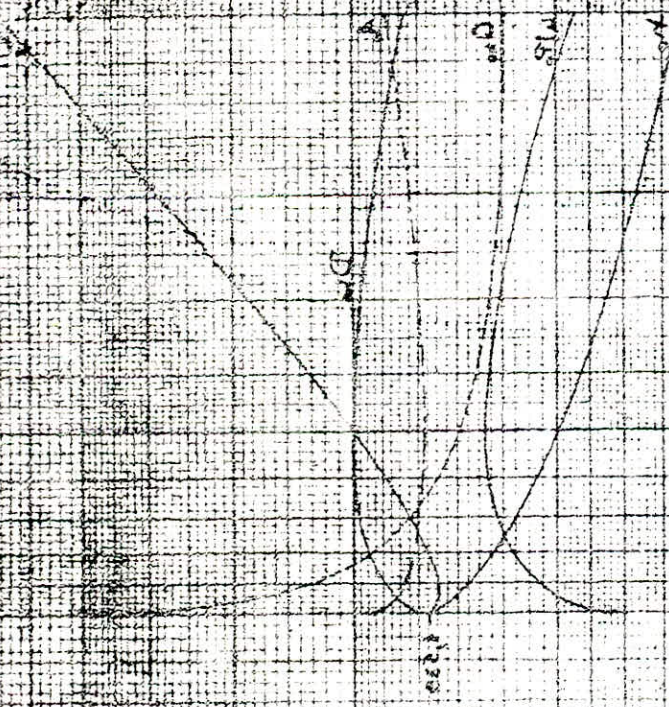
$$J = \frac{\Delta H}{L_T} = \frac{Z_R - Z_1}{L_T} \quad \text{Ou } Z_R \text{ et } Z_1 \text{ sont les cotes piezo-}$$

métriques.

Nous avons admis l'hypothèse que :

$$L_T = 1,15 L_G$$

1944



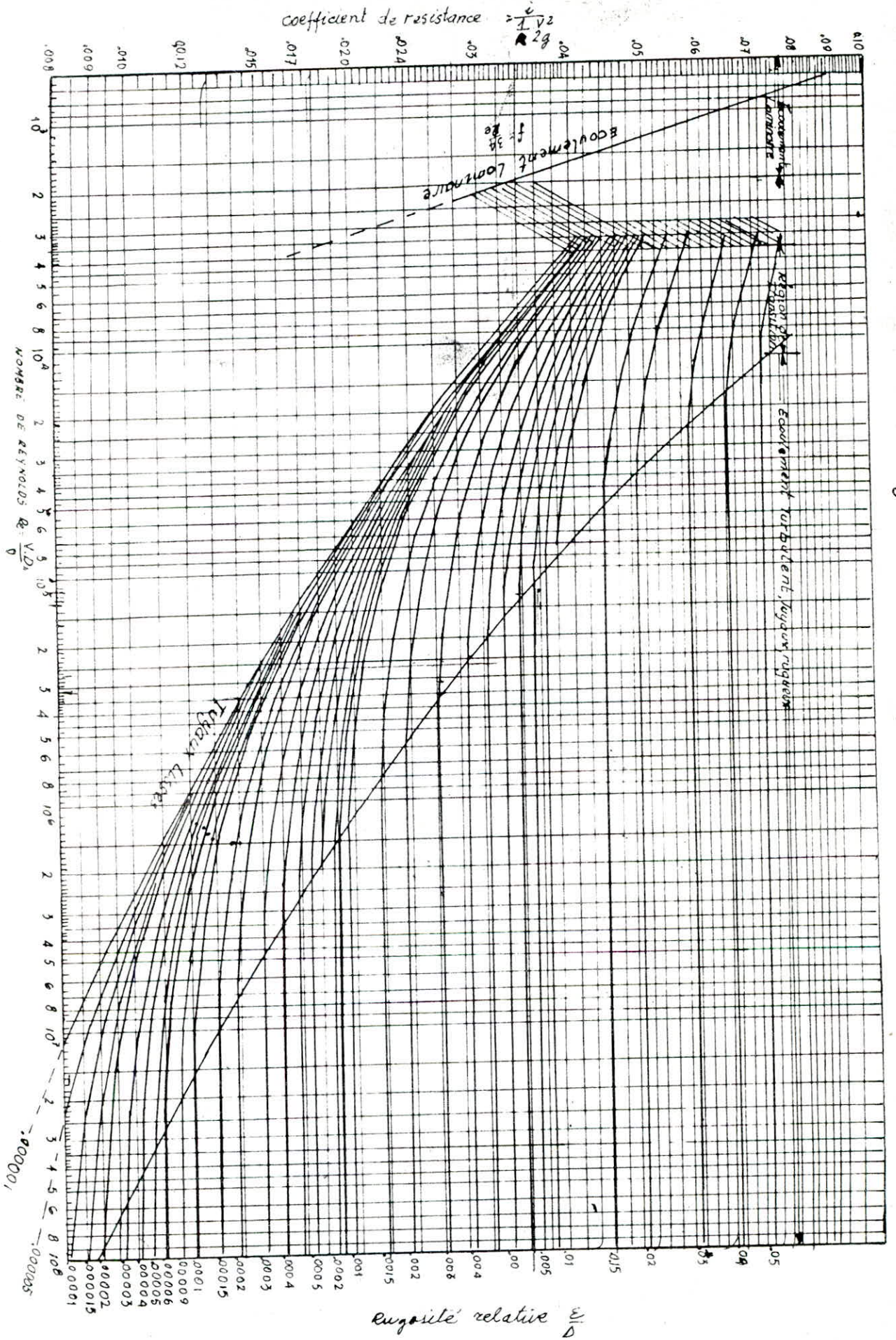
1944

1945

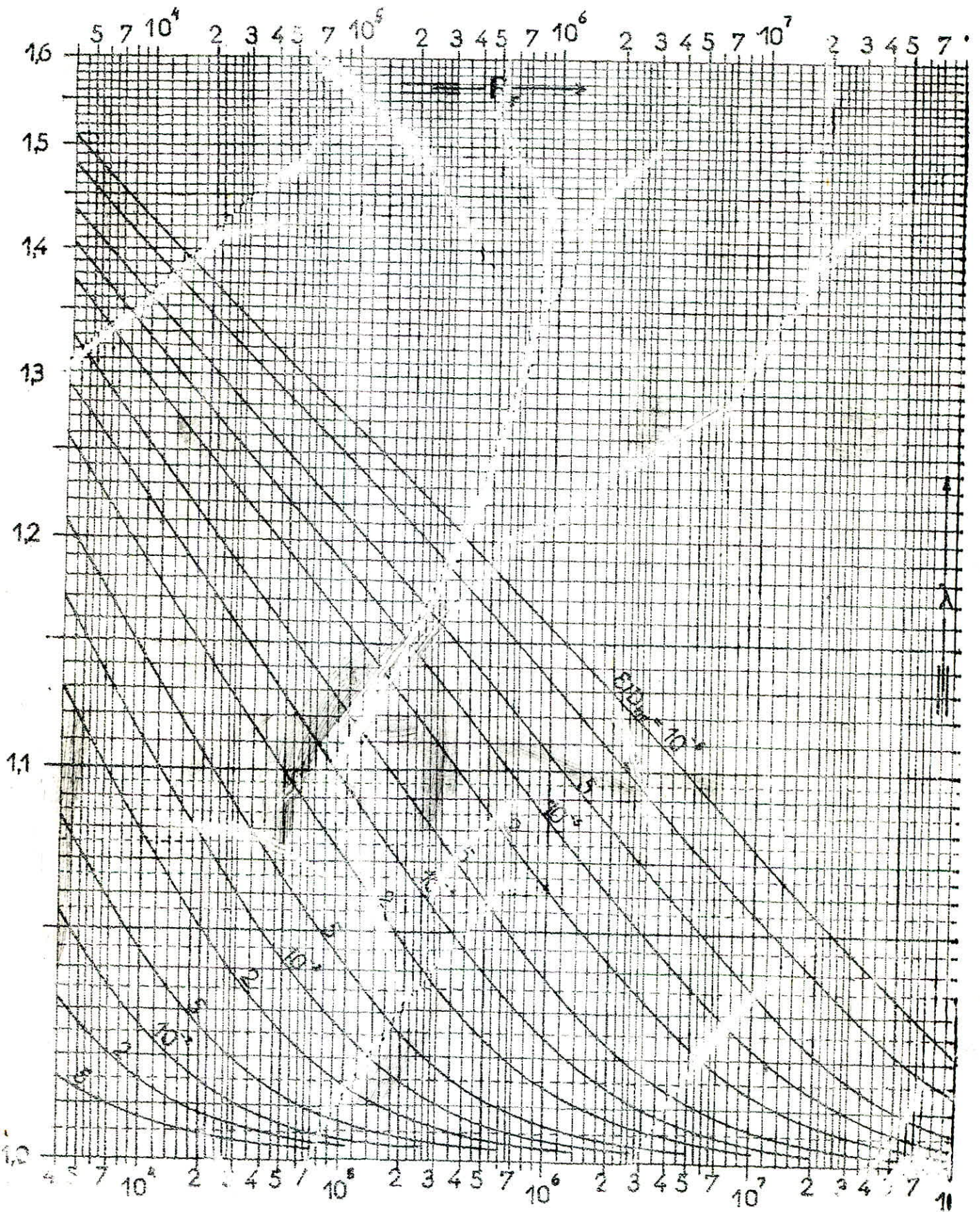
1944

1945

Diagramme de Moody



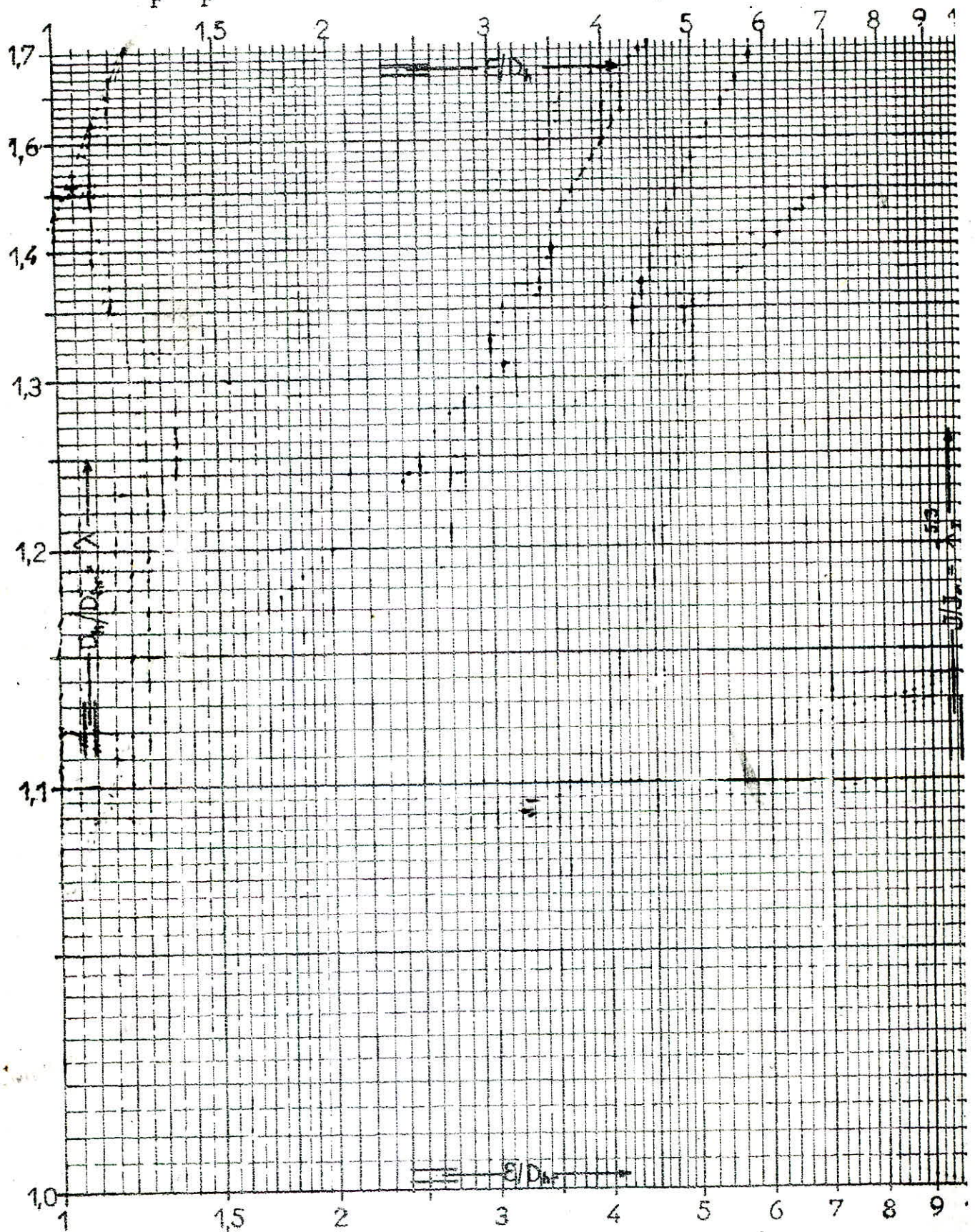
Détermination des dimensions linéaires d'une conduite, véhiculant un fluide en régime de transition.



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

Réseau pour tracer les courbes, représentant:

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



L_G : Longueur géométrique

Z_R : Côte du radier,

d'où $Z_R = 4,45 L_G \cdot J + Z_A = 0,42 + 344,26 = 344,68\text{m}$

ZONE INFÉRIEURE:

Côte maximale : 284,50m

Ainsi nous obtenons une côte piezométrique de l'ordre de 292,08m qui nous permet d'avoir en 1ère approximation l'altitude de radier soit: 292,50m auquel nous ajouterons la perte de charge entre le réservoir et le point de raccordement comme dans le cas de la zone supérieure, la théorie de la longueur fluïdo-dynamique nous donne une solution simple du problème, les caractéristiques de la conduite R - 5 sont les suivants.

$$L = 360\text{m}$$

$$D = 0,30\text{m} = 300\text{mm}$$

$$V = 4,03\text{m/s}$$

$$\xi = 4\text{mm}$$

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

$$Q = 262,38\text{ m}^3/\text{h} = 0,073\text{ m}^3/\text{s}$$

L'application de la théorie de la longueur de la fluïdo-dynamique nous conduit à:

Pour le profil circulaire plein, de paramètre de forme $\xi = 1$

$$\left. \begin{array}{l} \xi = 1 \\ D = 0,3\text{m} \end{array} \right\} \text{abaque 9} \rightarrow D_0 = 1,539$$

$$\text{Or } \Lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,30}{1,539} = 0,195$$

Détermination de Q/\sqrt{J}

$$\left. \begin{array}{l} \xi = 4\text{mm} \\ \Lambda = 0,195 \end{array} \right\} \text{abaque 8} \rightarrow \frac{Q}{\sqrt{J}} = 4,05$$

$$\Rightarrow J_r = \frac{Q^2}{(1,05)^2} = \frac{(0,073)^2}{(1,05)^2} = 0,00483$$

$$Re = \frac{4 \cdot Q \cdot 1}{P_o \wedge \sqrt{V}} = 0,827 \cdot \frac{0,073}{0,195} \cdot 10^6 = 3,10 \cdot 10^5$$

Diagramme de Moody \rightarrow

$$E/Dh = 10^{-3}/0,3 = 0,00333.$$

$$Re = 3,10 \cdot 10^5 \left. \begin{array}{l} \\ E/Dh = 0,00333 \end{array} \right\} \text{Diagramme de Moody} \rightarrow \text{Régime de transition}$$

Puisque l'écoulement est à régime de transition on écrit que

$$J = \sqrt[5,3]{J_r}$$

Après interpolation et se référant à l'abaque 17d on détermine

$$\sqrt[5,3]{J} = 1,02$$

$$\text{d'où } J = 1,02 \cdot 0,00483 = 4,93 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta H = J \cdot 1,15 L_G = 4,93 \cdot 10^{-3} \cdot 1,15 \cdot 360 = 2,04 \text{ m}$$

D'autre part nous avons:

$$J = \frac{\Delta H}{L_T} = \frac{Z_R - Z_5}{L_T}$$

Nous avons admis l'hypothèse que:

$$L_T = 1,15 L_G$$

L_G = Longueur géométrique

$$\text{d'où } Z_R = 1,15 L_G \cdot J + Z_5$$

$$Z_R = 1,15 \cdot 360 \cdot 4,93 \cdot 10^{-3} + 292,08 = 2,04 + 292,08$$

$$Z_R = 294,12 \text{ m}$$

IT
-oOo- TABLEAU RECAPULATIF -oOo-

	Côte du Madier	côte du Trop-Plein	Volume de Reservoir (m ³)	Diamètre du reser- voir (m)	Côté du terrain	Remarque
Zone supérieure	341,38	346,38	850	15,00	342,30	semi-enterré
Zone inférieure	294,12	299,12	850	15,00	295,20	semi-enterré

D). CHOIX DE TYPE DE RESERVOIR (10, 10, 10)

Les réservoirs projetés seront de type semi-enterrés.

Notre choix a été conduit par les avantages qu'ils présentent a savoir:

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

E) EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS.

Le reservoir doit être muni de:

- une conduite d'alimentation.
- Une conduite de distribution.
- Une conduite de trop-Plein.
- Une conduite de vidange.

a) Adduction:

L'arrivée de l'eau dans le réservoir s'effectue par surverse; arrivée noyée, pour préserver l'équilibre carbonique de l'eau et empêcher la précipitation du calcium. Néanmoins, cette solution présente un inconvénient, qui est celui de vidange par siphonnage lors d'un accident sur l'adduction.

On prévoit à cet effet, un clapet anti-retour. Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20m.

au dessus du radier pour empêcher la pénétration des boues qui pourraient éventuellement se decanter dans la cuve pour faciliter le brassage de l'eau, le depart sera prévu à l'opposé de l'arrivée (Voir fig: 4)

b) Trop-plein et vidange:

la conduite de trop-plein est destinée à evacuer la totalité du debit arrivant au reservoir lorsque le niveau dans celui-ci atteint sa limite maximale.

Un joint hydraulique constitué d'un siphon est prévu à l'extrémité aval de cette conduite pour éviter l'introduction de corps nocifs dans le reservoir.

Une vidange est prévue au point bas du reservoir et sera raccordée sur la canalisation du trop-plein et comportera un robinet vanne. (Voir fig 4)

c) commande par ligne pilote:

Un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute du reservoir qui enclenche pour un niveau d'eau inférieur et le déclenche pour un niveau supérieur.

d) Materialisation de la reserve d'incendio:

En cas de fonctionnement normal, les vannes (3) et (1) seront ouvertes la (2) fermée.

En cas d'incendio, les vannes (2) et (3) seront ouvertes et la vanne (1) fermée. (Voir fig: 4b)

ENTRETIEN DES RESERVOIRS:

L'importance de ces installations nécessite un soin particulier, tels que:

le nettoyage, le lavage et la desinfection.

Pour cela on doit proceder à plusieurs opérations:

- Isolation et vidange de la cuve.
- Elimination des dépôts sur les parois par brassage
- Examen et reparation éventuelle des parois

- Désinfection
- Rinçage à l'eau potable
- Remise en service

Hygiène et sécurité des réservoirs :

Les réservoirs seront d'une parfaite étanchéité et ne recevront aucun enduit intérieur susceptible d'altérer l'eau qu'ils contiennent.

Ils seront couverts pour les protéger contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers.

Ils seront à l'abri des contaminations, de l'infiltrations des eaux souterraines et des pluies.

Ils seront aménagés de façon que l'eau circule régulièrement à l'intérieur pour éviter toute stagnation.

RESERVOIR SEMI-ENTERRE CYLINDRIQUE

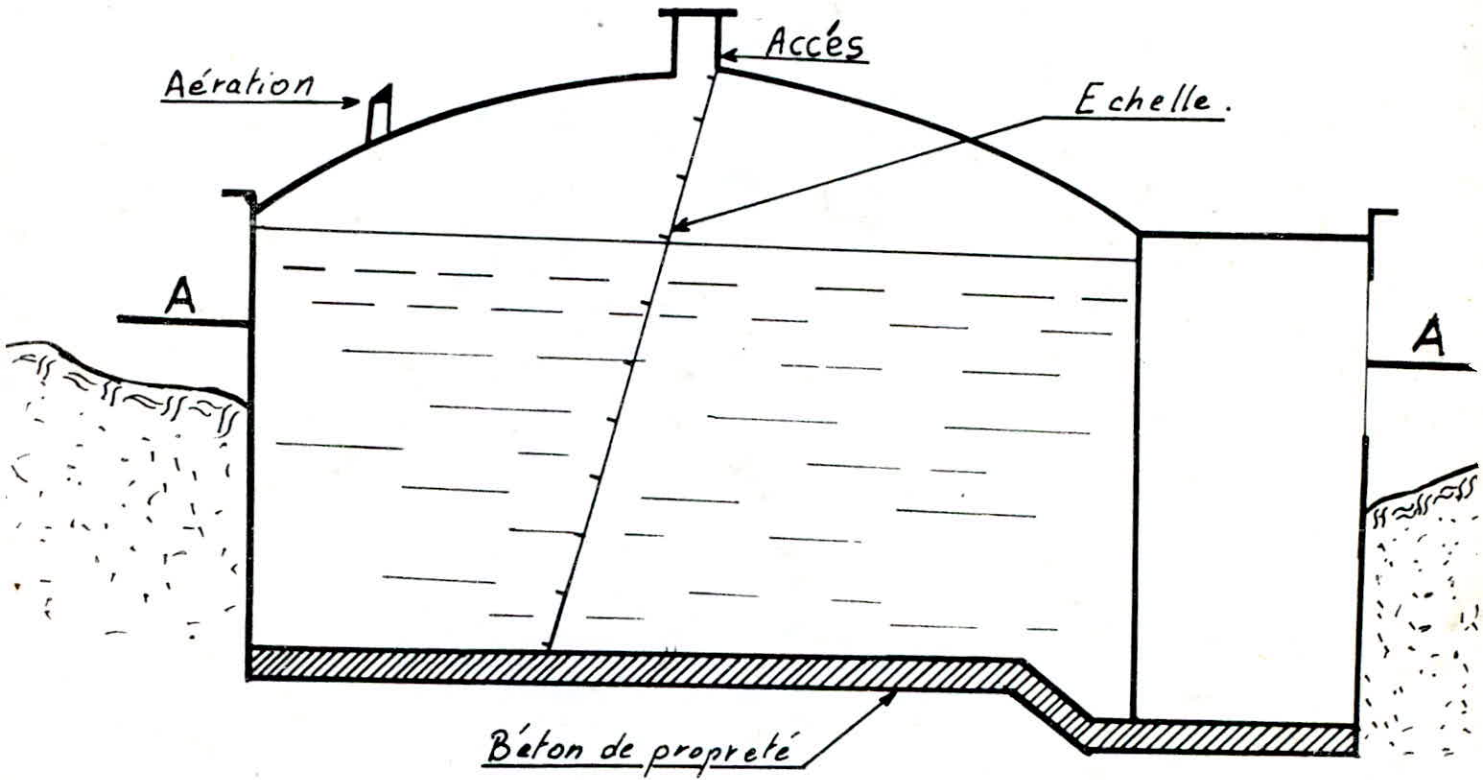
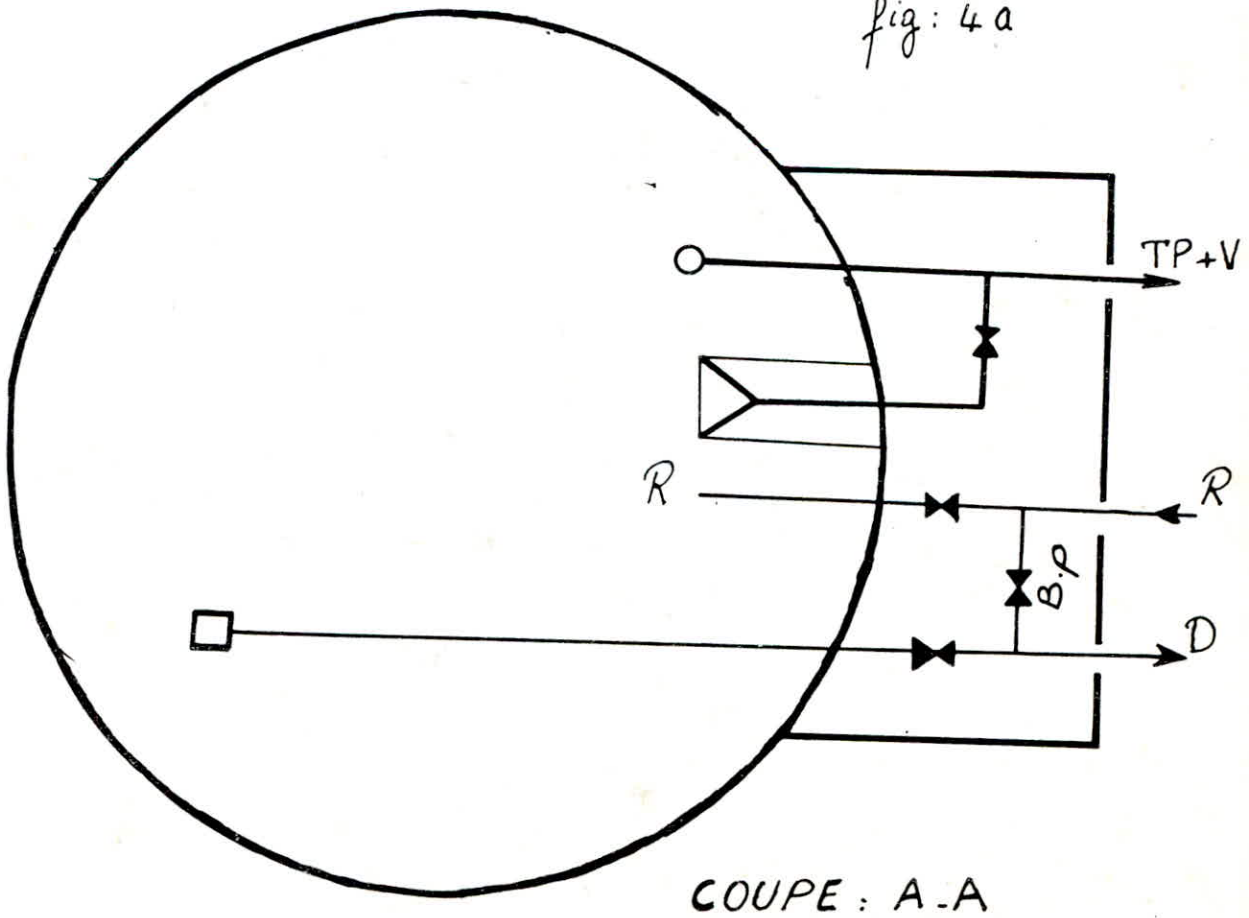


fig: 4 a



COUPE: A-A

FONTAINERIE D'EQUIPEMENT

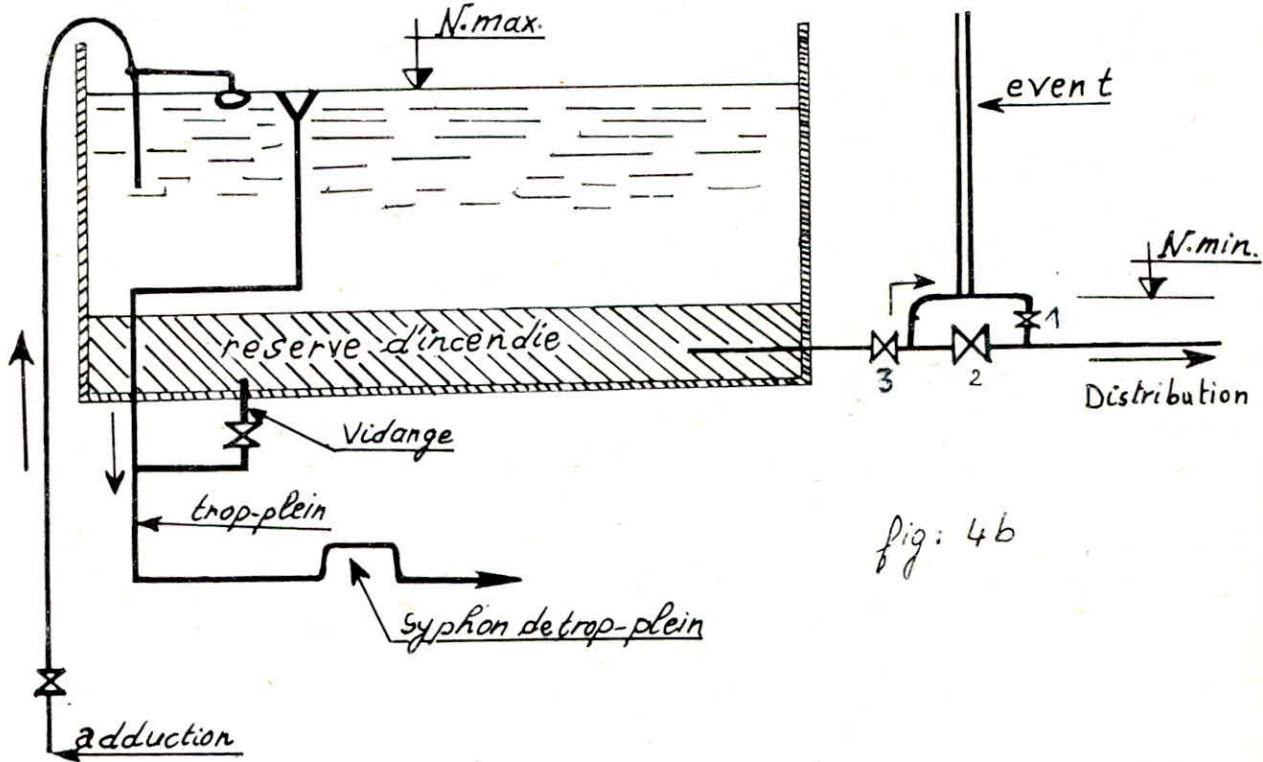


fig: 4b

Départ de la distribution.

