

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Alimentation en Eau Potable et
Assainissement de la ZHUN de GRAREM
Wilaya de Constantine

8 PLANS

Proposé par :

U.R.B.A.C.O

Etudié par :

L. SAOUD
M. NECHNACHE

Dirigé par :

Dr. A. PIMENOV

PROMOTION : janvier 85

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
«O»

وزارة التعليم العالي
Ministère de l'Enseignement Supérieur
«O»

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE
«O»

PROJET DE FIN D'ETUDES
«O»

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

THEME

Alimentation en Eau Potable et
Assainissement de la ZHUN de GRAREM
Wilaya de Constantine

Proposé par :

U. R. B. A. C. O.

Etudié par :

M. NECHNACHE
L. SAOUD

Dirigé par :

Dr A. PIMENOV

Promotion Janvier 1985

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier vivement:

- Notre promoteur, Mr . PIMINOV, pour son aide et son soutien
- Mr G. LAPRAY, maître de conférences à l'École nationale polytechnique.
- Mr . KETTAB; Directeur du Département d'hydraulique.

Nous remercions également nos professeurs et assistants et tous ceux qui ont contribué à notre formation ainsi que tout ceux qui nous ont aidé à l'élaboration de ce modeste travail.

D E D I C A C E S

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

- à mes parents et grand-parents
- à mes frères et soeurs
- à mes amis
- et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

NECHMACHE Mahieddine.

Je dédie ce modeste travail

- à la mémoire de mon cher et regretté grand-père
- à mes parents qui ont fait tout leur possible pour que je réussisse
- à mes frères et soeurs
- à tous mes amis

SAOUD Lakhdar

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE A:

I Introduction

- I.1 Situation du problème et objet de l'étude
- I.2 Présentation de la région et situation géographique
- I.3 Situation démographique
- I.4 Climatologie
- I.5 Situation topographique
- I.6 Nature du sol
- I.7 Programme de la Z.H.U.N

II Evolution de la population

III Ressources en eau

IV Etude des besoins en eau

CHAPITRE B:

Reservoirs

- 1. Utilité du réservoir
- 2. Hygiène et sécurité
- 3. Type de réservoir
- 4. Equipement du réservoir
- 5. Dimensionnement des deux réservoirs

CHAPITRE C: ADDUCTION

I Choix du tracé

II Calcul de la conduite d'adduction par refoulement

1. Conditions économiques
2. Choix du diamètre économique
3. Calcul des pertes de charges
4. Calcul de la hauteur manométrique totale
5. Frais d'exploitation
6. Frais d'amortissement
7. Choix des pompes
 - 7.1 Caractéristiques de la pompe
 - 7.2 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

III Calcul de la conduite d'adduction gravitaire

CHAPITRE D: PROTECTION DES CONDUITE CONTRE LE COUP DE BELIER.

Adduction par refoulement:

1. Définition
2. Protection contre les coups de belier
3. Calcul du réservoir d'air

I Etude du coup de belier à l'arrêt brusque du groupe

1. Caractéristique de la conduite
 - 1.1 Pertes de charges dans la conduite de refoulement
 - 1.2 Pertes de charges dans la tuyère
 - 1.3 Variation du volume d'air
 - 1.4 Pression dans le réservoir d'air
 - 1.5 Pression dans la conduite avec pertes de charges
 - 1.6 Pression dans la conduite sans pertes de charges
 - 1.7 Conclusion
 - 1.8 Dimensionnement du réservoir d'air

II Calcul du coup de la conduite d'adduction gravitaire

2.1 Calcul de la celerite

2.2 Unité de temps

2.3 Debit passant par la vanne pour une fermeture partielle quelconque

2.4 Presentation graphique

2.5 Resultats donnés par le graphique

CHAPITRE E: DISTRIBUTION

1. Dimensionnement de la conduite d'amenée $R_2 - 1$

2. Dimensionnement de la conduite d'amenée $R_1 - 1$

3. Determination des débits soutirés

4. Calcul du reseau de distribution

5. Equipement du reseau de distribution

CHAPITRE F: POSE DES CONDUITES

1. Pose des conduites en tranchée

2. Remblai

CHAPITRE G: PROTECTION CONDUITES CONTRE LA CORROSION

1. Corrosion externe

2. Corrosion interne

3. Protection contre la corrosion.

CHAPITRE A: GENERALITES.

I-INTRODUCTION.

.1: SITUATION DU PROBLEME ET OBJET DE L'ETUDE:

Le territoire de la daïra de GRAREM est très peuplé malgré son relief chaoté.

La croissance démographique de l' agglomération est considérable elle est causée par le grand accroissement naturel et l'accroissement migratoire de l'exode rural vers la ville .

Pour cette raison il y'a l'insuffisance de logements d'où la nécessité de construire une Z.H.U.N qui fait l'objet de notre étude en alimentation en eau potable et assainissement.

.2: PRESENTATION DE LA REGION ET SITUATION GEOGRAPHIQUE:

L'agglomération de GRAREM est située à l'est Algérien, au nord-Ouest de la ville de Constantine à une distance de 50 Km.

GRAREM se trouve sur le tracé de la route nationale N° 27 qui fait la liaison entre Jijel et Constantine.

Elle est reliée à El-Milia et Jijel par la RN 27 et à Mila par le chemin de Wilaya N° 2

.3: SITUATION DEMOGRAPHIQUE:

La Z.H.U.N sera opérationnelle en fin 1985 et comptera 1431 logements dont 1266 collectifs et 165 individuels, en dehors des équipements divers.

Pour un T.O.L de 6 par logements, la population est donc de: 8586 habitants.

4) CLIMATOLOGIE:

L'agglomération de GRAREM : l'image de la ville de Constantine qui présente un climat continental: chaud en été (40°C); froid sec en hiver (02°C).

1.5) SITUATION POTOGRAPIQUE:

Le site de la Z.H.U.N repose sur un fragment de versants de collines qui entourent GRAREM à l'est et au sud est.

La surface du terrain est caractérisée par des pentes douces à fortes (5,25% et plus); issues des vallons, des escarpements et des ravins plus ou moins accentués.

Par endroit la profondeur d'un ravin atteint 4m, environ.

Le dénivelé à l'intérieur de site est de 95m environ (en se référant à la carte topographique.)

Altitude maximale: 193m

Altitude minimale: 99m

REMARQUE:

Les altitudes ne sont pas en NGA: car notre levé topographique est en nivellement isolé.

On dispose de 2 cartes; l'une à l'échelle (1:6000); ce nivellement est en NGA l'autre à l'échelle (1:2000) mais en nivellement isolé. le rapport existant entre ces nivellements est le suivant:

280m NGA correspond à 100m en nivellement isolé.
(donnée par l'urbeco).

1.6) NATURE DU SOL:

- Les versants sont formés de sédiments territiques c'est une série d'argile avec des couches assez épaisses de grés et de conglomérats surmontés d'éluvions limoneux et argile.

- Les terrains occupent les cotes avec des pentes inférieures à 10% sont constitués par des grés, des conglomérats et localement par les calcaires.

- Les terrains occupent les cotes avec des pentes de 10 - 15% en majorité sont constitués par les limons argileux et argileux limoneux.

- Les terrains occupent les cotes avec des pentes de 15 à 25% sont constitués par des argiles bruns à rougeâtre.

1.7) PROGRAMME DE LA Z.H.U.N:

L'estimation du programme en logements et en équipements respecte les possibilités territoriales de la Z.H.U.N et les besoins de celle-ci.

1.7.1) HABITAT:

La surface totale de la Z.H.U.N est 42,5ha dont 1ha est utilisée pour les équipements urbains, 2,50ha utilisé pour la verdure, on compte 266 logements en habitat collectif et 165 logements en habitat individuel.

1.4) CLIMATOLOGIE:

L'agglomération de GRAREM a l'image de la ville de Constantine qui présente un climat continental: chaud en été (40°C); froid sec en hiver (02°C).

1.5) SITUATION TOPOGRAPHIQUE:

Le site de la Z.H.U.N repose sur un fragment de versants de collines qui entourent GRAREM à l'est et au sud est.

La surface du terrain est caractérisée par des pentes douces à fortes (5,25% et plus); issues des vallons, des escarpements et des ravins plus ou moins accentués.

Par endroit la profondeur d'un ravin atteint 4m, environ.

Le dénivelé à l'intérieur de site est de 95m environ (en se référant à la carte topographique.)

Altitude maximale: 193m

Altitude minimale; 99m

REMARQUE:

Les altitudes ne sont pas en NGA; car notre levé topographique est en nivellement isolé.

On dispose de 2 cartes; l'une à l'échelle (1:6000); ce nivellement est en NGA l'autre à l'échelle (1:2000) mais en nivellement isolé. le rapport existant entre ces nivellements est le suivant:

280m NGA correspond à 100m en nivellement isolé. (donnée par l'urbaco).

EQUIPEMENTS (SUITE)

Categorie	Equipements	Unité	Surface en ha	Capacité
IV Socio culturel et culturel	Creche		0, 2	80 places
	Jardin d'enfants	2	0,56	360 places
	Maison de jeunes		0, 5	50 places
	Cinema		0, 5	300 places
	Bibliotheque		0,10	200 places
	Centre culturel		0,25	
	Mosquée		0, 6	
V Detente et loisir	Hotel		0,36	80 places
	Café			
	Café - Restaur nt		0,40	-
VI Administra- tion	Antenne.			
	P T T		0,05	-
	Agence Banque		0,05	-

EQUIPEMENTS (SUITE)

Categorie	Equipement	Unité	Surface en h	Capacité
VII Commerce et activités	Petits commerces	34	0,25	-
	Petits activités	5	0,30	-
	Centre commercial		0,20	-
	S.N.N.G.A		0,25	-
	Marché plein air		0,25	-

II. EVOLUTION DE LA POPULATION:

La population actuelle de la Z.H.U.N de GRAREM est de
 $P_0 = P_{1985} = 8586$ habitants.

La population future est évoluée selon la formule des intérêts composés suivants:

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

ou P_n : Nombre d'habitants futurs

P_0 : Nombre d'habitants actuels

α : Taux d'accroissement annuel pris égale à 3,5%
(moyenne nationale).

n: nombre d'années séparant l'année de base et l'horizon fixé pour l'étude, l'année 1985 est prise comme année de base ; on étudie les besoins en eau pour l'horizon 1995 (moyen terme) et 2005 (long terme).

Les calculs seront faits pour l'horizon 2005.

P¹⁹⁹⁵ = 12 000 habitants

P²⁰⁰⁵ = 17 085 habitants.

III. RESSOURCES EN EAU:

La ville de GRAREM est alimentée en gravitaire par plusieurs sources, pour la Z.H.U.N on envisage son alimentation par tir d'un bassin de captage existant d'une source qui débite 221/l/s et dont la canalisation d'adduction est à rechanger complètement (très ancienne). Ainsi qu'un forage nouvellement effectué se situant à 4 Km de la Z.H.U.N.

Caractéristiques des ressources:

- Source d'emergence.
- Q = 221/ (debit d'etiage).
- Forage:

Cote de terrain Z = 290m N G A

ND = 16,5m

NS = 10,0m

Q = 301/ (debit d'essai)

IV ETUDE DES BESOINS EN EAU:

Calculations

Equipements	Consommation
- Equipement	30 l /j/ élève
- Sport et jeux	21 /j/ m ²
- Sanit ires	5 l /j/ m ²
- Maternité	5 l /j/ m ²
- Creche	5 l /j/ m ²
- Jardin d'enfants	2 l /j/ m ²
- Maison de jeunes	2 l :J: m ²
- Bibliotheque	2 l /j/ m ²
- Cinema	2 l /j/ m ²
- Aire de jeu	2 l /j/ m ²
- Centre culturel	2 l /j/ m ²
- Mosquée	30 l /j/ m ²
- Hotel	5 l /j/ m ²
- Café - Restaurant	5 l /j/ m ²
- Antenne P.T.T	2 l /j/ m ²
- Centre commercial	2 l /j/ m ²
- Petits activités	2 l /j/ m ²
- S.N.N.G.A	2 l /j/ m ²

A) BESOINS DOMESTIQUES:

Pour une population de 12111 on a pris une dotation de 140 l/j/hab.

Population	Dotation/l/j/hab.	consommation journalier m ³ /j
12111	140	1695,54

= 140 m³/j

B) BESOINS SCOLAIRES:

Equipement	Effectif	Dotation l/j/h	consommation journalière m ³ /j
2 x E.F.P	2160	30	64,8 m ³ /j

= 64,8 m³/j

C) BESOINS SANITAIRES:

Equipements	Surface (m ²)	Dotation l/j/m ²	consommation journalier m ³ /j
2. Pharmacie et salle de consultation	1000	5	5
1. Centre de santé	1000	5	5
1. Maternité	3820	5	20

D) SPORT ET JEUX:

Equipements	Surface m ²	Dot tion l/j/m ²	Consomm tion journalier m ³ /j
2. P.E.P.S	4800	2	10
Aire de jeu et detente	6000	2	12

$\Sigma = 22 \text{ m}^3/\text{j}$

E) SOCIO CULTUREL:

Equipement	Surface m ²	Dot tion l/j/m ²	Consomm tion journ lier m ³ /j
- . Creche	200	5	6
-2. Jardins d'enfants	5600	2	11
- . M ison de jeunes	3000	2	6
- Cinema	3000	2	6
- . Biblio- thecue	500	2	1
- Centre culturel	2500	2	5
- . Mosquée	8000	30	30

$\Sigma = 65 \text{ m}^3/\text{j}$

F) DETENTE ET LOISIR:

Equipement	Surface m2	Dotation l/j/m2	Consommation journalier m2/j/
1. Hotel	150	200	30
1. Restaurant Café	400	5	2

$$\Sigma = 32 \text{ m}^3/\text{j}$$

G) ADMINISTRATION:

Equipement	Surface m2	Dotation l/j/hab	Consommation journalier m3/j
1. Antenne P T T	500	2	1
1. Agence	500	2	1

$$\Sigma = 2 \text{ m}^3 / \text{j}$$

H) COMMERCE ET ACTIVITE:

Equipement	Surface m2	Dotation l/j/hab	Consommation journalier m3/j
34 Petits commerces	1700	2	3,5
15 Petits activités	7005	2	15
1 Centre commercial	2500	2	5
1. S N N G A	2500	2	5
1 Marché P.A	2500	2	5

$$\Sigma = 33,5 \text{ m}^3/\text{j}$$

J) TABLEAU RECAPITULATIF DES BESOINS EN EAU;

Type de besoin	Consommation journalier	Total
Domestiques	1695,54	
Scolaires	64,8	
Sport et jeux	22	
Sanitaire	30	
Socio culturel	65	
Detente et loisir	32	
Administration	2	
Commerce et activité	33,5	
		1944,84 m ³ /j

4.2 BESOINS EN EAU POUR L'HORIZON (2005):

Pour cet horizon la population sera de 17 085 habitants:
avec une dotation de 150l/j/hab.

A. les besoins domestiques seront de:

$$17085 \cdot 150 = 2562,75 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les besoins totaux sont représentés sur le tableau
ci dessus:

Types de besoins	Consommation journalière	Total
Domestiques	2562,75	
Scolaires	64,8	
Sanitaires	30	
Sport et jeux	22	
Socio culturel	65	
Detente et loisir	32	
Administration	02	
Commerce et activité	33,5	
		2812,05 m ³ /j

Compte tenu des pertes et des fuites dans les réseaux on doit majorer les besoins de 30% afin d'assurer une sécurité.

Tableau récapitulatif des majorations.

Horizon	Consommation moyenne journalière m ³ /j	Majorations pentes 30% m ³ /j	Consommation moyenne journalière majorée m ³ /j
1995	1944,84	583,45	2528,29
2005	2812,05	843,61	3655,66

4.3. ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LES VARIATIONS DU DEBIT:

Le débit consommé par les habitants est soumis à des variations causés par la disproportion et l'irrégularité de la consommation; pour tenir compte de ces variations; on introduit les coefficients suivants:

1: K₀ : coefficient de variation horaire qui est fonction des nombre de la population.

$$K_0 = \frac{\text{Consommation maximale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}}$$

d'après des normes soviétiques:

$$K_0 \text{ max} = \alpha \text{ max} \cdot \beta \text{ max}$$

ou α compris entre 1,2 < α < 1,4

β : coefficient, fonction de la population donné par le tableau suivant:

Populations	1000	1500	2000	6000	10000	20000	50000
β	2	1,8	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

La population étant de 17005 d'où $\beta = 1,25$ pris égale à 1,2
d'où finalement $Ko = 1,25 \cdot 1,2 = 1,5$ ($Ko = 1,5$)

2. Kj : coefficient de variation journalière.

$$Kj = 1,1 \div 1,3$$

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

Kj pris égale à 1,3

$$Kj = 1,30$$

3. Kp : le coefficient de pointe défini comme étant le produit:

$$Ko \cdot Kj.$$

$$Kp = Ko \cdot Kj = 1,5 \cdot 1,30 = 1,95$$

calcul du débit de pointe

$$Qj \text{ max} = Qj \text{ moyen} \cdot Kj$$

$$Qp = Qj \text{ moyen} \cdot Kp$$

où $Qj \text{ max}$: débit maximal journalier

$Qj \text{ moyen}$; débit journalier moyen

Qp : débit de pointe

$$Qj \text{ moyen} = 2812,05 \text{ m}^3/\text{j} = 32,55 \text{ l/}$$

$$Qj \text{ max} = 2812,05 \cdot 1,3 = 3655,66 \text{ m}^3/\text{j} = 42,31 \text{ l/}$$

$$Qp = 2812,05 \cdot 1,95 = 5483,50 \text{ m}^3/\text{j} = 63,47 \text{ l/}$$

3.4: BILAN:

Ressources disponibles: 4492,8 m³/j

Besoins totaux: 3655,66 m³/j

on remarque que les ressources disponibles sont largement suffisants pour le long terme.

V. FUTURE RESEAU D'A.E.P:

Il y'a la possibilité de raccorder le réseau d'A.E.P projettes de la Z.H.U.N à celui de la ville, mais les données dont nous disposons aussi que les cartes ne concernent que la Z.H.U.N

Les conditions topographiques des terrain qui présentent une dénivellée importante (95m): nous ont même à diviser le site de la Z.H.U.N en 2 zones de pression, afin d'assurer des pressions admissibles et convenables, on envisage une distribution étagée.

Le site est partagée en une zone haute d'une superficie de 20,65 ha et une zone basse de 21,85 ha.

5.1: EVALUATION DES BESOINS EN EAU POUR CHAQUE ZONE:

Pour l'an 2005, la population est de 17085 hab. répartie sur une superficie de 42,5 ha; si on suppose cette répartition uniforme on a une densité de:

$$d = \frac{N}{S} = \frac{17085}{42,5} = 402 \text{ hab/ha}$$

d: densité brute résidentielle

N: nombre d'habitants

S: superficie en ha

La consommation spécifique par habitant:

$$q = \frac{Q_m}{N} = \frac{2812050}{17085} = 164,59 \text{ l/j/hab}$$

Q_m: débit moyen journalier.

Les besoins en eau pour chaque zone sont portés sur le tableau suivant:

Zone	Densité hab/ha	Superficie (ha)	Nbre d'habitant	Debit speci- fique l/j/hab	Conso- mmation moyenne m ³ /j	Conso- mmation journalière max m ³ /j	Kp	Debit de poi- pointe (m ³ /j)
Super- ieure	402	20,65	8302	164,59	1366,42	1776,34	1,95	2664,52
Infe- rieure	402	21,85	8783	164,59	1445,59	1879,26	1,95	2818,90

$$q = \frac{Q_m}{N} = \frac{2812,05}{17085} =$$

$$164,59 \text{ l/j/hab.}$$

Q_m = débit moyen
journalier.

CHAPITRE B: RESERVOIR:

1) UTILITE DU RESERVOIR:

Le réservoir joue un **rôle** important dans l'alimentation en eau potable, il sert de tampon entre l'adduction et la distribution et restitue l'eau emmagasinée pendant les heures creuses aux heures de grande consommation.

Il est absolument indispensable dans le cas d'une adduction gravitaire, et peut ne pas l'être dans le cas d'une adduction par refoulement en raison de la régularité de fourniture du courant électrique et que l'eau peut être injectée directement dans le réseau de distribution avec des débits variables selon les besoins.