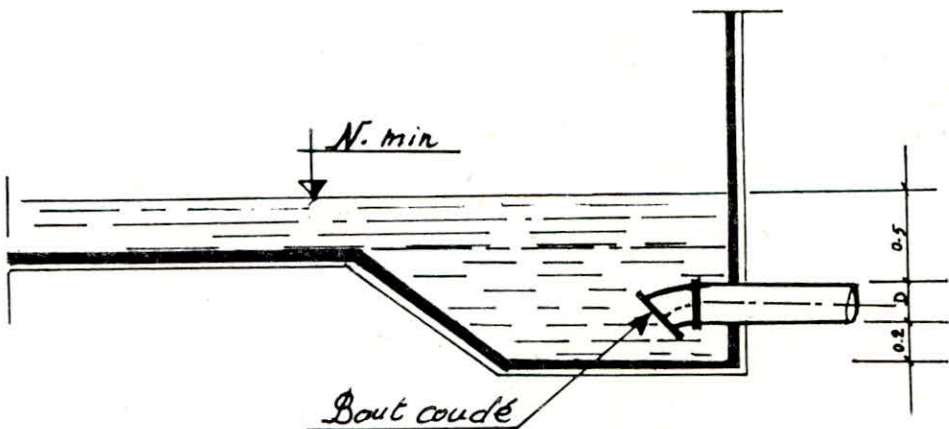


fig: 4c

C H A P I T R E (V)

-oOo- A D D U C T I O N -oOo-

V-1 - CHOIX DU TRACE:

a) Conditions techniques:

Les différents tracés ont été effectués conformément aux directives suivantes:

- La recherche de la possibilité d'alimenter la Z. H. U. N gravitairement ou du moins sur la plus grande longueur possible.
- Suivre, si possible, les chemins existants (routes, pistes) facilitent ainsi l'acheminement du matériel.
- Le tracé du profil en long doit être aussi régulier que possible avec une rampe toujours dans le même sens vers les réservoirs.
- Eviter dans la mesure du possible, les fortes pentes qui, au droit des points hauts ainsi formés peuvent donner lieu, en exploitation à des cantonnements d'air ce qui nécessiterait la mise en place d'autres accessoires (Ventouses, Clapets, etc)
- Le tracé sera donc conçu compte tenu de la possibilité de réaliser un profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.
- Le tracé le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement.

N.B: Les tracés ont été étudiés sur une carte topographique à l'échelle 1/ 1000

6- CHOIX DU DIAMETRE ECONOMIQUE:

Dans notre cas, les tracés d'adduction se font gravitairement ce qui nous ramène à choisir un diamètre économique qui se traduit par une dépense (investissement) plus faible ainsi qu'une perte de charge et une vitesse convenables.

c) CHOIX DU TYPE DE TUYAUX.

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

-Dans notre projet. On a opté pour des tuyaux en acier vu les avantages qu'elles présentent.

-Les conduites en acier résistent à des pressions importants (Supérieur à 20 bars)

-Par leur élasticité les conduites en acier s'adaptent mieux au relief plus au moins accidenté.

-Très économiques et disponibles sur le marché national.

V-2- Pertes de charge:

Les pertes de charge sont calculées moyennant la formule de DARCY - WEISBACH:

$$\Delta H_L = \frac{f \cdot L \cdot V^2}{2g \cdot D_h}$$

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

$$\Delta H_s = \frac{f \cdot L_{cv} \cdot V^2}{2g \cdot D_h}$$

La somme des deux types de perte de charge nous donnera la perte de charge totale:

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s = \frac{f}{D_h} \cdot \frac{L_t \cdot V^2}{2g}$$

L : Longueur géométrique (m)

V : Vitesse d'écoulement (m/s)

D_h : Diamètre Hydraulique (m)

L_{cv} : Longueur équivalente ^{aux} P. d. c. Singulières: (m)

$$L_T = L + L_{cv}$$

La longueur équivalente est estimée à 15% de la longueur géométrique. Donc : $L_T = 1,15.L$

f : coefficient de frottement

Le coefficient de frottement f dépend de la nature du régime d'écoulement qui, lui, est fonction de la rugosité relative et du nombre de REYNOLDS.

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

- En régime turbulent rugueux, le coefficient "f" est donné par la formule de NIKURADZE:

$$f_n = \left(1,44 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D_h} \right)^{-2}$$

où: ϵ est la rugosité absolue en (m)

- En régime de transition le coefficient "f" est donné par la formule de COLEBROCK,

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

En première approximation "f" est déterminé par la relation de NIKURADZE

$$Re = \frac{V \cdot D_h}{\nu} \text{ (Nombre de REYNOLDS) Caractérisant le régime de l'écoulement,}$$

Où : V : Vitesse de l'écoulement en (m/s)

Elle est tirée de l'équation de continuité

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

ν : Viscosité cinématique de l'eau. Elle est prise égale à 10^{-6} m²/s, à la température de 20°C

Par conséquent, on aura : $\Delta H = 4,45 \text{ L.f. } \frac{0,0828}{D^5} Q^2$

avec D : Diamètre de la conduite.

a) CHOIX DE LA RUGOSITE (ϵ)

En général les conduites du réseau de distribution comportent assez de pièces spéciales (Robinets-Ventouses-Pièces de raccords etc...)

Les facteurs précités sont de nature à augmenter les pertes de charge, ainsi la valeur de la rugosité à considérer est de $40 \text{ m}^{\frac{2}{3}}$. Au contraire les conduites d'adduction comportent moins d'accessoires, ainsi une rugosité de $4,40^{-4}$ m paraît convenable.

b) Etude de la rugosité :

$$\epsilon = \epsilon_0 + \alpha t$$

ϵ_0 : Rugosité absolue à l'état neuf (10^{-4} m pour l'acier)

α : Coefficient de vieillissement.

On prendra $\alpha = 0,03 \text{ mm/an}$. Coefficient correspondant à la zone de faible agressivité de l'eau dans l'abaque de Peter. LAMONT . (abaque fig 8)

t : Temps de service en années (30 ans)

$$\text{d'où } \epsilon = 10^{-4} + 0,03 \times 30 = 10^{-3} \text{ m}$$

ABAQUE DE M. Peter LAMONT

abaque donnant l'augmentation de la rugosité d'une conduite
en fonction de son âge

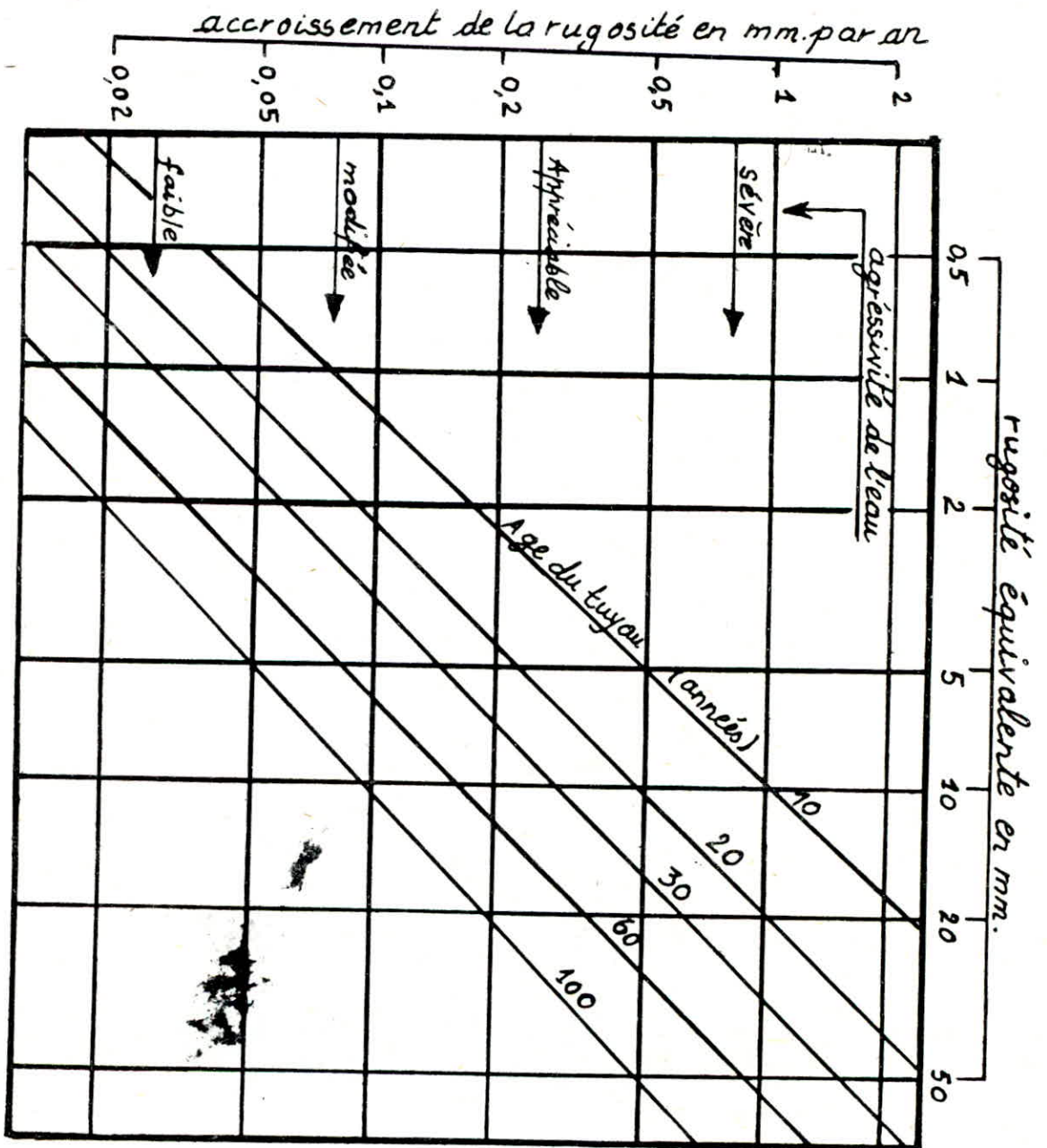


fig: 8

Les différents calculs correspondant à chaque adduction,

- Coefficient de frottement par NIKURADZE.
- Coefficient de frottement par COLEBROCK.
- Nombre de REYNOLDS.
- Pertes de charges totales.

ont été programmés sur calculatrice TI 59 avec $\epsilon = 1 \text{ mm}$.

Les différents calculs des diamètres économiques correspondant à chaque adduction sont portés dans les tableaux qui suivent.

- Calcul de l'adduction (Zone Haute) Voir Tb I

$$Q_T = q_1 + q_2$$

q_1 : Débit nécessaire pour l'alimentation de la zone haute.

$$q_1 = 0,06286 \text{ m}^3/\text{s} = 62,86 \text{ l/s}$$

q_2 : Débit nécessaire par l'alimentation de la zone basse.

$$q_2 = 0,07288 \text{ m}^3/\text{s} = 72,88 \text{ l/s}$$

$$Q_T = 135,74 \text{ l/s (débit d'exploitation).}$$

$$l = 2000 \text{ m}$$

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

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

- Calcul de l'adduction (Zone basse) Voir Tb II

$$Q = 72,88 \text{ l/s (débit d'exploitation)}$$

$$L = 378 \text{ m}$$

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

$$D = 175 \text{ mm}$$

Programme sur la TI 59
Calcul des pertes de charge

2 nd Lbl	STO	=	
B	9	STO	
(—	AC	
RCL	RCL	R/S	
7	8	2 nd LBL	
÷	=	C	
3	2nd/x/	RCL	
.	INV	AO	
7	2nd x >= t	X	Exécution
+	RCL	RCL	1. Stockage des données
2	9	4	D 00
.	STO	STO	D 02
5	8	AA	L ₃ 04
4	GTO	RS	Σ 0A
÷	B	2nd lbl	V 03
RCL	2nd lbl	D	Precision 0,000 001x >= t
6	RCL	X	resultat
÷	9	.	
RCL	X	4	2. Appuyer sur :
8	RCL	=	A ==> R
\sqrt{x}	3	R/S	B ==> J
)	2	2nd lbl	C ==> ΔH ₁
Ln x	⊖	E	
X	4	÷	D ==> ΔH _S
.	9	RCL	E ==> ΔH _T
8	.	AA	RCL 05 ==> f _r
6	6	=	RCL 09 ==> i _t
=	÷	R/S	
x^2	RCL		
1/x	2		

Tableau de la caractéristique de la Conduite d'adduction (gravitaire)
Réservoir de Bouzaréah et le Réservoir de la zone haute

D (mm)	V (m/s)	$R \cdot 10^5$	f_r	f_c	J	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_T (m)
250	2,76	6,90	0,028840	0,029152	0,045321	90,64	13,596	104,24
300	1,92	5,76	0,027363	0,027724	0,017381	34,76	5,21	39,98
350	1,41	4,94	0,026201	0,026621	0,007715	15,43	2,31	17,74
400	1,08	4,32	0,025254	0,025740	0,003829	7,66	1,15	8,81
450	0,85	3,84	0,024460	0,025023	0,002049	4,10	0,61	4,71
500	0,69	3,45	0,023781	0,024424	0,001186	2,37	0,35	2,73

Tab : N° I

$$Q_T = Q_1 + Q_2 = 135,74 \text{ l/s}$$

$$L = 2000 \text{ m} ; \varepsilon = 10^{-3} \text{ m} ; D = 300 \text{ mm}$$

Détermination du diamètre

- zone - haute -

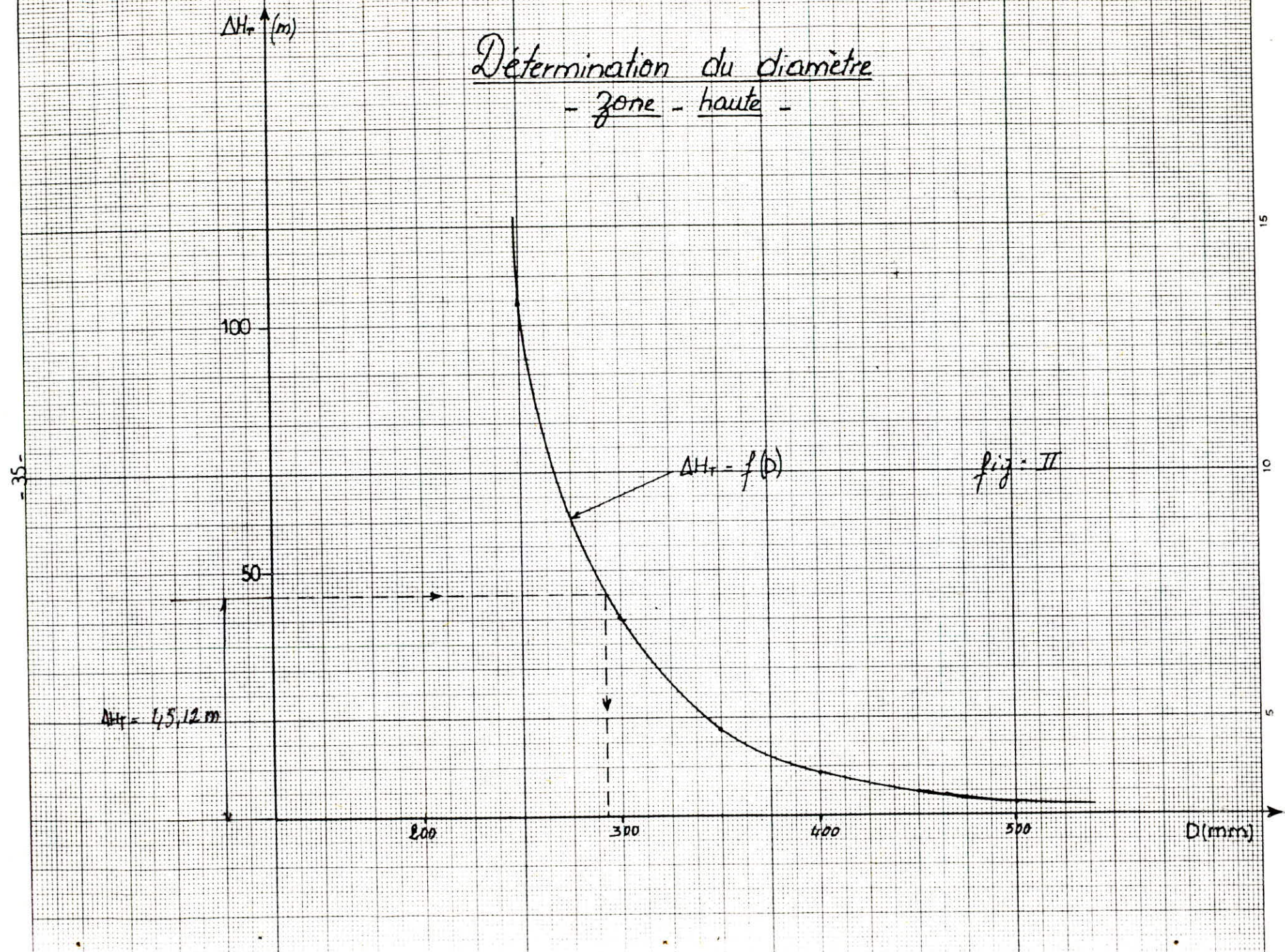


Tableau de la Caractéristique de la Conduite d'adduction: (Gravitaire)
Réservoir de la zone haute et le Réservoir de la zone basse

D (mm)	V (m/s)	R. 10^5	f_r	f_c	J	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_T (m)
150	4.12	6.18	0.03367775	0.03399247	0.1962591	74.18	11.12	85.31
175	3.03	5.30	0.032097001	0.032437189	0.0868229	32.82	4.92	37.74
200	2.32	4.64	0.03081596	0.03118834	0.0428235	16.18	2.43	18.62
250	1.48	3.70	0.0288401	0.02929403	0.01309503	4.95	0.74	5.69
300	1.03	3.09	0.0273634	0.027915159	0.00503659	1.90	0.28	2.19

$Q = 0.07288 \text{ m}^3/\text{s}$
 $\epsilon = 10^{-3} \text{ m}$
 $D = 175 \text{ mm}$
 $L = 378 \text{ m}$

Tab : N° I'

Détermination du diamètre - zone - basse -

ΔH_r (m)

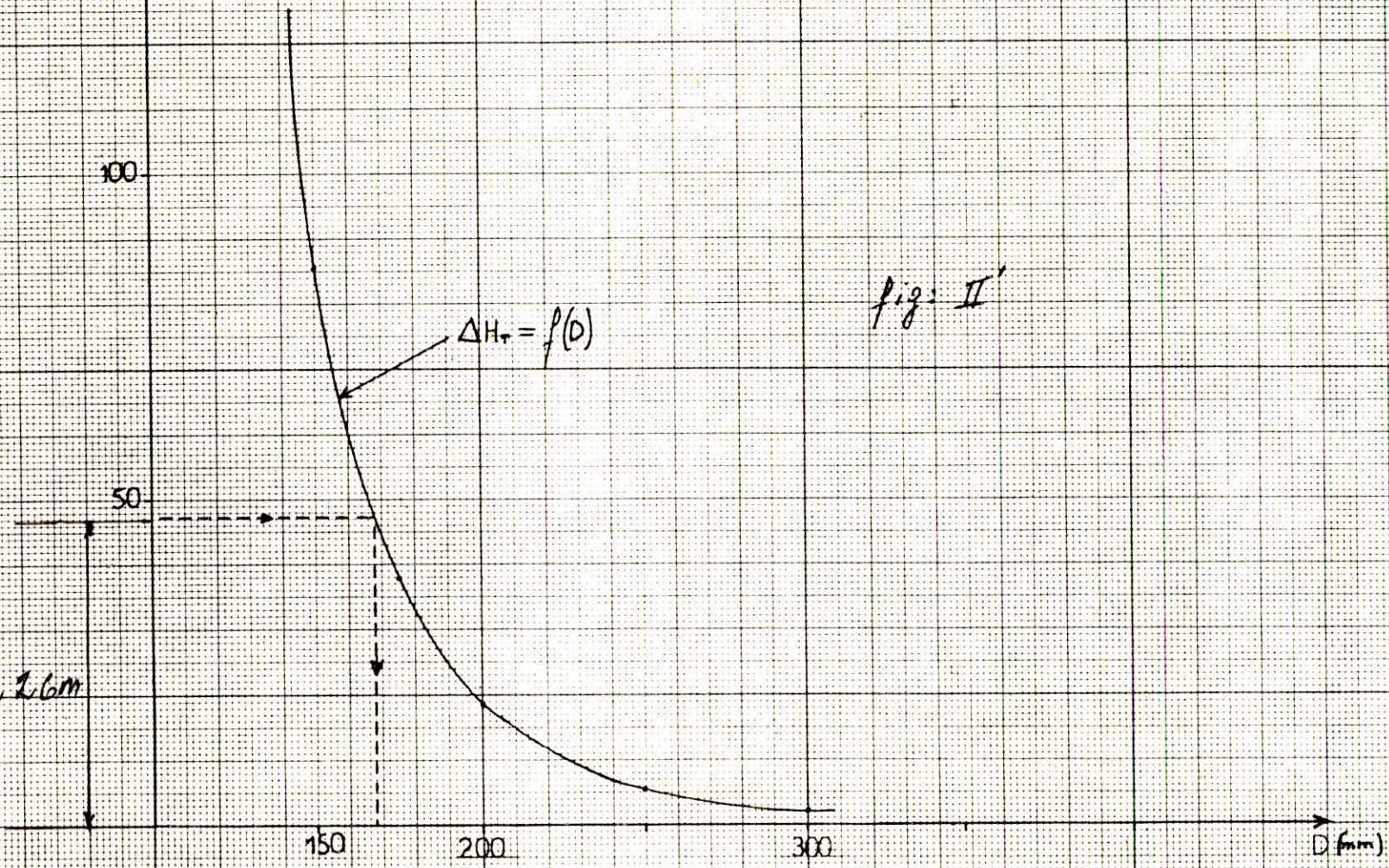


fig: II'

-37-

$\Delta H_r = 47,26\text{m}$

15
10
5
Y

Détermination définitive des débits dans les différents tronçons (zone haute)

$Q_d = 62,86 \text{ l/s}$

Légende:

-  Débit soutiré
-  Débit calculé
-  Débit réparti

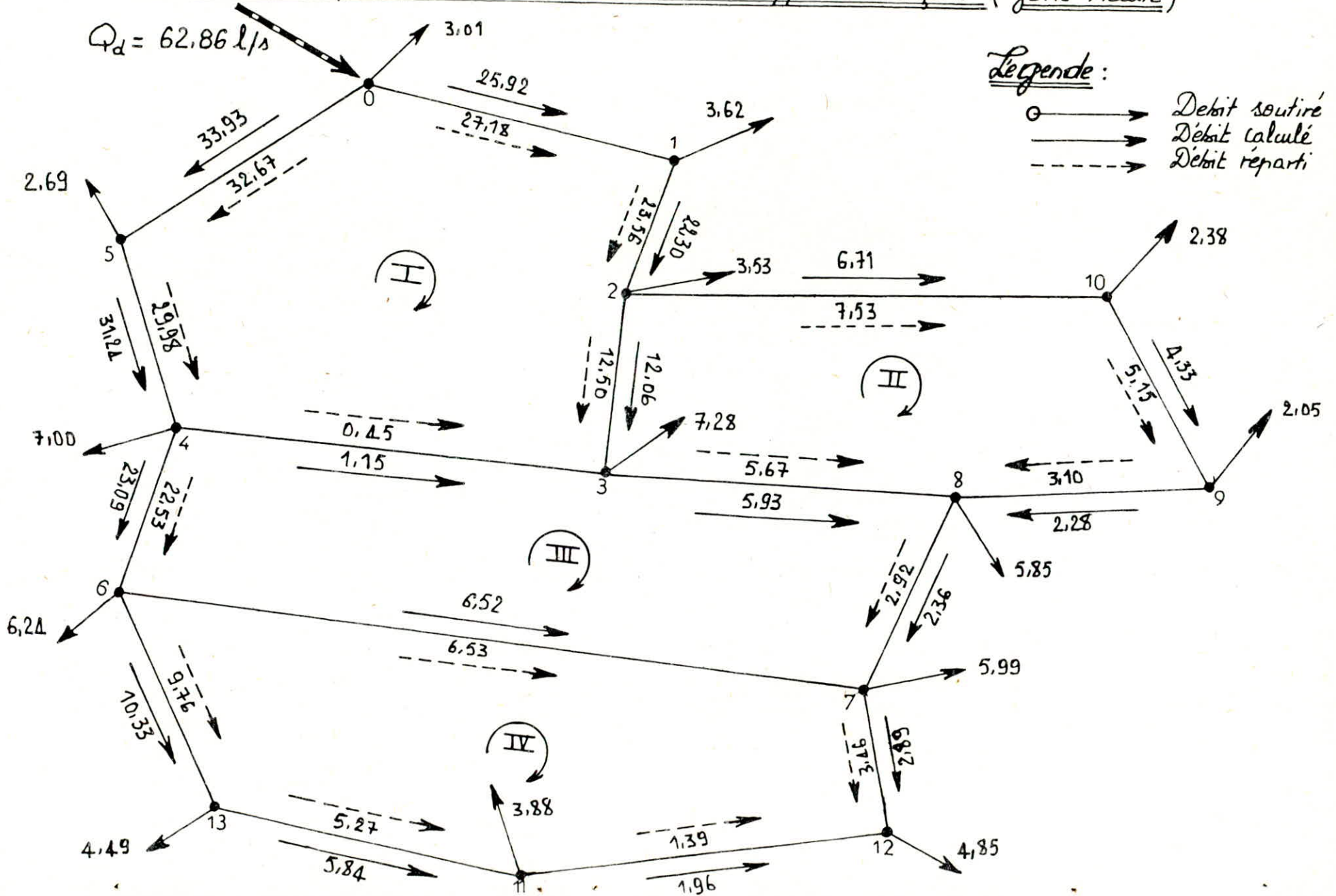


fig. 9a

Détermination définitive des débits dans les différents tronçons (Zone basse)

- Légende :**
- ⊙ → Débit soutiré
 - Débit calculé
 - - - Débit réparti

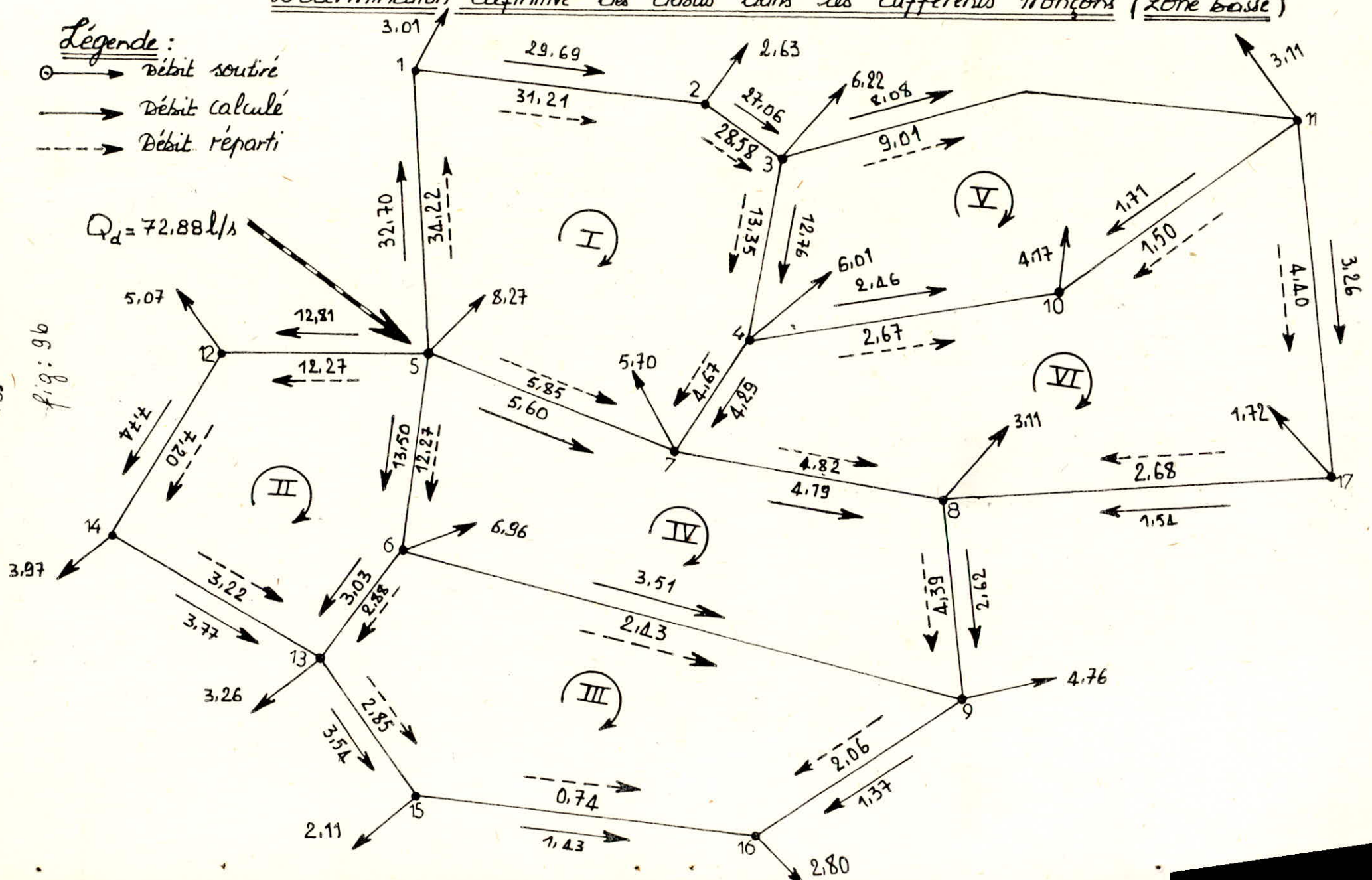


fig: 96

CHAPITRE IV

Reseau de Distribution

IV.1- Reseau de distribution.

Le reseau de distribution de la ZHUN de bouzarcah est du type maillé suivant les entre-Croisement des routes.

-Le réseau de la ZHUN est divisé en deux:

- Celui de la zone haute(4 Mailles)alimenté par le réservoir ~~semi-enterré~~ ^{semi-enterré} de 850m³
- Celui de la Zone base(6 Mailles)alimenté par le réservoir ~~semi-enterré~~ ^{semi-enterré} de 850 m³. Les dits reseaux Conportent des canalisations qui présentent un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol Compatible avec les Hauteurs des immeubles.
- Pour le dimmensionnement de nos réseaux on doit tenir compte du debit de pointe (QP)

IV.2- Calcul du reseau de distribution par la methode de HARDY-CROSS.

Le calcul du reseau maillé est fait par approxima-tion successive selon la méthode de HARDY-CROSS qui repose sur 2 deux lois.

1ère loi:En un noeud quelcanque du reseau la somme des débits qui entrent dans ce Noeud est égal à la somme des débits qui en sortent.

2ème Loi:Le long d'un parcours orienté et fermé la somme algebrique des pertes de charge est nulle.

- METHODE DE CALCUL.

Dans chaque maille on effectue une répartition des débits et on choisit un sens déroulement de manière à satisfaire la première loi.

a)Diamètres des conduites:

Ils sont choisis de manière à avoir des vitesses raisonnables se situant entre 0,3 à 1,3 m/s

$$Q = V \cdot A \implies D = \frac{\sqrt{4 Q}}{\sqrt{7} \cdot V}$$

- Où Q: debit en m³/s
- A: section de la conduite en m²
- V: Vitesse d'écoulement en m/s

Calcul des débits soutirés de la zone haute

T.6 : II

N° des Nœuds	N° des Mailles	Surfaces en (ha)	Densité (hab/ha)	Population dans la zone (ha)	Consommation spécifique (l/lj/hab)	Consommation par Nœud (l/s)	Coefficient de pointe	Débits soutirés aux Nœuds (l/s)	Débits soutirés arrondis (l/s)
0	I	1.11	169.23	211	111.26	1.25	2.1	3.01	3.01
1	I	1.71	— " —	291	— " —	1.51	— " —	3.62	3.62
2	I . II	1.69	— " —	286	— " —	1.17	— " —	3.529	3.53
3	I . II . III	3.19	— " —	590	— " —	3.03	— " —	7.281	7.28
4	I - III	3.35	— " —	567	— " —	2.92	— " —	6.997	7.00
5	I	1.29	— " —	218	— " —	1.12	— " —	2.69	2.69
6	III - IV	2.99	— " —	506	— " —	2.60	— " —	6.244	6.24
7	III - IV	2.865	— " —	485	— " —	2.19	— " —	5.985	5.99
8	II - III	2.80	— " —	471	— " —	2.11	— " —	5.819	5.85
9	II	0.98	— " —	166	— " —	0.85	— " —	2.018	2.05
10	II	1.11	— " —	193	— " —	0.99	— " —	2.381	2.381
11	IV	1.855	— " —	311	— " —	1.62	— " —	3.875	3.88
12	IV	2.32	— " —	393	— " —	2.02	— " —	4.819	4.85
13	IV	2.15	— " —	361	— " —	1.87	— " —	4.492	4.49

 $\Sigma = 30.10$ $\Sigma = 5094$ $\Sigma = 62.86$

Calcul des débits soutirés de la zone basse

T.6 : II'

N° des Noeuds	N° des Mailles	Surfaces en (ha)	Densité (hab/ha)	Population dans la zone (ha)	Consommation spécifique (l/j/hab)	Consommation par Noeud (l/s)	Coefficient de pointe	Débits soutirés aux Noeuds (l/s)	Débits soutirés arrondis (l/s)
1	I	1,44	169,23	244	444,26	1,25	2,4	3,01	3,01
2	I	1,26	—	213	—	1,09	—	2,628	2,63
3	I - V	2,98	—	504	—	2,59	—	6,219	6,22
4	I - V - VI	2,88	—	487	—	2,50	—	6,009	6,01
5	I - II - IV	3,96	—	670	—	3,44	—	8,268	8,27
6	II - III - IV	3,33	—	564	—	2,90	—	6,960	6,96
7	I - IV - VI	2,73	—	462	—	2,37	—	5,701	5,70
8	IV - VI	1,49	—	252	—	1,29	—	3,109	3,11
9	IV - III	2,28	—	386	—	1,98	—	4,763	4,76
10	V - VI	2,00	—	338	—	1,74	—	4,171	4,17
11	V - VI	1,49	—	252	—	1,29	—	3,109	3,11
12	II - III	2,43	—	411	—	2,11	—	5,071	5,07
13	II - III	1,56	—	264	—	1,36	—	3,257	3,26
14	II	1,90	—	321	—	1,65	—	3,967	3,97
15	III	1,01	—	171	—	0,88	—	2,11	2,11
16	III	1,34	—	227	—	1,16	—	2,801	2,80
17	VI	0,82	—	139	—	0,71	—	1,715	1,72

Σ = 34,90

Σ = 5906

Σ = 72,88

b) Pertes de charges totales:

Elles sont déterminées d'après la formule de DAREY-WEISBACH

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

c) Pertes de charges singulières:

Elles sont exprimées en fonction d'une longueur équivalente (L.e.y) occasionnant une perte de charge lors du passage d'un débit.

$$\Delta H_s = \frac{f \cdot L_{e,y}}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Où f: Coefficient de frottement

V: Vitesse d'écoulement

D: diamètre de la conduite.

Ley: Longueur équivalente

d) Les pertes de charges dues au frottement:

Elles sont exprimées par la formule.

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

Où Lg : longueur Géométrique

e) Pertes de charges totales:

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

Généralement on estime la longueur équivalente à 15 % de la longueur géométrique.

$$L_{e,y} = 0,15 L_g$$

$$L_{eq} = L_g + 0,15 L_g = 1,15 L_g$$

$$\Delta H_t = 1,15 f_r \cdot \frac{L_g}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = 1,15 f_r \cdot \frac{L_g}{D} \cdot \frac{Q^2}{A^2 \cdot 2g}$$

En introduisant le concept de la perte de charge débitaire ΔH_Q Provoqué lors du passage d'un débit unitaire.

$$\Delta H_Q = \frac{\Delta H_t}{Q^2} = 1,15 f_r \cdot \frac{L_g}{D \cdot A^2 \cdot 2g}$$

Le gradient de la perte de charge débitaire est égal

$$j_Q = \frac{\Delta H_Q}{L} = \frac{f}{2g \cdot D \cdot A^2} \quad (m^{-6} s^2)$$

Pour un profil circulaire et avec $\pi = 3,14$ et $g = 9,8 \text{ m/s}^2$ on a

$$JQ = 8,28 \cdot 10^{-2} \frac{f}{D^5}$$

Pour un régime turbulent rugueux, la perte de charge le long de la conduite est,

$$\Delta H = J \cdot Lc = JQ \cdot Q^2 \cdot L = \Delta HQ \cdot Q^2$$

$$\Delta HQ = JQ \cdot Lc = r$$

$$\text{alors on a: } \Delta H = r \cdot Q^2$$

$$\text{avec } r = \Delta HQ = f_c \cdot \frac{Lc}{D \cdot A \cdot 2g} = f_c \cdot \frac{Lc}{D (\pi D^2)^2 2g}$$

$$\frac{Lc}{4}$$

$$r = 0,0828 \frac{f_c \cdot L}{D^5}$$

f) Calcul du coefficient de frottement:

Le coefficient de frottement est calculé ~~xxx~~ à l'aide de la formule de COLEBROSE.

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

On prend comme première approximation la valeur de f calculé par la formule de NIKURADSE;

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

On procède par approximation successive jusqu'à ce qu'on trouve la valeur exacte de f avec laquelle on détermine les pertes de charges finales.

g) Calcul du débit correctif:

$$\Delta H = r \cdot Q^2$$

or d'après la 2ème loi, cette équation doit être nulle dans chaque circuit fermé.

Soit on a:

Q_0 : Débit supposé en première approximation

Q_I : Débit corrigé

ΔQ_0 : le débit de correction

pour chacun des tronçons on a:

$$Q_I = Q_0 + \Delta Q_0$$

$$H = r \cdot Q_I^2 = r(Q_0 + \Delta Q_0)^2 = r(Q^2 + 2 Q_0 \Delta Q_0 + \Delta Q_0^2)$$

Le terme ΔQ_0^2 est négligeable ^{par} rapport aux 2 autres termes. Donc on a

$$\Delta H = r (Q_0^2 + 2Q_0 \Delta Q_0)$$

Or pour un circuit fermé on a

$$\sum \Delta H = \sum r Q^2 = 0$$

$$\sum \Delta H = \sum r (Q_0^2 + 2Q_0 \Delta Q_0) = 0$$

$$Q_0 = \frac{- \sum r Q_0^2}{2 (\sum r Q_0)}$$

Les corrections se font algébriquement c'est à dire les débits seront corrigés selon leurs signes, les pertes de charges auront le même signe que le débit, car elles croissent dans le sens de l'écoulement.

- La correction propre à la maille avec son signe.
- La correction de la maille adjacente prise avec le signe contraire pour trouver le même débit dans le tronçon commun aux 2 (deux) mailles adjacentes, puis on fait la somme algébrique pour chaque tronçon pour trouver le débit avec lequel on fait la correction de notre débit.

$$\Delta Q < 0,5 \text{ l/s et } \sum \Delta H < 0,5 \text{ m}$$

Le calcul du réseau a été programmé sur calculatrice TI 59 avec $\epsilon = 1 \text{ mm}$ dont voici le programme.

```
LRN (RCL 01 * InX * 0,86 + I,14) X  $\frac{2I}{X}$  * A * RCOZ * RCL 03
* RCL 03 and (X) - RCL 01
= sum 04, STO 05 and pause and pause and pause and pause *
(2000 : RCL 03) = SUM 06 R/S LRN
```

On exécute RCL 04 - RCL 06 = X 1000 affiche ΔQ Porté avec le signe contraire.

D (mm) _____ STO 01
 L_e (m) _____ STO 02
 Q (L/s) _____ STO 03

On exécute _____ 1ère valeur affichée $\Delta H = rQ^2$
 _____ 2ème valeur affichée $2rQ$

Calcul du Réseau maillé

← - zone - haute - →

Caractéristiques des mailles					1 ^{ère} Approximation			1 ^{ère} Correction			Nouveau Débit Q_1 (l/s)
N° des Mailles	Mailles adjac.	Troncens	ϕ (mm)	L_e (m)	Q_0 (l/s)	ΔH (m)	$f \cdot Q_0$ (s/m ²)	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	TOT	
I		0-1	200	299	27.18	1.76	129.26	-1.15	—	-1.15	26.03
		1-2	200	345	23.56	1.52	129.28	-1.15	—	-1.15	22.21
	II	2-3	125	51.75	12.50	0.78	125.19	-1.15	0.57	-0.58	11.92
	III	3-4	80	379.50	-0.25	-0.08	357.83	-1.15	0.11	-1.02	-1.29
		4-5	200	356.50	-29.98	-2.55	170.26	-1.15	—	-1.15	-31.13
		5-0	250	138.00	-32.67	-0.36	22.02	-1.15	—	-1.15	-33.82
					$\Sigma=1.07$	$\Sigma=932.26$	$\Delta Q=-1.15$				
II		2-10	125	385.25	7.53	2.11	561.23	-0.57	—	-0.57	6.96
		10-9	100	302.25	5.15	2.55	990.28	-0.57	—	-0.57	2.58
		9-8	80	221.50	3.10	2.23	1568.65	-0.57	—	-0.57	2.53
	III	8-3	100	362.25	-5.67	-3.70	1306.11	-0.57	—	-0.26	-6.13
	I	3-2	125	51.75	-12.50	-0.78	125.19	-0.57	1.15	0.58	-11.92
					$\Sigma=2.61$	$\Sigma=2551.87$	$\Delta Q=-0.57$				
III	II	3-8	100	362.25	5.67	3.70	1306.11	-0.11	0.57	0.26	6.13
		8-7	80	223.20	2.92	3.78	2589.27	-0.11	—	-0.11	2.81
	IV	7-6	80	133.20	-6.53	-5.96	1825.23	-0.11	0.41	0.30	-6.23
		6-4	200	222.25	-22.53	-0.91	80.28	-0.11	—	-0.11	-22.62
	I	4-3	80	379.50	0.25	0.08	357.83	-0.11	1.15	1.02	1.29
					$\Sigma=0.69$	$\Sigma=6199.92$	$\Delta Q=-0.11$				
IV	III	6-7	80	133.20	6.53	5.96	1825.23	-0.21	0.11	-0.30	6.23
		7-12	80	230	3.26	2.88	1667.25	-0.21	—	-0.21	3.05
		12-11	80	227.25	-1.39	-0.50	720.11	-0.21	—	-0.21	-1.80
		11-13	100	336.95	-5.27	-2.97	1129.18	-0.21	—	-0.21	-5.68
		13-6	125	318.55	-9.76	-2.92	601.70	-0.21	—	-0.21	-10.17
					$\Sigma=2.23$	$\Sigma=5923.67$	$\Delta Q=-0.21$				

Caractéristiques des mailles					2 ^e Approximation			2 ^e Correction			Nouveaux débits Q_2 (l/s)
N ^o des mailles	Mailles adj. adjacentes	Tronçons	ϕ (mm)	L_e (m)	Q_1 (l/s)	ΔH (m)	$r \cdot Q_1$ (l/m ²)	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	Total	
I		0-1	200	299	26,03	1,61	123,99	0,18	—	0,18	26,21
		1-2	200	345	22,41	1,38	123,16	0,18	—	0,18	22,59
	II	2-3	125	51,75	11,92	0,71	119,38	0,18	0,09	0,27	12,19
	III	3-4	80	379,50	1,49	0,88	1184,80	0,18	0,34	0,52	0,97
		4-5	200	356,50	31,13	2,75	176,79	0,18	—	0,18	30,95
		5-0	250	138,00	33,82	0,38	22,80	0,18	—	0,18	33,64
					$\Sigma = -0,31$	$\Sigma = 1750,93$					
					$\Delta Q = 0,18$						
II		2-10	125	385,25	6,96	1,80	518,93	-0,09	—	-0,09	6,87
		10-9	100	302,45	4,58	2,02	880,86	-0,09	—	-0,09	4,49
		9-8	80	241,50	2,53	1,62	1280,22	-0,09	—	-0,09	2,44
	III	8-3	100	362,25	6,13	4,33	1412,07	-0,09	0,34	0,25	5,88
	I	3-2	125	51,75	11,92	0,71	119,38	-0,09	0,18	0,27	12,19
					$\Sigma = 0,40$	$\Sigma = 1211,47$					
					$\Delta Q = -0,09$						
III	II	3-8	100	362,25	6,13	4,33	1412,07	-0,34	0,09	-0,25	5,88
		8-7	80	423,20	2,81	3,50	2491,73	-0,34	—	-0,34	2,47
	IV	7-6	80	133,40	6,23	5,42	1741,37	-0,34	0,03	-0,31	6,54
		6-4	200	224,25	22,64	0,91	80,88	-0,34	—	-0,34	22,98
	I	4-3	80	379,50	1,49	0,88	1184,80	-0,34	0,18	-0,52	0,97
					$\Sigma = 2,37$	$\Sigma = 6910,86$					
					$\Delta Q = -0,34$						
IV	III	6-7	80	133,40	6,23	5,42	1741,37	-0,03	0,34	0,31	6,54
		7-12	80	230,00	3,05	2,24	1469,86	-0,03	—	-0,03	3,02
		12-11	80	247,25	1,80	0,84	932,52	-0,03	—	-0,03	1,83
		11-13	100	336,95	5,68	3,46	1217,03	-0,03	—	-0,03	5,71
		13-6	125	318,55	10,17	3,19	626,98	-0,03	—	-0,03	10,20
					$\Sigma = 0,18$	$\Sigma = 5987,77$					
					$\Delta Q = -0,03$						

Caracteristiques des mailles					3 ^e Approximation			3 ^e Correction			Nouveaux Débits Q_3 (l/s)
N ^o des mailles	Mailles adjas	Trompons	ϕ (mm)	Le (m)	Q_2 (l/s)	ΔH (m)	$r \cdot Q_2^2$ (s/m ⁵)	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	Total	
I		0-1	200	299	26,21	1,63	122,83	-0,23	—	-0,23	25,98
		1-2	200	345	22,59	1,20	122,15	-0,23	—	-0,23	22,36
	II	2-3	125	51,75	12,19	0,74	122,09	-0,23	0,12	-0,11	12,08
	III	3-4	80	379,50	0,97	-0,37	771,31	-0,23	0,02	-0,21	-1,18
		4-5	200	356,50	30,95	-2,72	175,77	-0,23	—	-0,23	-31,18
		5-0	250	138,00	33,64	-0,38	22,68	-0,23	—	-0,23	-33,87
					$\Sigma = 0,31$		$\Sigma = 1310,85$				
							$\Delta Q = -0,23$				
II		2-10	125	385,25	6,87	1,76	512,22	-0,12	—	-0,12	6,75
		10-9	100	302,25	4,29	1,94	863,55	-0,12	—	-0,12	4,37
		9-8	80	221,50	2,44	1,51	1234,68	-0,12	—	-0,12	2,32
	III	8-3	100	362,25	5,88	-3,98	1354,28	-0,12	0,02	-0,10	-5,98
	I	3-2	125	51,75	12,19	-0,74	122,09	-0,12	0,23	+0,11	-12,08
					$\Sigma = 0,28$		$\Sigma = 4087,02$				
							$\Delta Q = -0,12$				
III	II	3-8	100	362,25	5,88	3,98	1354,28	-0,02	0,12	0,10	5,98
		8-7	80	423,20	2,47	2,70	2190,24	-0,02	—	-0,02	2,45
	IV	7-6	80	133,40	6,54	-5,98	1828,02	-0,02	0,10	0,08	-6,26
		6-4	200	221,25	22,98	-0,94	82,09	-0,02	—	-0,02	-23,00
	I	4-3	80	379,50	0,97	0,37	771,31	-0,02	0,23	0,21	1,18
					$\Sigma = 0,14$		$\Sigma = 6226,15$				
							$\Delta Q = -0,02$				
IV	III	6-7	80	133,40	6,54	5,98	1828,02	-0,10	0,02	-0,08	6,26
		7-12	80	230,00	3,02	2,20	1455,20	-0,10	—	-0,10	2,92
		12-11	80	227,25	1,83	-0,87	928,06	-0,10	—	-0,10	-1,93
		11-13	100	336,95	5,71	-3,29	1223,26	-0,10	—	-0,10	-5,81
		13-6	125	318,55	10,20	-3,21	628,83	-0,10	—	-0,10	-10,30
					$\Sigma = 0,61$		$\Sigma = 6083,78$				
							$\Delta Q = -0,10$				

Caractéristiques des mailles					4 ^e Approximation			4 ^e Correction			Nouveau débit
n° des mailles	Maille adjas	Tronçon	φ (mm)	Le (m)	Q ₃ (l/s)	ΔH (m)	r.Q ₃ (l/m ²)	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	Total	Q ₄ (l/s)
I		0-1	200	299	25,98	1,61	123,75	-0,01	-	-0,01	25,9
		1-2	200	345	22,36	1,37	122,89	-0,01	-	-0,01	22,36
	II	2-3	125	51,75	12,08	0,73	120,98	-0,01	0,01	0,00	12,08
	III	3-4	80	379,50	-1,18	-0,55	938,30	-0,01	0,09	0,08	-1,18
		4-5	200	356,50	-31,18	-2,76	177,08	-0,01	-	-0,01	-31,18
		5-0	250	138,00	-33,87	-0,38	22,83	-0,01	-	-0,01	-33,8
					Σ = 0,01	Σ = 1505,84					
					ΔQ = -0,01						
II		2-10	125	385,25	6,75	1,70	503,27	-0,01	-	-0,01	6,74
		10-9	100	302,45	4,37	1,84	840,47	-0,01	-	-0,01	4,36
		9-8	80	241,50	2,32	1,36	1173,96	-0,01	-	-0,01	2,31
	III	8-3	100	362,25	-5,98	-4,12	1377,52	-0,01	0,09	0,08	-5,90
	I	3-2	125	51,75	-12,08	-0,73	120,98	-0,01	0,01	0,00	-12,08
					Σ = 0,05	Σ = 4016,21					
					ΔQ = -0,01						
III	II	3-8	100	362,25	5,98	4,12	1377,52	-0,09	+0,01	-0,08	5,90
		8-7	80	423,20	2,45	2,66	2172,50	-0,09	-	-0,09	2,36
	IV	7-6	80	133,40	-6,46	-5,83	1805,66	-0,09	0,01	-0,08	-6,54
		6-4	200	224,25	-23,00	-0,94	82,16	-0,09	-	-0,09	-23,00
	I	4-3	80	379,50	1,18	0,55	938,30	-0,09	0,01	-0,08	1,10
					Σ = 0,56	Σ = 6376,15					
					ΔQ = -0,09						
IV	III	6-7	80	133,40	6,46	5,83	1805,66	-0,01	0,09	0,08	6,54
		7-12	80	230,00	2,92	2,05	1407,21	-0,01	-	-0,01	2,91
		12-11	80	247,25	-1,93	-0,96	999,87	-0,01	-	-0,01	-1,94
		11-13	100	336,95	-5,81	-3,62	1224,88	-0,01	-	-0,01	-5,82
		13-6	125	318,55	-10,30	-3,27	634,50	-0,01	-	-0,01	-10,31
					Σ = 0,03	Σ = 6092,62					
					ΔQ = -0,01						

Caracteristiques des mailles					5 ^e Approximation			5 ^e Correction			Nouveaux Débits Q_5 (l/s)
N° des Mailles	Mailles adjas	Tronçons	ϕ (mm)	Le (m)	Q_4 (l/s)	ΔH (m)	$r \cdot Q_4$ (l/m ²)	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	Total	
I		0-1	200	299	25,97	1,61	123,70	-0,05	—	-0,05	25,92
		1-2	200	345	22,35	1,37	122,84	-0,05	—	-0,05	22,30
	II	2-3	125	51,75	12,08	0,73	120,98	-0,05	0,03	-0,02	12,06
	III	3-4	80	379,50	-1,10	-0,48	874,69	-0,05	0,00	-0,05	-1,15
		4-5	200	356,50	-31,19	-2,76	177,13	-0,05	—	-0,05	-31,24
		5-0	250	138,00	-33,88	-0,39	22,84	-0,05	—	-0,05	-33,93
					$\Sigma = 0,08$	$\Sigma = 144,219$					
					$\Delta Q = -0,05$						
II		2-10	125	385,25	6,74	1,69	502,53	-0,03	—	-0,03	6,71
		10-9	100	302,45	4,36	1,83	838,55	-0,03	—	-0,03	4,33
		9-8	80	241,50	2,31	1,35	1168,90	-0,03	—	-0,03	2,28
	III	8-3	100	362,25	-5,90	-4,01	1359,09	-0,03	0,03	-0,03	-5,93
	I	3-2	125	51,75	12,08	-0,73	120,98	-0,03	0,05	0,02	-12,06
					$\Sigma = 0,13$	$\Sigma = 3990,05$					
					$\Delta Q = -0,03$						
III	II	3-8	100	362,25	5,90	4,04	1359,09	-0,00	0,03	0,03	5,93
		8-7	80	423,20	2,36	2,47	2092,69	-0,00	—	0,00	2,36
	IV	7-6	80	133,40	-6,54	-5,98	1828,02	0,00	0,02	0,02	-6,52
		6-4	200	224,25	-23,09	-0,95	82,49	0,00	—	0,00	-23,09
	I	4-3	80	379,50	1,10	0,48	874,69	0,00	0,05	0,05	1,05
					$\Sigma = 0,03$	$\Sigma = 6236,98$					
					$\Delta Q = -0,00$						
IV	III	6-7	80	133,40	6,54	5,98	1828,02	-0,02	0,00	-0,02	6,52
		7-12	80	230,00	2,91	2,04	1402,39	-0,02	—	-0,02	2,89
		12-11	80	247,25	-1,94	-0,97	1005,05	-0,02	—	-0,02	1,96
		11-13	100	336,95	-5,82	-3,63	1247,03	-0,02	—	-0,02	-5,84
		13-6	125	318,55	-10,31	-3,28	635,61	-0,02	—	-0,02	-10,33
					$\Sigma = 0,14$	$\Sigma = 6118,10$					
					$\Delta Q = -0,02$						

Calcul du Réseau maillé

« - zone - base - »

Caracteristiques des mailles					1 ^{re} Approximation			1 ^{re} Correction			nouveaux débits Q _i (l/s)
N ^o des mailles	Mailles Adj.	Tronçons	Ø (mm)	Le (m)	Q ₀ (l/s)	ΔH (m)	rQ ₀ (l/m ²)	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	TOT	
I		1-2	250	517,50	31,21	1,23	78,90	-0,09	-	-0,09	31,12
		2-3	250	138,00	28,58	0,28	19,27	-0,09	-	-0,09	28,49
	V	3-4	200	310,50	13,35	0,44	66,03	-0,09	0,16	0,07	13,42
	VI	4-7	125	120,75	4,67	0,25	109,13	-0,09	0,35	0,26	4,93
	IV	7-5	100	270,25	5,85	-2,94	1005,33	-0,09	0,87	0,78	5,07
		5-1	250	302,45	34,22	0,86	50,56	-0,09	-	-0,09	34,13
					Σ=0,13	Σ=1329,23					
					ΔQ=-0,09						
II	IV	5-6	150	235,75	12,27	1,30	212,22	-0,10	0,87	0,77	13,04
	III	6-13	100	201,25	2,88	0,53	368,57	-0,10	0,07	-0,03	2,85
		13-14	100	247,25	-3,22	-0,82	506,27	-0,10	-	-0,10	-3,32
		14-12	150	316,25	-7,20	-0,60	167,05	-0,10	-	-0,10	-7,30
		12-5	200	236,90	-12,27	-0,28	46,31	-0,10	-	-0,10	-12,37
					Σ=0,13	Σ=1300,44					
					ΔQ=-0,10						
III	II	6-13	100	201,25	-2,88	-0,53	368,57	-0,07	0,10	0,03	-2,85
		13-15	100	247,25	-2,85	-0,64	448,09	-0,07	-	-0,07	-2,92
		15-16	100	281,75	-0,74	-0,05	132,58	-0,07	-	-0,07	-0,81
		16-9	100	460,00	2,06	0,62	602,58	-0,07	-	-0,07	1,99
	IV	9-6	100	400,20	2,43	0,75	618,40	-0,07	0,87	0,80	3,23
					Σ=0,15	Σ=2170,22					
					ΔQ=-0,07						
IV	II	6-5	150	235,75	-12,27	-1,30	212,22	-0,87	0,10	-0,77	-13,04
	I	5-7	100	270,25	5,85	2,94	1005,33	-0,87	0,09	-0,78	5,07
	VI	7-8	100	115,00	4,82	0,85	352,48	-0,87	0,35	-0,52	4,30
		8-9	125	123,75	4,39	0,27	122,13	-0,87	-	-0,87	3,52
	III	9-6	100	400,20	-2,43	-0,75	618,40	-0,87	0,07	-0,80	-3,23
					Σ=2,00	Σ=2310,56					
					ΔQ=-0,87						
V	I	4-3	200	310,50	-13,35	-0,44	66,03	-0,16	0,09	-0,07	-13,42
		3-11	150	419,75	9,01	1,25	277,46	-0,16	-	-0,16	8,85
	VI	11-10	100	95,45	1,50	0,07	91,04	-0,16	0,35	0,19	1,69
	VI	10-4	100	318,55	-2,67	-0,72	540,85	-0,16	0,35	0,19	-2,48
					Σ=0,16	Σ=975,39					
					ΔQ=-0,16						
VI	I	4-7	125	120,75	-4,67	-0,25	109,13	-0,35	0,09	-0,26	-4,93
	IV	7-8	100	115,00	-4,82	-0,85	352,48	-0,35	0,87	0,52	-4,30
		8-17	100	379,50	2,68	0,87	646,75	-0,35	-	-0,35	2,33
		17-11	125	125,00	4,40	0,23	106,44	-0,35	-	-0,35	4,05
	V	11-10	100	95,45	-1,50	-0,07	91,04	-0,35	0,16	-0,19	-1,69
	V	10-4	100	318,55	2,67	0,72	540,85	-0,35	0,16	-0,19	2,48
					Σ=0,65	Σ=1846,49					
					ΔQ=-0,35						