En outre il est destiné à:

- Régulariser l'apport d'eau et permettre aux pompes le refoulement à une hauteur constante.
- Satisfaire les besoins en eau de l'agglomération pour une certaine durée, pendant la réparation d'une pompe, en cas de panne, ou en cas d'accident sur la conduite de refoulement.
- Assurer une pression suffisante dans le réseau de distribution
Lutter efficacement contre les incendies.

2) HYGIENE ET SECURITE:

Les reservoirs doivent être étanches et construits d'un matériau durables (béton armé) pour éviter des suintements et couverts afin de protéger l'eau contre:

- Les variations de température
- L'introduction de corps étrangers

les doivent être à l'abri des contaminations, de l'infiltration des eaux souterraines et des pluies.

Les réservoirs doivent être aérés, il faut percer quelques orifices grillagés ainsi que quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verres afin de laisser passer la lumière.

Aménagés de façon que l'eau circule régulièrement à l'intérieur en évitant toute stagnation.

Munis de robinets de puisard piqués directement sur les conduites d'adduction et de distribution au niveau du réservoir afin de faciliter les prélèvements nécessaires aux contrôles des eaux.

3) TYPE DE RESERVOIR:

La présence de relief de la Z.H.U.N de GRAREM nous facilite l'établissement des réservoirs semi enterrés qui sont plus économiques que les réservoirs sur tour.

4) EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS:

1.1) DISTRIBUTION:

Le départ de la conduite de distribution s'effectuera à 20 cm au dessus du fond afin d'éviter l'entrée des boues décentés.

- Pour éviter la pénétration d'air en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, on réservera un minimum de 50 cm au dessus de la génératrice supérieure de la conduite.

- Pour empêcher la pénétration des matières en suspension et pour faciliter le brassage de l'eau, on installera sur l'orifice de départ une crépine et qui s'apposera à l'arrivée de l'eau.

- Pour pouvoir isoler le réservoir en cas d'accident on installera un robinet-vanne sur le départ de la conduite.

4.2) ADDUCTION:

A l'arrivée de la conduite d'adduction aux réservoirs est ménagé un interrupteur à flotteur qui arrête la pompe quand l'eau atteint un certain niveau, l'alimentation des réservoirs s'effectue par subverse (tuyau noyé).

4.3) TROP-PLEIN:

C'est une conduite terminée par un bout en forme d'entonnoir destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau max. la canalisation du trop-plein débouchera à un exutoire voisin pour éviter la pollution et l'introduction d'insectés dans le réservoir, on ménagera un siphon qui maintiendra en eau un tronçon de cette conduite.

4.4) VIDANGE:

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier afin de pouvoir évacuer les dépôts, et se raccordera sur la conduite du trop-plein.

Elle comportera un robinet-vanne.

4.5) MATERIALISATION DE LA RESERVE D'INCENDIE:

Le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un siphon qui se désamorçe grâce à un event quand le niveau de la réserve est atteint:

- En service normal: 1 est ouvert; 2 est fermé
- En cas d'incendie: 2 sera ouvert.

on place un troisième robinet-vanne normalement ouvert afin de repérer 1 ou 2 en cas de besoin.

5) DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR: DE LA ZONE HAUTE:

5.1) CAPACITE DU RESERVOIR:

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit d'apport et du débit de consommation pendant différentes heures de la journée.

La détermination de cette capacité tient compte de la consommation journalière maximale caractérisée par les coefficients horaires.

Le réservoir doit pouvoir emmagasiner la différence de volume maximum et celle du volume minimum entre l'apport et la consommation.

Le volume du réservoir sera égal à la somme de ces différences en volumes absolues; augmentée d'une réserve d'incendie disponible à tout moment; correspond à une durée d'extinction d'un incident qui dure 2 heures; cette réserve sera de $V_{ri} = 120 \text{ m}^3$.

Pour cette zone; le débit maximal journalier est de:

$$Q_j \text{ max} = 1776,34 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{d'où le débit d'apport } Q_{\text{apport}} = \frac{Q_j \text{ max}}{24} = 74,01 \text{ m}^3/\text{h}$$

dans une première approximation on peut admettre la répartition de la consommation selon les coefficients a_h ; ces coefficients sont obtenus d'après les statistiques sur l'évolution de la consommation journalière pour des intervalles de population différents.

Calcul du Volume du reservoir R₁

Δt	Q_R %	Volume (m ³)		Volumés Cumulés (m ³)		Difference ΔV	
		$Q \cdot \Delta t$	$Q \cdot \Delta t \cdot a_2 \cdot 0,24$	V_{apport}	$V_{\text{consomm.}}$	$\Delta V +$	$\Delta V -$
0-1	1,50	74,01	26,64	74,01	26,64	47,37	
1-2	1,50	"	26,64	148,02	53,28	94,74	
2-3	1,50	"	26,64	222,03	79,92	142,11	
3-4	1,50	"	26,64	296,04	106,56	189,48	
4-5	2,50	"	44,41	370,05	150,97	219,08	
5-6	3,50	"	62,17	440,06	213,14	226,92	
6-7	4,50	"	79,93	518,07	293,07	225,00	
7-8	5,50	"	97,69	592,08	390,76	201,32	
8-9	6,25	"	111,02	666,09	501,78	164,31	
9-10	6,25	"	111,02	740,10	612,80	127,30	
10-11	6,25	"	111,02	814,11	723,82	90,29	
11-12	6,25	"	111,02	888,12	834,84	53,28	
12-13	5,00	"	88,81	962,13	923,65	38,48	
13-14	5,00	"	88,81	1036,14	1012,46	23,68	
14-15	5,50	"	97,69	1110,15	1110,15	00,00	
15-16	6,00	"	106,57	1184,16	1216,72		32,56
16-17	6,00	"	106,57	1258,17	1323,29		65,12
17-18	5,50	"	97,69	1332,18	1420,98		88,80
18-19	5,00	"	88,81	1406,19	1509,79		103,60
19-20	4,50	"	79,93	1480,20	1589,72		109,52
20-21	4,00	"	71,05	1554,21	1660,77		106,56
21-22	3,00	"	53,29	1628,22	1714,06		85,84
22-23	2,00	"	35,54	1702,23	1749,60		47,37
23-24	1,50	"	26,64	1776,24	1776,24		00,00

$$VR1 = DV^{(+)}_{\max} + DV^{(-)}_{\max} + VRi$$

$$VR1 = 226,92 + 109,52 + 120 = 456,44 \text{ m}^3$$

on prend un volume standart de 500 m³.

$$VR1 = 500 \text{ m}^3.$$

5.2) DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR:

$$D = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} \quad \text{où } V: \text{ volume du réservoir.}$$

H: Epaisseur de la tranche d'eau

$$(H = 3 \div 8 \text{ m}).$$

on prend H = 5,00 m

d'où D = 12 m.

D: Diametre du réservoir.

5.3) DIMENSIONNEMENT DU TROP-PLEIN:

Cette conduite devra évacuer la totalité du débit Q, arrivent au réservoir; C-à-d le débit d'adduction qui est de:

$$Q = 27,828 \text{ u Rh}^{3/2} = 11,15 \text{ Rh}^{3/2}$$

ou R: rayon de la plus grande circonférence de l'évasement en forme de tronc de cône .

h: hauteur d'eau sous laquelle passe le débit Q.

$$0,5 < h/R < 0,2 \quad \text{on prend } h/R = 0,3 \Rightarrow oh = 0,3R$$

$$Q = 0,0200 = 11,15 R \cdot h^{3/2} = 11,15 \cdot R \cdot (0,3R)^{3/2}$$

$$\text{d'où } R = 0,022 = 11,15 \cdot 0,16 \cdot R^{5/2} = 1,78 \cdot R^{5/2}$$

$$R = \sqrt[5]{\frac{0,022^2}{1,78^2}} = 0,17 \text{ m.}$$

on prend R = 200 mm et h = 0,3.200 = 60 mm , h = 0,06 m

5.4) DETERMINATION DE LA COTE DU RADIER:

L'emplacement choisi pour édifier le réservoir doit donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe en conséquence; l'altitude du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piezométrique sur le réseau.

La cote du radier est déterminée à l'aide de la formule suivante:

$$CR = C_t + H + h_s + Ps + h_w$$

où

CR: cote du radier

C_t: cote du terrain au point le plus élevé

H: hauteur qui est fonction du nombre d'étages

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

h_s: pertes de charge singulières estimée à 3 m

Ps: colonne d'eau supplémentaire tenant compte des chauffe-eaux. Ps = 3m

h_w : pertes de charge linéaires sur le tronçon reliant le réservoir au point le plus élevé.

estimée à 1m

$$CR = 190 + 15 + 3 + 3 + 1 = 210 \text{ m}$$

$$CR = 210 \text{ m}$$

Calcul du Volume du reservoir R₂

Δt	α_h %	Volume (m ³)		Volumes Cumulés (m ³)		Difference ΔV	
		Q. Δt	Q. Δt . α_h .0,24	V.apport	V.consomation	$\Delta V+$	$\Delta V-$
0-1	1,50	78,30	28,19	78,30	28,19	50,11	
1-2	1,50	"	28,19	156,60	56,38	100,22	
2-3	1,50	"	28,19	234,90	84,7	150,33	
3-4	1,50	"	28,19	313,20	112,76	200,44	
4-5	2,50	"	46,98	391,50	159,74	231,76	
5-6	3,50	"	65,77	469,80	225,51	244,29	
6-7	4,50	"	84,56	548,10	310,07	238,03	
7-8	5,50	"	103,35	626,40	413,42	212,98	
8-9	6,25	"	117,45	704,70	530,87	173,83	
9-10	6,25	"	117,45	783,00	648,32	134,68	
10-11	6,25	"	117,45	861,30	765,77	95,53	
11-12	6,25	"	117,45	939,60	883,22	56,38	
12-13	5,00	"	93,96	1017,90	977,18	40,72	
13-14	5,00	"	93,96	1096,20	1071,14	25,06	
14-15	5,50	"	103,36	1174,50	1174,50	0,00	
15-16	6,00	"	112,75	1252,80	1287,25		34,45
16-17	6,00	"	112,75	1331,10	1400,00		68,90
17-18	5,50	"	103,35	1409,40	1503,36		93,96
18-19	5,00	"	93,96	1487,70	1597,32		109,62
19-20	4,50	"	84,56	1566,00	1681,88		115,88
20-21	4,00	"	75,17	1644,30	1757,05		112,75
21-22	3,00	"	56,38	1722,60	1813,43		90,83
22-23	2,00	"	37,58	1800,90	1851,01		50,11
23-24	1,50	"	28,19	1879,20	1879,20		0,00

5.5) DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR DE LA ZONE BASSE:

Capacité du réservoir R2:

$$V_{R2} = DV^{(+)}_{\max} + v^{(-)}_{\max} + V_{ri}$$

$$VR2 = 244,20 + 115,88 + 120 = 480,17 \text{ m}^3$$

on prendra un volume standard de 500 m³

$$VR2 = 500 \text{ m}^3$$

5.6) DIMENSIONS DU RESERVOIR. R2:

$$D = \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H} = \frac{4 \cdot 500}{\pi \cdot 4,5} = 11,28 \text{ m}$$

$$H = 5 \text{ m} ; D = 12 \text{ m}$$

pour les dimensions du trop-plein on gardera les mêmes vcl
du réservoir R1. c;à;d:

$$R = 200 \text{ mm. et } h = 0,06 \text{ m}$$

5.7) DETERMINATION DE LA COTE DU RADIER:

$$CR2 = 141 + 15 + 3 + 3 + 1 = 163 \text{ m}$$

$$CR2 = 163 \text{ m/}$$

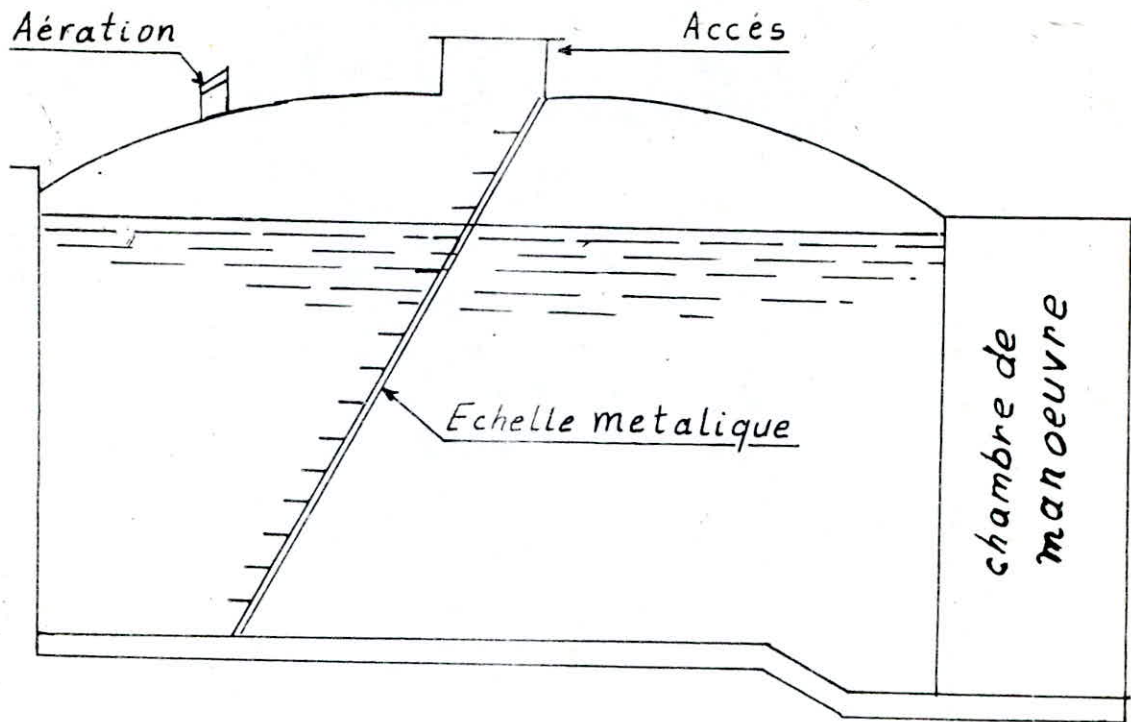
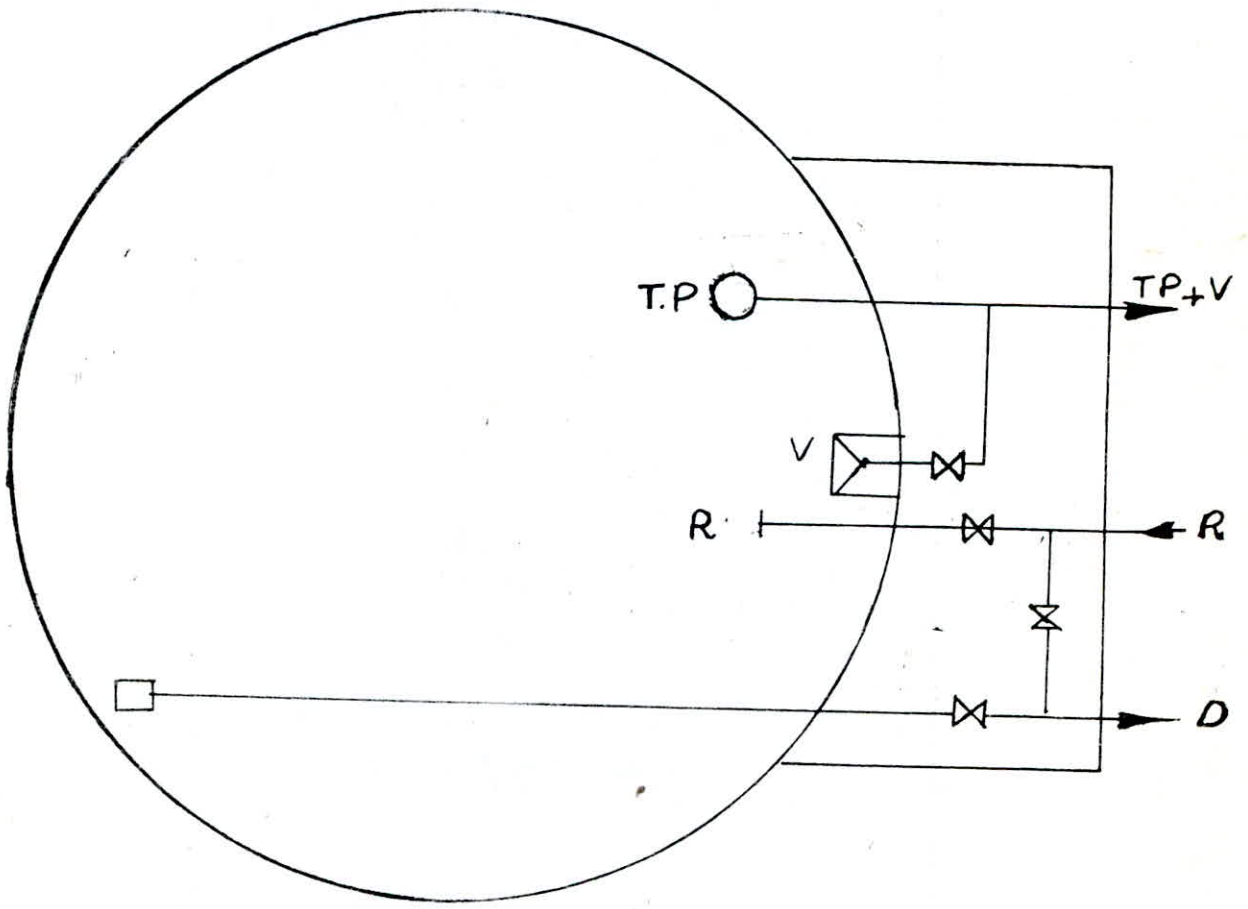
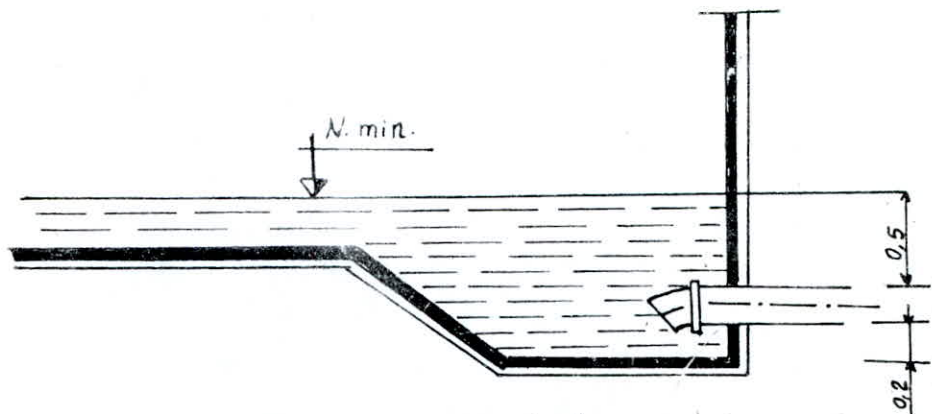
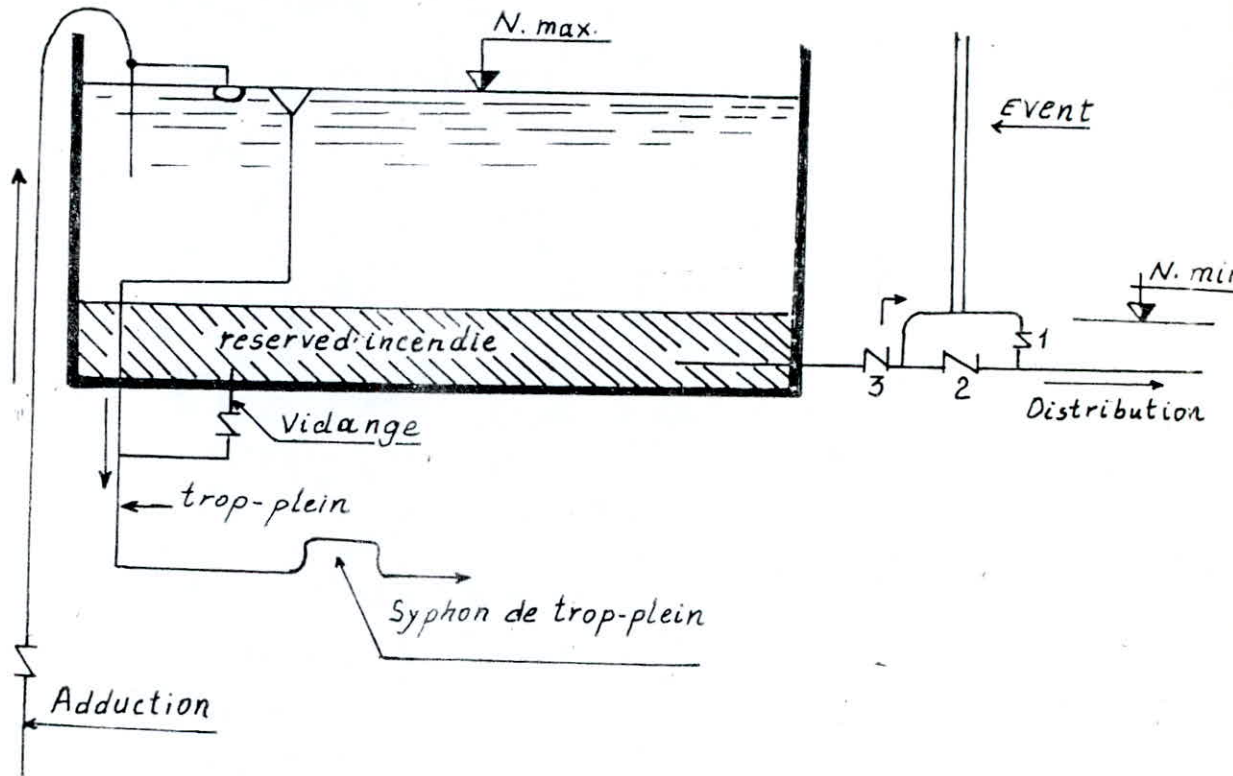


Schéma en plan du reservoir



FONTAINERIE D'EQUIPEMENT



DEPART DE LA CONDUITE DE distribution

CHAPITRE D: ADDUCTIONS:

Le réservoir de la zone supérieure sera alimentée gravitairement par la source , et celui de la zone inférieure sera alimenté par refoulement à partir du forage.

I CHOIX DU TRACE:

Le choix du tracé à été fait en respectant les impératifs suivants:

- Choisir le tracé le plus court et direct entre la source et le réservoir afin d'obtenir de longs alignements.
- Eviter les profils horizontaux.
- Dans le cas du refoulement; rechercher un profil en long aussi régulier que possible afin d'éviter les contrepentes, car les points hauts formés donnent naissance en exploitation à des contonnements d'air qu'il importe d'évacuer au moyen de ventouses disposées en ces points hauts.
- Les tracés doivent suivre si possible; les chemins existants (routes, pistes) car ils faciliteront l'acheminement du matériel.
- Le tracé en plan sera conçu avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

Source

--- Delimitation de la Z.H.U.N
- - - Separation des deux Zones

Reservoir R₁
500 m³

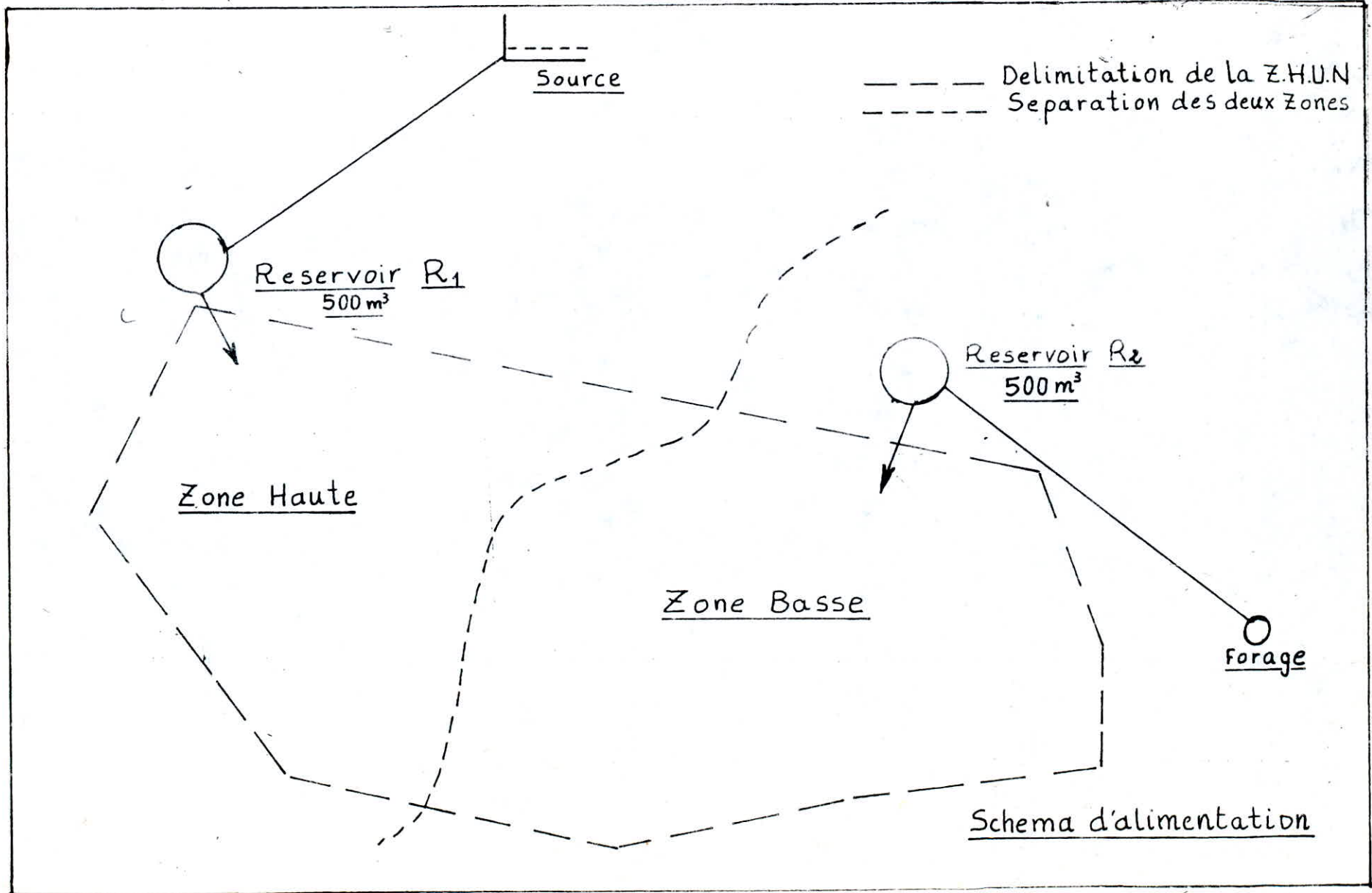
Reservoir R₂
500 m³

Zone Haute

Zone Basse

Forage

Schema d'alimentation



II CALCUL DE LA CONDUITE D'ADDUCTION PAR REFOULEMENT:

(ZONE BASSE)

1. CONDITIONS ECONOMIQUES:

Il est intuitif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances suivantes:

- Les frais d'amortissement de la conduite, qui croissent avec le diamètre de la canalisation.
- Les frais d'exploitation de la pompe qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge.

2. CHOIX DU DIAMETRE ECONOMIQUE:

La conduite de l'adduction par refoulement sera dimensionnée avec le débit journalier max.

$$Q = 1879,26 \text{ m}^3/\text{j} = Q = 0,02175 \text{ m}^3/ = 21,75 \text{ l/}$$

le choix du diamètre économique est basé sur un calcul technico - économique suivant différents étapes:

- Le diamètre approximatif est déterminé à l'aide de la formule de BRESS .

$$D = 1,5 \sqrt[3]{Q}$$

ou Q := débit à transiter en $\text{m}^3/$
 D : diamètre de la conduite en m.

$$D = 1,5 \sqrt[3]{0,02175} = 221 \text{ mm, on prendra } 250 \text{ mm.}$$

, 6, 7. mm, on prend 2,5 mm

Notre étude économique va porter sur cinq diamètres voisines de 250 mm: (150, 200, 250, 300, 350).

3. CALCUL DES PERTES DE CHARGE:

Les pertes de charge sont calculés à l'aide de la formule de DARCY WEISBACH.

$$J = \frac{F \cdot V^2}{2g \cdot D}$$

J: gradient de perte de charge

V: vitesse d'écoulement en (m/s)

D: diamètre en (m)

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

F: coefficient de frottement

F: est déterminé par la formule de Coolbrook

$$\frac{1}{F_c} = -0,86 \ln \left(\frac{E}{3,7 D} + \frac{2,5}{\text{Re} \cdot F_n} \right)$$

$$F_c = -0,86 \ln \left(\frac{E}{3,7 D} + \frac{2,5}{\text{Re} \cdot F_n} \right)^{-2}$$

E: rugosité absolue en (m)

/Re: le nombre de Reynolds

$$\text{Re} = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

où ν = viscosité cinématique en (m^2/s)

la nature du régime d'écoulement est fonction du nombre de REYNOLDS et de la rugosité absolue; ayant ces 2 derniers paramètres et en se référant au diagramme de MOODY on peut déterminer le régime d'écoulement.

En cas du régime turbulent rugueux; le coefficient de frottement f ; est donné par la formule de NIKURADSE/

$$f_n = (1,14 - 0,86 \lg \frac{E}{D})^{-2}$$

En régime transitoire le coefficient de frottement est donné par la formule de COOLBROOK.

La résolution de l'équation exprimant la formule de COOLBROOK se fera par approximations successives.

La 1^o valeur de f sous la racine carrée est donnée par la formule de NIKURADSE.

$D_h = J.L$: D_h : pertes de charges linéaires/

L : longueur de la conduite.

$D_{ht} = D_h \text{ linéaires} + D_h \text{ singulières}$

$D_h \text{ singulières}$ sont estimées à 15% $D_h \text{ linéaires}$.

$$D_{ht} = D_h + 0,15 D_h = 1,15 D_h$$

Les pertes de charges totales ont été déterminés à l'aide d'un programme établi sur une TI 59.

Ce programme nous permettra de calculer le coefficient de frottement f_c ; le gradient de pertes de charges, et les pertes de charges totales; avec les données suivantes:

$$L = 1140 \text{ m.}$$

$$Q = 0,02175 \text{ m}^3/\text{s.}$$

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

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

4. CALCUL DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE DE REFOULEMENT:

$$H_{mt} = H_g + 1,15 \quad h_l = H_g + h_t$$

H_g : c'est la hauteur géométrique de refoulement, dans notre cas on a un refoulement du forage vers le réservoir

(l'exploitation du forage n'est pas à 100%)

$$H_g = (\text{côte } T_p + 0,5) - \text{côte ND}$$

ou T_p : trop plein

$$\text{côte } T_p = 168 \text{ m. (348 m NGA)}$$

$$\text{côte ND} = 93,5 \text{ m. (273,5 m NGA).}$$

$$H_g = (348 + 0,5) - 273,5 = 75 \text{ m.}$$

d'où finalement

$$H_{mt} = 75 + h_t \quad (\text{voir tableau N}^\circ 3)$$

5. FRAIS D'EXPLOITATION: (voir tableau 3-1)

$$FE = E.e \text{ (DA)}$$

ou E : énergie annuelle (Kwh)

$$e: \text{ prix du Kwh} = 0,23 \text{ DA (SONELGAZ)}$$

puissance absorbée par la pompe.

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

Programme sur TI 59 Calcul des pertes de charge

2nd Lbl	STO	2nd Lbl
B	8	D
(GTO	x
Rcl	B	.
7	2nd Lbl	1
÷	Rcl	5
3	Rcl	=
.	9	R/S
7	x	2nd Lbl
+	Rcl	E
2	3	+
.	x ²	Rcl
5	÷	11
1	1	=
÷	9	R/S
Rcl	,	
8	6	
√x	÷	
)	Rcl	
Lnx	2	
x	=	
.	STO	
8	10	
6	R/S	
=	2nd Lbl	
x ³	C	
1/x	Rcl	
STO	10	
9	x	
-	Rcl	
Rcl	4	
8	=	
=	STO	
2nd x	11	
INV	R/S	
2nd x ²		
Rcl		
Rcl		
9		

Exécution:

1. Stockage des données:

J → 00

E → 01

D → 02

V → 03

Lg → 04

précision 0,000001 x ≤ t

Resultats

2. appuyer sur:

A → Re B → J

C → Δh_l D → Δh_s

E → Δh_t

F_r ← 05

F_t ← 09

Tableau N°3 : Tableau donnant la hauteur manométrique totale de refoulement $H_{mt} = H_g + \Delta h_t$

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	L (m)	Re	f_n	f_c	J	Δh_L (m)	Δh_s (m)	Δh_e (m)	H_{mt} (m)
150	0,02175	1,23	1140	184500	0,033677	0,034294	0,017647	20,12	3,01	23,13	98,13
200	"	0,69	"	138000	0,0308159	0,031672	0,0038467	4,39	0,65	5,04	80,04
250	"	0,44	"	110000	0,028840	0,029987	0,0011848	1,35	0,20	1,55	76,55
300	"	0,30	"	90000	0,027360	0,028859	0,0004417	0,50	0,07	0,57	75,57
350	"	0,22	"	77000	0,02620	0,028060	0,0001979	0,22	0,034	0,26	75,26

p: puissance (Kw)

g: accélération de la pesanteur (9,8 m/s²)

Q: débit à transiter

n: rendement de la pompe (70%)

Hmt: hauteur manométrique qui varie en fonction du diamètre

Energie E (annuelle)

$$E = P \cdot 24 \cdot 365 \text{ (Kxh)}$$

6. FRAIS D'AMORTISSEMENT: (Voir tableau 3-2)

$$F_a = L \cdot Pr \cdot A$$

ou L: longueur de la conduite de refoulement

Pr: prix du metre linéaire de la conduite y compris les frais de soudure, terrassement, pose et transport

A: annuité; calculée selon la formule

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

i: taux d'annuite

n: nombre d'années d'amortissements

$$i = 8\% \quad n = 30 \text{ ans}$$

Le prix de la conduite sera amorti sur 30 ans au taux (d'interêt) de 8%; ce qui correspondra pour 1 DA à une annuite

$$\text{de: } A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,0888.$$

FRAIS D'EXPLOITATION (tableau 3-1)

D(mm)	Hnt (m)	Puissance P(Kw)	Energie E=P.24.365 (Kwh)	Fe = 0,23 E
150	98,13	29,05	254 478,0	58 529,94
200	80,04	23,80	208 488,0	47 952,24
250	76,55	22,66	198 501,6	45 655,37
300	75,57	22,37	195 961,2	45 071,076

FRAIS D'AMORTISSEMENT (tableau 3-2)

D (mm)	L (m)	Prix du m.l (DA)	Prix de la conduite (DA)	Annuité	Fe=Pr.A (DA)
150	1140	184,93	210 820,2	0,0888	18 720,83
200	1140	229,56	261 698,4	"	23 238,82
250	1140	267,22	304 630,8	"	27 051,22
300	1140	333,07	379 699,8	"	33 717,34

BILAN (tableau 3-3)

Diamètre (mm)	150	200	250	300
Frais d'amortissement (DA)	18 720,83	23 238,82	27 051,22	33 717,34
Frais d'exploitation (DA)	58 529,94	47 952,24	45 655,37	45 071,076
Totaux (DA)	77 250,77	71 191,06	72 706,59	78 788,416

D économique: D = 200 mm.

Coût total de l'adduction (voir tableau 3-3)

$$Ct = FE + Fa$$

FE: frais d'exploitation

Fa: frais d'amortissement

Le diamètre économique est celui qui correspond à la valeur minimale de la somme des frais d'exploitation et de ceux d'amortissement.

d'après le tableau de calcul, le diamètre économique est D = 200 mm

7) CHOIX DES POMPES:

Une pompe est destinée à élever un débit donné à une hauteur déterminée.

Le type de pompe est choisi selon la zone dans laquelle se situera le point éventuel de fonctionnement, en relation avec le débit refoulé à la hauteur voulue.

Le point de fonctionnement est donné par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe (Q,H) qui est tracé sur le catalogue (JEUMONT - SCHNEIDER), et de la courbe caractéristique caractéristique de la conduite de refoulement (Q; Hmt) qui est tracée en donnant plusieurs débits pour le diamètre choisi.

INSTALLATION DES POMPES:

Trois modes d'installation peuvent être envisagés :

a) installation à l'abri des eaux.

cette solution nécessite la construction d'un local spécial

b) installations avec pompe immergée et moteur sec .

l'entretien du moteur est facile

ne pose pas de problème d'étu

elle nécessite l'utilisation de longs arbres.

c) installation immergée:

Groupes d'électro-pompes: c'est la solution la plus

économique car; elles sont très fiables ; l'entretien est facile; faciles à installer; simplement abritées; le rendement est élevé.

Notre choix est fait sur les groupes d'electro-pompes immergées on prendra deux (02) pompes; l'une pour l'exploitation et la seconde : seconde sera utilisée en cas de panne.

7.1) CARACTERISTIQUES DE LA POMPE:

Marque: JEUMONT. SHNEIDER

Serie: 12 100 R

Type: EB 40

Diamètre de la roue: 276 mm

N = 2850 tours/ minute

Le rendement = 70%

Puissance maximale absorbée par la pompe $P_p = 29$ Kw

Puissance nominale de moteur $P_m = 30$ Kw.

Masse: 212 Kg

7.2) COURBE CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT

(tableau N° 7.2.1)

Les pertes de charges ont été calculées à l'aide du programme établi sur Ti 59 avec les données suivantes:

$$D = 200 \text{ mm}$$

$$L = 1140 \text{ m}$$

$$\dot{V} = 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

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

Calcul de la Courbe Caractéristique de la Conduite de refoulement

D (mm)	Q m ³ /h	V m/s	TR	f _n	f _c	J	ΔH _L (m)	ΔH _t (m)
200	20	0,17	34000	0,030816	0,033577	0,0002475	0,28	0,32
"	40	0,35	70000	"	0,0323098	0,0010097	1,15	1,32
"	60	0,53	106000	"	0,031874	0,002284	2,60	2,99
"	80	0,70	140000	"	0,031662	0,003958	4,51	5,19
"	100	0,88	176000	"	0,031526	0,006228	7,10	8,16
"	120	1,06	212000	"	0,031434	0,009010	10,27	11,81
"	140	1,24	248000	"	0,031369	0,012304	14,03	16,31

la courbe caractéristique de la conduite de refoulement coupe la courbe caractéristique de la pompe ($H = F(Q)$) au point P qui représente le point de fonctionnement de la pompe avec un débit de $82,00 \text{ m}^3/\text{h}$ et une hauteur de 8 m alors que le point de fonctionnement désiré est le point P_0 de coordonnées ($Q = 78,30 \text{ m}^3/\text{h}$; $H_{mt} = 80 \text{ m}$).

Pour faire rapprocher le point P_0 de P ou autrement dit pour créer des conditions voulues à savoir: diminution du débit et de la hauteur H; on envisage 3 solutions/

1^{re} solution:

Elle consiste à garder le débit donné par le point de fonctionnement P et qui est supérieur au débit désiré; cette solution nous oblige à diminuer le temps de pompage tout en gardant un rendement satisfaisant.

$$Q = 82,00 \text{ m}^3/\text{h} =$$

$$H = 8 \text{ m}$$

pour le point P_0 désiré on a :

$$Q = 78,30 \text{ m}^3/\text{h} = 2,175 \text{ l/s}$$

$$H = 80 \text{ m}$$

le volume rentrant au réservoir est de:

$$78,30 \times 24 = 1879,2 \text{ m}^3$$

Le temps de pompage va se réduire à :

$$t = \frac{1879,2}{82,00} = 22,92^{\text{h}} = 22^{\text{h}} 55^{\text{mn}}$$

La puissance absorbée est donc de:

$$P_a = \frac{\rho \cdot Q \cdot H^1}{n} = \frac{9,8 \times 0,02277 \cdot 81}{0,725} = 24,93 \text{ Kw}$$

majorée de 10% $P_a = 27,42 \text{ Kw}$

2° solution:

Cette solution consiste à vanner sur le refoulement ce qui entraîne un gaspillage d'énergie.

En outre; la pompe devient bruyante par suite des chocs qui se produisent à la sortie de la roue.

Ce vannage doit créer une perte de charge égale à:

$$D_h = 83,5 - 80 = 3,5 \text{ m}$$

et la puissance de la pompe sera alors:

$$P_a = \frac{\rho \cdot Q \cdot H}{n} = \frac{9,81 \cdot 78,3 \cdot 83,5}{0,70} = 25,42 \text{ Kw}$$

majorée de 10%; $P_a = 27,97 \text{ Kw}$

3° solution:

Elle consiste à rogner la roue de façon à faire passer la courbe $H = f(Q)$ par le point de fonctionnement désiré.