Caracteristiques des mailles					2 ^e Approximation			2 ^e Correction			Nouveaux Debits Q ₂ (l/s)	
N ^o des mailles	Maille adjac.	Traverse	φ (mm)	Le (m)	Q ₁ (l/s)	ΔH (m)	r.Q ₁ (l/m ²)	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	Total	Q ₂ (l/s)	
I		1-2	250	517,50	31,12	1,22	78,68	-0,73	—	-0,73	30,39	
		2-3	250	138,00	28,49	0,27	19,21	-0,73	—	-0,73	27,76	
	V	3-4	200	310,50	13,42	0,45	66,38	-0,73	0,24	-0,49	42,93	
	VI	4-7	125	120,75	4,93	0,28	115,21	-0,73	0,25	-0,48	4,45	
	IV	7-5	100	270,25	-5,07	-2,21	871,29	-0,73	0,11	-0,62	-5,69	
		5-1	250	302,45	34,13	0,86	50,43	-0,73	—	-0,73	33,40	
					Σ = 0,88		Σ = 1204,19					
							ΔQ = -0,73					
II	IV	5-6	150	235,75	13,04	1,47	225,54	-0,16	0,11	-0,05	12,99	
	III	6-13	100	201,25	-2,85	0,52	364,73	-0,16	0,28	0,12	2,97	
		13-14	100	247,25	-3,32	-0,87	52,99	-0,16	—	-0,16	-3,48	
		14-12	150	316,25	-7,30	-0,62	169,37	-0,16	—	-0,16	-7,46	
		12-5	200	236,90	-12,37	-0,29	46,68	-0,16	—	-0,16	-12,53	
					Σ = 0,22		Σ = 1328,31					
							ΔQ = -0,16					
III	II	6-13	100	201,25	-2,85	-0,52	364,73	-0,28	0,16	-0,12	-2,97	
		13-15	100	247,25	-2,92	-0,67	459,10	-0,28	—	-0,28	-3,20	
		15-16	100	281,75	-0,84	-0,06	145,12	-0,28	—	-0,28	-1,09	
		16-9	100	460,00	1,99	0,58	582,10	-0,28	—	-0,28	1,71	
	IV	9-6	100	400,20	3,23	1,33	821,99	-0,28	0,11	-0,17	3,06	
					Σ = 0,66		Σ = 2373,04					
							ΔQ = -0,28					
IV	II	6-5	150	235,75	-13,04	-1,47	225,54	-0,11	0,16	0,05	-12,99	
	I	5-7	100	270,25	5,07	2,21	871,28	-0,11	0,73	0,62	5,69	
	VI	7-8	100	115,00	4,30	0,67	314,45	-0,11	0,25	0,14	4,44	
		8-9	125	143,75	3,52	0,17	97,93	-0,11	—	-0,11	3,41	
	III	9-6	100	400,20	-3,23	-1,33	821,99	-0,11	0,28	0,17	-3,06	
					Σ = 0,26		Σ = 2331,19					
							ΔQ = -0,11					
V	I	4-3	200	310,50	-13,42	-0,45	66,38	-0,24	0,73	0,49	-12,93	
		3-11	150	119,75	8,85	1,20	272,54	-0,24	—	-0,24	8,61	
	VI	11-10	100	95,45	1,69	0,08	102,57	-0,24	0,25	0,01	1,70	
	VI	10-4	100	318,55	-2,48	-0,62	502,36	-0,24	0,25	0,01	-2,47	
					Σ = 0,22		Σ = 943,85					
							ΔQ = -0,24					
VI	I	4-7	125	120,75	-4,93	-0,28	115,21	-0,25	0,73	0,48	-4,45	
	IV	7-8	100	115,00	-4,30	-0,67	314,45	-0,25	0,11	-0,14	-4,44	
		8-17	100	379,50	2,33	0,65	562,28	-0,25	—	-0,25	2,08	
		17-11	125	125,00	4,05	0,20	97,97	-0,25	—	-0,25	3,80	
	V	11-10	100	95,45	-1,69	-0,08	102,57	-0,25	0,24	-0,01	-1,70	
	V	10-4	100	318,55	2,48	0,62	502,36	-0,25	0,24	-0,01	2,47	
					Σ = 0,43		Σ = 1694,86					
							ΔQ = -0,25					

Caracteristiques des mailles					3 ^e Approximation			3 ^e Correction			Nouveaux Debits Q_3 (l/s)
N ^o des mailles	Maille adjay	Tronçons	ϕ (mm)	Le (m)	Q_2 (l/s)	ΔH (m)	$r \cdot Q_2$ (l ² /m ²)	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	Total	
I		1-2	250	517,50	30,39	1,16	76,83	-0,09	-	-0,09	30,30
		2-3	250	138,00	27,76	0,26	18,72	-0,09	-	-0,09	27,67
	V	3-4	200	310,50	12,93	0,41	63,96	-0,09	0,21	0,12	13,05
	VI	4-7	125	120,75	4,45	0,23	103,99	-0,09	0,17	0,08	4,53
	IV	7-5	100	270,25	5,69	2,78	977,83	-0,09	0,42	0,33	5,36
		5-1	250	302,45	33,40	0,82	49,35	-0,09	-	-0,09	33,31
					$\Sigma = 0,11$	$\Sigma = 1290,68$					
					$\Delta Q = -0,09$						
II	IV	5-6	150	235,75	12,99	1,46	224,67	-0,09	0,42	0,33	13,32
	III	6-13	100	201,25	2,97	0,56	380,08	-0,09	0,06	-0,03	2,94
		13-14	100	247,25	3,48	0,95	547,14	-0,09	-	-0,09	3,57
		14-12	150	316,25	7,46	0,64	173,08	-0,09	-	-0,09	7,55
		12-5	200	236,90	12,53	0,30	47,29	-0,09	-	-0,09	12,62
					$\Sigma = 0,13$	$\Sigma = 1372,28$					
					$\Delta Q = -0,09$						
III	II	6-13	100	201,25	2,97	0,56	380,08	-0,06	0,09	0,03	2,94
		13-15	100	270,25	3,20	0,80	503,12	-0,06	-	-0,06	3,26
		15-16	100	281,75	1,09	0,11	195,29	-0,06	-	-0,06	1,15
		16-9	100	460,00	1,71	0,43	500,79	-0,06	-	-0,06	1,65
	IV	9-6	100	400,20	3,06	1,19	778,73	-0,06	0,42	0,36	3,42
					$\Sigma = 0,14$	$\Sigma = 2357,42$					
					$\Delta Q = -0,06$						
IV	II	6-5	150	235,75	12,99	1,46	224,67	-0,42	0,09	-0,33	13,32
	I	5-7	100	270,25	5,69	2,78	977,83	-0,42	0,09	-0,33	5,36
	VI	7-8	100	115,00	4,44	0,72	324,69	-0,42	0,17	-0,25	4,19
		8-9	125	143,75	3,41	0,16	94,87	-0,42	-	-0,42	2,99
	III	9-6	100	400,20	3,06	1,19	778,73	-0,42	0,06	-0,36	3,42
					$\Sigma = 1,01$	$\Sigma = 2400,79$					
					$\Delta Q = -0,42$						
V	I	4-3	200	310,50	12,93	0,41	63,96	-0,21	0,09	-0,12	13,05
		3-11	150	419,75	8,61	1,14	265,14	-0,21	-	-0,21	8,40
	VI	11-10	100	95,45	1,70	0,09	103,18	-0,21	0,17	-0,04	1,66
	VI	10-4	100	318,55	2,47	0,62	500,33	-0,21	0,17	-0,04	2,51
					$\Sigma = 0,20$	$\Sigma = 932,60$					
					$\Delta Q = -0,21$						
VI	I	4-7	125	120,75	4,45	0,23	103,99	-0,17	0,09	-0,08	4,53
	IV	7-8	100	115,00	4,44	0,72	324,69	-0,17	0,42	0,25	4,19
		8-17	100	379,50	2,08	0,52	501,95	-0,17	-	-0,17	1,91
		17-11	125	125,00	3,80	0,17	91,93	-0,17	-	-0,17	3,63
	V	11-10	100	95,45	1,70	0,09	103,18	-0,17	0,21	0,04	1,66
	V	10-4	100	318,55	2,47	0,62	500,33	-0,17	0,21	0,04	2,51
					$\Sigma = 0,27$	$\Sigma = 1626,60$					
					$\Delta Q = -0,17$						

Caracteristiques des mailles					4 ^e Approximation			4 ^e Correction			Nouveaux debits
N ^o des mailles	Mailles adjaf	Trous	φ (mm)	Le (m)	Q ₃ (l/s)	ΔH (m)	r. Q ₃ (l/m ²)	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	Total	Q ₄ (l/s)
I		1-2	250	517,50	30,30	1,16	76,60	-0,34	-	-0,34	29,96
		2-3	250	138,00	27,67	0,26	18,65	-0,34	-	-0,34	27,33
	V	3-4	200	310,50	13,05	0,42	64,55	-0,34	0,12	-0,22	12,83
	VI	4-7	125	120,75	4,53	0,24	105,86	-0,34	0,17	-0,17	4,36
	IV	7-5	100	270,25	5,36	2,47	921,12	-0,34	0,09	-0,25	5,61
		5-1	250	302,45	33,31	0,82	49,22	-0,34	-	-0,34	32,97
					E = 0,43	E = 1226,01					
					ΔQ = -0,34						
II	IV	5-6	150	235,75	13,32	1,53	230,38	-0,09	0,09	0,00	13,32
	III	6-13	100	201,25	2,94	0,55	376,24	-0,09	0,16	0,07	3,01
		13-14	100	247,25	3,57	1,00	561,29	-0,09	-	-0,09	3,66
		14-12	150	316,25	7,55	0,66	178,17	-0,09	-	-0,09	7,64
		12-5	200	236,90	12,62	0,30	47,63	-0,09	-	-0,09	12,71
					E = 0,12	E = 1390,72					
					ΔQ = -0,09						
III	II	6-13	100	201,25	2,94	0,55	376,24	-0,16	0,09	-0,07	3,01
		13-15	100	270,25	3,26	0,83	512,56	-0,16	-	-0,16	3,42
		15-16	100	281,75	1,15	0,12	206,04	-0,16	-	-0,16	1,31
		16-9	100	460,00	1,65	0,40	482,65	-0,16	-	-0,16	1,49
	IV	9-6	100	400,20	3,42	1,49	870,34	-0,16	0,09	-0,07	3,35
					E = 0,38	E = 2447,83					
					ΔQ = -0,16						
IV	II	6-5	150	235,75	13,32	1,53	230,38	-0,09	0,09	0,00	13,32
	I	5-7	100	270,25	5,36	2,47	921,12	-0,09	0,34	0,25	5,61
	VI	7-8	100	115,00	4,19	0,64	306,41	-0,09	0,17	0,08	4,27
		8-9	125	143,75	2,99	0,12	83,18	-0,09	-	-0,09	2,90
	III	9-6	100	400,20	3,42	1,49	870,34	-0,09	0,16	0,07	3,35
					E = 0,21	E = 2471,43					
					ΔQ = -0,09						
V	I	4-3	200	310,50	13,05	0,42	64,55	-0,12	0,34	0,22	12,83
		3-11	150	419,75	8,40	1,08	258,67	-0,12	-	-0,12	8,28
	II	11-10	100	95,45	1,66	0,08	100,75	-0,12	0,17	0,05	1,71
	VI	10-4	100	318,55	2,51	0,64	508,44	-0,12	0,17	0,05	2,46
					E = 0,11	E = 932,47					
					ΔQ = -0,12						
VI	I	4-7	125	120,75	4,53	0,24	105,86	-0,17	0,34	0,17	4,36
	IV	7-8	100	115,00	4,19	0,64	306,41	-0,17	0,09	-0,08	4,27
		8-17	100	379,50	1,91	0,44	460,93	-0,17	-	-0,17	1,74
		17-11	125	125,00	3,63	0,16	87,82	-0,17	-	-0,17	3,46
	V	11-10	100	95,45	1,66	0,08	100,76	-0,17	0,12	-0,05	1,71
	V	10-4	100	318,55	2,51	0,64	508,44	-0,17	0,12	-0,05	2,46
					E = 0,27	E = 1570,29					
					ΔQ = -0,17						

Caractéristiques des mailles					5 ^e Approximation			5 ^e Correction			Nouve Déb Q (l/s)
N ^o des Mailles	Mailles adjac.	Trompons	φ mm	Le m	Q ₄ (l/s)	ΔH (m)	F. Q ₄ (l/m ²)	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	Total	
I		1-2	250	517,50	29,96	1,13	75,74	-0,09	—	-0,09	29,9
		2-3	250	138,00	27,33	0,25	18,42	-0,09	—	-0,09	27,2
	V	3-4	200	310,50	12,83	0,41	63,46	-0,09	0,13	0,04	12,8
	VI	4-7	125	120,75	4,36	0,22	101,89	-0,09	0,09	0,00	4,36
	IV	7-5	100	270,25	-5,61	-2,70	964,08	-0,09	0,22	0,13	-5,45
		5-1	250	302,45	32,97	0,80	48,68	-0,09	—	-0,09	32,8
					Σ = 0,12	Σ = 1272,39					
					ΔQ = -0,09						
II	IV	5-6	150	235,75	13,32	1,53	230,38	-0,06	0,22	0,16	13,48
	III	6-13	100	201,25	3,01	0,58	385,20	-0,06	0,04	-0,02	2,99
		13-14	100	247,25	-3,66	-1,05	575,45	-0,06	—	-0,06	-3,72
		14-12	150	316,25	-7,64	-0,68	177,26	-0,06	—	-0,06	-7,70
		12-5	200	236,90	-12,71	-0,30	47,97	-0,06	—	-0,06	-12,77
					Σ = 0,08	Σ = 1416,26					
					ΔQ = -0,06						
III	II	6-13	100	235,75	-3,01	-0,58	385,20	-0,04	0,06	0,02	-2,99
		13-15	100	270,25	-3,42	-0,92	527,71	-0,04	—	-0,04	-3,46
		15-16	100	281,75	-1,31	-0,15	234,70	-0,04	—	-0,04	-1,35
		16-9	100	460,00	1,49	0,32	435,84	-0,04	—	-0,04	1,45
	IV	9-6	100	420,20	3,35	1,43	852,53	-0,04	0,22	0,18	3,53
					Σ = 0,10	Σ = 2445,99					
					ΔQ = -0,04						
IV	II	6-5	150	235,75	-13,32	1,53	230,38	-0,22	0,06	-0,16	13,28
	I	5-7	100	270,25	5,61	2,70	964,08	-0,22	0,09	-0,13	5,48
	VI	7-8	100	115,00	4,27	0,67	312,26	-0,22	0,09	-0,13	4,14
		8-9	125	143,75	2,90	0,12	80,68	-0,22	—	-0,22	2,68
	III	9-6	100	400,20	-3,35	-1,43	852,53	-0,22	0,04	-0,18	-3,53
					Σ = 0,52	Σ = 2439,93					
					ΔQ = -0,22						
V	I	4-3	200	310,50	-12,83	-0,41	63,46	-0,13	0,09	-0,04	-12,87
		3-11	150	419,75	8,28	1,06	254,98	-0,13	—	-0,13	8,15
	VI	11-10	100	95,45	1,71	0,09	403,79	-0,13	0,09	-0,04	1,67
	II	10-4	100	318,55	-2,46	-0,61	498,31	-0,13	0,09	-0,04	-2,50
					Σ = 0,12	Σ = 920,55					
					ΔQ = -0,13						
VI	I	4-7	125	120,75	-4,36	-0,22	101,89	-0,09	0,09	0,00	-4,36
	IV	7-8	100	115,00	-4,27	-0,67	312,26	-0,09	0,22	0,13	-4,14
		8-17	100	379,50	1,74	0,36	419,90	-0,09	—	-0,09	1,65
		17-11	125	125,00	3,46	0,14	83,70	-0,09	—	-0,09	3,37
	V	11-10	100	95,45	-1,71	-0,09	403,79	-0,09	0,13	0,04	-1,67
	V	10-4	100	318,55	2,46	0,61	498,31	-0,09	0,13	0,04	2,50
					Σ = 0,14	Σ = 1979,85					
					ΔQ = -0,09						

Caracteristiques des mailles				6 ^{me} Approximation				6 ^{me} correction			nouveaux debits Q ₆ (l/s)
N ^o des mailles	mailles # dj.	trapezons	Ø (mm)	Le (m)	Q ₅ (l/s)	ΔH (m)	FQ ₅ (s/m ²)	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	TOT.	
I		1-2	250	517,50	29,87	1,13	75,52	-0,18	-	-0,18	29,69
		2-3	250	138,00	27,24	0,25	18,36	-0,18	-	-0,18	27,06
	V	3-4	200	310,50	12,87	0,41	63,66	-0,18	0,07	-0,11	12,76
	VI	4-7	125	120,75	4,36	0,22	101,89	-0,18	0,11	-0,07	4,29
	IV	7-5	100	270,25	5,48	2,58	941,74	-0,18	0,06	-0,12	5,60
		5-1	250	302,45	32,88	0,80	48,58	-0,18	-	-0,18	32,70
					Σ= 0,23	Σ=1249,76					
					ΔQ=-0,18						
II	IV	5-6	150	235,75	13,48	1,57	233,15	-0,04	0,06	0,02	13,50
	III	6-13	100	201,25	2,99	0,57	382,64	-0,04	0,08	0,04	3,03
		13-14	100	247,25	-3,72	-1,09	584,88	-0,04	-	-0,04	-3,77
		14-12	150	316,25	-7,70	-0,69	178,65	-0,04	-	-0,04	-7,74
		12-5	200	236,90	-12,77	-0,31	48,19	-0,04	-	-0,04	-12,81
					Σ= 0,06	Σ=1427,52					
					ΔQ=0,04						
III	II	6-13	100	201,25	-2,99	-0,57	382,64	-0,08	0,04	-0,04	-3,03
		13-15	100	270,25	-3,46	-0,94	544,00	-0,08	-	-0,08	-3,54
		15-16	100	281,75	-1,35	-0,16	241,87	-0,08	-	-0,08	-1,43
		16-9	100	400,00	1,45	0,31	424,14	-0,08	-	-0,08	1,37
	IV	9-6	100	400,20	3,53	1,58	898,34	-0,08	0,06	-0,02	3,51
					Σ= 0,22	Σ=2490,99					
					ΔQ=-0,08						
IV	II	6-5	150	235,75	-13,48	-1,57	233,15	-0,06	0,04	-0,02	-13,50
	I	5-7	100	270,25	5,48	2,58	941,74	-0,06	0,18	0,12	5,60
	VI	7-8	100	115,00	4,14	0,63	302,75	-0,06	0,11	0,05	4,19
		8-9	125	143,75	2,68	0,10	74,56	-0,06	-	-0,06	2,62
	III	9-6	100	400,20	-3,53	-1,58	898,33	-0,06	0,08	0,02	-3,51
					Σ= 0,15	Σ=2450,54					
					ΔQ=-0,06						
V	I	4-3	200	310,50	-12,87	-0,41	63,66	-0,07	0,18	0,11	-12,76
		3-11	150	419,75	8,15	1,02	250,98	-0,07	-	-0,07	8,08
	VI	11-10	100	95,45	1,67	0,08	101,36	-0,07	0,11	0,04	1,71
	VI	10-4	100	318,55	-2,50	-0,63	506,41	-0,07	0,11	0,04	-2,46
					Σ= 0,06	Σ=922,41					
					ΔQ=-0,07						
VI	I	4-7	125	120,75	-4,36	-0,22	101,89	-0,11	0,18	0,07	-4,29
	IV	7-8	100	115,00	-4,14	-0,63	302,75	-0,11	0,06	-0,05	-4,19
		8-17	100	379,50	1,65	0,33	398,18	-0,11	-	-0,11	1,54
		17-11	125	125,00	3,37	0,14	81,53	-0,11	-	-0,11	3,26
	V	11-10	100	95,45	-1,67	-0,08	101,36	-0,11	0,07	-0,04	-1,71
	V	10-4	100	318,55	2,50	0,63	506,41	-0,11	0,07	-0,04	2,46
					Σ= 0,16	Σ=1492,13					
					ΔQ=-0,11						

VI.3-Calcul des pressions au sol:

La pression desservie au sol devra être déterminé en tenant compte de la hauteur des immeubles. Elle ne devras pas être inférieur à 10m. Pour les immeubles très élevés ($H > 40m$) les organismes logeurs se trouvent dans l'obligation d'installer des surpresseurs dans le sous-Sol.

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

Pression au sol = côté piezométrique - Cote du terrain.

$$P_s = C_p - C_T$$

La pression au sol dans tous les points du reseau ne doit pas dépasser la valeur des 20 bars

VI.4- Equipement du reseau de distribution:

a/ Type de canalisation:

Le reseau de distribution se constituera d'un assemblage de tuyau en acier. Ces types des tuyaux permettent une pose beaucoup plus souple. Il sont découpables, soudables et cintrables à la demande. Ce qui permet d'approvisionner très peu de pièces spéciales pour le chantier de pose. Le joint entre tuyauteries s'effectue par simple soudage des extrémités bout à bout.

Par contre, les tuyaux en acier sont plus sensibles à la corrosion et doivent de ce fait être revêtus intérieurement et extérieurement (enduit au bitume par exemple)

Ils peuvent supporter des pressions de l'ordre de 60 bars

- Organes accessoires des reseaux:

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

- Poteaux d'incendie:

Ils sont installés en bordure des trottoirs espacés de 200 m.

Détermination des pressions du sol

<< - Zone - haute - >>

Tronçons	Côte du terrain (m)		P. D. C (m)	Côte piézométrique		pression (m)
	Amont	Aval		Amont	Aval	
R - 0		330,26	0,12	341,26	341,14	10,88
0 - 1	330,26	298,58	1,61	341,14	339,53	40,95
1 - 2	298,58	298,00	1,37	339,53	338,16	40,16
2 - 3	298,00	319,83	0,73	338,16	337,43	17,60
3 - 4	319,83	288,32	- 0,48	337,43	337,91	49,59
4 - 5	288,32	285,83	- 2,76	337,91	340,67	54,84
5 - 0	285,83	330,26	- 0,39	340,67	341,06	10,80
2 - 10	298,00	270,50	1,69	338,16	336,47	65,97
10 - 9	270,50	281,45	1,83	336,47	334,64	53,19
9 - 8	281,45	302,75	1,35	334,64	333,29	30,54
8 - 3	302,75	319,83	- 4,01	333,29	337,30	17,47
3 - 2	319,83	298,00	- 0,73	337,30	338,03	40,03
3 - 8	319,83	302,75	4,01	337,43	333,42	30,67
8 - 7	302,75	285,20	2,47	333,42	330,95	45,75
7 - 6	285,20	303,35	- 5,98	330,95	336,93	33,58
6 - 4	303,35	288,32	- 0,95	336,93	337,88	49,56
4 - 3	288,32	319,83	0,48	337,88	337,40	17,57
6 - 7	303,35	285,20	5,98	336,95	330,97	45,77
7 - 12	285,20	302,75	2,04	330,97	328,93	26,18
12 - 11	302,75	264,00	- 0,97	328,93	329,90	65,90
11 - 13	264,00	276,62	- 3,63	329,90	333,53	56,91
13 - 6	276,62	303,35	- 3,28	333,53	336,81	33,46

Détermination des pressions au sol

<< - zone - basse - >>

Tronçons	Côte du terrain (m)		P. D. C (m)	Côte piézométrique (m)		pression (m)
	Amont	Aval		Amont	Aval	
R_5		281,50	2,04	294,54	292,50	11,00
5_1	281,50	270,50	0,80	292,50	291,70	21,20
1_2	270,50	236,35	1,13	291,70	290,57	54,22
2_3	236,35	206,10	0,25	290,57	290,32	84,22
3_4	206,10	263,35	0,41	290,32	289,91	26,56
4_7	263,35	270,45	0,22	289,91	289,69	19,24
7_5	270,45	281,50	-2,58	289,69	292,27	10,77
5_6	281,50	237,05	1,57	292,50	290,93	53,88
6_13	237,05	276,62	0,57	290,93	290,36	13,74
13_14	276,62	275,00	-1,09	290,36	291,45	16,45
14_12	275,00	270,50	-0,69	291,45	292,14	21,64
12_5	270,50	281,50	-0,31	292,14	292,45	10,95
6_13	237,05	276,62	-0,57	290,93	291,50	14,88
13_15	276,62	264,00	-0,94	291,50	292,44	28,44
15_16	264,00	240,45	-0,16	292,44	292,60	52,15
16_9	240,45	278,65	0,31	292,60	292,29	13,64
9_6	278,65	237,05	1,58	292,29	290,71	53,66
6_5	237,05	281,50	-1,57	290,93	292,50	11,00
5_7	281,50	270,45	2,58	292,50	289,92	19,47
7_8	270,45	236,35	0,63	289,92	289,29	52,94
8_9	236,35	278,65	0,10	289,29	289,19	10,54
9_6	278,65	237,05	-1,58	289,19	290,77	53,72
4_3	263,35	206,10	-0,41	289,91	290,32	84,22
3_11	206,10	245,95	1,02	290,32	289,30	43,35
11_10	245,95	260,80	0,08	289,30	289,22	28,42
10_4	260,80	263,35	-0,63	289,22	289,85	26,50
4_7	263,35	270,45	-0,22	289,91	290,13	19,68
7_8	270,45	236,35	-0,63	290,13	290,76	54,41
8_17	236,35	239,00	0,33	290,76	290,43	51,43
17_11	239,00	245,95	0,14	290,43	290,29	44,34
11_10	245,95	260,80	-0,08	290,29	290,37	29,57
10_4	260,80	263,35	0,63	290,37	289,74	26,39

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

- Robinets de décharges: Les robinets sont placés au points bas du réseau afin de faciliter la vidange des canalisations et l'évacuation des dépôts.
- Ventouses: La présence d'air dans les conduites lors de son remplissage et également l'air abandonné par l'eau où il se trouvait dissous quand la conduite est en fonctionnement peut provoquer parfois des ruptures de l'écoulement. Des ventouses sont donc prévues au droit des points hauts pour empêcher les contonnements d'air. En outre ils doivent permettre l'admission de l'air dans la conduite lorsqu'on procède à sa vidange (Voir fig IV.2)
- Clapets: Pour empêcher l'écoulement en sens inverse à l'écoulement normal. (Voir fig IV.3)

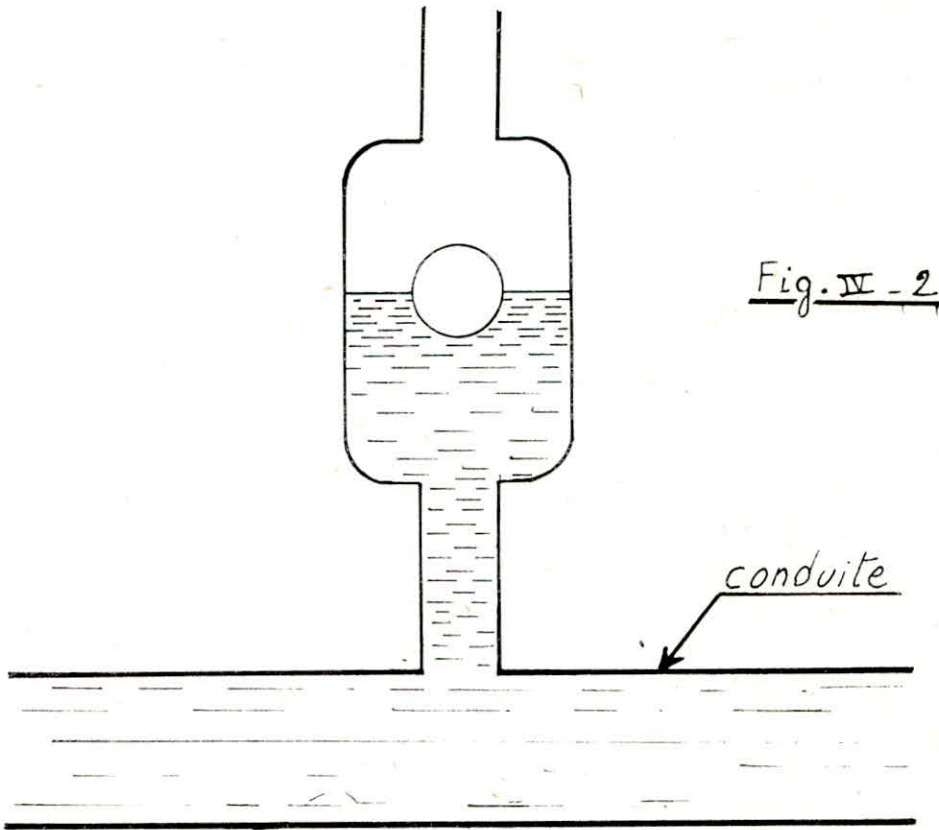


Fig. IV - 2

ventouse à boule flottante.