Cette solution n'est valable que si le pourcentage de rognage ne dépasse pas les 20% parce que le rendement de la pompe ne reste pas constant; il varie dans le même sens que le diamètre de la roue.

- Coefficient de rognage:

$$\frac{Q^{\wedge}}{Q} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{H^{\wedge}}{H} \quad (1)$$

$d = m.D$, où

d : diamètre de la roue rognée et qui devra correspondre au débit de rognage

D : diamètre de la roue initiale

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

En se referant aux courbes caracteristiques; on peut deduir des triangles semblés P00 (Q) et PP2 (Q^{\wedge}); la relation suivante:

$$\frac{Q^{\wedge}}{Q} = \frac{H^{\wedge}}{H} \quad (2)$$

de l'equation (1) on a: $\frac{Q^{\wedge}}{Q} = \frac{1}{m^2}$ d'où $m = \frac{Q}{Q^{\wedge}}$

connaissant $Q = 78,3 \text{ m}^3/\text{j}$

Q^{\wedge} : c'est le débit correspondant au point P2

cette valeur est lue sur l'axe desordonnée

$$Q^{\wedge} = 79,33 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{d'où } m = \frac{78,30}{79,33} = 0,90$$

Le pourcentage du rognage sera:

$$1 - 0,90 = 0,01 = 1\%$$

Le diamètre de la roue rognée est:

$$d = m.D = 0,90 \cdot 276 = 273,24 = 274 \text{ mm}$$

la nouvelle courbe de la pompe correspondant à la roue rognée peut être facilement tracée par point puisque $OP_0 = m^2 \cdot OP_2$.

La puissance absorbée dans ce cas est alors:

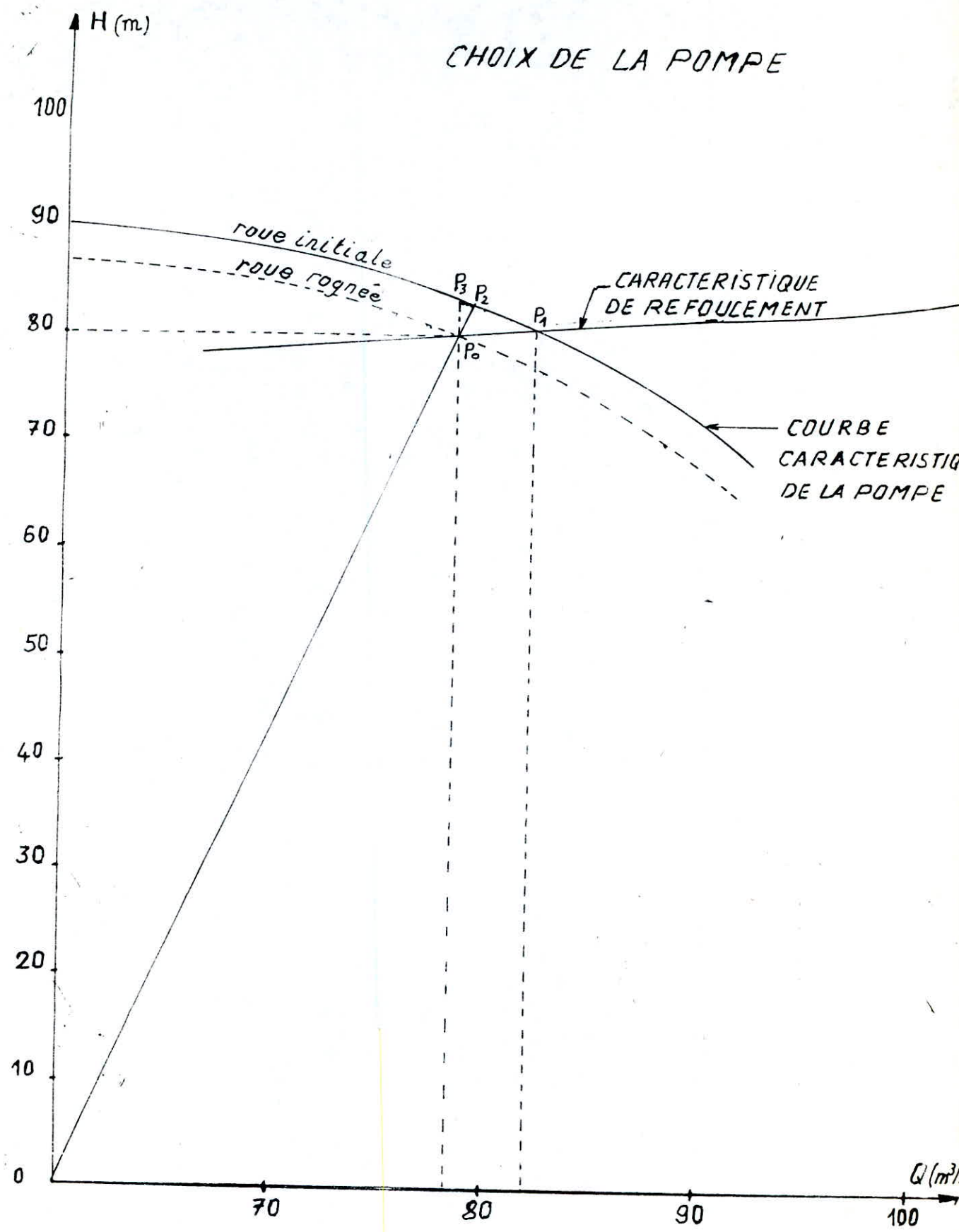
$$P_a = \frac{\rho \cdot Q \cdot H}{\eta} = \frac{981 \cdot 0,02175 \cdot 80}{0,70} = 24,36 \text{ Kw}$$

majorée de 10% ; $P_a = 26,79 \text{ Kw}$

7.2 CONCLUSION:

La puissance absorbée dans le cas du rognage de la roue est inférieure à celle de la 1^o et 2^o solution; par conséquent on gardera cette dernière solution pour des raisons économiques.

CHOIX DE LA POMPE



ECHELLES.
 $H: 1\text{cm} \rightarrow 2,5\text{ m}^3/h$
 $v: 1\text{cm} \rightarrow 5\text{ m}$

III CALCUL DE LA CONDUITE D'ADDITION GRAVITAIRE:

Le diamètre de la conduite d'adduction gravitaire sera dimensionnée avec le débit de la source; 221/j.

DIAMETRE ECONOMIQUE DE LA CONDUITE GRAVITAIRE:

Le choix du diamètre économique de l'adduction gravitaire se fait graphiquement à partir de la caractéristique de la conduite, dont le principe est le suivant:

dans un système d'axes de coordonnées (D;DH)

où D: diamètre de la conduite

DH: perte de charge totale occasionnée le long de cette conduite.

on trace la courbe $DH = f(D)$; sur l'axe des DH; on portera la valeur de la différence de cotes (entre la côte de départ et celle d'arrivée), le point d'intersection de l'horizontale menée de la valeur DH portée et la courbe $DH = f(D)$; nous donnera la valeur du diamètre cherchée, par projection de ce dernier point sur l'axe des diamètres (D) le diamètre trouvée sera normalisée.

autrement dit; ce diamètre doit occasionner une perte de charge DH: qui soit très proche de la différence des cotes des 2 réservoirs et avec une vitesse aussi grande que possible.

données de base pour le calcul du diamètre économique.

- La côte de départ correspondant à la côte du radier du réservoir de captage de la source

$$c_d = 255 \text{ m} \quad (\text{35 m. NGA})$$

- La côte d'arrivée correspondant à la côte du radier du réservoir d'alimentation projetée à laquelle on ajoutera 5m; qui correspond à la hauteur de la lame d'eau dans le réservoir.

$$C_a = C_R + 5 = 210 + 5 = 215 \text{ m. (395m NGA)}$$

- La différence de côte est de:

$$255 - 215 = 40 \text{ m}$$

- La longueur de la conduite d'adduction gravitaire

$$L = 1800 \text{ m}$$

- Le débit sortant du réservoir de captage vers le réservoir

$$Q = 221/1000 = 0,221 \text{ m}^3/\text{s}$$

- La rugosité absolue

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

- Viscosité cinématique:

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

- le diamètre approximatif; sur lequel va porter notre étude est déterminée, en se fixant une vitesse admissible sont

$$V = 1,03 \text{ m/s}, \quad \text{d'où } D = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V} = \frac{4 \times 0,221}{3,14 \cdot 1,03} =$$

0,165 m. on prendra un diamètre normalisée $D = 200\text{mm}$

Les diamètres sur lesquelles va porter notre étude sont :
00 ; 25 ; 50 ; 75 ; 200 ; 225 ; 275. pour pouvoir tracer
le graphe $H = f(D)$; on doit calculer les pertes de charges
occasionnées par chaque diamètre pour le même débit, ces dernières
sont calculées à l'aide du programme établi de calcul
voir tableau N° 4

CONCLUSION:

Le diamètre concernant à notre adduction gravitaire est
 $D = 150\text{mm}$, ceci pour les 2 raisons suivantes:

1°) pour ce diamètre la vitesse est de $0,24 \text{ m/s}$. ce qui est
admissible.

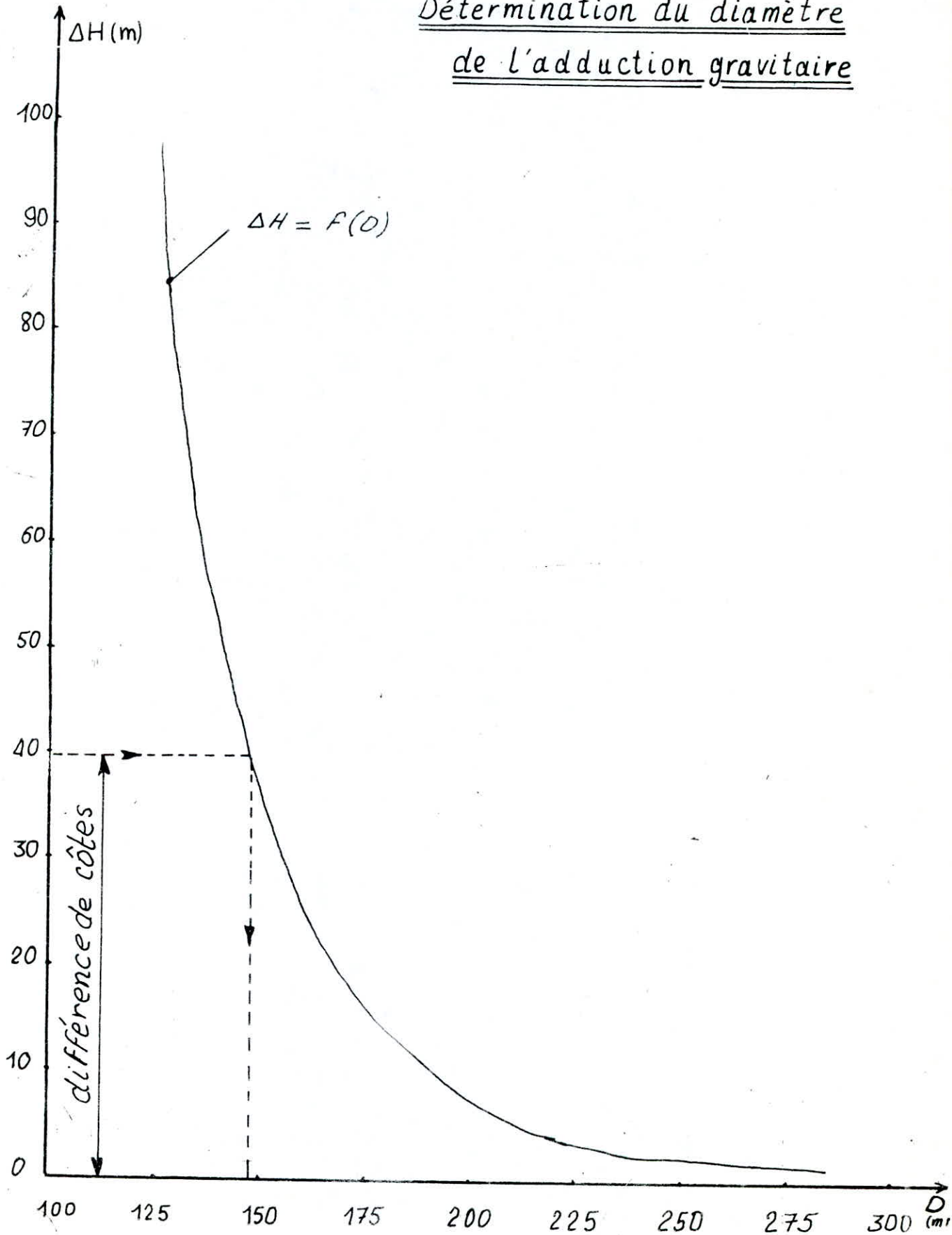
2°) la perte de charge occasionnée par cette conduite est
très proche de la différence de cotes piezométrique des 2 réservoirs

détermination du diamètre de la conduite
d'adduction gravitaire.

tableau n°4

D (mm)	V (m/s)	Re	f_n	f_c	J	Δh_f (m)	Δh_t (m)
100	2,80	280.000	0,03844	0,03888	0,155534	279,96	321,95
125	1,79	223750	0,035703	0,03622	0,04737	85,26	98,05
150	1,24	186 000	0,03367	0,03429	0,017934	32,28	37,12
175	0,91	159250	0,032097	0,03282	0,007924	14,26	16,60
200	0,70	140.000	0,030816	0,031663	0,003957	07,12	08,19
225	0,55	123750	0,02975	0,030736	0,002108	03,79	04,36
250	0,45	112500	0,02884	0,02996	0,0012324	02,23	02,56
275	0,37	101750	0,02805	0,02934	0,000745	01,34	01,54

Détermination du diamètre
de l'adduction gravitaire



CHAPITRE D: PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LES COUPS DE BELIERS:

1. DEFINITION

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire qui correspond à la propagation d'ondes de sur pression ou de depressions provoque par une modification rapide du régime d'écoulement dans une conduite, ces oscillations parcourent la canalisation d'une extrémité à l'autre, en un mouvement d'aller et retour periodique.

La modification rapide du régime d'écoulement peut être cause par:

- L'arrêt brutal du groupes alimentant la conduite

- Le démarrage du pompes alimentant la conduite

- La fermeture d'une vanne

les coups de belier peuvent; par leur répétition causer des destructions des joints, des dboitements de conduites, des deteriorations de robinetterie.

2. PROTECTION CONTRE LES COUPS DE BELIER:

Les dispositifs antibeliers sont très nombreux parmi lesquels on peut citer:

- Les réservoirs d'air

- Les volants d'inertie

- Les cheminées d'équilibre

- Soupapes de décharges

- Fermetures et ouvertures lentes des vannes.

dans notre cas on a choisi comme antibelier un reservoir d'air équipant la conduite d'adduction par refoulement.

Le rôle de ce réservoir d'air est de protéger l'installation contre la dépression et la surpression maximale dont les valeurs sont déterminées après avoir fixé au préalable les caractéristiques du réservoir d'air U_0 en régime normal, aussi qu'un dispositif d'étranglement.

Ce dernier est conçu de façon à avoir une perte de charge importante lors du retour de l'eau dans la cloche par suite d'une disjonction afin de dissiper l'énergie de l'eau revenant en arrière augmentant aussi la pression dans la conduite de refoulement pour ce but; on a pris une tuyère qui fonctionnera au retour de l'eau comme un ajetage de BORDA; qui permet d'avoir une perte de charge beaucoup plus importante au retour de l'eau dans la cloche qu'à son aller dans la conduite de refoulement .

3. CALCUL DU RESERVOIR D'AIR:

La résolution graphique de BERGERON; nous permettra de déterminer les dépressions et les surpressions maximales ainsi que le volume du réservoir d'air après s'être un volume d'air U_0 ; si pour ce volume d'air fixé ; les dépressions et les surpressions sont admissibles on optera pour ce volume; si non on changera le volume du réservoir d'air.

I ETUDE DU COUP DE BELIER A L'ARRET BRUSQUE DU GROUPE:

1. CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT :

$L = 1140 \text{ m} ; \quad D = 200 \text{ mm}$

$e = 0,005 \text{ m}$ (épaisseur de la conduite)

$Q = 0,02175 \text{ m}^3/\text{s}$

$S = \Delta h$: perte de charge totale au refoulement

$S = \Delta h = 5 \text{ m}$; $V_0 = 0,692 \text{ m/s}$

$H_0 = H_g = 75 \text{ m}$: hauteur géométrique de refoulement.

Célérité de l'onde:

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

où $K = 2,15 \cdot 10^9$ pascal: coefficient de compressibilité de l'eau

$\rho = 10^3 \cdot \text{Kg/m}^3$: masse volumique de l'eau

$E = 2 \cdot 10^{11}$ pascal: module d'élasticité de l'acier

$$\begin{aligned} \text{d'où } a &= \sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^9}{1000}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,2}{2 \cdot 10^{11} \cdot 5 \cdot 10^{-3}}}} = \\ &= 1226,17 \text{ m/s} \end{aligned}$$

temps d'un aller-retour de l'onde

$$t_0 = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 1140}{1226,17} = 1,86 \text{ s}$$

La valeur maximale du coup de belier sans dispositifs antibelier

$$S_0 = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,2^2}{4} = 0,0314 \text{ m}^2$$

$V_0 = 0,692 \text{ m/s}$

le coup de belier peut atteindre une valeur maximale de:

$$h = \frac{a \cdot V_0}{g} = \frac{1226,17 \cdot 0,692}{9,80} = 86,58 \text{ m}$$

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

Cas de la surpression:

$$h_s = H_o + h = 75 + 86,58 = 161,58 \text{ m} = 16 \text{ bars.}$$

Cas de la dépression:

$$h_d = H_o - h = 75 - 86,58 = - 11,58 \text{ m} = 1 \text{ bar.}$$

1.1 PERTES DE CHARGES DANS LA CONDUITE DE REFOULEMENT:

Les pertes de charges utilisées dans l'épuration de BERGERON ont été déterminées à l'aide d'un programme suivi '59 avec lesquelles on a tracé la courbe caractéristique de la conduite.

Pour chaque vitesse VF à la fin de chaque intervalle la perte de charge correspondante est déterminée à partir de la courbe caractéristique de la conduite .

1.2 PERTES DE CHARGE DANS LA TUYERE:

A la montée de l'eau; la tuyère aura un coefficient de débit de l'ordre de 0,92.