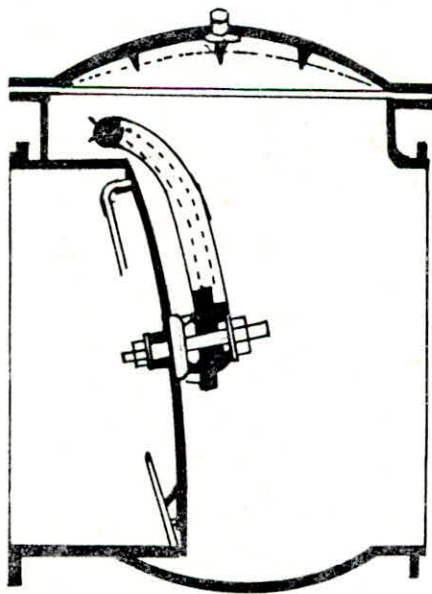


Fig. IV - 3

clapet à battant unique

CHAPITRE VII

- PROTECTION DES OUVRAGES -

Un ouvrage d'alimentation en eau potable est conçu en vue de répondre aux besoins d'une agglomération durant une période assez longue (de 40 à 50 ans en moyenne). De même dans un tel ouvrage, les canalisations sont menacées par plusieurs facteurs à savoir:

- La présence d'air pouvant ralentir ou provoquer l'arrêt de l'écoulement.
- L'apparition d'onde de pression ou de dépression pouvant détruire la conduite (Phénomène du coup de bélier).
- L'entartrage par des dépôts de matières charriées par l'eau. Réduisant ainsi la section et le débit d'écoulement par suite de l'augmentation des P. d. e
- La corrosion des Parois de la canalisation en raison de la qualité de l'eau ou du sol

N.B. Il est donc indispensable de protéger les canalisations.

VII-4 - Conséquences de la présence d'air dans la conduite:4-4 - Formation d'air:

L'air présent dans la conduite peut provoquer soit:

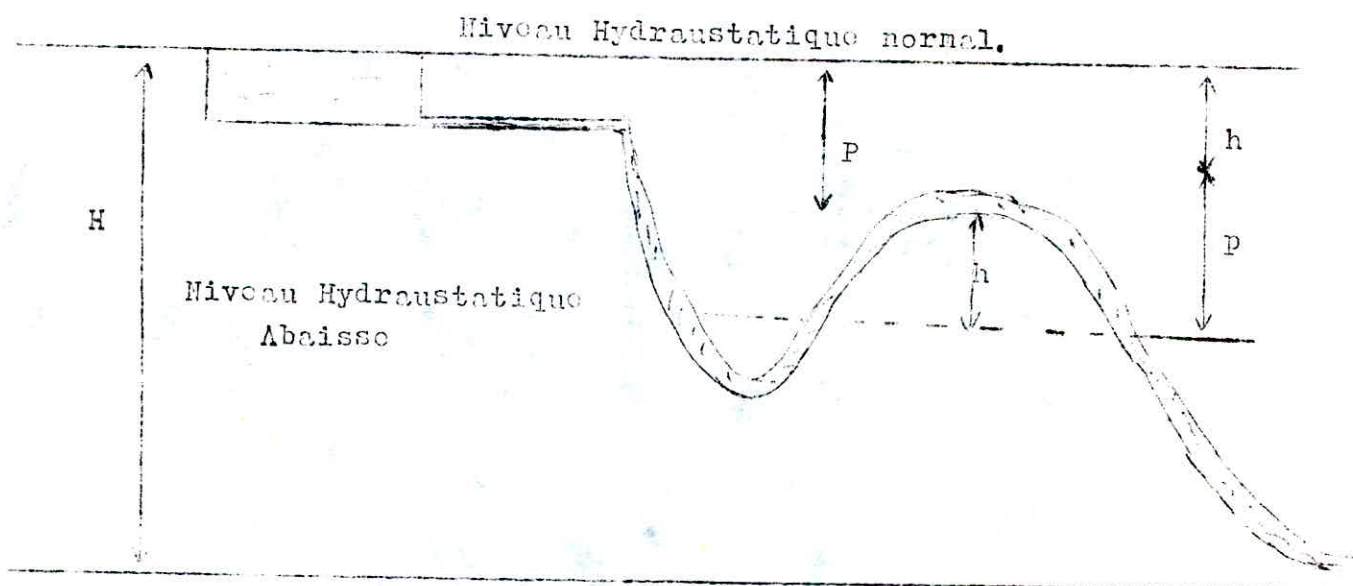
- A partir de l'air dissout dans l'eau (il s'en sépare quand la température augmente et aux points ou la pression est faible)

- L'entrée de l'air au moment de la mise en service : phase d'écoulement en régime transitoire (coup de belier).

-2- INCONVENIENTS DE L'AIR:

- Dans une conduite d'amenée par gravité.

La poche d'air transmet à sa face aval la pression P qui règne sur sa face amont et le niveau Hydrostatique aval baisse. La pression d'utilisation H est réduite d'une quantité h correspondant à la différence de niveau entre les extrémités de la poche d'air. Le débit utile est diminué d'autant.



-3- EVACUATION DE L'AIR:

On adopte un tracé des canalisations de sorte à faciliter l'acheminement de l'air aux points hauts, (Pente faible dans les parties montantes, et descentes rapides) ou des appareils son dégagement (Purgeurs)

En terrain horizontal, on adopte une pente de 0,002m/m, car un affaissement éventuel de sol provoque l'apparition de points Hauts non prévus lors de l'étude.

Les purgours sont dimensionnés en fonction du diamètre de la conduite et de la pression régnant au point considéré.

VI 2 - L'ENTARTRAGE DES CONDUITES:

L'entartrage est minimisé en évitant d'adopter des conduites où les vitesses seront faibles.

VI 3 - ETUDE DU COUP DE BELIER:

Le coup de bélier à lieu au moment de la fermeture du robinet vance dans le cas d'une adduction gravitaire.

Les ondes de dépression et de surpression sont caractérisées par une vitesse de propagation donné par la formule suivante.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}}}$$

C: Célérité de l'onde en m/s

K: Coefficient de Compressibilité de l'eau = $2,15 \cdot 10^9$ pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau = 1000 Kg/ m^3

D: Diamètre intérieur de la conduite (m)

E: Module d'élasticité de l'acier = $2,10^{11}$ Pascal.

e: Epaisseur de la conduite en (m)

$(K/p)^{1/2}$: Célérité de l'onde de pression des tuyaux très rigides. (Vitesse du son dans l'eau)

$(1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e})^{1/2}$: Contribution de l'élasticité de la conduite.

Le maximum de la dépression ou de la surpression est de

$$b = \pm \frac{C \cdot V_0}{g} \text{ (m)}$$

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

g : Accélération de la pesanteur ($9,8 \text{ m/s}^2$)

Le temps de retour de l'onde vers la vanne est donné par:

$$t_r = \frac{2 \cdot L}{C}$$

-La surpression due au coup de bélier est de l'ordre:

-En cas de fermeture lente;

$$t > \frac{2 \cdot L}{C}$$

$$h = \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{C \cdot t} \quad \text{formule de MICHAUD.}$$

-En cas de fermeture brusque:

$$t < \frac{2 \cdot L}{C}$$

$$h = \frac{C \cdot V_0}{g}$$

Par conséquent la surpression et la dépression ont respectivement pour valeur.

$$H_0 + \frac{C \cdot V_0}{g} \text{ et } H_0 - \frac{C \cdot V_0}{g} \text{ (en cas de fermeture brusque)}$$

$$H_0 + \frac{C \cdot V_0}{g \cdot t} \text{ et } H_0 - \frac{C \cdot V_0}{g \cdot t} \text{ (en cas de fermeture lente)}$$

Avec:

- L: Longueur de la conduite en (m)
- t: Temps de fermeture en (s)
- V₀: Vitesse d'écoulement dans les conditions normales m/s
- H₀: Pression maximale régnant dans la conduite en marche normale en (m).
- g: Accélération de la pesanteur en (m/s²)
- h: Surpression en (m)

VII. 1 PRINCIPE DE CALCUL DU COUP DE BELIER:

- Dans le cas d'une adduction gravitaire:

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

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

Où:

V : Vitesse débitaire dans la conduite (m/s)

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

h : Hauteur piezométrique au niveau de la vanne (m)

si h_0 et V_0 sont respectivement les valeurs de la pression et de la vitesse de l'eau dans les conditions normales, on peut écrire que:

$$V_0 \cdot A = m \cdot A_{v_0} \cdot \sqrt{2g \cdot h_0} \quad (2)$$

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

$$\frac{V}{V_0} = \frac{A_v}{A_{v_0}} \cdot \sqrt{\frac{h}{h_0}} \quad (3)$$

On admet que la fermeture continue peut être considérée comme une série de fermetures brusques.

La surpression engendrée lors d'une fermeture est donné par:

$$\Delta h = \frac{C \cdot \Delta V}{g} \quad (4)$$

C : Célérité de l'onde de choc en m/s

ΔV : Réduction de vitesse par suite de la fermeture.

g : Accélération de la pesanteur en m/s^2

Les deux formules (3) et (4) écrites sous la forme ci-dessous nous permettant de déterminer la valeur de la pression reynant au niveau de la vanne à chaque instant:

$$\frac{V - \Delta V}{V_0} = \frac{A_v}{A_{v_0}} \cdot \sqrt{\frac{h + \Delta h}{h_0}} \quad (3')$$

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{C \cdot V_0}{g \cdot h_0} \cdot \frac{\Delta V}{V_0} \quad (4')$$

Afin de faciliter les calculs, l'équation (3') est mise sous la forme suivante:

$$\frac{V - \Delta V}{V_0} = \frac{\Delta V}{A_{v_0}} \cdot \sqrt{\frac{h}{h_0} + \frac{\Delta h}{h_0}} \quad (3')$$

Avec $\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{C \cdot V_0}{g \cdot h_0} \cdot \frac{\Delta V}{V_0}$

On pose: $\frac{V}{V_0} = A$; $\frac{\Delta V}{V_0} = X$; $\frac{A_v}{A_{v_0}} = B$; $\frac{h}{h_0} = C$; $\frac{C \cdot V_0}{g \cdot h_0} = D$

L'équation (3') devient:

$$A - X = B \cdot \sqrt{C + D \cdot X}$$

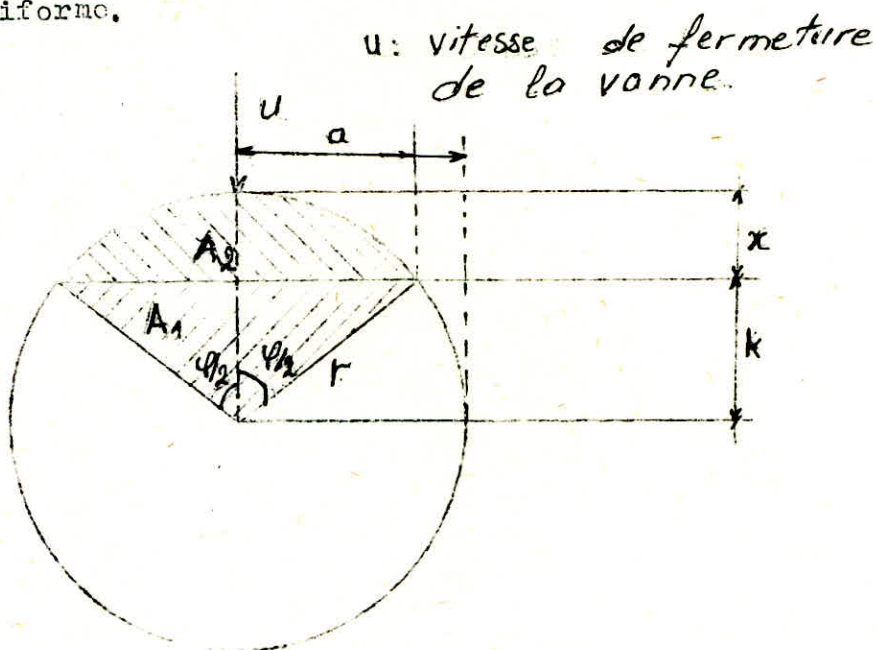
Soit: $X^2 - (2A + BD)X - (B^2C - A^2) = 0$

Après développement on obtient

$$X = \frac{2A + B^2D \pm \sqrt{B^4D^2 + 4B^2(AD + C)}}{2} = \frac{\Delta V}{V_0}$$

- Détermination de la fraction de l'aire de section laissée ouverte par la vanne, après chaque fermeture partielle.

$(\frac{\Delta v}{\Delta v_0})$ dans l'hypothèse où la vitesse de fermeture de la vanne est uniforme.



- Détermination de la surface du segment circulaire A_2 (portion hachurée)

$$\Delta = A_1 + A_2 = \frac{\varphi}{360} r^2 \pi \text{ ou } r: \text{ Rayon de la conduite}$$

$$A_1 = K \cdot \frac{a}{2} \cdot 2.$$

$$\cos \frac{\varphi}{2} = \frac{K}{r} \implies K = r \cdot \cos \frac{\varphi}{2}$$

$$\sin \frac{\varphi}{2} = \frac{a}{r} \implies a = r \sin \frac{\varphi}{2}$$

$$\implies A_1 = r^2 \cdot \cos \frac{\varphi}{2} \cdot \sin \frac{\varphi}{2} = \frac{r^2}{2} \sin \varphi$$

- Détermination de la surface circulaire A_2

- Aire de segment circulaire: Δ_2

$$\Delta_2 = \frac{\varphi}{360} \cdot \pi r^2 - \frac{r^2}{2} \sin \varphi$$

$$\Delta = \frac{r^2}{2} \left[\frac{2\varphi}{360} \pi \sin \varphi \right] = \frac{r^2}{2} \left[\frac{\varphi}{180} \cdot \pi - \sin \varphi \right]$$

- Détermination de l'angle φ

Vitesse de fermeture de la vanne uniforme (U)

$X = u \cdot t$ où t : temps de fermeture

$$K = r - X$$

$$r^2 = K^2 + a^2 \implies a^2 = r^2 - K^2 \implies a = \sqrt{r^2 - K^2}$$

$$\sin \frac{\varphi}{2} = \frac{a}{r} \implies \varphi = 2 \arcsin \frac{a}{r}$$

d'où $\varphi = 2 \arcsin \sqrt{\frac{r^2 - K^2}{r^2}}$

Détermination du rapport $\frac{\Delta_V}{\Delta_{V_0}}$

$$\Delta \Delta_V = \Delta_2 = \frac{r^2}{2} \left[\frac{\varphi}{180} \cdot \pi - \sin \varphi \right]$$

$$\Delta_{V_0} = \pi \cdot r^2$$

$$\Delta_V = \Delta_{V_0} - \Delta \Delta_V$$

$$\frac{\Delta_V}{\Delta_{V_0}} = 1 - \frac{\Delta \Delta_V}{\Delta_{V_0}}$$

$$\boxed{\frac{\Delta_V}{\Delta_{V_0}} = 1 - \frac{\varphi}{360} + \frac{\sin \varphi}{2\pi}}$$

Méthode de calcul:

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire de période $T = \frac{2L}{c}$ et dont les caractéristiques de l'écoulement (Q, H) varient en fonction du temps.

La méthode numérique de Mr G. LAPRAY nous permet de déterminer ces caractéristiques à chaque instant.

Cas d'une fermeture brusque: ($t_c \ll t_r$)

L'intervalle de temps θ est une fraction du temps t_r :

Calcul du rapport $\frac{A_v}{A_{v_0}}$ par la formule suivante.

$$\frac{A_v}{A_{v_0}} = 1 - \frac{\varphi}{360} + \frac{\sin. \varphi}{2. \pi}$$

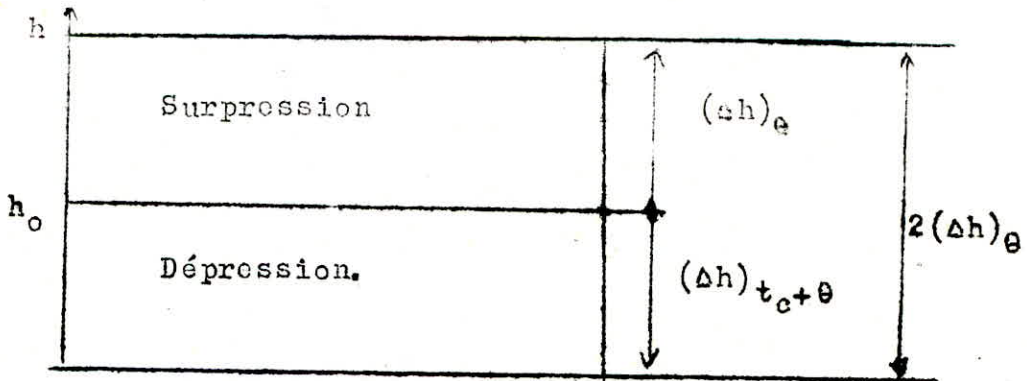
le rapport $(\frac{\Delta v}{v_0})_{\theta}$ est calculé moyennant la formule (3') la vitesse est celle de l'écoulement avant la fermeture.

Le rapport $(\frac{\Delta h}{h_0})_{\theta}$ est déduit de la formule (4')

La pression au bout de l'intervalle de temps θ (celui correspondant la 1^{ère} fermeture partielle), est alors égale à $= (h_0 + h)_{\theta}$

Le calcul se poursuit ainsi jusqu'au temps t_c . Lorsque ce temps est atteint, la vanne est complètement fermée, alors le rapport $\frac{\Delta v}{v_0}$ est tel que la vitesse soit nulle au bout de ce temps.

Pour un temps $(t_c + \theta)$ l'onde de pression engendrée à l'instant θ , réfléchi par l'extrémité amont de la conduite, atteint la vanne en y occasionnant un décroissement de la hauteur piézométrique de $2 (\frac{\Delta h}{h_0})_{\theta}$



Le calcul se poursuit de la même façon et cela jusqu'au temps $t + 2 \cdot t_r$ (1ère période du mouvement oscillatoire et où l'intensité du coup de bélier est maximale).

Cas d'une fermeture lente: ($t_c > t_r$)

La succession de fermeture se fait par intervalle de temps

$$\theta \pm \frac{2 \cdot L}{c}$$

Le procédé de calcul est le même que pour la fermeture brusque sauf en ce qui concerne le rapport $\frac{\Delta h}{h_0}$ qui est donné par l'expression.

$$\frac{\Delta h_1}{h_0} = \frac{c \cdot V_0}{g \cdot h_0} \frac{\Delta V_1}{V_0}$$

Interprétation de cette dernière formule:

La pression au bout du 2ème temps. Par exemple ($t = 2 \cdot \theta = 2 \cdot t_r$) est égale à $h_0 - \Delta h_1$ (3ème phase où à lieu une dépression (Δh_1), causé par le premier choc dû à la 1ère fermeture partielle brusque), à laquelle on ajoute la surpression (Δh_2) du 2ème choc engendré par la deuxième fermeture partielle brusque.

(1ère phase du phénomène de coup de bélier due à la 2ème fermeture) soit finalement:

$$h_2 = h_0 + \Delta h_2 - \Delta h_1$$

suppression et la dépression dans le cas d'une fermeture brusque est donnée par les formules de MICHAUD .

$$h_s = h_0 + \frac{c v_0}{g}$$

$$h_d = h_0 - \frac{c v_0}{g}$$

$$h_s = 45,12 + \frac{1182,53 \cdot 1,92}{9,8} = 276,84 \text{ m}$$

$$h_d = 45,12 - \frac{1182,53 \cdot 1,92}{9,8} = 186,60 \text{ m}$$

D'après les résultats, on remarque que la dépression et la surpression sont trop grande, par conséquent inacceptable. Pour éviter ces dernières nous soumettons la vanne à une fermeture lente.

$$h_s = h_0 + \frac{c v_0}{g t} = 58,81 \text{ m}$$

$$h_d = h_0 - \frac{c v_0}{g t} = 31,42 \text{ m}$$

-Vérification par la méthode de Mr LAPRAY (voir tableau)

• Vitesse de fermeture de la vanne

$$U = \frac{d}{t} = \frac{0,3}{16,9129} = 0,0177 \text{ m/s}$$

A partir de $t = 16,9129$ secondes correspondant à la fermeture totale de la vanne continuera à osciller entre 38,60 et 51,63 m

Cette différence peut s'expliquer par le fait que la formule de MICHAUD suppose que le débit varie linéairement.

Conclusion

Pour éviter le coup de belier le temps de fermeture devrait être au moins égale à 16,91 secondes.

On adopte une vanne actionnée par un moteur électrique dont la fermeture est régie par le procédé exposé au tableau VII 1.

-oOo- A L L U R E D E F E R M E T U R E -oOo-

Programme pour T.I.59

```

*LBL A RCL 20 x 4, *n: RCL 02 x2 = STO 06 R/S RCL 0 ÷ 000 16 + RCL 04
x RCL 02 ÷ RCL 03 ÷ RCL 04) = √x1 STO 05 R/S

*LBL B RCL 00 ÷ RCL 05 x 2 = STO 19 R/S RCL 05 x RCL 06 ÷ 9,8 * RCL 07 =
STO 08 R/S

*LBL C RCL 2 ÷ RCL 08 = STO 44 R/S 42 R/S RCL 14 = STO 0 R/S
(1 + RCL 12) / x STO 43 1/x x RCL 10 = STO 09 R/S 1 + RCL 12 = STO 15
R/S

*LBL D (2x RCL 14 - RCL 0) * x ÷ E 2 RCL 14 = STO 11 R/S 2 x RCL 12 =
R/S RCL 10 - RCL 11 = STO 10 R/S RCL 10 ÷ RCL 13 = STO 09 R/S RCL 15
R/S

*LBL E RCL 10 R/S RCL 10 x RCL 08 = STO 16 R/S 0 R/S 0 R/S 2 - RCL 15 +
RCL 16 = STO 17 R/S

*LBL *A' 0 R/S 0 R/S 0 R/S 0 R/S 2 - RCL 17 = STO 17 R/S
Introduire: L → 00 Q → 20 R → 04 D → 02 E → 03
t' → 04 h0 → 07 Δh/h0 → 12

A = V0 06 R/S = c 05 B = tr 19 R/S =  $\frac{\Delta h/h_0}{\Delta V/V_0}$  08
C = ΔV/V0 R/S = Δh/h0 R/S = V/V0 R/S = Δv / ΔV0 R/S = h/h0
D = "-" R/S = "-" R/S = "-" R/S = "-" R/S = "-"
.....
D ⇒ ΔV/V0 R/S ⇒ Δh/h0 R/S ⇒ 0 R/S ⇒ 0 R/S ⇒ h/h0
*A' ⇒ 0 R/S ⇒ 0 R/S ⇒ 0 R/S ⇒ 0 R/S ⇒ 2-h/h0

```


Calcul du Coup de bélier (Allure de fermeture)
Réservoir de Bouzaréah et la zone haute

t (s)	$\frac{\Delta V}{V_0}$	$\frac{\Delta h}{h_0}$	$\frac{V}{V_0}$	$\frac{A_v}{A_{v_0}}$	$\frac{h}{h_0}$	h (m)
0,00000	0,000000	0,00	1,000000	1,000000	1,00	45,12
3,38258	0,128514	0,66	0,871485	0,676404	1,66	74,89
6,76516	0,257029	1,32	0,614456	0,476911	— // —	— // —
10,14774	— // —	— // —	0,357427	0,277417	— // —	— // —
13,53032	— // —	— // —	0,100398	0,077924	— // —	— // —
16,9129	0,100398	0,51561	0,00000	0,00000	0,85561	38,60
20,2955	0,00000	0,0000	0,00000	0,00000	1,14439	51,63

$V_0 = 1,920328 \text{ m/s}$
 $C = 1182,53 \text{ m/s}$
 $t_r = 3,38258 \text{ s}$

$\frac{\Delta h/h_0}{\Delta V/V_0} = 5,13561$

$D = 300 \text{ mm}$
 $e = 6 \text{ mm}$
 $L = 2000 \text{ m}$
 $Q = 0,13574 \text{ m}^3/\text{s}$
 $K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa}$
 $E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$
 $h_0 = 45,12 \text{ m}$
 $h_m = 75,00 \text{ m}$
 $\rho = 10^3 \text{ Kg/m}^3$

Continue à osciller entre $1 + 0,14439$ et $1 - 0,14439$

T.b. VII.1

Calcul du Coup de bélier - (Allure de fermeture)
(Réservoir de la zone haute et le réservoir de la zone basse)

t (s)	$\frac{\Delta V}{V_0}$	$\frac{\Delta h}{h_0}$	$\frac{V}{V_0}$	$\frac{A_v}{A_{v_0}}$	$\frac{h}{h_0}$	h (m)
0,00000	0,00000	0,0	1,00000	1,00000	1,0	47,26
0,590914	0,07168	0,6	0,928314	0,733897	1,6	75,62
1,181828	0,143371	1,2	0,784943	0,620552	1,6	75,62
1,772743	— " —	— " —	0,641572	0,507207	— " —	— " —
2,363657	— " —	— " —	0,498201	0,393863	— " —	— " —
2,954571	— " —	— " —	0,354830	0,280518	— " —	— " —
3,545485	— " —	— " —	0,211459	0,167173	— " —	— " —
4,136399	— " —	— " —	0,068088	0,053828	— " —	— " —
4,727314	0,068088	0,56989	0,000000	0,000000	0,96989	45,84
5,318228	0,000000	0,00000	0,000000	0,000000	1,03011	48,68

$V_0 = 3,02999 \text{ m/s}$
 $C = 1279,37 \text{ m/s}$
 $t_r = 0,590914 \text{ s}$
 $\frac{\Delta h/h_0}{\Delta V/V_0} = 8,36989$

$D = 175 \text{ mm}$
 $e = 6 \text{ mm}$
 $L = 378 \text{ m}$
 $Q = 0,07288 \text{ m}^3/\text{s}$
 $K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa}$
 $E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$
 $h_0 = 47,26 \text{ m}$
 $h_m = 76 \text{ m}$
 $\rho = 10^3 \text{ Kg/m}^3$

Continue à osciller entre $1 + 0,03011$ et $1 - 0,03011$

CHAPITRE VIII

* - PROTECTION CONTRE LA CORROSION DES CONDUITES-

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

Le terrain sur lequel est édifié la ZHUN de BOUZAREAH se compose d'un sol non homogène et agressif. Par contre l'eau transportée est d'une faible agressivité.

Nous allons envisager une protection externe et interne:

VIII.1 - PROTECTION EXTERNE:

On prévoit le revêtement des conduites d'une enveloppe en laine de verre et de bitume. On assurera la continuité de cet enrobage au niveau des joints.

La corrosion de la paroi externe des canalisations est principalement due à des phénomènes électriques, soit que l'humidité du sol, chargé en sel, forme avec la conduite et d'autres pièces métalliques présente une pile électrique, soit que des courants vagabonds provoquent une électrolyse dans le sol.

Pour lutter contre ces dangers on a jugé bon de prendre comme remède la protection cathodique.

- PROTECTION CATHODIQUE: Elle consiste à:

- Soit à constituer, avec un métal plus électro-négatif que le fer, une pile où le fer jouera le rôle de la cathode.

- Soit à relier la conduite, d'une part à une source d'énergie électrique extérieure, d'autre part, à une anode enfoncée dans le sol est destinée à se corroder. le fer est rendu cathodique quand le potentiel minimal, par rapport à une électrode de référence au sulfate de cuivre, a pour valeur - 0,80 volts

a/ PROTECTION CATHODIQUE PAR ANODE REACTIVE:

Cette methode consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électronégatif que le fer (Zinc ou alluminium ou magnésium) de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de cathode.

Ces anodes réactives seront enfouies dans le sol à 3m environ de la conduite et seront disposées dans les zones de terrains agressifs.

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

b/ PROTECTION CATHODIQUE PAR SOUTIRAGE DE COURANT:

Cette methode consistera à relier la conduite à la borne négative d'une source électrique de courant continu. La borne positive sera raccodée à une prise de terre constituée par de vieux rails enterrés dans un milieu humide à environ 100m de la conduite. Le courant, en quittant la prise de terre regagnera la borne négative de la source électrique en passant par la conduite et entrainera la dissolution anodique de vieux rails.

Ce dispositif permettra de proteger efficacement notre réseau toutefois, ce dispositif présente l'inconvénient d'entrainer une dissolution importante de l'anode constituée par les vieux rails.

On pourra remplacer ces derniers par une anode en graphite ou en ferro-Silicium.

VIII-2 PROTECTION INTERNE:

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

Par exemple la présence du fer dans l'eau, même à de faibles doses peut être la cause de perforations de la conduite.

Pour y remedier, on recommande un revêtement interieur à base de bitume.

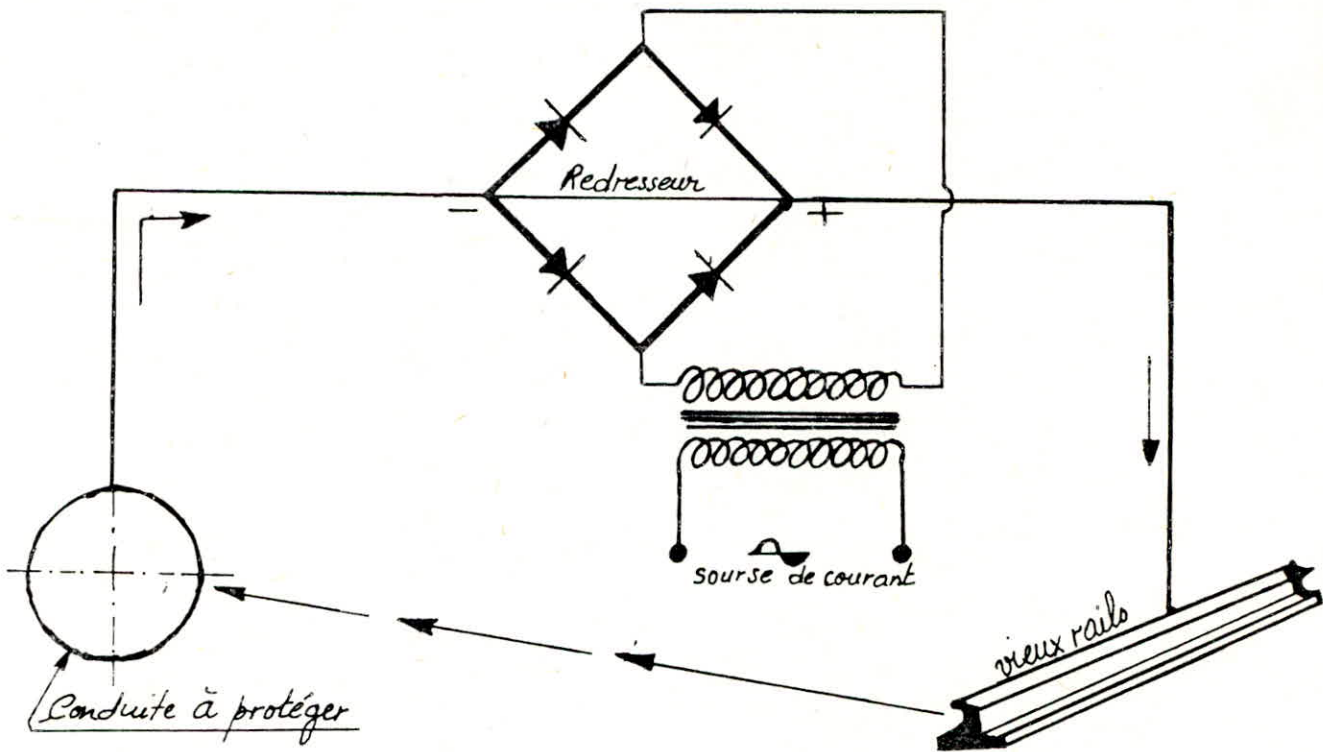
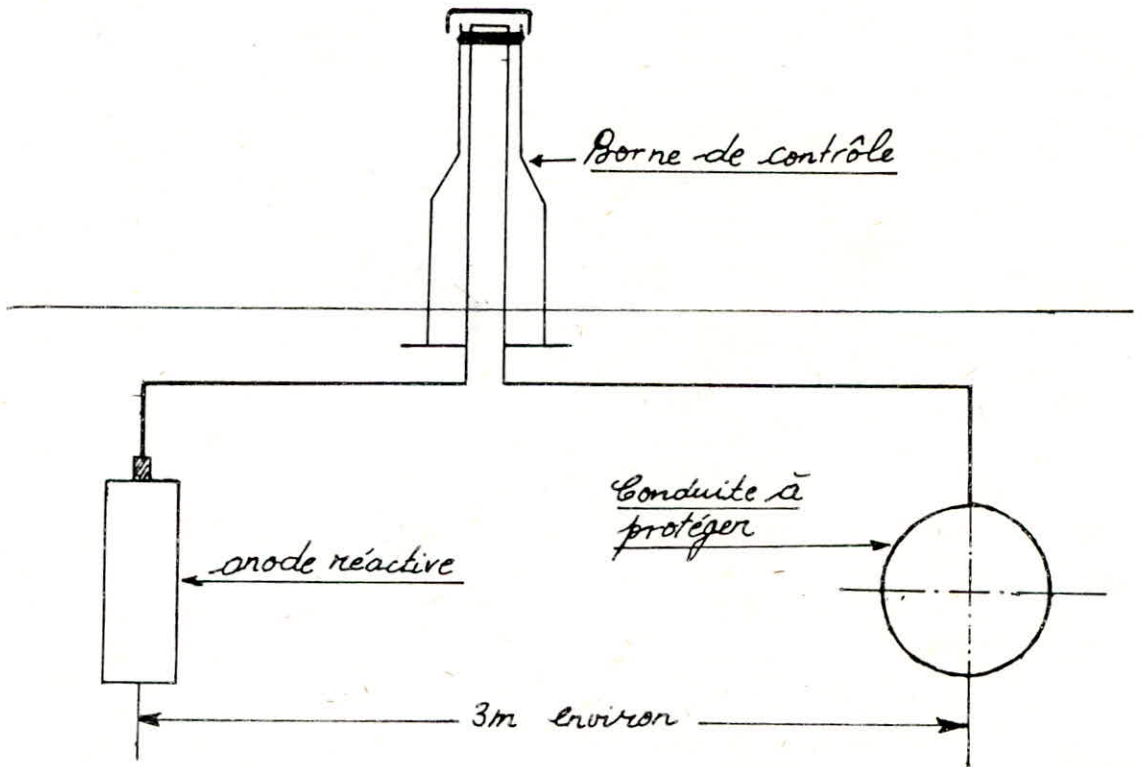


fig. 6 - Schema de protection par soutirage de courant

fig. 5 - Schema de protection par anode réactive



- POSE DES CANALISATIONS :

Les conduites seront posées en tranchée. Cette opération s'effectue par tronçons successifs en débutant par les points hauts de façon à éviter s'il existe l'écoulement naturel d'eau d'infiltration.

La largeur de la tranchée est en fonction du diamètre de la conduite. Des élargissement de la tranchée appelées niches se font au niveau des joints pour faciliter le raccordement ou la soudure.

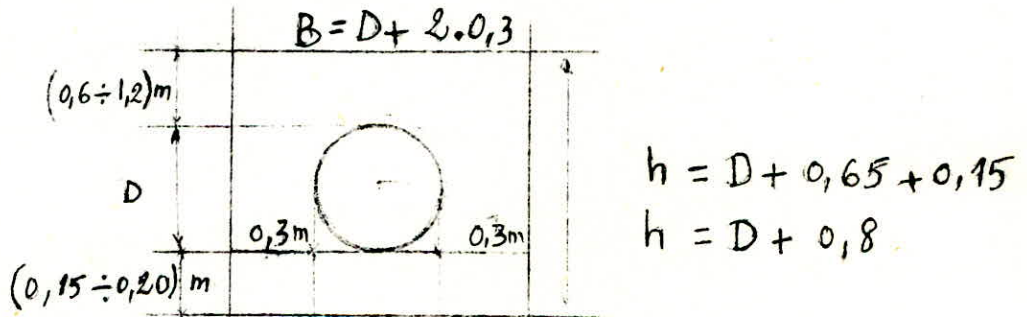
$$B = D + 2.0,30$$

B : Largeur du fond

D : Diamètre de la conduite.

Le fond de la tranchée est choisi de telle manière que la température de l'eau reste constante.

Afin d'éviter les dégâts qui pourront être causés par le gel et de protéger la conduite contre les sollicitations des charges mobiles



Dans notre cas les conduites sont en acier, nous préconisons un lit de béton maigre, ensuite un remblai de gravier naturel afin d'éviter la corrosion par couche successive bien pillonnée. Une fois le remblai atteint 0,30m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite, le reste sera de tout venant.

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs, les débarrassés de tous corps étrangers. Pour faciliter le nivellement, ils sont calés sur bois, puis on exécute le soudage. On les descend lentement au palan où la grue au fond de fouille. Quand la conduite est en fond de fouille, elle est calée par des cavaliers en terre disposés au dessus d'elle et entre les joints.

La conduite est alors remplie d'eau en vue de l'éprouver à la pression. La pression d'essai est en principe, égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite + 50 %. Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve. La durée de l'épreuve est d'au moins 30 min. La variation de pression doit rester inférieure à 0,2 bar.

Le remplissage s'effectue par la partie basse de la canalisation pour que l'air puisse s'évacuer facilement vers le point haut où l'on aura disposé une ventouse.

- TRAVERSEE DES ROUTES:

La pose de la conduite sera prévue dans des gaines dont le diamètre est supérieur à celui de la conduite dans laquelle la canalisation est introduite, cela dans le but de protéger la canalisation des chocs des vibrations et d'évacuer des fuites éventuelles hors de la chaussée

- BUTEES:

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

On prévoit alors la construction de butée en béton qui s'opposeront à ces efforts. (Voir fig I - 2 - 3)

- DESINFECTIION DE LA CANALISATION:

Avant la livraison de l'eau à la consommation publique, il est recommandé de procéder à la désinfection du réseau. Cette dernière peut s'effectuer soit au chlore, soit au permanganate de potasse suivant les instructions du laboratoire agréé.

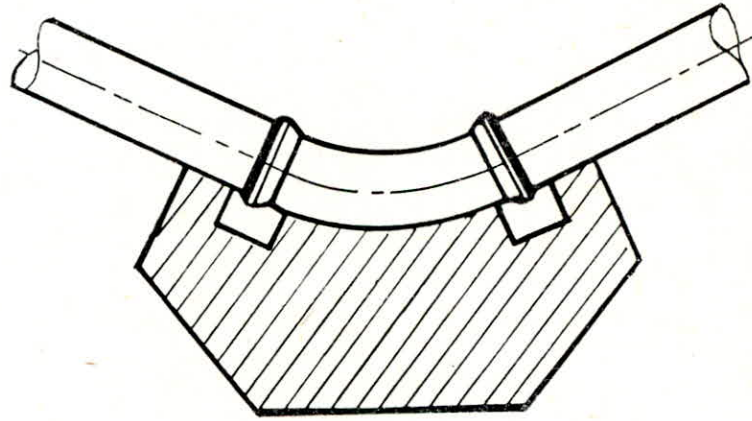


fig. 1.a Buteé sur un coude horizontal

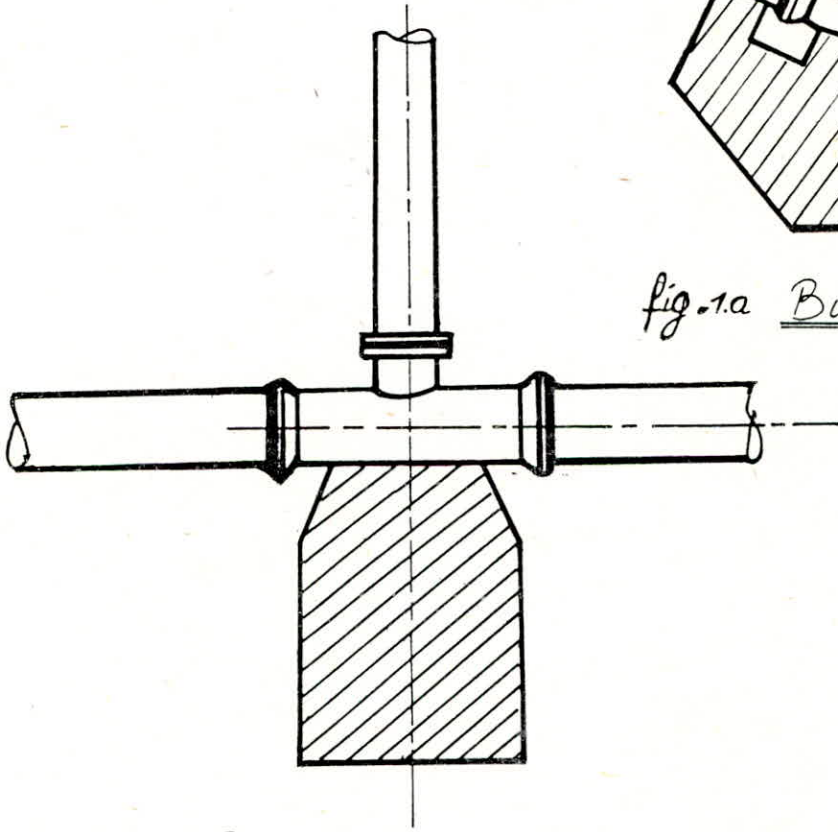


fig. 1.b Buteé sur un branchement

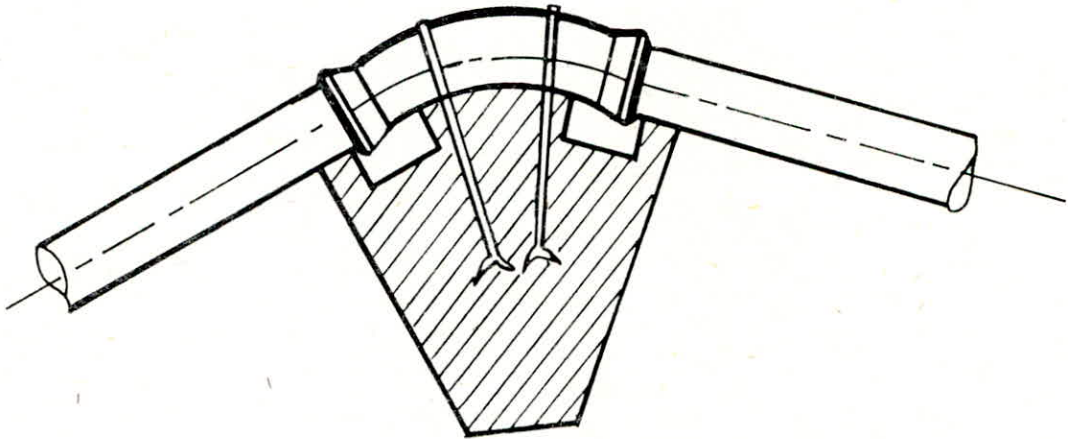


fig. 1.c Buteé sur un coude vertical.

CHAPITRE. X

-ASSAINISSEMENT-

X-1-INTRODUCTION:

Notre zone d'étude est située dans le bassin versant de l'oued LAZZEHAR, qui a fait l'objet d'une étude d'assainissement réalisée en 1974-1975 à la demande du COMEDOR dans le cadre de l'étude du plan d'orientation général de l'agglomération Algéroise. L'analyse des résultats de cette étude fait apparaître que le collecteur LAZZEHAR, qui passe le long du ravin du frais vallon, pourrait sans difficulté supporter un débit supplémentaire dû à la création de la ZHUN de BOUZAREAH.

Cependant une étude de détail devra être menée lors de l'élaboration du dossier d'aménagement pour définir de manière précise le réseau global, d'assainissement de la zone d'étude.

X-2-RESEAUX D'ASSAINISSEMENT:

1-Fonctions des réseaux d'assainissement:

L'eau qui est distribuée par les ouvrages n'est pas réclément consommée; elle est utilisée et porte alors le nom d'eau usée, et rendue en quantité égale, mais avec une qualité dégradée; elle est polluée, et son rejet sans précaution risque bien souvent de provoquer des contaminations préjudiciables à la santé de la population.

Aussi est-il utile sinon indispensable de l'évacuer par un réseau spécial de canalisation d'assainissement ou égout, en prenant toutes précautions contre les risques de contamination, et de la conduite, soit vers un endroit où son rejet peut s'opérer sans risques, soit vers une installation de traitement capable de rendre ce rejet inoffensif pour l'environnement.

Pour éviter que cette évacuation ne risque d'apporter elle-même une pollution, en cas de fuites depuis les conduites utilisées, il est indispensable que ces eaux ne soient pas mises sous pression. On réalise donc dans les égouts un écoulement à surface libre.

Un tel écoulement nécessite, en tout point des égouts une pente dans le sens de l'écoulement: de ce fait, les réseaux d'assainissement ne se prêtent pas aux maillages. Chaque débit élémentaire n'ayant qu'un seul trajet possible vers le rejet final.

On peut utilement ~~compléter~~ compléter l'assainissement par l'évacuation des eaux de pluie, qui dans de nombreux cas sont pour la zone urbanisée une occasion de gêne sinon de dommages.

II-2-Condition de fonctionnement du réseau:

Le réseau d'assainissement doit dans la mesure du possible être auto-cureur de telle manière que:

- Les sables soient automatiquement entraînés pour des débits pluviaux atteints assez fréquemment.
- Les vases fermentescibles soient également entraînés pour le débit moyen des eaux usées.

Notons que la condition d'auto-curage ne serait satisfaite que pour des vitesses se situant entre 0,6 m/s et 4m/s.

X-3- Type d'eau à évacuer:

Notre Z. H. U. H. ne dispose pas d'industrie. Les seules eaux à évacuer seront donc:

- Les eaux pluviales ou de ruissellement,
- Les eaux usées d'origine domestiques.

Les eaux de ruissellement comprennent les eaux de pluie, les eaux de lavage et les eaux de drainage.

Les eaux usées d'origine domestiques comprennent les eaux ménagères et les eaux vannes.

Les débits des eaux usées sont facilement calculés d'après les eaux consommées. Selon les normes 20% des eaux asservies seront perdues au cours de l'utilisation, ainsi 80% des eaux consommées seront rejetées.

a- Eaux pluviales:

Les calculs sont effectués selon la méthode dite "Rationnelle" faisant intervenir,

c; Coefficient de ruissellement qui varie selon l'inclinaison du terrain, l'urbanisation et la densité de la surface à drainer.

i; Intensité des précipitation (l/s/ha)

s; Surface du bassin versant (ha)

$$Q_p = c. I. S \dots (l/s)$$

Intensité de pluie:

Nos calculs ont été menés avec une durée de pluie T= 15mm.

b- Eaux usées:

En se basant sur les résultats relatifs aux consommations totales journalières d'eau potable (Voir Chapitre II, Partie A. E. P) et en respectant les délimitation des bassins, on calcule les quantités d'eau potables consommées par chacun des bassins.

Dans notre étude, nous avons divisé la Z. H. U. N. en trois (3) bassins versants. Chacun de ces derniers est drainé par un égout qui versera dans les collecteurs principaux. Optons pour le système unitaire pour les bassins versants I et II, et le système séparatif pour le bassin versant III (Voir fig. A)

- Bassin versant I:

Il permet d'évacuer les eaux usées (domestiques et pluviales).

- Bassin versant II:

Il permet d'évacuer les eaux usées (domestiques et pluviales); plus les eaux domestiques uniquement du bassin versant III.

- Bassin versant III.

Il permet d'évacuer les eaux domestiques à l'aide d'une station de relevage dans le bassin versant II.

Vue le relief du bassin versant III, qui a une dénivellation basse par rapport aux autres bassins, nous avons opté à l'installation d'une station de relevage afin de relever les eaux domestiques à un niveau convenable, et qui seront rejetées gravitairement dans le bassin versant II. Pour les eaux pluviales elles seront évacuées dans l'oued Ayoun gravitairement.

N. B. L'ensemble des eaux usées sont évacuées par trois (3) collecteurs, dont deux (2), sont pourvus d'un déversoir permettant en cas d'orage le rejet d'une partie des eaux par surverse directement dans le milieu naturel.

X-4-Conditions de transport des eaux usées:

Les eaux usées d'origine domestique contiennent des matières en suspension décantables et des matières organiques. Il y'aura donc lieu.

-D'éviter les dépôts en satisfaisant les conditions d'autocurage. (Vitesse minimale 0,6 m/s)

Vue en plan du tracé des collecteurs principaux

-87-

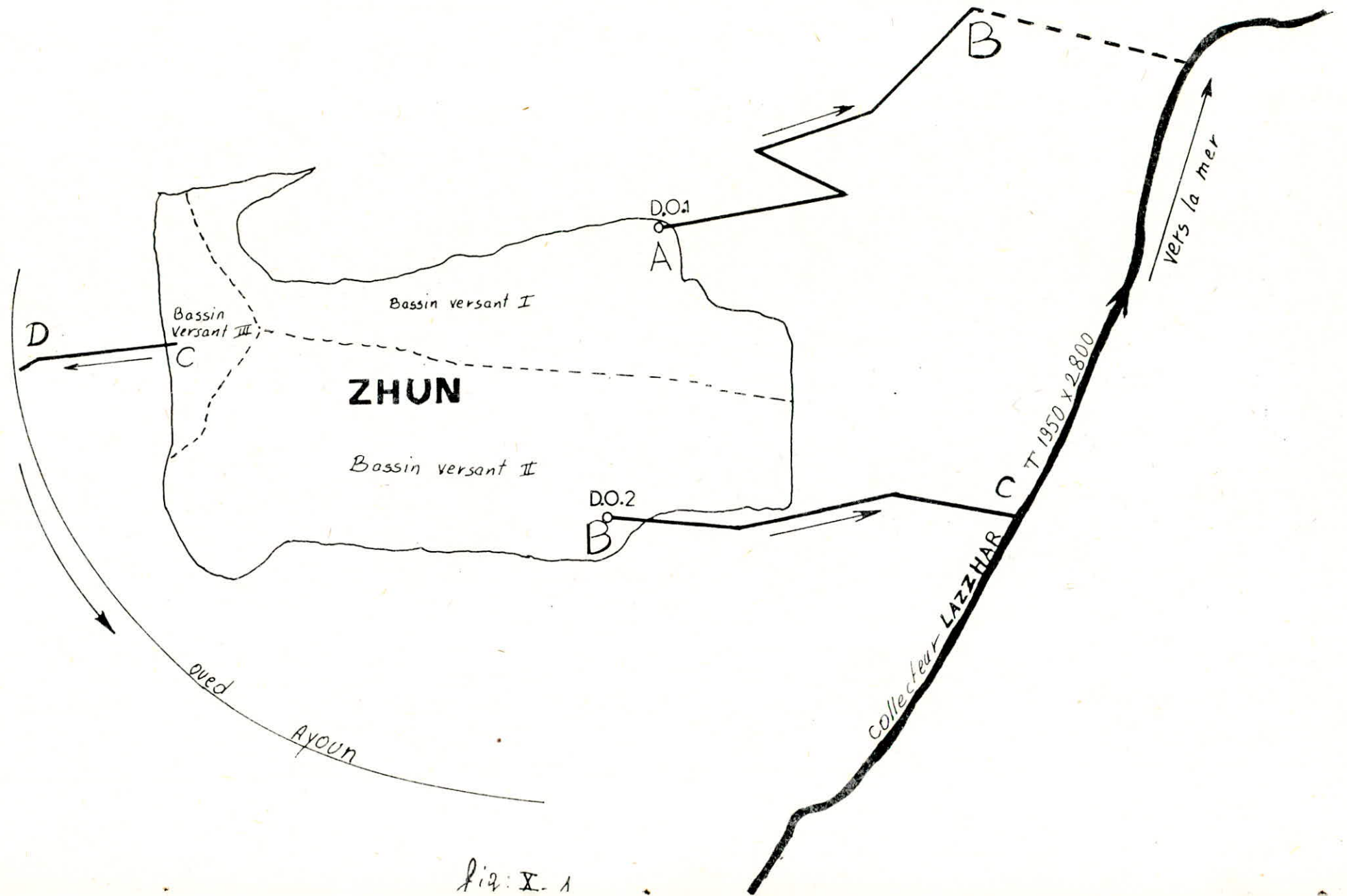


fig: X. 1

- De ne pas dépasser la vitesse d'érosion (ou de corrosion mécanique) qui est de 4m/s pour les tuyaux en béton armé;
- D'éviter des fermentations en assurant une bonne ventilation des ouvrages.

X-5-Type de canalisations:

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

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

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

Toutefois le profil ovale peut être envisager dans les terrains de très faible pente où les conditions d'autocurage ne peuvent être obtenues par le profil circulaire, ce qui n'est pas notre cas.

X-6-Plan de calcul du réseau d'assainissement:

Tous les calculs concernant le dimensionnement du réseau d'assainissement sont dressés sur un tableau de 25 Colonnes.

Colonne 1: Elle désigne la numération des collecteurs.

Colonne 2: Elle désigne la numération des bassins versants.

Colonne 3: Elle nous donne la longueur des tronçons exprimée en mètre (m)

Colonne 4: Elle nous donne la surface des bassins versants exprimée en (ha)

Colonne 5: Elle nous donne les coefficients de ruissellement pour chaque bassin versant, ce dernier est égal à la surface imperméable sur la surface totale

$$C = \frac{\Lambda_{imp}}{\Lambda_t} = \frac{\text{Surface imperméable}}{\text{Surface totale}}$$

Colonne 6: Elle représente l'intensité de la pluie qui est de
475 l/s/ha

$$I = 475 \text{ l/s/ha.}$$

Colonne 7: Elle caractérise les débits des eaux pluviales
exprimées en l/s

$$Q = C_k \cdot I \cdot A$$

Q: Débit des eaux pluviales (l/s)

C_k : Coefficient de ruissellement

A: Aire du bassin versant (ha)

I: Intensité des pluies (l/s/ha)

Colonne 8: Elle représente le débit des eaux usées qui est égal
à 80% du débit des eaux de consommation.

Colonne 9: Elle représente la somme des débits (Q_t = débit total)

$$Q_T = Q_u + Q_p$$

Q_T : débit total (l/s)

Q_u : débit des eaux usées (l/s)

Q_p : débit des eaux pluviales (l/s)

Colonne 10 et 11: Elles représentent respectivement les côtes amont
et aval du terrain.

Colonne 12 et 13: Elles représentent respectivement les côtes amont
et aval du radier.

Colonne 14 et 15: Elles représentent respectivement la profondeur
amont et aval de la tranchée.

Colonne 16: Elle donne la pente qui est la différence de côte
amont et aval sur la longueur du collecteur respectif.

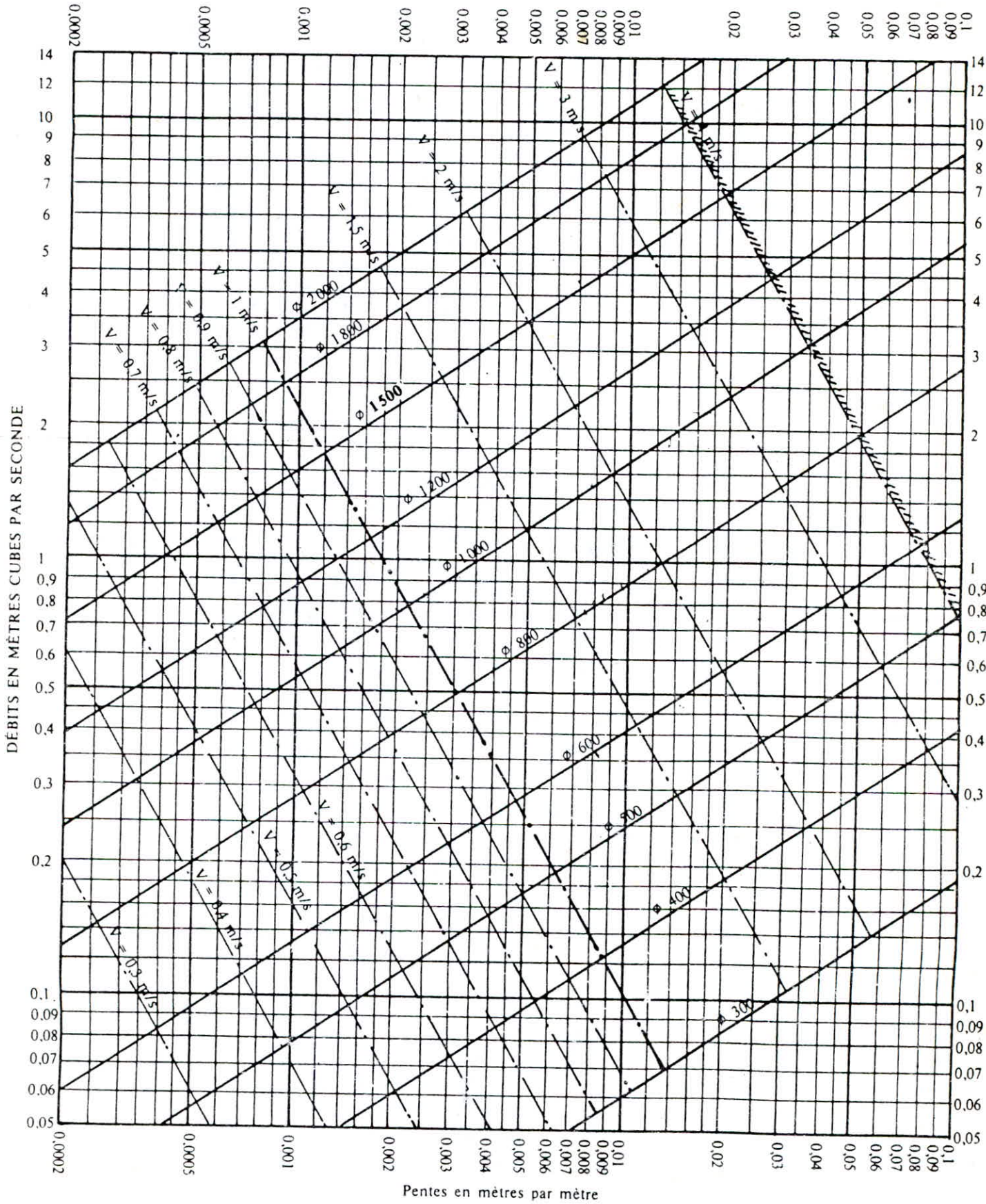
Colonne 17: En fonction du débit et la pente on détermine le
diamètre correspondant en mm à l'aide de l'annexe
de Manning - Strickler.

Colonne 18 et 19: Elles nous donnent la valeur du débit en pleine
section $Q_{p,s}$ (m^3/s) et la valeur de la vitesse en pleine
section $V_{p,s}$ (m/s) qui sont déterminées en fonction
du diamètre et la pente; d'après l'annexe de
Manning-Stricker.

Colonne 20: Elle correspond au rapport du débit d'eau usée et
celui du débit de pleine section.