Le rapport des vitesses est égale au rapport inverse des carrés des diamètres.

$$\frac{V_1}{V_F} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0,92d)^2} = K$$

où D: diamètre de la conduite de refoulement

d: diamètre intérieur de la tuyère

d': diamètre de la veine contractée

V1: vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la montée de l'eau

VF: vitesse finale de l'eau dans la conduite de refoulement à la fin de l'intervalle 0.

d sera choisi pour que K reste compris entre 15 et 20

$$\text{on a alors; } \frac{D^2}{(0,92d)^2} = K = 16 \quad d = 0,054$$

on prendra $d = 0,05 \text{ m.}$ ($K = 18,9$)

La perte de charge à la montée de l'eau:

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

où c: coefficient de perte de charge dans la tuyère

(abaque, DUPONT)

évalué en fonction du rapport m

$$m = \frac{(d')^2}{Dt^2} = \frac{(0,092 \cdot 0,05)^2}{0,1^2} = 0,21$$

$$m = 0,21 \quad \text{abaque} \rightarrow c = 0,66$$

$$\text{on a: } v_1 = \frac{D^2}{(0,92d)^2} \cdot VF \rightarrow \Delta h_1 = \frac{c}{2g} \cdot \frac{D^4}{(0,92d)^4} \cdot VF^2$$

$$\Delta h_1 = \frac{0,660}{2 \cdot 9,8} \cdot \frac{0,2^4}{(0,92 \cdot 0,05)^4} \cdot VF^2 = 12,03 VF^2$$

$$\Delta h_1 = 12 VF^2$$

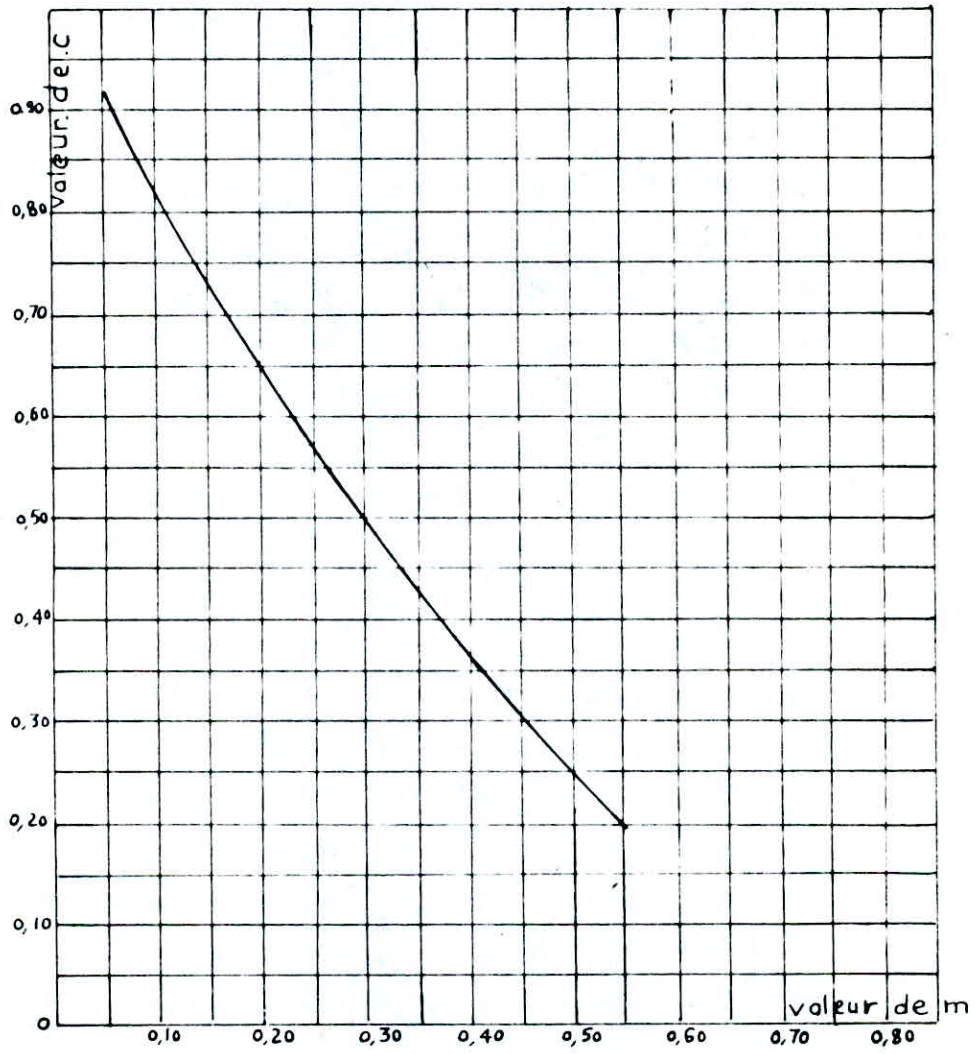
$$\Delta h_1 = \frac{0,66}{2 \cdot 9,8} \cdot v_1^2 = 0,0336 v_1^2$$

à la descente de l'eau:

à la descente de l'eau la tuyère agit comme un ajutage rentrant de BORDA avec un coefficient de contraction de 0,5

Le rapport des vitesses est égal au rapport inverse des diamètres

$$\frac{v_2}{VF} = \frac{2D^2}{d^2} = K' = \frac{2 \cdot 0,2^2}{0,05^2} = 32$$



coefficient de perte de charge c dans une tuyère

où V_2 : vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la descente de l'eau.

$$V_2 = 32 \text{ VF}$$

la perte de charge h_2 à la descente d'évalue en fonction du rapport m' .

$$m' = \frac{c_1 d^2}{Dt^2} = \frac{0,5 \cdot 0,05^2}{0,1^2} = 0,125$$

$$m' = 0,125 \xrightarrow{\text{abaque}} c' = 0,74$$

$$\text{d'où } \Delta h_2 = c' \cdot \frac{V_2^2}{2g} = 38,66 \text{ VF}^2$$

$$\Delta h_2 = \frac{0,74}{2,9,8} \cdot V_2^2 = 0,037 V_2^2.$$

1.3 VARIATION DU VOLUME D'AIR:

$$\Delta U = S_0 \cdot U \cdot V_m = 0,0314 \cdot 1,86 \cdot V_m = 0,058 V_m$$

V_m : vitesse moyenne égale à la moyenne arithmétique des vitesses au débit et à la fin de l'intervalle 0 .

1.4 PRESSION DANS LE RESERVOIR D'AIR:

Elle est exprimée en admettant que la détente de l'air s'effectue conformément à la loi de Poisson.

$$Z = \frac{(Z_0 + 8)}{U^{1,4}} \cdot U_0^{1,4}$$

Z_0 : pression absolue en marche normale

$$Z_0 = H_0 + 10 = 75 + 10 = 85 \text{ m}$$

U_0 : volume d'air initial choisi arbitrairement

$$\text{on prend } U_0 = 0,35 \text{ m}^3$$

$$\text{d'où } Z = \frac{(75 + 10 + 5) \cdot 0,35^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{20,70}{U^{1,4}}$$

$$Z = \frac{20,70}{U^{1,4}}$$

1.5 PRESSION DANS LA CONDUITE AVEC PERTE DE CHARGE:

- à la montée: $Z - \Delta h_1 = Z - 12 VF^2$

- à la descente: $Z - \Delta h_2 = Z - 38,65 VF^2$

1.6 PRESSION DE LA CONDUITE SANS PERTES DE CHARGE:

- à la montée: $P = Z - \Delta h_1 - S$

- à la descente: $P = Z + \Delta h_2 + S$

après les calculs préliminaires; on trace l'épure de BERGERON en l'on aura toutefois gradué les abscisses selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu des débits puisque la conduite a un diamètre uniforme.

Le point "R" qui correspond encore au régime initial est donné par l'intersection de la verticale menée de V_0 (vitesse de la conduite de refoulement en régime normal) et de l'horizontale du niveau invariable d'arrivée de l'eau dans le réservoir.

On trace la droite de pente $-\frac{a}{g \cdot S}$ qui exprime que pour un observateur se déplaçant à la vitesse "a" porte d'un point donné à un temps donné ou les caractéristiques Q_0 et H_0 sont connues, la pression et le débit sont liés par une loi linéaire.

Pour le tracé de cette droite; on tient compte de l'échelle de Y et x: Y = échelle des pressions, x = échelle des vitesses.

$$a = 1226,17 \text{ m/s}$$

$$S_0 = 0,0314 \text{ m}^2$$

$$\frac{a}{g \cdot S} = \frac{1226,17}{9,8 \cdot 0,0314} = 3984,69 \text{ s/m}^2$$

$$b = \frac{a \cdot V_0}{g} = \frac{a \cdot 4r}{gS} \quad (V_0 = 1 \text{ m}^3/\text{s})$$

$$\frac{b}{a} = \frac{a}{g \cdot S} \quad (\text{s/m}^2)$$

$$\frac{b}{a} = \frac{3984,69}{1} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

echelle des ordonnés

$$1 \text{ cm} \text{ ----- } 5 \text{ m}$$

$$Y \text{ ----} 3984,69 \text{ m} \quad Y = 796,94 \text{ cm}$$

echelle des vitesses

$$1 \text{ cm} \text{ ----- } 0,05 \text{ m/s} \quad (0,00157 \text{ m}^3/\text{s})$$

$$x \text{ ----- } 1 \text{ m}^3/\text{s} \quad x = 636,94 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{796,94}{636,94} = 1,25 \quad \text{d'où } \alpha = 51,34^\circ$$

CONCLUSION:

D'après les résultats du tableau, on peut faire les déductions suivantes:

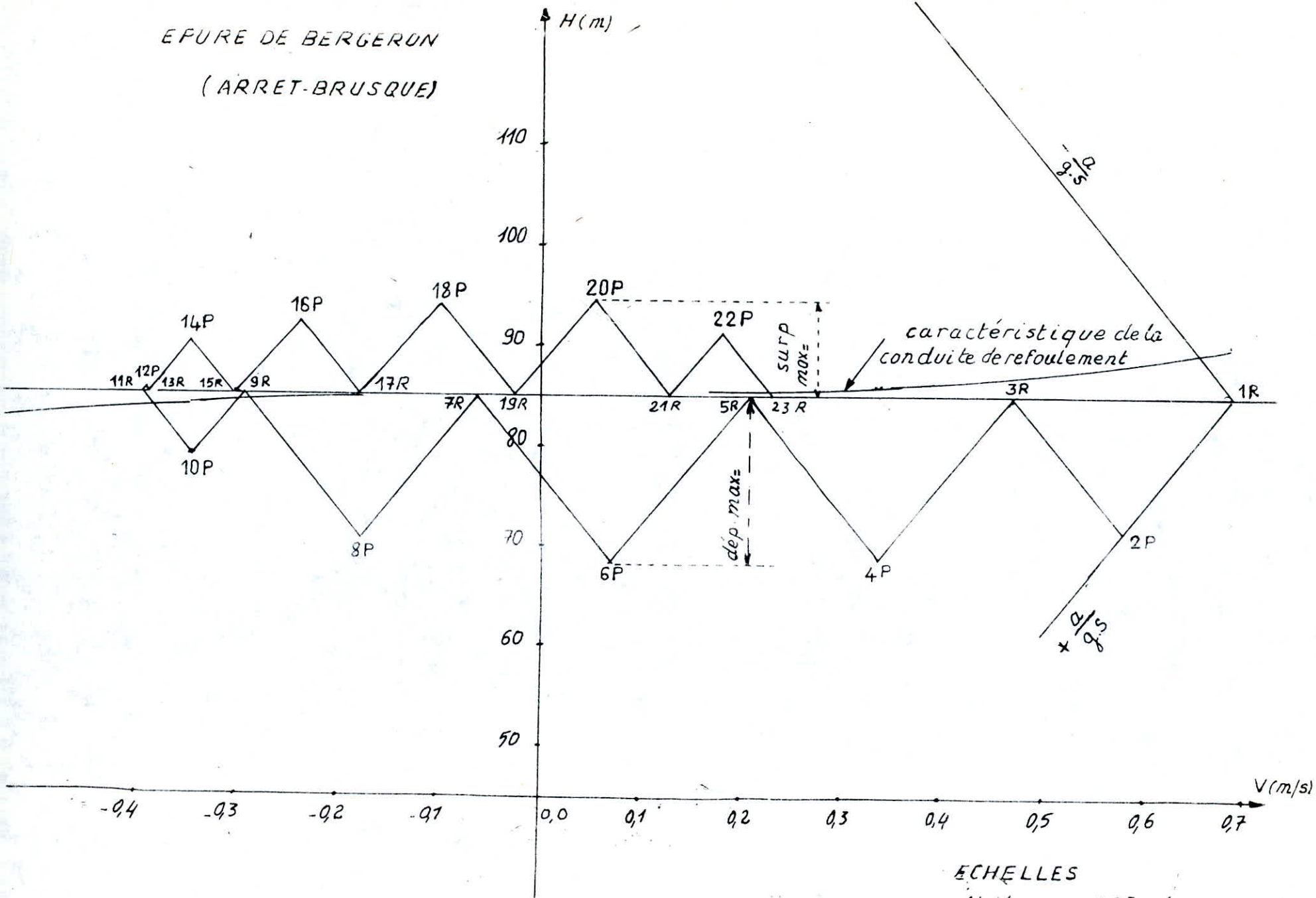
- Pendant la phase de dépression, le volume d'air de $0,35 \text{ m}^3$ au départ passe à $0,426 \text{ m}^3$ à la fin de la dépression:
la pression dans la conduite tombe à $68,30 \text{ m}$ soit une dépression de: $85 - 68,30 = 16,7 \text{ m}$.
- Pendant la phase surpression, le volume de l'air passe à $0,338 \text{ m}^3$ à la fin de la surpression et la pression dans la conduite monte à $94,60 \text{ m}$ soit une surpression de: $94,60 - 85 = 9,6 \text{ m}$

tableau de calcul du réservoir d'air (arrêt brusque)

Intervalle de temps θ	Variation du volume d'air $\Delta U = S \cdot \delta \cdot V_m = 0,058 \delta V_m$	Volume d'air U $U = U_0 \pm \Delta U$	Pression dans le réservoir d'air $Z = 20,70 / U^{1,4}$	Vitesse dans la tuyère Montée: $V_1 = 18,90 V_f$ descente: $V_2 = 32 V_f$	Pertes de charge dans la tuyère M: $\Delta h_1 = 12 V_f^2$ D: $\Delta h_2 = 38,66 V_f^2$	Pression dans la conduite avec P.d.c M: $Z - \Delta h_1$ D: $Z + \Delta h_2$	Pertes de charge au refoulement δ	Pression dans la conduite sans P.d.c M: $Z - \Delta h_1 - \delta$ D: $Z + \Delta h_2 + \delta$	vitesse lue sur le graphé V_f	désignation du point	vitesse moyenne V_m	Vitesse finale choisie V_f
0	0,00	$U_0 = 0,35$	90,00	-	-	90,00	5,00	85,00	0,692	1R	-	-
θ	0,037	0,387	78,19	10,96	4,03	74,16	2,65	71,50	0,58	2P	0,636	0,58
2 θ	0,027	0,414	71,15	6,61	1,39	69,68	1,32	68,44	0,34	4P	0,460	0,34
3 θ	0,012	0,426	68,36	1,32	0,059	68,30	0,00	68,30	0,07	6P	0,205	0,07
4 θ	-0,0029	0,423	69,04	5,44	1,12	70,16	0,30	70,46	-0,17	8P	-0,050	-0,17
5 θ	-0,015	0,408	72,62	11,20	4,73	77,35	1,32	78,67	-0,345	10P	-0,260	-0,345
6 θ	-0,021	0,387	78,19	12,48	5,88	84,07	1,40	85,47	-0,39	12P	-0,367	-0,39
7 θ	-0,02	0,367	84,22	11,10	4,60	88,82	1,32	90,00	-0,347	14P	-0,360	-0,347
8 θ	-0,017	0,350	90,00	7,68	2,22	92,22	0,20	92,40	-0,24	16P	-0,292	-0,24
9 θ	-0,0098	0,340	93,60	3,20	0,39	94,00	0,00	94,00	-0,10	18P	-0,17	-0,10
10 θ	-0,0013	0,338	94,50	1,76	0,11	94,60	0,00	94,60	0,055	20P	-0,022	0,055
11 θ	0,0068	0,345	91,84	3,40	0,39	91,45	0,30	91,15	0,18	22P	0,117	0,18

EPURE DE BERGERON

(ARRET-BRUSQUE)



ECHELLES

H: 1 cm \rightarrow 0,05 m/s

V: 1 cm \rightarrow 5 m

l'examen du tableau de calcul montre que l'air peut occuper un volume maximale de $0,420 \text{ m}^3$ au point de débit nul, à ce moment il faut qu'il reste encore de l'eau dans le réservoir, on prévoit une (clôche) d'une capacité totale de $0,6 \text{ m}^3$.

1.8. DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR D'AIR:

Nous prendrons une cuve cylindrique équipée de deux fonds bombés avec un diamètre intérieur de 1 m.

La hauteur des fonds est égale à 0,1 m.

Le volume des deux calottes élliptiques est de:

$$V = \frac{4}{3} r^2 h = 0,1 \text{ m}^3$$

Section de la cuve:

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = 0,785 \text{ m}^2$$

Hauteur de la partie cylindrique de la cuve:

$$h = \frac{V}{S} = \frac{0,1}{0,785} = 0,127 \text{ m}$$

Hauteur totale de la cuve:

$$H = 0,127 + 2 \times 0,1 = 0,327 \text{ m}$$

NIVEAU D'EAU EN MARCHE NORMALE:

Le volume d'air est de $U_0 = 0,35 \text{ m}^3$, l'eau peut donc occuper un volume de: $0,60 - 0,35 = 0,25 \text{ m}^3$.

Le volume d'eau occupant la partie cylindrique est de:

$$0,25 - 0,05 = 0,20 \text{ m}^3$$

La hauteur d'eau correspondante est de:

$$h_0 = \frac{0,20}{0,785} = 0,25 \text{ m}$$

Le niveau d'eau à partir du fond de la cuve est de:

$$0,25 + 0,1 = 0,35 \text{ m}$$

NIVEAU D'EAU MINIMAL (DEPRESSION).

Le volume d'air maximale est égale à $0,426 \text{ m}^3$

Le volume d'eau est donc de: $0,6 - 0,426 = 0,174 \text{ m}^3$

Le volume d'eau occupant la partie cylindrique:

$$0,174 - 0,05 = 0,124 \text{ m}^3$$

La hauteur d'eau correspondante: $h = \frac{0,124}{0,785} = 0,158 \text{ m}$

Le niveau d'eau à partir du fond de la cuve est de

$$0,16 + 0,1 = 0,26 \text{ m}$$

NIVEAU D'EAU MAXIMAL (SURPRESSION):

Le volume d'air minimale est égale à $0,338 \text{ m}^3$.

L'eau peut occuper un volume de:

$$0,6 - 0,338 = 0,262 \text{ m}^3.$$

Volume d'eau occupant la partie cylindrique:

$$0,262 - 0,05 = 0,212 \text{ m}^3.$$

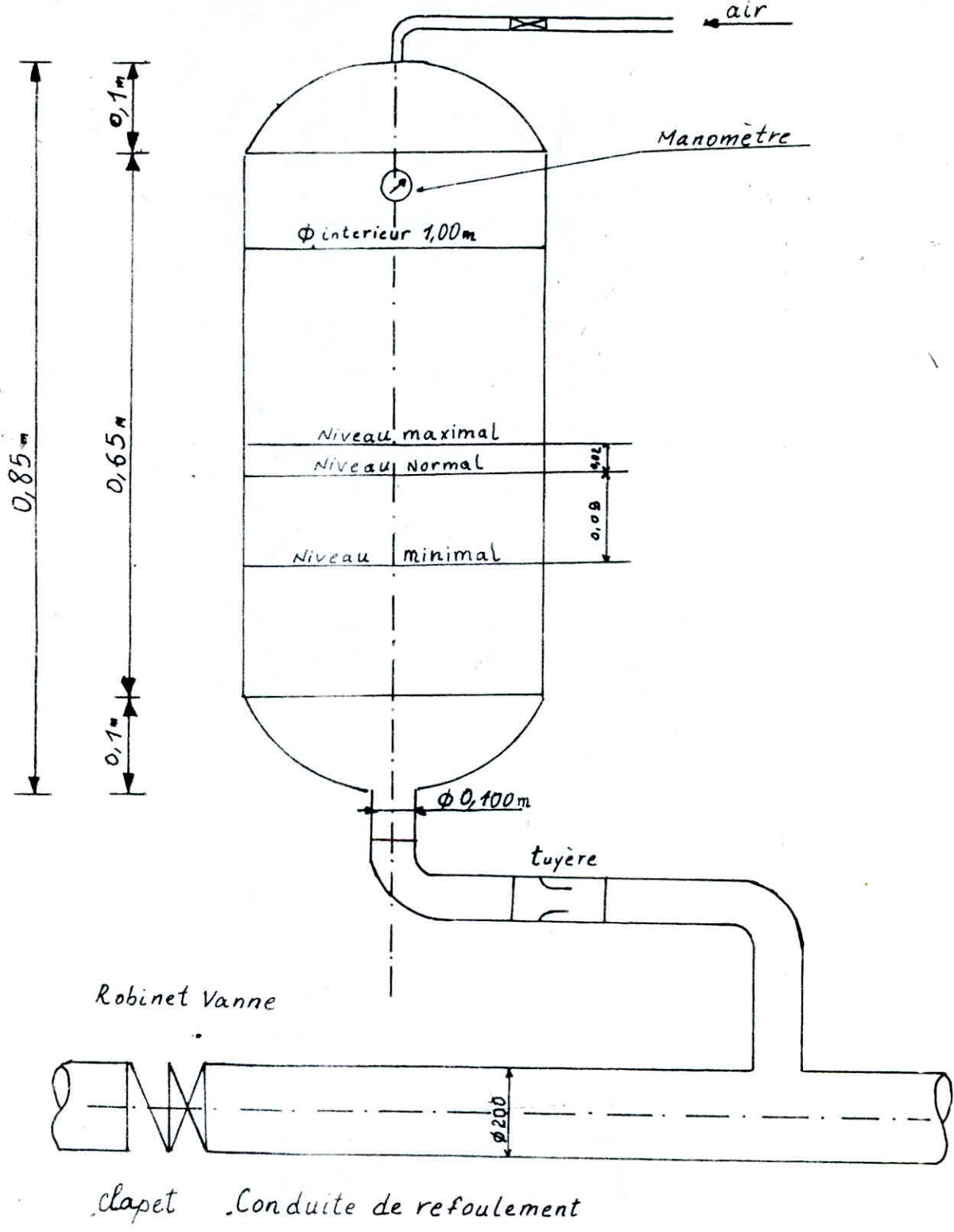
La hauteur d'eau correspondante:

$$h_2 = \frac{0,212}{0,785} = 0,27 \text{ m}$$

ce qui correspondra à partir du fond de la cuve à un niveau de:

$$0,27 + 0,1 = 0,37 \text{ m}.$$

DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR D'AIR



REMARQUE:

Pour limiter les dépressions et les surpressions lors de démarrage du groupe: on dispose un robinet-vanne sur la conduite et qui sera manoeuvré lentement.

II CALCUL DU COUP DE BELIER DE LA CONDUITE FORCEE D'ADDITION

GRAVITAIRE:

Les conduites gravitaires sont soumises au phénomène du coup de belier au moment de l'ouverture ou de la fermeture brusque ou lente de la vannede régulation qui se trouve à l'aval de l'adduction, pour éviter les effets de ce phénomène qui peuvent être destructifs, et afin de limiter les surpressions et les dépressions dans la canalisation; on soumet le vanne de régulation à une allure de fermeture; on suppose un temps de fermeture avec lequel on déterminera les surpressions et les dépressions; si ces dernières sont admissibles; on optera pour cette allure de fermeture si non on doit augmenter le temps de fermeture jusqu'à ce que les surpressions et les dépressions soient admissibles.

Pour le calcul du coup de belier on a tenu compte des pertes de charge; car si elles sont importantes; elles diminuent la valeur du cpup de belier en raison de la dissipation d'énergie engendré par le frottement de l'eau le long des parois de la conduite.

on suppose que les pertes de charge sont concentrées en un seul point qui se situe à l'extrémité aval de la conduite d'adduction cette supposition est justifiée par la présence d'un diaphragme fictif en ce point pour le calcul des pertes de charge (voir tableau N° 6).

La méthode de calcul utilisée est la représentation graphique de BERGERON (DUPONT TOME II)

données:

- diamètre de la conduite: $D = 150 \text{ mm}$
- épaisseur de la conduite: $e = 2 \text{ mm}$
- nature de la conduite: acier
- longueur de la conduite: $L = 1800 \text{ m}$
- pression statique: $H_0 = 48 \text{ m}$

qui représente la différence de cotes entre le niveau du trop plein du réservoir de captage et la cote du radier du réservoir

d'accumulation: $H_0 = (255 + 3) - 210 = 48 \text{ m}$

pour cette pression; en régime normal le débit que laisse passer la vanne est $Q_0 = 0,022 \text{ m}^3/\text{s}$.

on suppose que la fermeture et l'ouverture de la vanne sont linéaires en fonction du temps.

2.1 LA VALEUR DE LA CELERITE

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \cdot \frac{L}{e}}} \quad \text{où } K = 0,5 \text{ pour l'acier}$$

$D: 0,15 \text{ m}$
 $e: 0,002 \text{ m}$

d'où $a = 1068,79 \text{ m/s}$

tableau n° 6 courbe caractéristique de la conduite d'adduction gravitaire.

Q	D	V	L	R	$f_{\text{coolebrook}}$	J	Δh
(m^3/s)	(m)	(m/s)	(m)	-	-	-	(m)
0,022	0,150	1,24	1800	186000	0,03429	0,017934	32,28
0,0176	"	0,99	"	148500	0,034397	0,011467	20,04
0,0132	"	0,74	"	111000	0,034572	0,006439	11,59
0,0088	"	0,50	"	75000	0,034901	0,002967	05,34
0,0044	"	0,25	"	37500	0,03587	0,0007624	01,37

2.2 UNITE DE TEMPS:

On prendra comme unité de temps; le temps d'aller de l'onde
C - à - d: $t = \frac{L}{a} = \frac{1800}{1068,79} = 1,68s$
dans l'hypothèse où la fermeture s'effectue brusquement la valeur
maximale du coup de belier atteint:

$$h = \frac{a \cdot V_0}{g} ; \text{ où } V_0: \text{ la vitesse initiale d'écoulement en } \\ \text{en régime normale (ouverture totale de la vanne)}$$

$$V_0 = \frac{Q_0}{S} ; S = \frac{\pi D^2}{4} = 0,0177 \text{ m}^2$$

$$V_0 = \frac{0,022}{0,0177} = 1,24 \text{ m/s}$$

$$\text{d'où } h = \frac{1068,79}{9,8} \cdot 1,24 = 135,1 \text{ m}$$

La surpression est de; $48 + 135,1 = 183,10 \text{ m} = 18,3 \text{ bars}$

La dépression est de: $48 - 135,1 = - 87,10 \text{ m} = 8,7 \text{ bars}$

Dans cette hypothèse; (fermeture brusque); nous avons une
grande surpression.

Pour palier à cet inconvénient; on impose à la vanne une fermeture
lente, on suppose que la fermeture s'effectuera pendant 5 intervalles
espacés de $t = 1,68s$; c - à - d la fermeture totale est obtenue en
 $5 \times 1,68 = 8,4 \text{ s.}$

les caractéristiques de fermeture de la vanne seront représentés au
temps $t = 0$ (ouverture totale): puis au temps $t_1; t_2; t_3; t_4$; et t_5
qui correspond à la fermeture totale. (voir tableau N° 5)

2.3. DEBIT PASSANT PAR LA VANNE POUR UNE FERMETURE PARTIELLE

QUELCONQUE:

$$Q = m \Omega \sqrt{2g (b+H_0)} \quad (1)$$

m: coefficient de contraction supposé constant

H₀: pression statique (m)

b: surpression (m)

Ω: section réduite (m²)

de la relation (1): on a: $Q^2 = m^2 \Omega^2 2g (b+H_0)$

$$b + H_0 = \frac{Q^2}{2g m^2 \Omega^2}$$

$$b = \frac{Q^2}{m^2 \Omega^2 \cdot 2g} - H_0 \quad (2)$$

pour Q = 0 b = - H₀ = - 48 m

pour b = 0 m² = $\frac{Q_0^2}{\Omega^2 \cdot 2g \cdot H_0}$

En remplaçant m² par sa valeur dans la relation (2) on a:

$$b_i = \frac{H_0}{Q_{i1}^2} \cdot Q_i^2 - H_0 \quad (3)$$

Cette relation (3): nous permettra de déterminer les courbes caractéristiques successives de fermeture qui sont des paraboles à axe verticale confondu avec OB = $\frac{a \cdot V_0}{g}$ et tangente au point (-H₀ = 48 m).

Au temps t = 0; correspondant au régime normale; la vanne est complètement ouverte; l'effet du coup de belier est nul; la parabole passe par le point Q₀ = 0,022 m³/s; ayant sur l'axe des abscisses, le point Q₀; et sur l'axe des ordonnées (-H₀); on peut tracer la 1^o parabole.

tableau N°5

courbes caractéristiques de fermeture de la vanne

1° Parabole		2° Parabole		3° Parabole		4° Parabole		5° Parabole	
Q_i m/s	$b_i = \frac{H_0}{Q_0^2} Q_i^2 - H_0$ (m)	Q_i m/s	$b_i = \frac{H_0}{Q_1^2} Q_i^2 - H_0$ (m)	Q_i m/s	$b_i = \frac{H_0}{Q_2^2} Q_i^2 - H_0$	Q_i m/s	$b_i = \frac{H_0}{Q_3^2} Q_i^2 - H_0$	Q_i m/s	$b_i = \frac{H_0}{Q_4^2} Q_i^2 - H_0$
0,022	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-
0,0198	- 9,12	0,0198	12,75	-	-	-	-	-	-
0,0176	- 17,28	0,0176	0,00	0,0176	37,33	-	-	-	-
0,0154	- 24,48	0,0154	- 11,25	0,0154	17,33	0,0154	99,00	-	-
0,0132	- 30,72	0,0132	- 21,00	0,0132	0,00	0,0132	60,00	-	-
0,0110	- 36,00	0,0110	- 29,25	0,0110	- 14,66	0,0110	27,00	0,0088	144,00
0,0088	- 40,32	0,0088	- 36,00	0,0088	- 26,67	0,0088	0,00	0,0066	60,00
0,0066	- 43,68	0,0066	- 41,25	0,0066	- 36,00	0,0066	- 21,00	0,0055	27,00
0,0044	- 46,08	0,0044	- 45,00	0,0044	- 42,67	0,0044	- 36,00	0,0044	0,00
0,0022	- 47,52	0,0022	- 47,25	0,0022	- 46,67	0,0022	- 45,00	0,0022	- 36,00
								0,0011	- 45,00

Les autres courbes passeront par Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 , ces débits correspondent aux débits que laisse passer la vanne respectivement pour chaque degré de fermeture, c - à - d

Q_1 : c'est le débit passant par la vanne soumise à la 1° fermeture partielle.

On suppose aussi que la diminution du débit est uniforme lors du passage de la 1° fermeture à la 2°, ou autrement dit; l'axe des abscisses (Q); sera gradué en intervalles de débits égaux c à d: $Q_0 Q_1 = Q_1 Q_2 = Q_2 Q_3 = Q_3 Q_4 = \frac{Q_0}{5} = 0,0044 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_0 = 0,022 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 0,017 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 0,0132 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_3 = 0,0088 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_4 = 0,0044 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.4. REPRESENTATION GRAPHIQUE DU COUP DE BELIER SELON LA METHODE DE BERGERON:

Après avoir tracé les 5 paraboles caractéristiques de fermeture, ainsi que la parabole des pertes de charge on procède comme suit:

considérons un observateur mobile partant de R; au temps 1 sur le graphique sa position à ce temps est en 1R est la projection de 1R sur l'axe OQ; 1R' c'est le point d'intersection de la 1° parabole de fermeture et de la parabole des pertes de charge, cet observateur se dirige vers le point A; il descend le courant; la caractéristique du régime est donc la droite de pente- $\frac{a}{g \cdot s}$

cette droite est obtenue graphiquement; en joignant le point de départ de l'observateur en régime normal à la valeur $-\frac{a}{g} \frac{V_0}{g}$ calculée pour la valeur maximale du coup de belier

En traçant la droite $-\frac{a}{g \cdot s}$ à partir de 1R et en déduisant de cette droite les ordonnées de la parabole des pertes de charge on obtient la parabole, lieu des points tels que (2A) intersection de cette parabole et de la parabole de fermeture 2.

Le point 2A correspondant se trouve sur la verticale de (2A)' à la rencontre avec $-\frac{a}{g \cdot s}$.

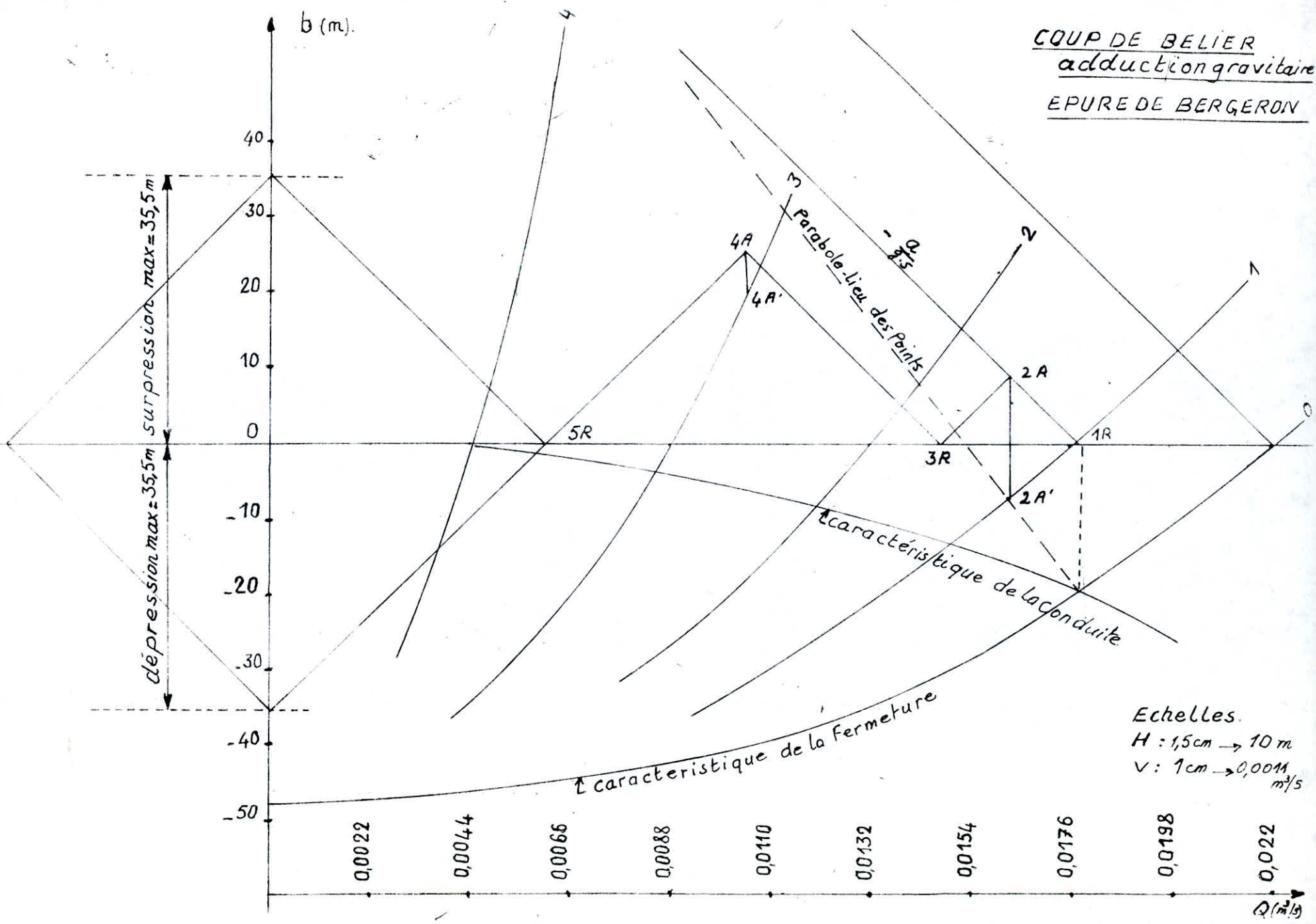
Il suffit ensuite de considérer l'observateur remontant le courant vers le réservoir: la caractéristique du régime est donc la droite $+\frac{a}{g \cdot s}$ menée de 2A; ce qui détermine le point 3R.

Puis l'observateur descendant le courant (droite $-\frac{a}{g \cdot s}$ menée de 3R) arrive en A; pour déterminer la position de 4A' on trace sur papier calque l'axe OB, la parabole lieu et la droite $-\frac{a}{g \cdot s}$ on superpose les axes OB d'une part ainsi que $-\frac{a}{g \cdot s}$ et la droite passant par 3R d'autre part on pointe le point (4A)' à la rencontre de la parabole lieu tracée sur calque et de la parabole de fermeture 4.

Pour avoir le point 4A, on rapelle alors 4A' sur la droite $-\frac{a}{g \cdot s}$.

Nous arrivons finalement sur l'axe OB où s'opère la fermeture.

COUP DE BELIER
adduction gravitaire
EPURE DE BERGERON



Echelles.
 $H : 1,5\text{cm} \rightarrow 10\text{m}$
 $v : 1\text{cm} \rightarrow 0,001\text{m}^3/\text{s}$

0,0022 0,0044 0,0066 0,0088 0,0110 0,0132 0,0154 0,0176 0,0198 0,022

Q (m³/s)

2.5. RESULTATS DONNES PAR LE GRAPHE:

- La surpression maximale

$$36 \text{ m} = 3,6 \text{ bars}$$

- La pression totale dans la conduite

$$36 + 48 = 84 \text{ m} = 8,4 \text{ bars}$$

- La dépression maximale

$$3,6 \text{ bars}$$

- La pression dans la conduite

$$48 - 36 = 12 \text{ m} = 1,2 \text{ bars}$$

La pression admissible dans la conduite est déterminée par

la formule:

$$p = \frac{2 \cdot e}{D_{\text{ext}}} \cdot \sigma ; \text{ où}$$

e: épaisseur de la conduite

$$e = 0,002 \text{ m} = 2 \text{ mm}$$

σ : contrainte de l'acier

D_{ext} : diamètre extérieur

$$D_{\text{int}} + 2 \cdot e = 150 + 4 = 154 \text{ mm}$$

$$p = \frac{1400 \times 2 \times 2}{154} = 36,36 \text{ bars.}$$

CHAPITRE 6: DISTRIBUTION:

Comme il a été signalé précédemment; la topographie des lieux nous a imposé la projection de 2 réseaux indépendants; l'un pour la zone basse, et l'autre pour la zone haute (distribution étagée) cette distribution étagée permet d'obtenir des pressions convenables dans tous les points du réseau.

Les réseaux à étudier sont du type maillé; les débits de soutirage sont supposés concentrés aux noeuds, à l'intérieur des mailles la distribution sera ramifiée.

1) DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE D'AMENEE R₂. ZONE BASSE:

La conduite d'amenée est dimensionnée de façon à pouvoir véhiculer le débit de pointe.

$$QP_2 = 32,62 \text{ l/s} = 0,03262 \text{ m}^3/\text{s}.$$

1.1) DIAMETRE DE LA CONDUITE:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot QP}{\pi V}}$$

avec V supposée égale à 0,9 m/s

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,03262}{\pi \times 0,9}} = 25 \text{ mm} - \text{on prendra un diamètre normalisé } D = 250 \text{ mm}$$

pour ce diamètre; on vérifiera la vitesse:

$$V = \frac{4 \cdot QP}{\pi D} = 0,66 \text{ m/s}.$$

2) PERTE DE CHARGE:

La perte de charge occasionnée le long de la conduite d'amenée est déterminée par la Méthode de la longueur - FLUIDODYNAMIQUE

(Mr LAPRAY) Donnée de bases.