ANNEXE VII

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

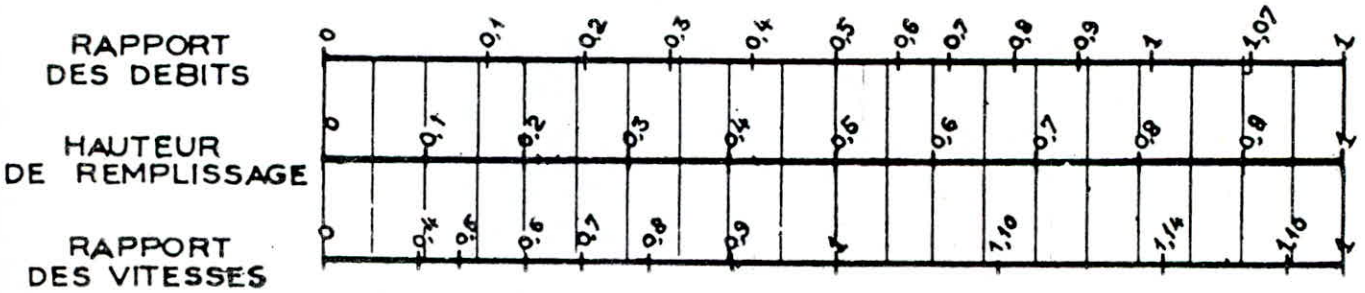


ANNEXE X

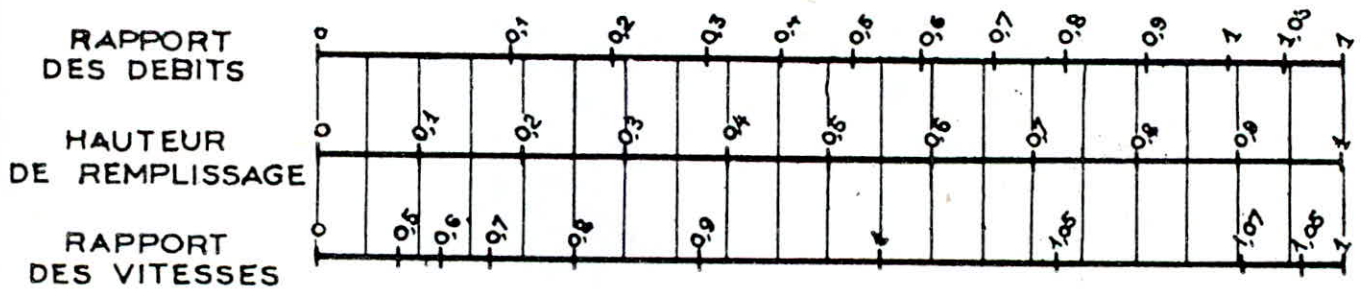
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

Colonne 22: Après avoir déterminé le rapport des débits on lit directement sur l'annexe (X) respectivement le rapport de hauteur de remplissage et le rapport des vitesses.

Colonne 23: Elle nous donne le produit du diamètre et de V_H

Colonne 24: Elle correspond à la vitesse d'eau pour le débit Q. Elle est égale au produit de la vitesse en pleine section et du rapport de vitesse.

Colonne 25: Elle exprime la vitesse de l'eau pour $1/10$ du débit en pleine section. C'est la vitesse d'auto-curage. Elle est égale au produit de la vitesse en pleine section par 0,6.

X-7-Equipements du réseau d'assainissement.

Pour assurer la surveillance du réseau et le nettoyage de celui-ci. On prévoit les équipements suivants:

1 - Regards de visite:

Les regards de visite seront disposés à tous les points de jonction, de changement de direction, de changement de pentes des canaux.

2 - Bouches d'égouts:

Elles permettent l'absorption de l'eau de surface des rues et trottoirs et garantissent une aération des canaux.

3 - Joints:

Le raccordement des tuyaux va être assuré par des joints rainurés (fig. ^{x12}) dont l'étanchéité est assurée par un anneau en élastomère placé dans une rainure de l'about mâle. Cette étanchéité est obtenue par la compression régulière de l'anneau au cours de l'enboîtement.

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

4- Recommandations générales:

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

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

TABLEAU RÉCAPITULATIF

Numéro Des Bassins	Surface (ha)	Densité (hab/ha)	Nombre d'habitants	Débit de Consommation Q_c (l/s)	Débit de Pointe (l/s)	Débit de Rejet Q_u (l/s)	Débit Pluvial Q_p (l/s)	Débit Total $Q_u + Q_p$ (l/s)
I	17,74	170	3016	6,98	16,75	13,40	1862,70	1876,10
II	39,97	170	6795	15,72	37,75	+ 30,20 5,50	4196,85	4232,55
III	7,29	170	1240	2,87	6,88	<u>↑</u>	765,45	765,45

CHAPITRE XI
Posé des canalisations

XI-1-Emplacement:

Dans les rues de moins de 15m de largeur, les égouts sont placés dans l'axe de la chaussée, ce qui est le cas pour notre Z. H. U. N.

XI-2-Execution de la tranchée:

La largeur de la tranchée doit être égale au diamètre extérieur de la canalisation augmenté de 0,6m. Pour la profondeur, nous étions dans l'obligation l'obligence absolue d'effectuer un déblaiement jusqu'à 9,5m, afin d'avoir une vitesse d'autourage et d'érosion, dans l'intervalle (0,6 + 4,0)m/s.

XI-3-Pose des canalisations:

Les tuyaux doivent être posés à partir de l'aval. L'emboîtement s'il existe doit être dirigé vers l'amont. Le calage provisoire des tuyaux doit s'effectuer à l'aide de mottes de terre tassées ou de coins en bois.

XI-4-Essai du réseau:

Cet essai portera sur les conditions d'écoulement et sur le fonctionnement de l'appareillage. Un bon écoulement est vérifié en versant dans un regard à intervalles successifs 10 à 20l d'eau selon le diamètre de la canalisation. Ce qui permettra de vérifier le passage des ondes pour chaque déversant dans le passage des ondes pour s'écouler dans le regard aval.

XI-5- Remblaiement des tranchées:

Un premier remblaiement doit être effectué jusqu'à une hauteur de 0,15m au dessus de la génératrice supérieure de la canalisation. Il doit être réalisé à la main avec des déblais expurgés des éléments susceptibles de porter atteinte aux tuyaux, ou avec du sable, de la terre, Franche et du gravier. Ce remblai doit être soigneusement damé à la main ensuite à l'aide d'engin mécanique. La terre utilisée dans ce cas ne doit contenir ni blocs de roches, ni débris végétaux ou animaux.

XI-6- Nettoyage du réseau d'égout:

Des nettoyages périodiques doivent être effectués sur les tronçons de canalisation. Ce nettoyage périodique peut s'effectuer au moyen de l'eau sous très forte pression de 40 bars à 100bars selon le cas. On utilise alors des engins comportant une citerne à eau, une pompe entraînée par un moteur électrique et à l'extrémité du tuyau de refoulement de la pompe une tête comportant un nombre de jets variables selon le travail à effectuer.

//...//

REGARD DE VISITE

fig: XI. 1

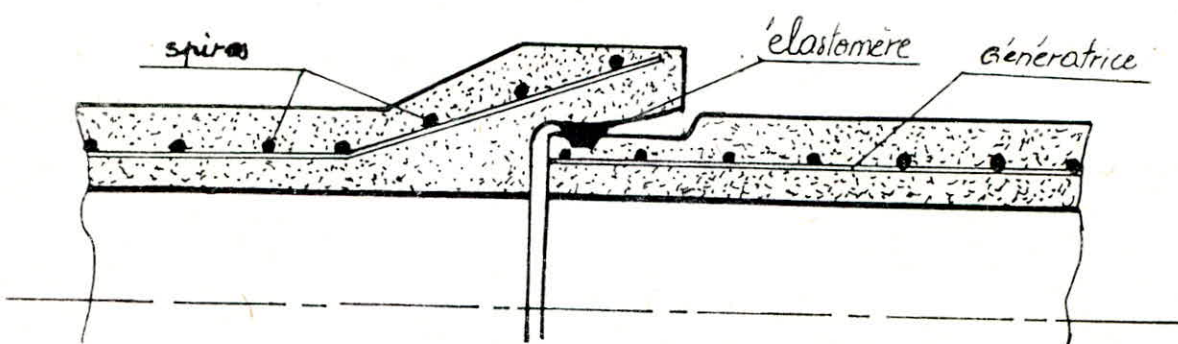
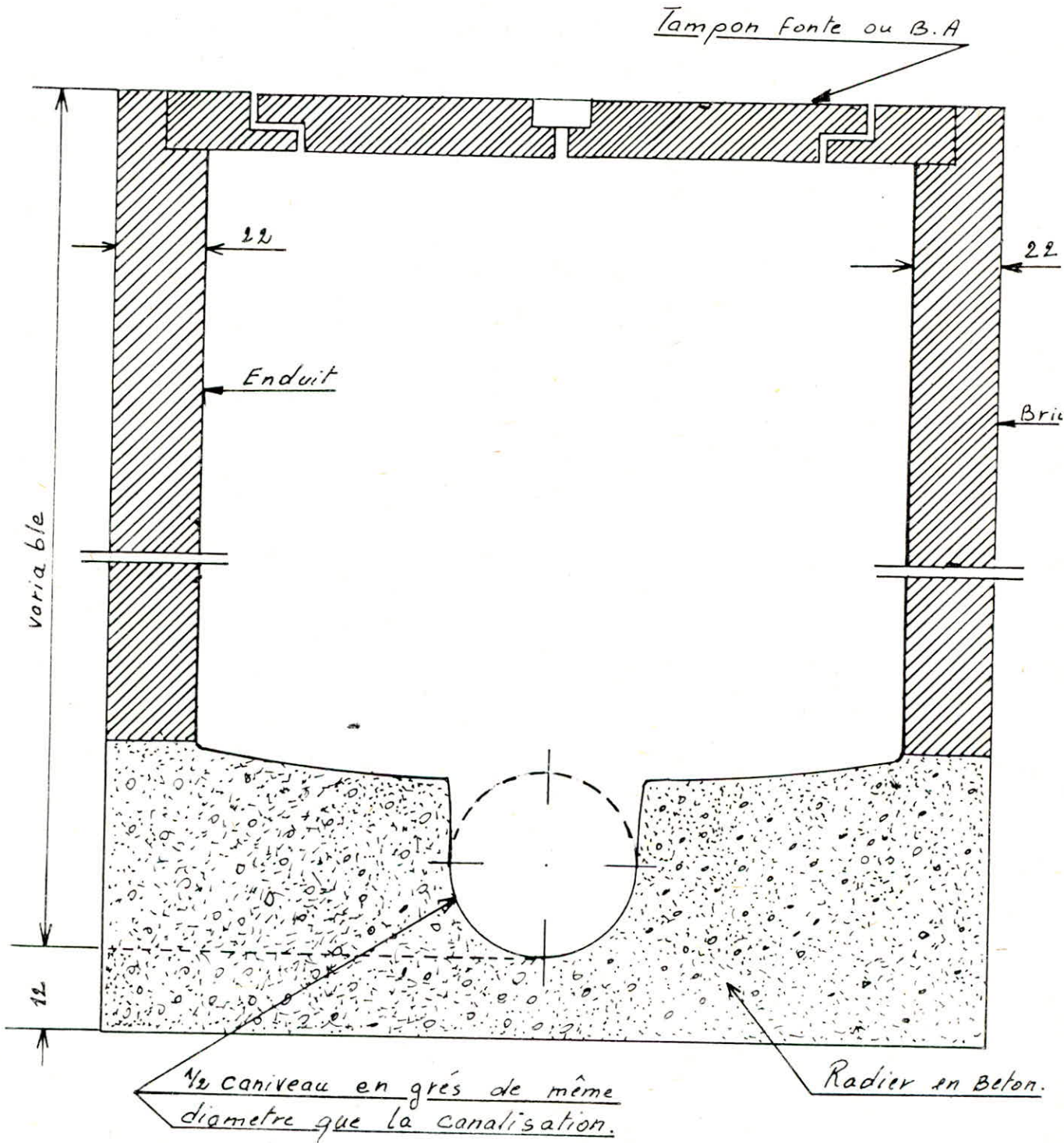


fig: XI. 2

Joint à embout rainuré et anneau d'élastomère plein

CHAPITRE XII

-oOo- STATION DE RELEVAGE -oOo-

La station de relevage est installée dans une cave ^{qui} relève les eaux usées domestiques du bassin ^{versant} III pour les évacuer dans le bassin versant II. Afin d'assurer la protection de l'environnement et protéger L'Oued de toute contamination.

Signalons que la station de relevage est divisée en deux bassins équipée de/

- Deux (2) pompes
- Deux (2) vannes ordinaires
- Deux (2) Vannes clapets.
- Deux (2) Cheminées d'aération

Fonctionnement:

Le fonctionnement se fait comme suit:

En cas de fonctionnement normal, les vannes (1) et (3) sont ouvertes.

En cas de nettoyage et panne, les vannes (1) et (3) sont fermées et (2) et (4) fonctionnent. (Voir Fig. XII. 1)

Dimensionnement:

Q = 5,5 l/s : Débit des eaux usées domestiques

- Pour un débit de 5,5 l/s, on a un volume de 19,8 m³.
en une heure, dont les bassins construits sont de forme d'un parallépipède de base carrée (a: est choisi égale à 3,5m) puis on détermine la hauteur par la formule suivante:

$$V = a^2 \cdot h. \quad \text{où } V: \text{ est volume.}$$

$$\text{d'où } h = \frac{V}{a^2} = \frac{19,8}{(3,5)^2} = 4,7\text{m}$$

STATION DE RELEVAGE

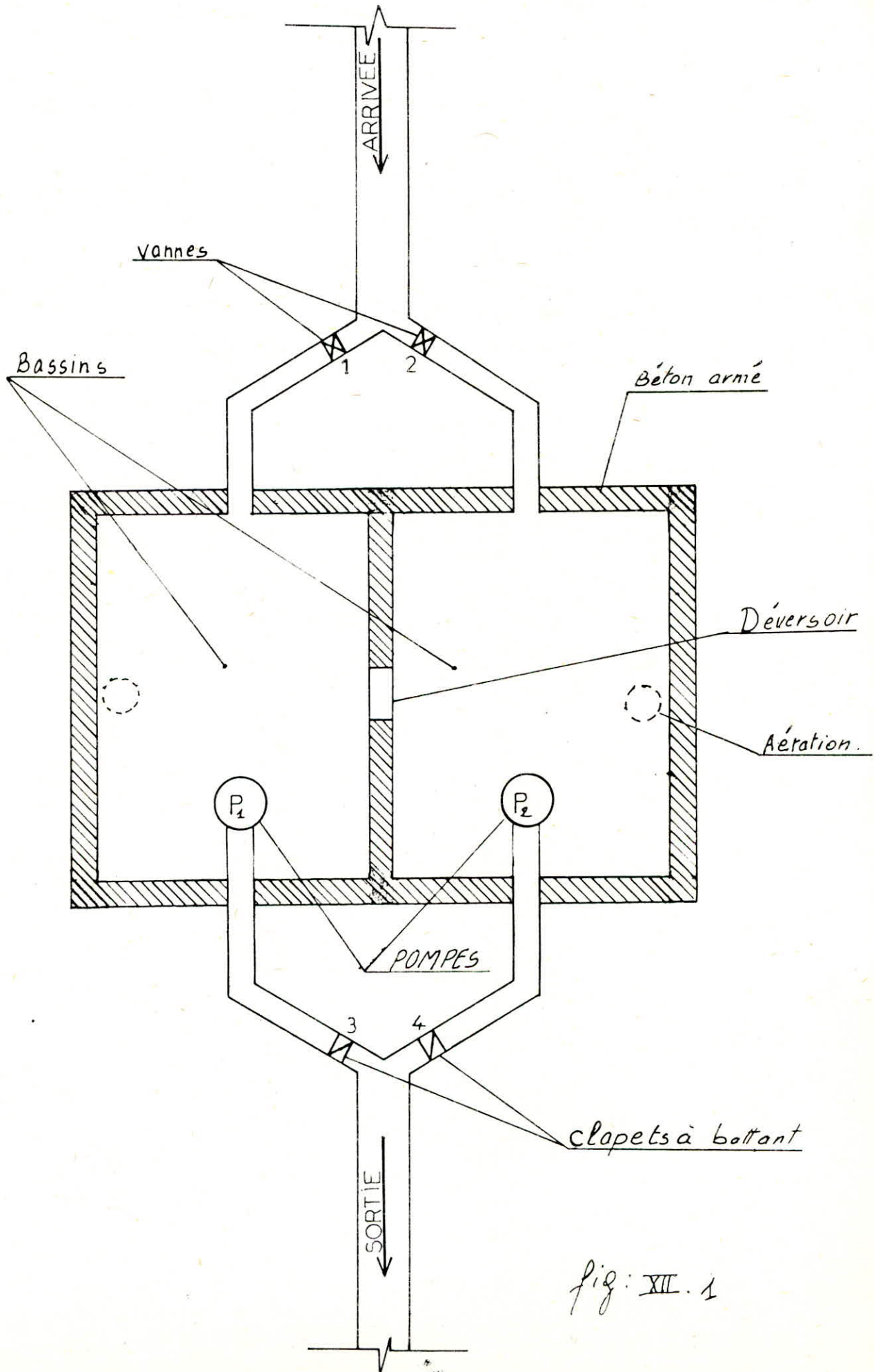


fig: XII. 1

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

A - E - P

LAPRAY -G:

- Théorie de la longueur fluïdo-dynamique (polycope E. N. P)
- Cours d'hydraulique générale.

DUPONT-A:

- Hydraulique urbaine - Tome II.

BONNIN-J:

- Hydraulique urbaine.
(appliquée aux agglomérations de petites.
et moyenne importance)
- Aide mémoire d'hydraulique urbaine.

GOBELLA-C et GUERREE-H:

- Distribution d'eau dans les agglomérations
urbaines et rurales.

CAUVIN-A et GUERREE-H:

- Elément d'Hydraulique

ASSAINISSEMENT:

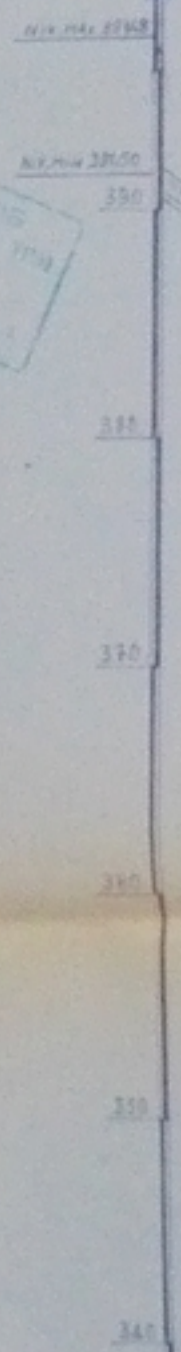
GOBELLA-C et GUERREE-H:

- Les eaux usées dans les agglomérations

BONNIN-J:

- Hydraulique urbaine

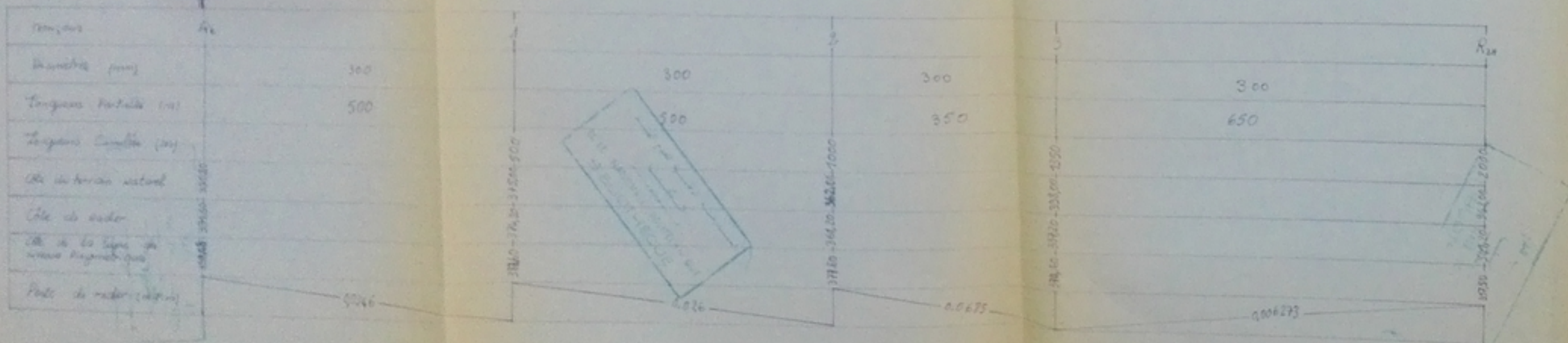
Altitude (m)



STATIONNEMENT
 DES VEHICULES
 (à l'usage de la zone haute)

La Conduite
 en cuir

Terrain naturel



Longueur	500
Diamètre (mm)	300
Longueur Partielle (m)	500
Longueur Conduite (m)	
Cote de terrain naturel	
Cote de la zone de la zone haute	
Pente de la conduite	0.026

BIBLIOTHEQUE
 DE LA ZONE HAUTE
 DE BOUZAREAH

BIBLIOTHEQUE
 DE LA ZONE HAUTE
 DE BOUZAREAH

PHOTO 85
 - 1

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDE

A.E.P ET ASSAINISSEMENT

DE LA ZONE HAUTE DE BOUZAREAH

BIBLIOTHEQUE

PLANCHE N° 1

PROFIL EN LONG
 de l'adduction
 (Reservoir de BOUZAREAH
 ET
 Reservoir de la zone haute)

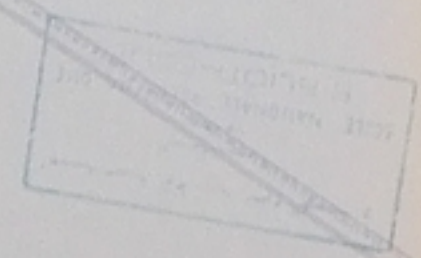
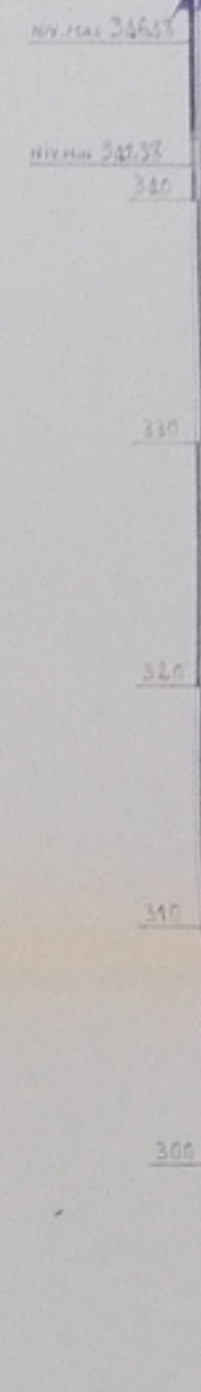
ECHELLE: HOR: 1cm = 40m
 VER: 1cm = 2m

PROMOTION JANVIER: 85

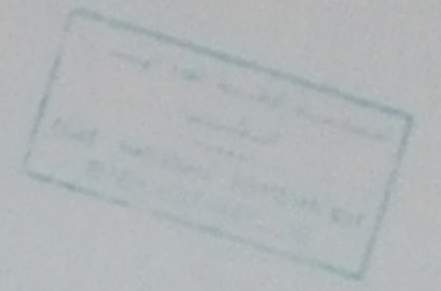
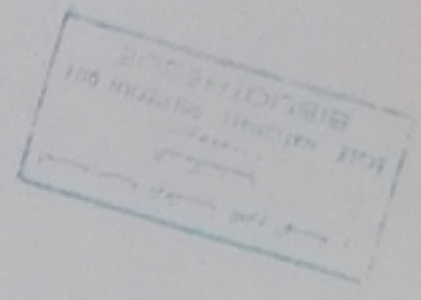
ETUDIE PAR
 A. MAHRAZ
 H. SERIR

DIRIGE PAR
 M. BEDNARCZYK

Altitude (m)

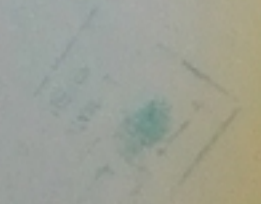
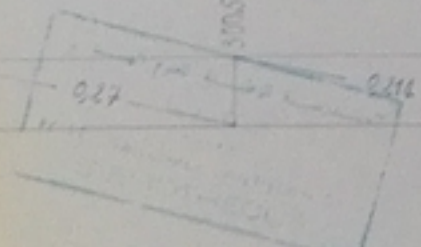
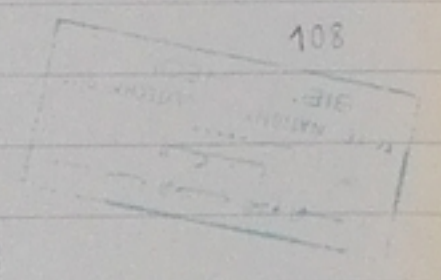


Terrain naturel
Conduite en cuivre



PA 040 35
-2-

Tronçon	R _H	1	2	3	R ₀
Diamètres (mm)		175			
Longueur partielle		108	50	56	161
Longueur cumulée					
Côté du terrain naturel					
Côté du radier					
Côté de la ligne de niveau géométrique					
Pente du radier		0.024			



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
PROJET DE FIN D'ÉTUDE
A.E.P. ET ASSAINISSEMENT
DE LA ZONE DE BOUCARÉAH

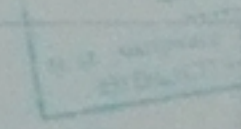


PLANCHE N° 2

PROFIL EN LONG
de l'égout
(Réservoir de la zone haute
et
Réservoir de la zone basse)

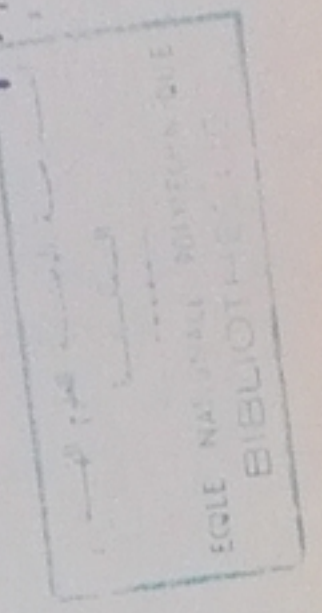
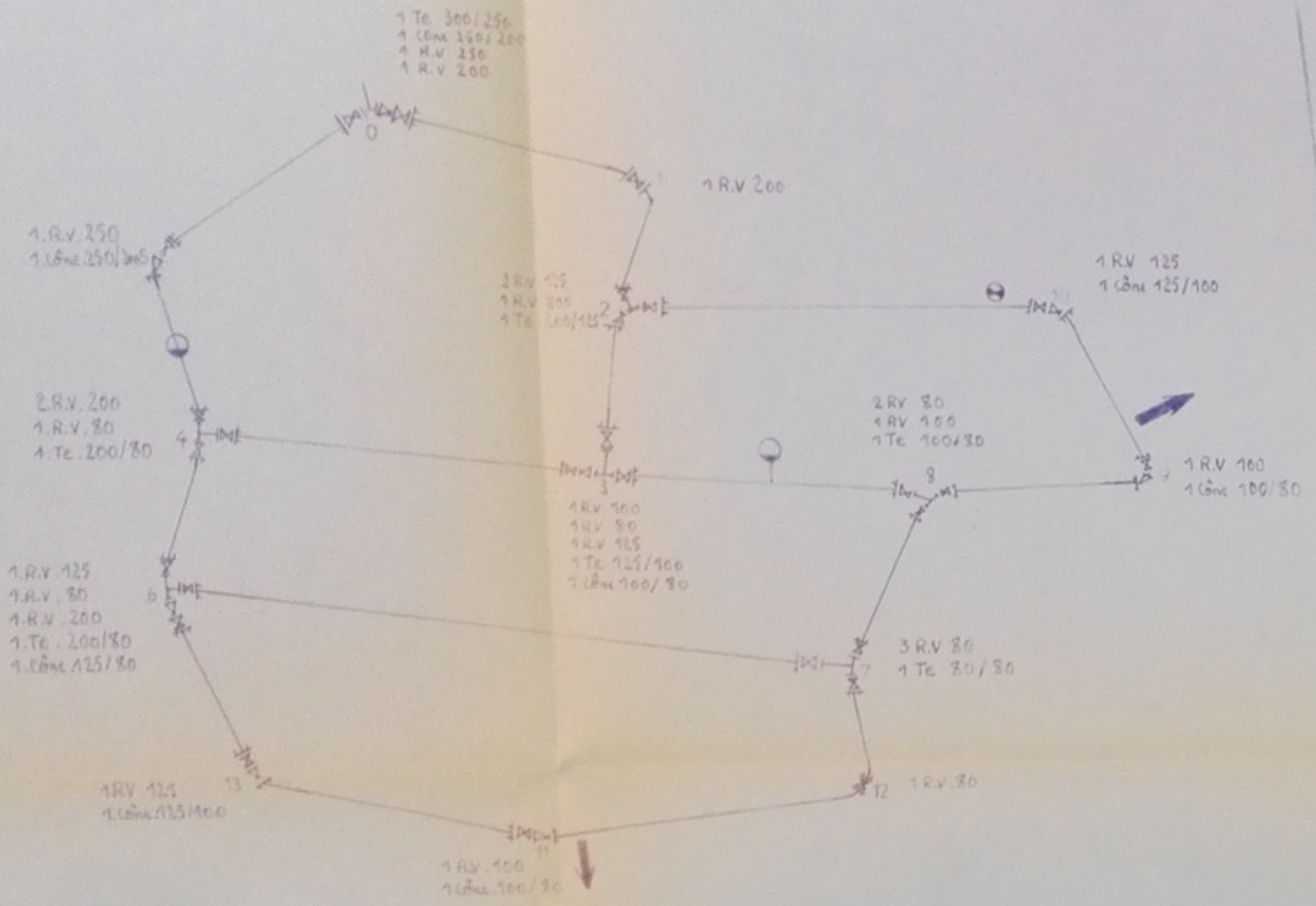
ÉCHELLE: HOR: 1/800
VER: 1/200

PROMOTION JANVIER '85

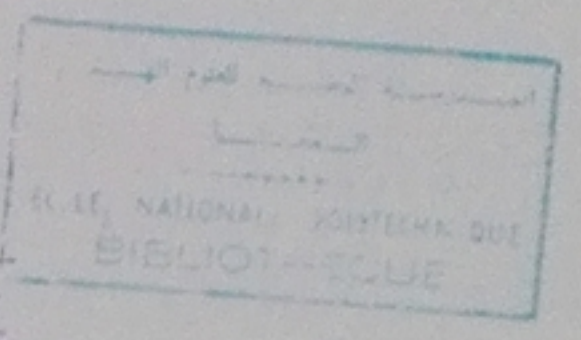
ÉTUDE PAR
A. MAHRAZ
H. SERPÉ

DIRIGÉ PAR
M. BÉDARCYK

PLAN D'ÉQUIPEMENT



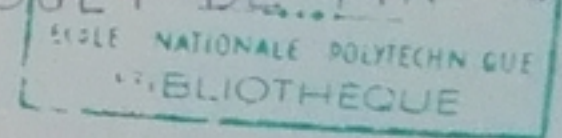
LEGENDE



- ↓ vidange
- ◁ Bouche d'incendie
- Ventouse
- Conduite
- ⊗ Réducteur de pression

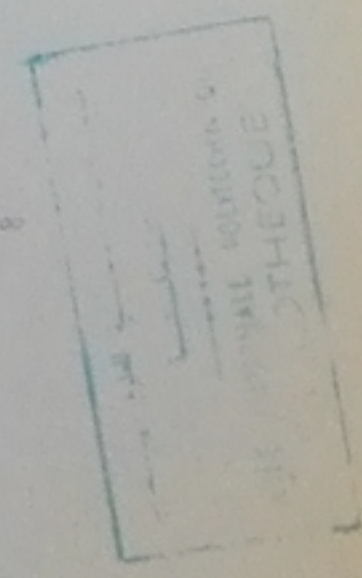
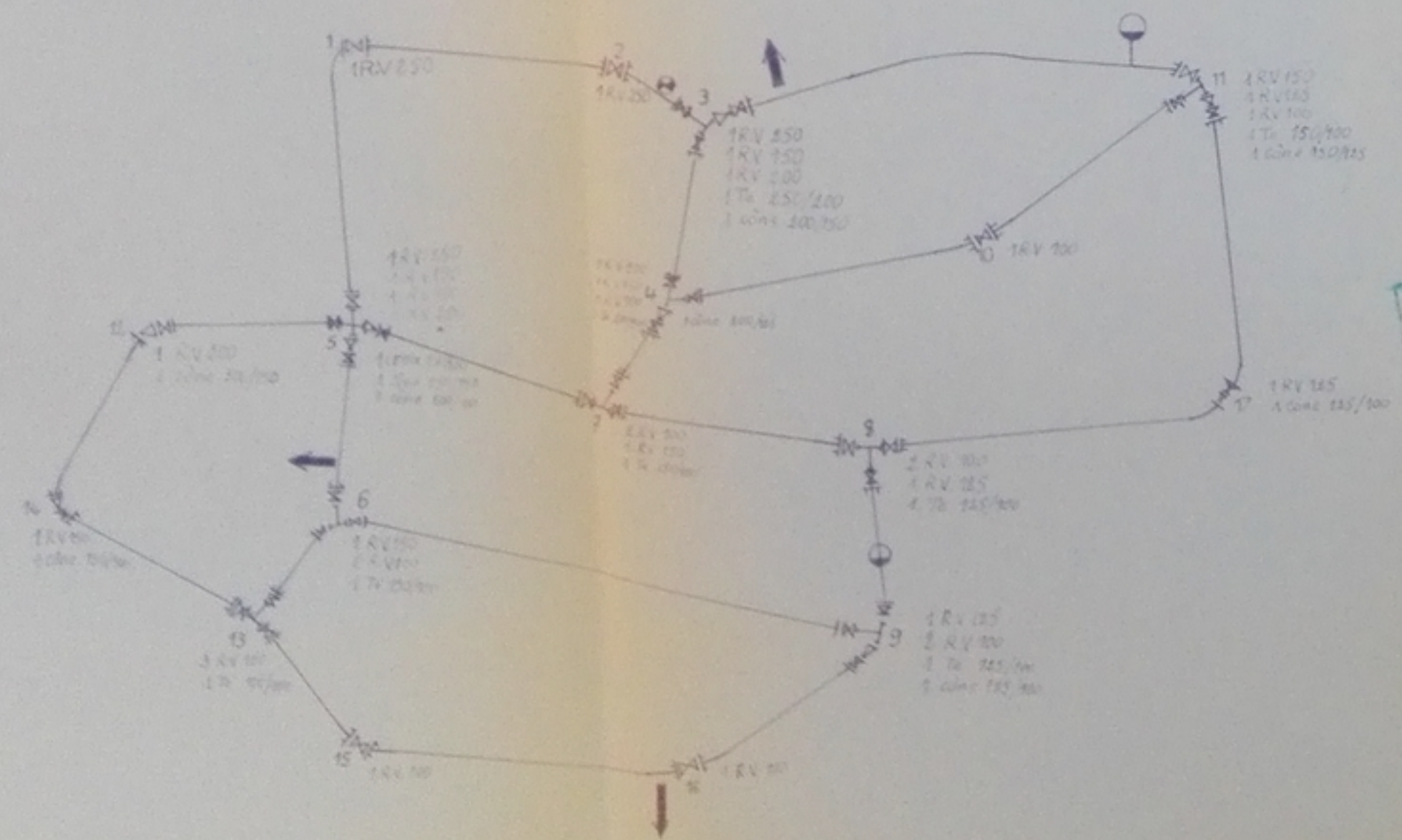
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDE



A.E.P ET ASSAINISSEMENT

DE LA Z.H.U.N DE BOUZARÉAH



PLAN
D'ÉQUIPEMENT

PLANCHE N° 3

PROMOTION JANVIER: 85

ETUDIÉ PAR
A. MAHRAZ
H. SERIR

DIRIGÉ PAR
M. BEDNARCZYK

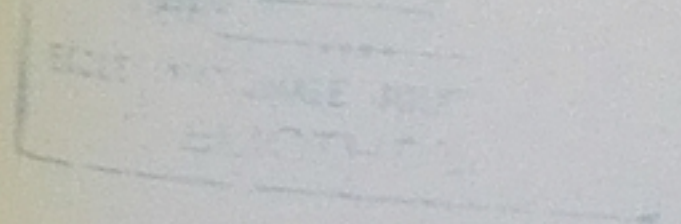
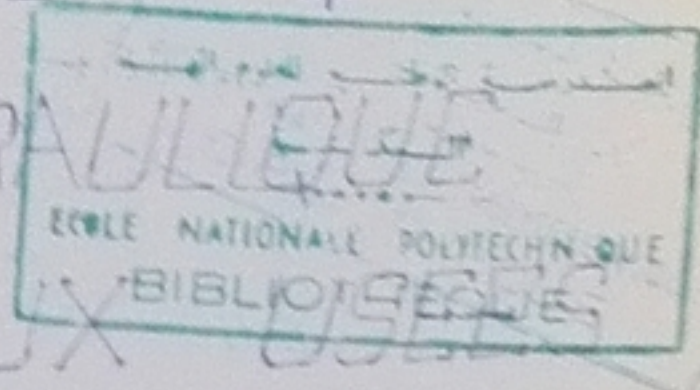
ASSAINISSEMENT

PLANCHE N° 4

CALCUL HYDRAULIQUE

RESEAU DES EAUX USEES

COLLECTEUR A-B



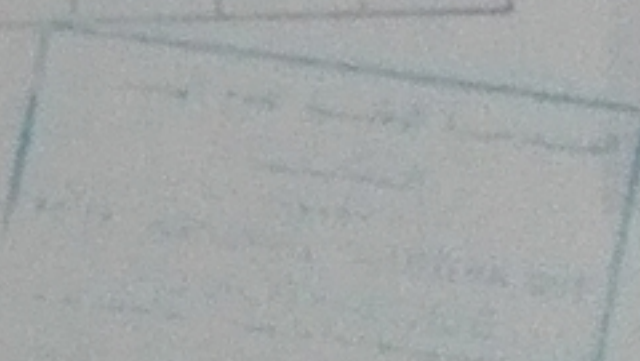
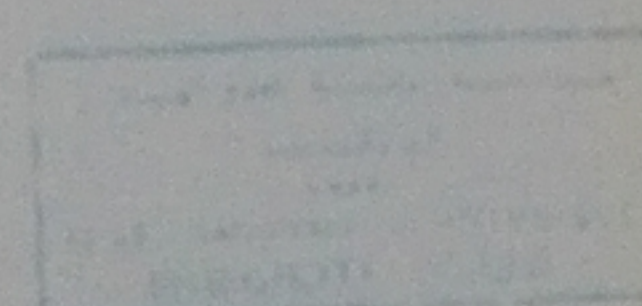
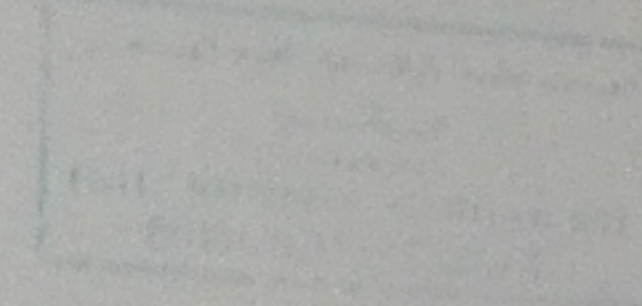
Traverse	N° de Bas de traverse	Cote au dessus de la traverse	Surface de la section	Coefficient de rugosité	Inclinaison	Pente	Débit Total	Cote				Profondeur de la tranchée		Pente	Diamètre	Plaine section		H	V	U				
								sol		Rendier		Aval	Aval			Q _{pl}	V _{pl}							
								Amont	Aval	Amont	Aval													
1-2		26.00	17.74	0.60	175	1862.70	15.40	1876.10	198.00	195.00	193.50	193.00	4.50	2.00	13.89	1000	2.00	2.60	0.84	0.77	1.13	770	2.94	1.56
2-3		26.00	17.74	0.60	175	1862.70	15.40	1876.10	195.00	190.00	188.50	188.00	6.50	2.00	13.89	1000	2.00	2.60	0.84	0.77	1.13	770	2.94	1.56
3-4		24.00	17.74	0.60	175	1862.70	15.40	1876.10	190.00	187.50	186.00	185.50	4.00	2.00	12.71	1000	2.10	2.70	0.89	0.71	1.12	710	3.02	1.62
4-5		24.00	17.74	0.60	175	1862.70	15.40	1876.10	187.50	182.50	181.00	180.50	6.50	2.00	12.71	1000	2.30	2.70	0.89	0.71	1.12	710	3.02	1.62
5-6		24.00	17.74	0.60	175	1862.70	15.40	1876.10	182.50	175.00	173.50	173.00	9.00	2.00	12.71	1000	2.40	2.70	0.89	0.71	1.12	710	3.02	1.62
6-7		28.00	17.74	0.60	175	1862.70	15.40	1876.10	175.00	172.00	170.50	170.00	4.50	2.00	13.16	1000	1.90	2.45	0.89	0.80	1.136	800	2.78	1.47
7-8		40.00	17.74	0.60	175	1862.70	15.40	1876.10	172.00	164.00	163.00	162.00	9.00	2.00	25.00	1000	2.60	3.40	0.72	0.64	1.08	610	3.67	2.01
8-9		40.00	17.74	0.60	175	1862.70	15.40	1876.10	164.00	162.00	161.00	160.00	3.00	2.00	25.00	1000	2.60	3.40	0.72	0.6	1.08	610	3.67	2.01
9-10		40.00	17.74	0.60	175	1862.70	15.40	1876.10	162.00	155.50	152.50	151.50	9.50	2.00	25.00	1000	2.60	3.40	0.72	0.64	1.08	610	3.67	2.01
10-11		46.00	17.74	0.60	175	1862.70	15.40	1876.10	155.50	148.00	142.00	142.00	6.50	2.00	25.00	1000	2.60	3.40	0.72	0.64	1.08	610	3.67	2.01
11-12		40.00	17.74	0.60	175	1862.70	15.40	1876.10	148.00	142.00	141.00	140.00	4.00	2.00	25.00	1000	2.60	3.40	0.72	0.64	1.08	610	3.67	2.01
12-13		50.00	17.74	0.60	175	1862.70	15.40	1876.10	142.00	141.50	140.00	139.50	2.00	2.00	16.67	1000	2.30	2.80	0.82	0.70	1.11	700	3.41	1.68
13-14		50.00	17.74	0.60	175	1862.70	15.40	1876.10	141.50	138.50	137.00	136.50	4.50	2.00	16.67	1000	2.30	2.80	0.82	0.70	1.11	700	3.41	1.68
14-15		56.00	17.74	0.60	175	1862.70	15.40	1876.10	138.50	137.00	136.00	135.00	2.50	2.00	17.86	1000	2.30	2.80	0.82	0.70	1.11	700	3.41	1.68

COLLECTEUR B-C

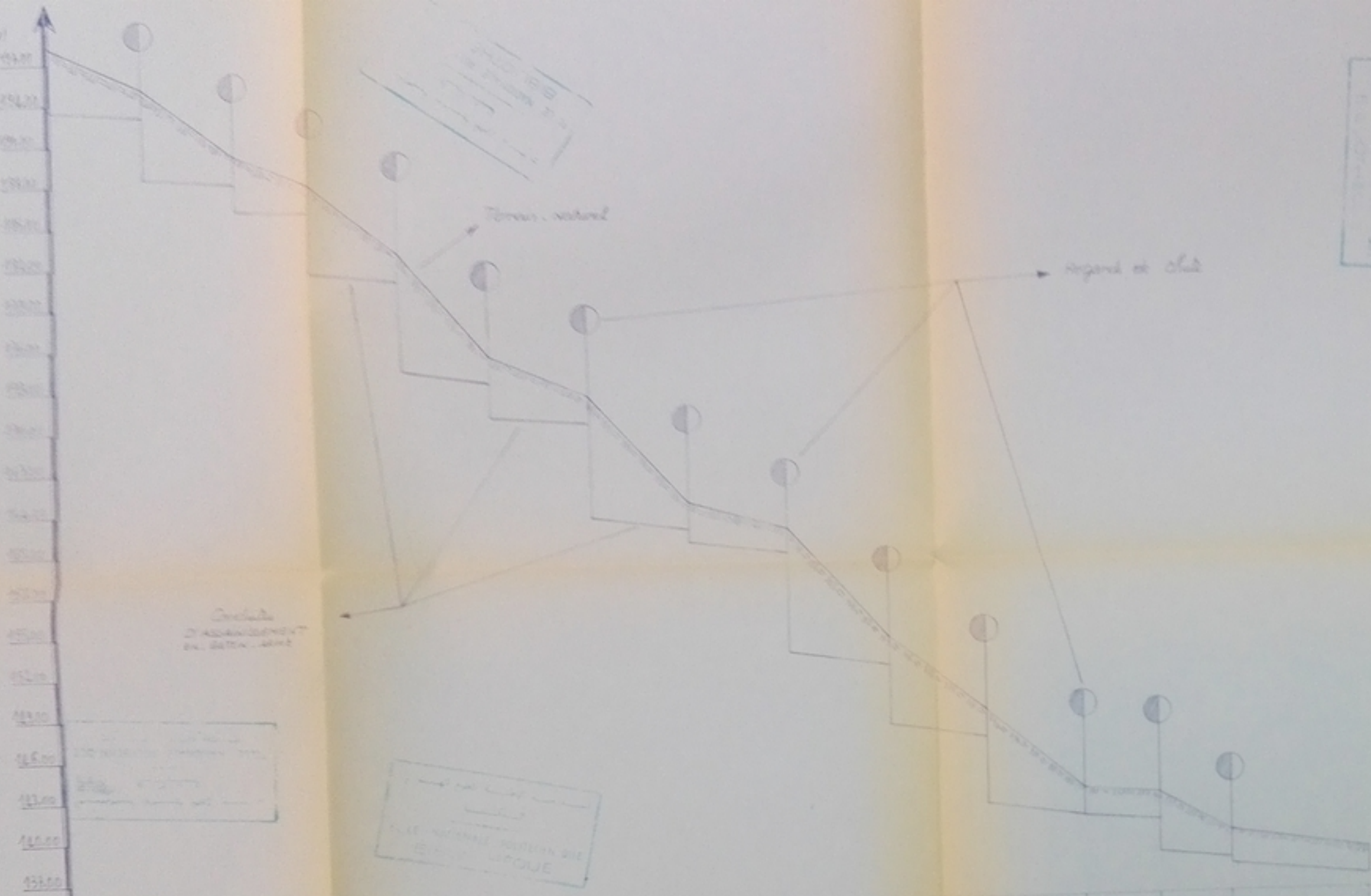
1-2		40.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	192.00	191.00	189.10	189.00	2.90	2.00	10.00	1500	5.00	2.90	0.85	0.72	1.11	1080	3.22	1.93
2-3		30.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	191.00	188.00	186.50	186.00	4.50	2.00	16.67	1500	6.30	3.70	0.67	0.60	1.07	900	3.96	2.38
3-4		40.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	188.00	182.00	180.50	180.00	7.50	2.00	12.50	1500	5.80	3.30	0.73	0.63	1.08	945	3.56	2.19
4-5		40.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	182.00	178.00	176.50	176.00	5.50	2.00	12.50	1500	5.80	3.30	0.73	0.63	1.08	945	3.56	2.19
5-6		30.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	178.00	174.00	172.50	172.00	5.50	2.00	16.67	1500	6.30	3.70	0.67	0.60	1.07	900	3.96	2.38
6-7		35.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	174.00	170.00	168.50	168.00	5.50	2.00	14.28	1500	5.90	3.40	0.72	0.63	1.08	945	3.67	2.20
7-8		40.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	170.00	166.00	164.50	164.00	5.50	2.00	14.28	1500	5.90	3.40	0.72	0.63	1.08	945	3.67	2.20
8-9		40.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	166.00	159.00	157.50	157.00	8.50	2.00	14.28	1500	5.90	3.40	0.72	0.63	1.08	945	3.67	2.20
9-10		30.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	159.00	157.00	155.50	155.00	3.90	2.00	14.28	1500	5.90	3.40	0.72	0.63	1.08	945	3.67	2.20
10-11		35.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	157.00	150.00	148.50	148.00	6.50	2.00	14.28	1500	5.90	3.40	0.72	0.63	1.08	945	3.67	2.20
11-12		45.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	150.00	148.00	146.20	146.00	3.80	2.00	13.33	1500	5.60	3.20	0.76	0.66	1.09	990	3.49	2.09
12-13		45.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	148.00	144.00	142.20	142.00	6.80	2.00	13.33	1500	5.60	3.20	0.76	0.66	1.09	990	3.49	2.09
13-14		45.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	144.00	140.00	138.20	138.00	5.80	2.00	13.33	1500	5.60	3.20	0.76	0.66	1.09	990	3.49	2.09
14-15		45.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	140.00	137.00	135.20	135.00	4.80	2.00	13.33	1500	5.60	3.20	0.76	0.66	1.09	990	3.49	2.09
15-16		45.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	137.00	133.00	131.20	131.00	5.80	2.00	13.33	1500	5.60	3.20	0.76	0.66	1.09	990	3.49	2.09
16-17		45.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	133.00	128.00	126.20	126.00	6.80	2.00	13.33	1500	5.60	3.20	0.76	0.66	1.09	990	3.49	2.09
17-18		40.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	128.00	126.00	124.10	124.00	3.90	2.00	40.00	1500	5.00	2.90	0.85	0.72	1.11	1080	3.22	1.93
18-19		40.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	126.00	124.00	122.10	122.00	3.30	2.00	40.00	1500	5.00	2.90	0.85	0.72	1.11	1080	3.22	1.93
19-20		40.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	124.00	121.00	119.10	119.00	4.90	2.00	40.00	1500	5.00	2.90	0.85	0.72	1.11	1080	3.22	1.93
20-21		45.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	121.00	118.00	116.20	116.00	4.80	2.00	13.33	1500	5.60	3.20	0.76	0.66	1.09	990	3.49	2.09
21-22		45.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	118.00	112.00	110.20	110.00	3.80	2.00	13.33	1500	5.60	3.20	0.76	0.66	1.09	990	3.49	2.09
22-23		50.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	112.00	110.00	108.50	108.00	3.50	2.00	16.67	1500	6.30	3.70	0.67	0.60	1.07	900	3.96	2.38
23-24		35.00	39.97	0.60	175	1196.85	35.70	1232.55	110.00	109.00	107.50	107.00	2.50	2.00	14.28	1500	5.90	3.40	0.72	0.63	1.08	945	3.67	2.20

COLLECTEUR C-D

1-2		40.00	7.29	0.60	175	763.45		763.45	285.00	282.00	280.40	280.00	4.00	2.00	25.00	800	4.40	2.80	0.55	0.53	1.02	424	2.86	1.71
2-3		40.00	7.29	0.60	175	763.45		763.45	282.00	279.00	277.40	277.00	4.00	2.00	25.00	800	4.40	2.80	0.55	0.53	1.02	424	2.86	1.71
3-4		40.00	7.29	0.60	175	763.45		763.45	279.00	274.00	272.40	272.00	6.60	2.00	25.00	800	4.40	2.80	0.55	0.53	1.02	424	2.86	1.71
4-5		40.00	7.29	0.60	175	763.45		763.45	274.00	267.00	265.40	265.00	8.00	2.00	25.00	800	4.40	2.80	0.55	0.53	1.02	424	2.86	1.71
5-6		40.00	7.29	0.60	175	763.45		763.45	267.00	260.00	258.40	258.00	8.00	2.00	25.00	800	4.40	2.80	0.55	0.53	1.02	424	2.86	1.71
6-7		40.00	7.29	0.60	175	763.45		763.45	260.00	256.00	254.40	254.00	6.00	2.00	25.00	800	4.40	2.80	0.55	0.53	1.02	424	2.86	1.71
7-8		40.00	7.29	0.60	175	763.45		763.45	256.00	253.00	251.40	251.00	4.90	2.00	16.67	800	4.40	2.80	0.55	0.53	1.02	424	2.86	1.71



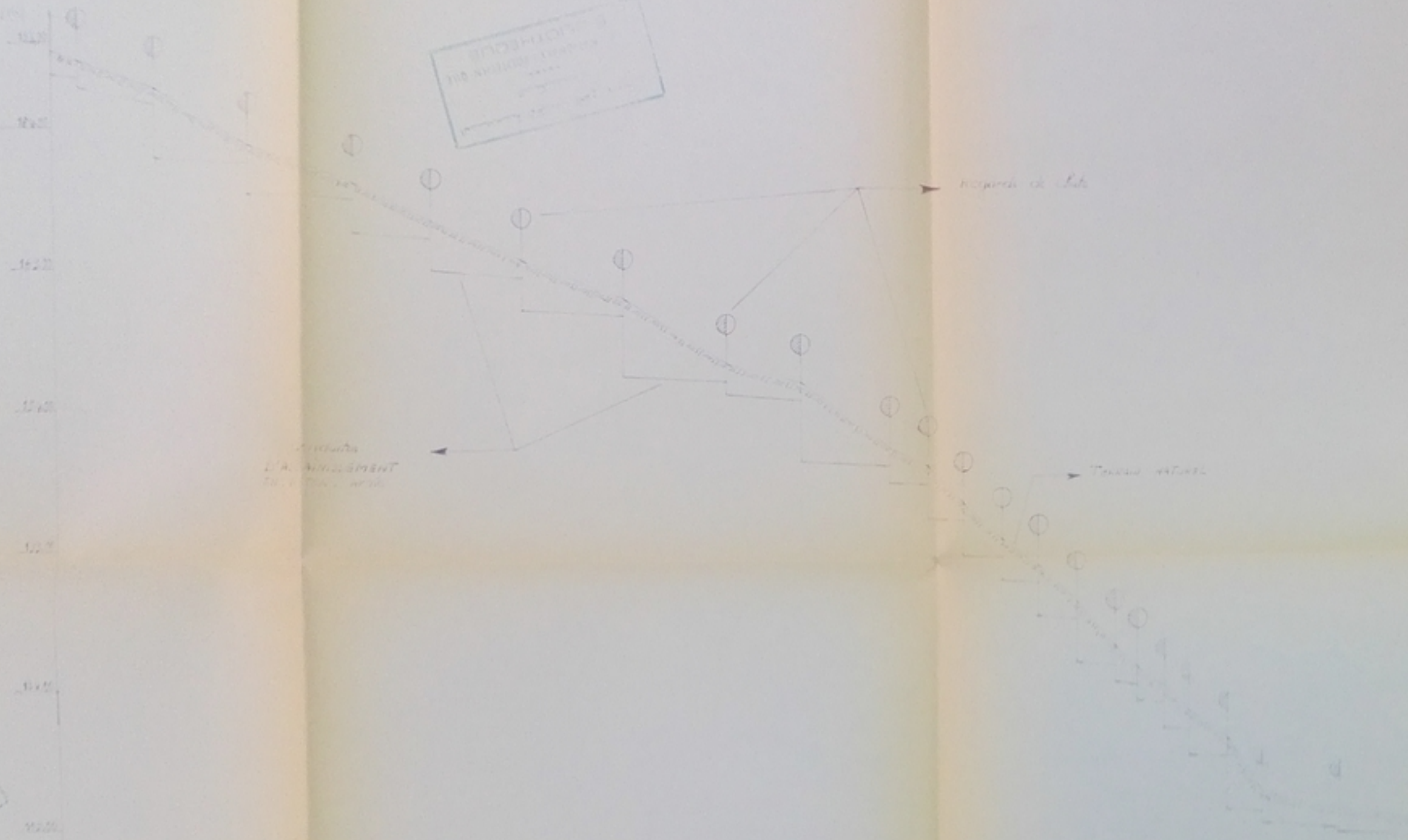
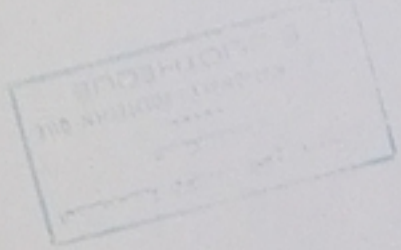
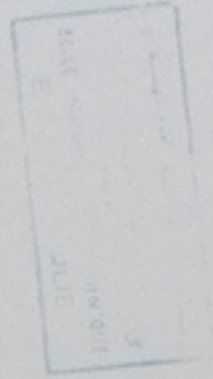
Altitude (m)



Tronçons	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Diamètre (mm)															
Longueur partielle		36	36	34	34	34	38	40	40	40	40	30	30	56	
Longueur Cumulée	0.00														
Côte du terrain naturel	158.00	157.50	157.00	156.50	156.00	155.50	155.00	154.50	154.00	153.50	153.00	152.50	152.00	151.50	151.00
Côte du regard amont	158.00	157.50	157.00	156.50	156.00	155.50	155.00	154.50	154.00	153.50	153.00	152.50	152.00	151.50	151.00
Côte du regard aval		157.00	156.50	156.00	155.50	155.00	154.50	154.00	153.50	153.00	152.50	152.00	151.50	151.00	150.50
Profondeur du	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Pente du regard m/m		0.014	0.014	0.015	0.015	0.015	0.014	0.013	0.013	0.013	0.013	0.014	0.015	0.015	0.015

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDE
 A.E.P ET ASSAINISSEMENT
 DE LA ZHUN DE BOUZAREAH

PLANCHE N° 5
 ELHELLE HORIZONTE - 1/50
 VERTICALE - 1/20
 PROMOTION JNIEUR 85
 ETUDIE PAR
 A. MAHRAZ
 H. SERH
 DIRIGE PAR
 M. BEDNARCZYK



Distance (m)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	
Altitude (m)	1245	1240	1235	1230	1225	1220	1215	1210	1205	1200	1195	1190	1185	1180	1175	1170	1165	1160	1155	1150	1145
Altitude (m) - Structure	1245	1240	1235	1230	1225	1220	1215	1210	1205	1200	1195	1190	1185	1180	1175	1170	1165	1160	1155	1150	1145
Altitude (m) - Natural	1245	1240	1235	1230	1225	1220	1215	1210	1205	1200	1195	1190	1185	1180	1175	1170	1165	1160	1155	1150	1145

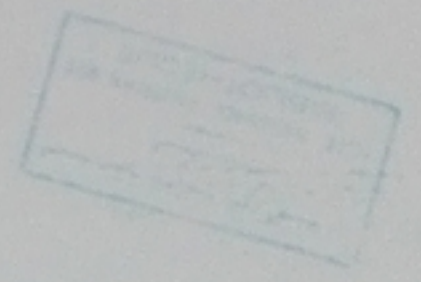
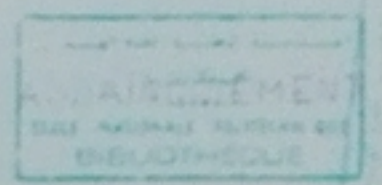


PHOTO 85
-06

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDE

A.E.P. ET



DE LA ZHON DE BOUTARÉAN

PLANCHE N° 6

PROFIL EN LONG

ECHELLE: HORIZ: 10m - 11m
VERT: 10m - 1m

DU COLLECTEUR

PROJECTION MÉRIDIENNE

PRINCIPAL B-C

ETUDE PAR

K. KHARAT

ALBERT

DIRIGÉ PAR

KHEEDNARJYH