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

$$L = 250 \text{ m}$$

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

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

$$Q_p = 0,03262 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V = 0,66 \text{ m} / \text{s}$$

pour un profil circulaire plein on a:

$$h = D \quad \xi = \frac{h}{D} = 1 \quad \xi: \text{paramètre de forme.}$$

$$\xi = \xrightarrow{\text{abaque 9}} \left(\begin{array}{l} Do = 1,539 \\ 4/Po = 0,827 \end{array} \right)$$

on suppose que le régime est turbulent rugueux.

$$\Lambda = \frac{D}{Do} = \frac{0,25}{1,539} = 0,162$$

verification de régime:

$$\Lambda/R = \frac{Q}{\Lambda} \cdot \frac{4}{Po} \cdot \frac{1}{V} = 1,66 \cdot 10^5 \quad \left. \vphantom{\frac{Q}{\Lambda}} \right\} \text{ Moody} \rightarrow$$

$$E/Dh = 0,004$$

régime de transition

En fonction de E et de Λ et en se référant à l'abaque 8 on peut tirer la valeur du gradient de perte de charge hypothétique J_r .

$$\left. \begin{array}{l} \xi = 0,001 \\ \Lambda = 0,162 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{abaque 8 a}} \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 0,59$$

$$\text{connaissant } Q = Q_p = 0,03262$$

on peut déterminer J_r ; d'où $J_r = 0,003056$

Comme on est dans un régime de transition, le gradient de perte de charge hypothétique doit être corrigé:

$$\left. \begin{array}{l} E/D = 0,004 \\ /R = 1,66 \cdot 0,5 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{17c et 17d}$$

on tire: $\lambda_1 = \frac{J}{J_r} = 1,03$

d'où $J = 1,03 \cdot J_r = 1,03 \cdot 0,003056 = 0,00315$

La perte de charge totale est de:

$$\Delta H_l = 1,15 \cdot J \cdot L = 1,15 \cdot 0,00315 \cdot 260 = 0,94 \text{ m}$$

$$\Delta H_l = 0,94 \text{ m}$$

2) DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE D'AMENÉE R1 - 1 (ZONE HAUTE)

Le débit véhiculé par cette conduite est $Q_p = 30,84 \text{ l/s}$

$$= 0,03084 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. DIAMETRE DE LA CONDUITE:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,03084}{3,14 \times 0,9}} = 209 \text{ mm}; \text{ avec } V = 0,9 \text{ m/s}$$

on prendra un diamètre normalisée $D = 250 \text{ mm}$

pour $D = 250 \text{ mm}$ $V = 0,63 \text{ m/s}$

2.2 PERTE DE CHARGE:

Donnée: $D = 250 \text{ mm}$, $L = 330 \text{ m}$, $\epsilon = 10^{-3} \text{ m}$

$$V = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}, Q_p = 0,03084 \text{ m}^3/\text{s}, V = 0,63 \text{ m/s}$$

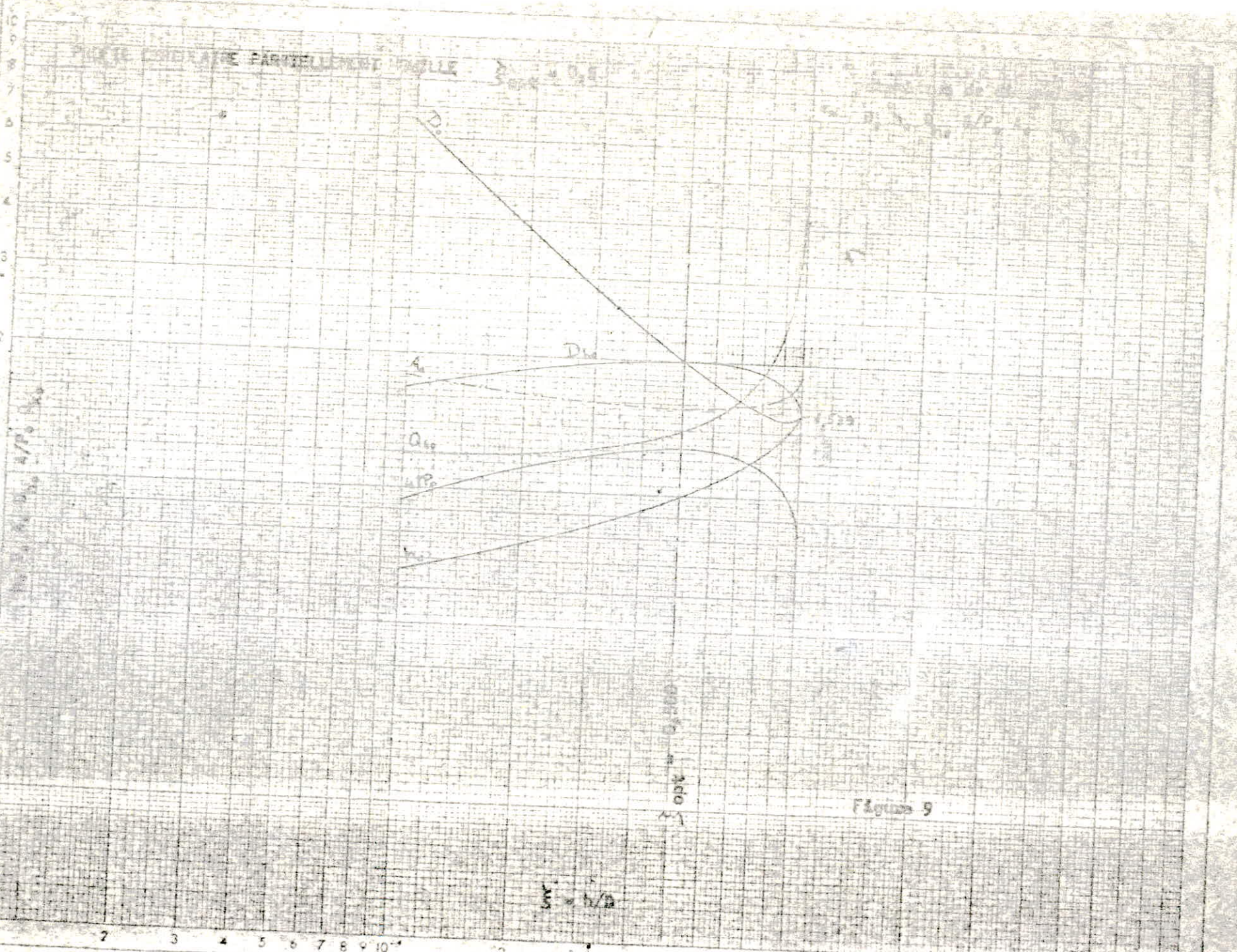
$$f = \frac{h}{D} = \text{abaque 9}, D_0 = 1,539$$

$$4/P_0 = 0,827$$

on suppose que le régime est turbulent rugueux:

$$\lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,25}{1,539} = 0,162$$

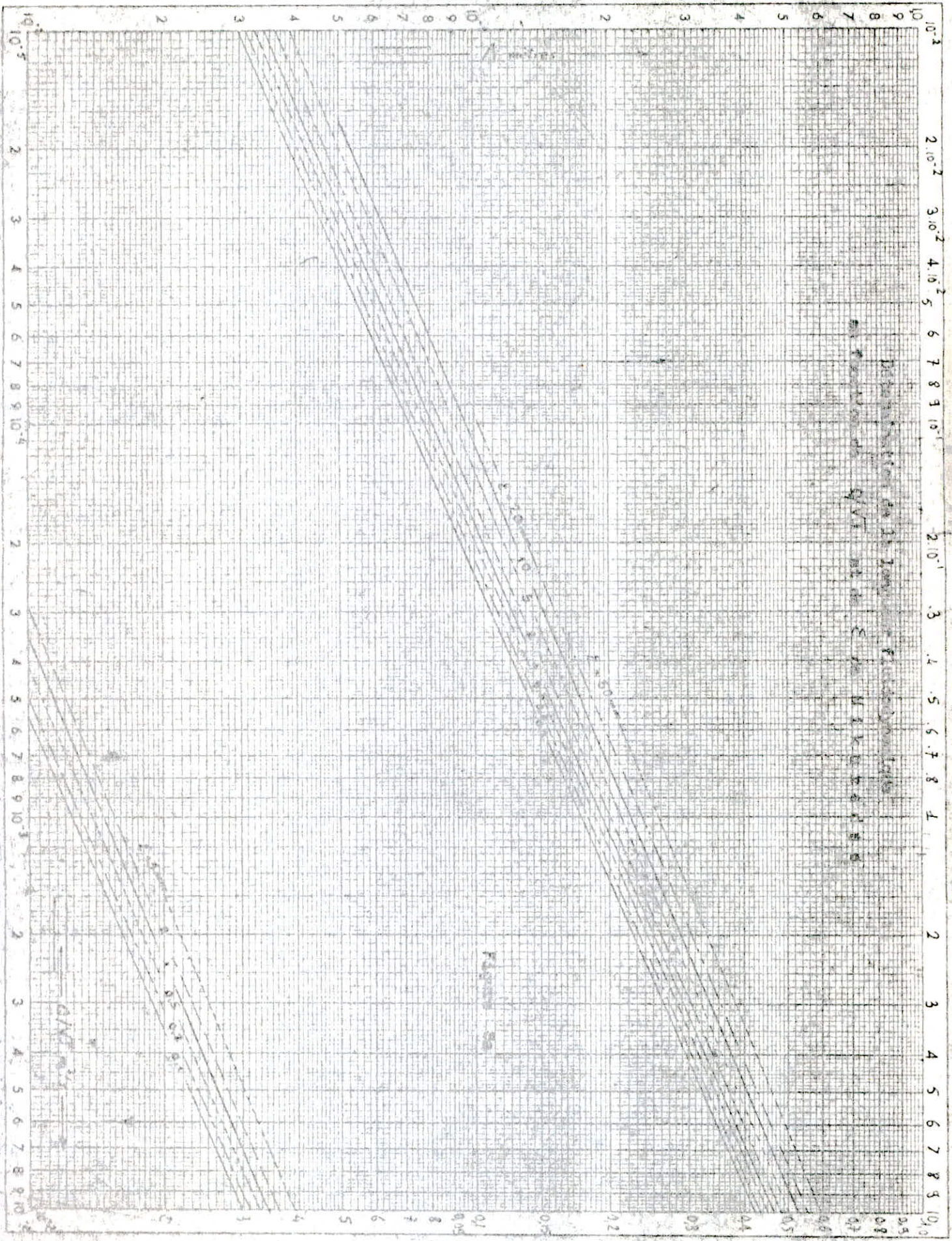
PROJE LINDIAYE PARCELLAMENT TALLE



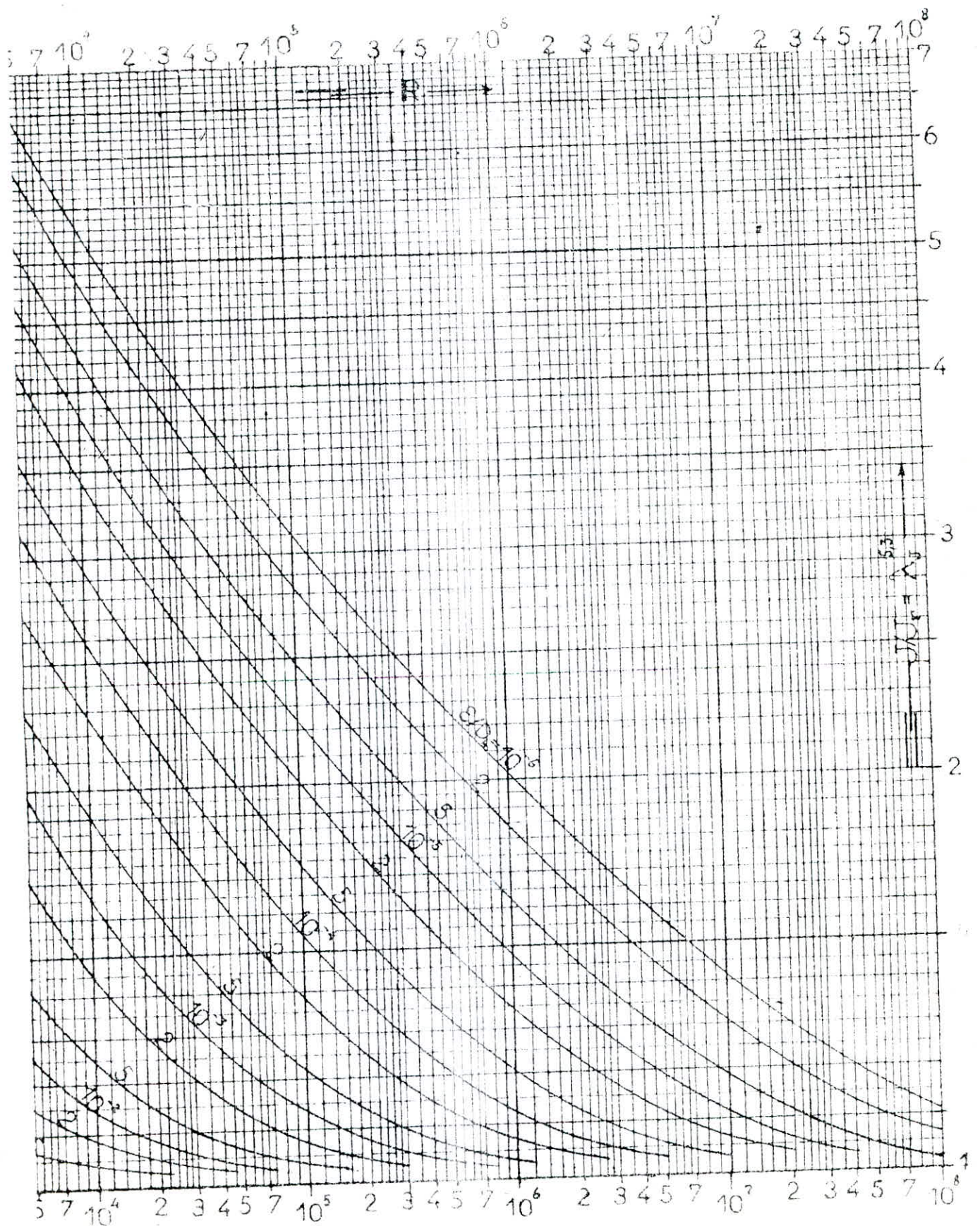
1000

Figura 9

$\xi = h/2$



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



Vérification du régime:

$$V/R = \frac{Q}{\Lambda} \cdot \frac{4}{P_0} \cdot \sqrt{\frac{1}{J}} = \frac{0,03084}{0,162} \cdot 0,827 \cdot 10^6 = 1,57 \cdot 10^5$$

$$V/R = 1,57 \cdot 10^5$$

) Moody ---- Régime de transition.

$$E/Dh = 0,004$$

Le gradient de perte de charge hypothétique (J_r):

J_r est déterminé par l'abaque hypothétique (J_r)

$$\left. \begin{array}{l} E/D = 0,001 \text{ m} \\ \Lambda = 0,162 \end{array} \right\} \text{ abaque 8a } \frac{Q}{J_r} = 0,59$$

$$\text{avec } Q = Q_p = 0,03084 \quad J_r = 0,0027322$$

comme on est dans un régime de transition, on doit corriger J_r .

$$E/D = 0,004 \quad \left. \right\} \longrightarrow \text{ abaque 17c et 17d}$$

$$R = 1,57 \cdot 10^5 \quad \lambda_1^{5,3} = \frac{J}{J_r} = 1,04 \quad J = 1,04 \cdot J_r.$$

$$J = 1,04 \cdot 0,0027322 = 0,0028415$$

la perte de charge totale est:

$$DhL = J \cdot l = 1,15 \cdot 330 \cdot 0,0028415 = 1,08 \text{ m.}$$

$$= 1,08 \text{ m.}$$

3) DETERMINATION DES DEBITS SOUTIRES:

Après avoir délimité dans le périmètre à urbaniser un certain nombre de contours fermés constituant les mailles, à l'intérieur desquelles seront connectées des conduites ramifiées; on calcul la superficie de servie par chaque noeud, cette superficie est déterminée par la méthode des médiatrices et qui consiste en ce qui suit:

Calcul des débits soutirés (Zone Haute)

Noeud	Maille	surface (ha)	Densité (hab/ha)	Population (hab)	consommation spécifique L/j/hab	consommation journalière (l/s)	consommation journalière totale (l/s)	coefficient de pointe Kp	débits soutirés (l/s)
1	I	1,53	402	616	164,59	1,17	2,70	1,95	5,27
	II	2,00	"	804	"	1,53			
2	I	2,03	"	816	"	1,55	1,55	1,95	3,02
3	I	1,40	"	563	"	1,07	1,87	1,95	3,65
	II	1,04	"	418	"	0,80			
4	II	2,20	"	884	"	1,68	2,86	1,95	5,58
	III	1,54	"	619	"	1,18			
5	II	1,82	"	731	"	1,40	1,40	1,95	2,73
6	II	2,80	"	1126	"	2,15	2,15	1,95	4,19
7	II	2,40	"	965	"	1,84	3,28	1,95	6,40
	III	1,89	"	760	"	1,44			

Σ = 30,84

Calcul des débits Soutirés (Zone Basse)

Noeud	Maille	surface (ha)	densité (hab/ha)	Population (hab)	consommation specifique l/j/hab	consommation journalière (l/s)	consommation journalière totale (l/s)	coefficient de pointe k_p	débits soutirés (l/s)
1	I	1,44	402	579	164,59	1,10	2,02	1,95	3,94
	II	1,20	"	482	"	0,92			
2	I	1,19	"	479	"	0,91	0,91	1,95	1,77
3	I	1,80	"	724	"	1,37	1,37	1,95	2,67
4	I	0,82	"	330	"	0,62	3,06	1,95	5,98
	II	2,24	"	900	"	1,71			
	III	0,96	"	386	"	0,73			
5	III	0,78	"	321	"	0,61	0,61	1,95	1,19
6	III	4,76	"	1916	"	3,65	3,65	1,95	7,13
7	III	2,88	"	1100	"	2,21	2,21	1,95	4,32
8	II	2,82	"	1134	"	2,16	2,88	1,95	5,62
	III	0,94	"	378	"	0,72			

$\Sigma = 32,62$

on trace les mediatrices des tronçons communs pour un même noeud l'intersection de ces mediatrices delimitent une superficie qui sera desservie par ce noeud.

ayant:

- la superficie desservie par le noeud: S (ha)
- la densite brute supposée uniforme: d (hab/ha)

$$d = \frac{Nht}{St}$$

où Nht : nombre de la population totale

St : surface totale du primètre à

urbaniser:

$$d = 402 \text{ hab/ha}$$

- la consommation spécifique: $Cs = 164,59 \text{ l/j/hab.}$

Le nombre d'habitants desservi par un noeud sera

$$Nhi = S \cdot d$$

La consommation moyenne journaliere correspondante est de:

$$Cji = Nhi \cdot Cs$$

d'où le débit soutiré: $Qi = Cji \cdot Kp$

où Cji : consommation moyenne journalière pour une surface

Kp : coefficient de pointe

pour le calcul voir tableau N° 1 et 2

4) CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION:

Le calcul du reseau maillé à été conduit par approximations successives par la methode de HARDY. CROSS qui repose sur deux lois:

-1° loi: En chaque noeud du réseau, la somme des débit entrant est égale à la somme des débits sortants.

-2° loi: Le long d'un parcourt orienté et ferme; la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

$$1^\circ \text{ loi: } Qa = Q1 + Q2 = Qc$$

$$2^\circ \text{ loi: } DH1 - H2 = 0$$

les débits et les pertes de charges

2° loi: Le long d'un parcours orienté et fermé;

la somme algébrique des pertes de charge est nulle

$$1^{\circ} \text{ loi: } Q_a = Q_1 + Q_2 = Q_c$$

$$2^{\circ} \text{ loi: } H_1 - H_2 = 0$$

les débits et les pertes de charges

correspondante sont de même signe

4.1) METHODE DE HARDY.CROSS:

PRINCIPE:

Le consiste à se fixer dans chaque maille, une répartition supposée des débits et un sens d'écoulement, de manière à satisfaire la première loi (1° loi) et à calculer le perte de charge dans chaque tronçon de la maille.

4.2) DIAMETRE DES CANALISATIONS:

Les diamètres sont choisis de façon à avoir des vitesses d'écoulement admissibles (de 0,5 ÷ 1,5 m/s)

$$Q = V A: \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}}$$

avec Q = débit de première répartition

$$V: \text{ vitesse choisie} \quad V = 0,5 \div 1,5 \text{ m/s}$$

on prendra des diamètres normalisés.

4.3) PERTES DE CHARGES TOTALES:

La perte de charge se produi sant le long d'une conduite est exprimée par la formule de DARCY. WEISBACH.

$$D \text{ Ht} = \Delta h_s + \Delta h_l \quad \Delta H_t = (L_e r + L_G) \frac{f}{D} \div \frac{V^2}{2g}$$

où L_{er} : longueur équivalente aux P.d.c singulières

L_G : longueur géométrique

Δh_s : pertes de charges singulières

Δh_l : pertes de charges linéaires

La longueur équivalente aux pertes de charges singulières est estimée à 15% de la longueur géométrique

$$L_{er} = 0,15 L_G$$

$$L_T = L_G + 0,15 L_G, \quad L_T = 1,15 L_G$$

$$\Delta H_t = (L_{er} + L_G) \cdot \frac{F}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = 1,15 F \cdot \frac{L_G}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$\Delta H_t = F \cdot \frac{L_T}{D} \cdot \frac{Q^2}{A^2 \cdot 2g}$$

En introduisant le concept de la perte de charge débitaire

ΔH_Q provoquée lors de passage d'un débit unitaire.

$$\Delta H_Q = \frac{\Delta H_t}{Q^2} = F \cdot \frac{L_T}{D A^2 \cdot 2g}$$

$$\Delta H_Q \text{ en } S^2/m^5 \quad (SI)$$

- Le gradient de la perte de charge débitaire.

$$J_Q = \frac{\Delta H_Q}{L_T} = F \cdot \frac{L_T}{2g \cdot D \cdot A^2} \cdot \frac{1}{L_T} = \frac{F}{2g D \cdot A^2}$$

$$J_Q = \frac{16}{2 \cdot g \cdot \pi^2} \cdot \frac{F}{D^5}$$

$$J_Q \text{ en } S^2/m^6 \quad (SI)$$

$$\text{avec } \pi = 3,14 \text{ et } g = 9,8 \text{ m} / S^2$$

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

en zone de pleine turbulence $F = F_n$, ne dépend que de la rugosité relative de la conduite, par conséquent JQ sera considéré comme constante caractéristique de la conduite; mais dans le cas du régime de transition, la valeur de JQ ne sera plus valable

$$\text{on a: } JQ = 8,28 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{F_n}{D^5} = \frac{F_n}{12,09 \cdot D^5}$$

$$\text{d'où } F_n = 12,09 \cdot D^5$$

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

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

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

$$r = \Delta HQ = \frac{\Delta H}{Q^2} \longrightarrow \Delta H = r \cdot Q^2$$

où r : résistance de la conduite en (S^2/m^5)

$$\text{on a: } r = \Delta HQ = F \cdot \frac{LT}{DA^2 \cdot 2g} = \frac{F \cdot LT}{D} \cdot \frac{16}{2 \cdot g \cdot D^4 \cdot \pi^2}$$

$$r = \frac{F \cdot LT}{D^5} \cdot \frac{1}{12,09}$$

COEFFICIENT DE FROTTEMENT:

Le coefficient de frottement est calculé à l'aide de la formule de COLEBROOK.

$$F_c = \left[-0,86 \ln \left(\frac{E}{3,7D} + \frac{2,51}{R \sqrt{F}} \right) \right]^{-2}$$

E/D : rugosité relative.

on prend comme 1° valeur de F , F_n calculé par la formule de

$$\text{NIKURADSE} \quad F_n = (1,14 - 0,86 \ln \frac{E}{D})^{-2}$$

le calcul est mené par approximation; jusqu'à obtenir F_c exacte

Le principe d'équilibre des pertes de charges le long de la maille se traduit donc par: $\sum \Delta H_t = \sum r Q_1^2 = 0(1)$
 cette égalité n'est pas vérifiée du premier coup, il faut donc modifier la répartition initiale supposée des débits par correction afin de rectifier les valeurs des pertes de charges.

4.4) DETERMINATION DU DEBIT CORRECTIF:

$\sum \Delta H_t = \sum r Q_1^2$: doit être nulle dans chaque circuit fermé pour satisfaire la 2° loi.

Soient: Q_0 : débit supposé en 1° approximation

Q_1 : débit corrigé

ΔQ_0 : terme correctif

on aura donc; pour chaque conduite:

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$$

l'équation (1) devient donc:

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

ΔQ_0^2 est petit par rapport à Q_0

$$\text{on aura donc: } \Delta Q_0 = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0}$$

chaque maille est calculée séparément, les corrections à apporter aux débits initiaux se divisent en deux

- corrections propres à la maille considérée avec le signe de ΔQ_0
- corrections de la maille adjacente, en cas où il y'a un tronçon aux 2 mailles avec le signe contraire de ΔQ_0

La correction totale est la somme algébrique des 2 corrections:

on recommence à calculer les débits jusqu'à

Programme Sur TI 59 Pour le Calcul du reseau maillé

2nd Lbl
 2nd St Flg
 8
 Rcl
 3
 ÷
 Rcl
 0
 =
 2nd Log
 x
 2
 +/-
 +
 1
 .
 1
 4
 =
 x²
 1/x
 STO
 5
 2nd Lbl
 =
 2
 .
 5
 1
 x
 Rcl
 0
 x
 2nd π
 x
 Rcl
 4
 ÷
 4
 ÷
 Rcl
 1
 2nd |x|
 ÷
 Rcl
 5

\sqrt{x}
 +
 Rcl
 3
 ÷
 3
 .
 7
 +
 Rcl
 0
 =
 2nd Log
 x
 2
 +/-
 =
 x²
 1/x
 STO
 6
 -
 Rcl
 5
 =
 2nd |x|
 inv
 2nd x>t
 x²
 Rcl
 6
 STO
 5
 5
 GTO
 =
 2nd Lbl
 x²
 Rcl
 6
 x
 8
 x
 Rcl
 1
 x²
 ÷

2nd π
 x²
 ÷
 9
 .
 8
 ÷
 Rcl
 0
 y^x
 5
 =
 STO
 7
 R/S
 x
 Rcl
 2
 =
 STO
 8
 SUM
 9
 R/S
 ÷
 Rcl
 1
 =
 STO
 10
 SUM
 11
 R/S
 2nd Lbl
 B
 Rcl
 9
 R/S
 ÷
 Rcl
 11
 R/S
 ÷
 2
 =

+/-
 STO
 12
 Rcl
 9
 +/-
 SUM
 9
 Rcl
 11
 +/-
 SUM
 11
 Rcl
 12
 R/S

1. Introduction

$\phi_i \rightarrow$ STO 00
 $Q_i \rightarrow$ STO 01
 $L_i \rightarrow$ STO 02
 $E \rightarrow$ STO 03
 $\bar{v} \rightarrow$ STO 04
 precision \rightarrow x>t

2. Resultats

Appuyer sur:

A $\rightarrow J_i$

R/S $\rightarrow \Delta H_i$

R/S $\rightarrow \Delta H_i / Q_i$

Répéter la même chose pour tous les tronçons (n) puis

Appuyer sur:

B $\rightarrow \sum_{i=1}^n \Delta H_i$

R/S $\rightarrow \sum_{i=1}^n \Delta H_i / Q_i$

R/S $\rightarrow \Delta Q = - \frac{\sum \Delta H_i}{2 \sum \frac{\Delta H_i}{Q_i}}$

N.B:

a) Si $Q_i < 0$ L'introduire avec le signe (-) \rightarrow 01 et introduire L avec le signe (-) \rightarrow 02 on aura $\Delta H_i < 0$ et $\Delta H_i / Q_i > 0$

b) Ne jamais utiliser la touche CLR

Calcul du reseau maille de la Zone Haute

N° de La Maille	N° de La Maille adjac.	Caracteristiques de la Maille			debits Q l/s	1 ^{ere} approximation			1 ^{ere} Correction			Nouveaux debits
		tronçons	L_e (m)	D (mm)		J	rQ^2	rQ	C.P.A	C.M.A	Total	
I	II	1-2	414	125	-8,21	0,00658	-2,72	313,83	1,23	-	1,23	-6,98
		2-3	322	100	-5,19	0,00864	-2,78	536,35	1,23	-	1,23	-3,96
		3-1	379,5	100	4,16	0,00558	2,12	509,48	1,23	-0,37	0,86	5,02
						Σ	-3,38	1377,67				
							$\Delta q = 1,23$					
II	I	1-3	379,5	100	-4,16	0,00558	-2,12	509,48	0,37	-1,23	-0,86	-5,02
		3-4	460	100	-5,70	0,0104	-4,78	839,81	0,37	-	0,37	-5,33
	III	1-7	345	150	13,20	0,00643	2,22	168,11	0,37	-	0,37	13,57
		4-7	414	100	4,8	0,00741	3,06	638,94	0,37	-	0,37	4,11
						Σ	-1,62	2156,36				
							$\Delta q = 0,37$					
III		4-5	276	100	-4,92	0,00778	-2,14	436,35	1,06	-	1,06	-3,86
		5-6	529	080	-2,19	0,00513	-2,71	1239,58	1,06	-	1,06	-1,13
	II	6-7	345	080	2,00	0,00429	1,48	740,59	1,06	-	1,06	3,06
		7-4	414	100	-4,8	0,00741	-3,06	638,94	1,06	-0,37	0,69	-4,11
						Σ	-6,44	3055,47				
							$\Delta q = 1,06$					

2 ^e approximation			2 ^e Correction			Debits
J	rQ^2	rQ	C P A	C M A	Total	l/s
0,00230	- 1,97	283,21	0,20	-	0,20	- 6,78
0,00506	- 1,63	412,08	0,20	-	0,20	- 3,76
0,00809	3,07	611,89	0,20	- 0,63	- 0,43	4,59
Σ	- 0,53	1307,19				
	$\Delta q = 0,20$					
0,00809	- 3,07	611,89	0,63	- 0,20	0,43	- 4,59
0,00911	- 4,19	786,42	0,63	-	0,63	- 4,70
0,00679	2,34	172,73	0,63	-	0,63	14,20
0,00545	2,25	549,30	0,63	- 0,16	0,47	4,58
Σ	- 2,66	2120,35				
	$\Delta q = 0,63$					
0,00482	- 1,32	344,55	0,16	-	0,16	- 3,70
0,001407	- 0,74	658,75	0,16	-	0,16	- 0,97
0,00992	3,42	1118,86	0,16	-	0,16	3,22
0,00545	- 2,25	549,30	0,16	- 0,63	- 0,47	- 4,58
Σ	- 0,9	2671,48				
	$\Delta q = 0,16$					

3 ^e approximation			3 ^e Correction			Nouveaux debits
J	rQ ²	rQ	C PA	CMA	Total	l/s
0,00450	-1,80	275,31	0,31	-	0,31	-6,47
0,00457	-1,47	391,86	0,31	-	0,31	-3,45
0,00678	2,57	560,69	0,31	-0,11	0,20	4,79
Σ	-0,76	1227,87				
		Δq = 0,31				
0,00678	-2,57	560,69	0,11	-0,31	-0,20	-4,79
0,00710	-3,26	695,50	0,11	-	0,11	-4,59
0,00743	2,56	180,59	0,11	-	0,11	14,31
0,00675	2,79	610,36	0,11	-0,14	-0,03	4,55
Σ	-0,48	2047,14				
		Δq = 0,11				
0,00443	-1,22	330,69	0,14	-	0,14	-3,56
0,00104	-0,55	570,85	0,14	-	0,14	-0,83
0,0109	3,78	1175,94	0,14	-	0,14	3,36
0,00675	-2,79	610,36	0,14	-0,11	0,03	-4,55
Σ	-0,78	2687,84				
		Δq = 0,14				

4 ^e approximation			4 ^e Correction			Nouveaux debits
J	rQ^2	rQ	CPA	CMA	TOTAL	- l/s
0,00411	-1,70	263,05	0,06	-	0,06	-6,41
0,00386	-1,24	360,53	0,06	-	0,06	-3,39
0,00738	2,79	584,51	0,06	-0,13	-0,07	4,72
Σ	-0,14	1208,09				

$$\Delta q = 0,06$$

0,00738	-2,79	584,51	0,13	-0,06	0,77	-4,72
0,00678	-3,12	679,63	0,13	-	0,13	-4,46
0,00755	2,60	181,97	0,13	-	0,13	14,44
0,00666	2,76	606,47	0,13	-0,034	0,096	4,65
Σ	-0,55	2052,57				

$$\Delta q = 0,13$$

0,00411	-1,13	318,56	0,034	-	0,034	-3,53
0,000775	-0,40	493,8	0,034	-	0,034	-0,80
0,012	4,12	1225,88	0,034	-	0,034	3,39
0,00666	-2,76	606,47	0,034	-0,13	-0,096	-4,65
Σ	-0,14	2644,72				

$$\Delta q = 0,034$$

5 ^e approximation			5 ^e Correction			Nouveaux débits
J	rQ ²	rQ	CPA	CMA	TOTAUX	ℓ/s
0,00403	- 1,67	260,68	0,06	-	0,06	- 6,35
0,00373	- 1,20	354,47	0,06	-	0,06	- 3,33
0,00716	2,72	576,17	0,06	-0,033	0,027	4,75
Σ	- 0,15	1191,32				

$$\Delta q = 0,06$$

0,00716	- 2,72	576,17	0,033	- 0,06	- 0,027	- 4,75
0,0064	- 2,94	660,86	0,033	-	0,033	- 4,43
0,00768	2,65	183,59	0,033	-	0,033	14,47
0,00696	2,88	619,46	0,033	-0,035	- 0,002	4,65
Σ	- 0,13	2040,09				

$$\Delta q = 0,033$$

0,00404	- 1,11	315,96	0,035	-	0,035	3,50
0,000722	- 0,38	477,29	0,035	-	0,035	- 0,77
0,012	4,19	1236,58	0,035	-	0,035	3,42
0,00696	- 2,88	619,46	0,035	- 0,033	0,002	- 4,65
Σ	- 0,18	2649,29				

$$\Delta q = 0,035$$

Calcul des Pressions au Sol (Zone Haute)

N° de la Maille	tronçons	diamètres (mm)	Longueurs (m)	débits (l/s)	Vitesses (m/s)	ALTITUDES (m)		P.d.c (m)	Cotes Piezométriques (m)		Pressions au Sol (m)
						amont	aval		amont	aval	
	R.-1	250	330	30,84	0,63	210	193	1,08	210	208,92	15,92
I	1-2	125	360	6,35	0,52	193	173	1,67	208,92	207,25	34,25
	2-3	100	280	3,30	0,42	173	168	1,20	207,25	206,05	38,05
	3-1	100	330	-4,75	0,60	168	193	-2,72	206,05	208,77	15,77
II	1-3	100	330	4,75	0,60	193	168	2,72	208,77	206,05	38,05
	3-4	100	400	4,43	0,56	168	165	2,94	206,05	203,11	38,11
	4-7	150	300	-14,47	0,82	165	190	-2,88	203,11	205,99	15,99
	7-1	100	360	-4,65	0,59	190	193	-2,65	205,99	208,64	15,64
III	4-5	100	240	3,50	0,45	165	162	1,11	203,11	202,00	40,00
	5-6	080	460	0,77	0,16	162	167	0,38	202,00	201,62	34,62
	6-7	080	300	3,42	0,68	167	190	-4,19	201,62	205,81	15,81
	7-4	100	360	4,65	0,59	190	165	2,88	205,81	202,93	37,93

Calcul du reseau maillé de la Zone Basse

N° de La maille	N° de La Maille Adj.	Caractéristique de la maille			Débits l/s	1 ^{ère} approximation			1 ^{ère} Correction			Nouveaux débits l/s
		tronçon	D (mm)	Le (m)		J	rQ^2	rQ	CPA	CMA	Totaux	
I	II	1-2	150	540,5	-9,56	0,0034	-1,84	192,19	1,71	-	1,71	-7,85
		2-3	150	184	-7,79	0,00227	-0,41	53,64	1,71	-	1,71	-6,08
		3-4	100	253	-5,12	0,0084	-2,13	415,86	1,71	-	1,71	-3,41
		4-1	150	287,5	12,56	0,0058	1,67	133,44	1,71	-0,43	1,28	13,84
Σ						-2,70	795,13					
						$\Delta q = 1,71$						
II	I	1-4	150	287,5	-12,56	0,00583	-1,67	133,44	0,43	-1,71	-1,28	-13,84
	II	4-8	100	414,0	-5,70	0,0104	-4,30	755,83	0,43	0,31	0,74	-4,96
		8-1	100	333,5	6,56	0,0137	4,58	698,82	0,43	-	0,43	6,99
Σ						-1,39	1588,09					
						$\Delta q = 0,43$						
III	II	8-4	100	414,0	5,70	0,0104	4,30	755,83	-0,31	-0,43	-0,74	4,96
		4-5	100	253,0	-6,00	0,0115	-2,91	485,70	-0,31	-	-0,31	-6,31
		5-6	100	483,0	-4,81	0,00744	-3,59	746,95	-0,31	-	-0,31	-5,12
		6-7	080	230,0	2,32	0,00575	1,32	569,88	-0,31	-	-0,31	2,01
		7-8	100	195,5	6,64	0,01408	2,75	414,56	-0,31	-	-0,31	6,33
Σ						1,87	2978,92					
						$\Delta q = -0,31$						

2 ^e approximation			2 ^e Correction			Nouveaux debits
J	rQ ²	rQ	CPA	CMA	Totaux	l/s
0,00230	- 1,24	158,73	0,34	-	0,34	- 7,51
0,00139	- 0,25	42,24	0,34	-	0,34	- 5,74
0,00377	- 0,95	280,09	0,34	-	0,34	- 3,07
0,00706	2,03	145,75	0,34	- 0,033	0,30	14,14
Σ	- 0,42	627,82				
		Δq = 0,34				
0,00706	- 2,03	146,75	0,033	- 0,34	0,30	- 14,14
0,00790	- 3,27	659,72	0,033	- 0,09	- 0,057	- 5,02
0,0156	5,19	743,79	0,033	-	0,033	7,02
Σ	- 0,10	1550,27				
		Δq = 0,033				
0,00790	3,27	659,72	0,090	- 0,033	0,057	5,02
0,0127	- 3,22	510,30	0,090	-	0,090	- 6,22
0,00841	- 4,06	793,92	0,090	-	0,090	- 5,03
0,00433	0,99	496,10	0,090	-	0,090	2,10
0,01272	2,48	394,32	0,090	-	0,090	6,42
Σ	- 0,52	2854,38				
		Δq = 0,090				

3 ^e approximation			3 ^e Correction			Nouveaux debits
J	rQ^2	rQ	C PA	C MA	Totaux	l/s
0,00211	- 1,14	152,07	0,02	-	0,02	- 7,49
0,00124	- 0,23	39,97	0,02	-	0,02	- 5,72
0,00307	- 0,77	253,08	0,02	-	0,02	- 3,05
0,00737	2,12	149,87	0,02	- 0,07	- 0,05	14,09
Σ	- 0,029	595,01				

$$\Delta q = 0,02$$

0,00737	- 2,12	149,87	0,07	- 0,02	0,05	- 14,09
0,00809	- 3,35	667,75	0,07	- 0,02	0,05	- 4,97
0,01572	5,24	746,93	0,07	-	0,07	7,09
Σ	- 0,22	1564,32				

$$\Delta q = 0,07$$

0,00809	3,35	667,52	0,02	- 0,07	- 0,05	4,97
0,01237	- 3,13	503,16	0,02	-	0,02	- 6,20
0,00812	- 3,92	780,28	0,02	-	0,02	- 5,01
0,00472	1,08	517,53	0,02	-	0,02	2,12
0,01280	2,50	395,55	0,02	-	0,02	6,44
Σ	- 0,12	2864,04				

$$\Delta q = 0,02$$

Calcul des Pressions au sol (Zone basse)

N° de la Maille	trouçons	diamètres (mm)	Longueurs (m)	débits (l/s)	Vitesse (m/s)	ALTITUDES (m)		P.d.C (m)	Cotes Piezométriques		Pressions au sol (m)
						amont	aval		amont	aval	
	R-1	250	260,0	32,62	0,66	163	140	0,94	163	162,06	22,06
I	1-2	150	470,0	7,49	0,42	140	141	-1,14	162,06	160,92	19,92
	2-3	150	160,0	5,72	0,32	141	131	0,23	160,92	160,69	29,69
	3-4	100	220,0	3,05	0,39	131	130	0,77	160,69	159,92	29,92
	4-1	150	250,0	-14,09	0,79	130	140	-2,12	159,92	162,04	22,04
II	1-4	150	250,0	14,09	0,79	140	130	2,12	162,04	159,92	29,92
	4-8	100	360,0	4,97	0,63	130	123	3,35	159,92	156,57	33,57
	8-1	100	290,0	-7,09	0,90	123	140	-5,24	156,57	161,81	21,81
III	8-4	100	360,0	-4,97	0,63	123	130	-3,35	156,57	159,92	29,92
	4-5	100	220,0	6,20	0,79	130	117	3,13	159,92	156,79	39,79
	5-6	100	420,0	5,01	0,63	117	108	3,92	156,79	152,87	44,87
	6-7	080	200,0	-2,12	0,42	108	119	-1,08	152,87	153,95	34,95
	7-8	100	170,0	-6,44	0,82	119	123	-2,50	153,95	156,45	33,45

Les approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de ΔQ soient voisines de zéro ($\Delta Q < 0,4 \text{ l/s}$).
et les pertes de charges sur le contour fermé soient inférieures à 0,50 m

4.5 CALCUL DES PRESSIONS AU SOL:

$$P_s = C_p - C_t$$

où P_s : pression au sol

C_p : côte piezométrique

C_t : côte de terrain

La côte piezométrique au bout d'un tronçon est égale à la côte piezométrique au débit moins les pertes de charges le long de ce tronçon on prendra la côte du radier comme première côte piezométrique pour une sécurité.

5) EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION:

1. NATURE DES CONDUITES:

Pour les conduites de distribution on a prévu des conduites en acier, vu leur grande résistance aux contraintes (chocs; écrasement; etc....) et peuvent aussi supporter de grandes pressions et leur disponibilité sur le marché .

2. PRINCIPAUX ORGANES ET ACCESSOIRES DU RESEAU:

2.1 ROBINETS-VANNES:

Il sont disposés à chaque noeud du réseau, afin d'isoler les tronçons en cas de besoin.

2.2 VENTOUSES:

Elles sont disposées aux points hauts pour l'évacuation de l'air contenu dans la conduite.

2.3 DECHARGE:

se sont des robinets disposés au points bas, en vue de la vidange de la conduite, cette évacuation s'effectue vers un égout d'assainissement voisin.

2.4 BOUCHES D'INCENDIE:

Les proteaux d'incendie doivent être installés sur les conduites capables de fournir au noeud correspondant un débit minimal de 15 l/s sous une pression de 10 m et répartis suivant l'importance des risques.

3. PIECES DE RACCORDEMENT:

- Cones de réduction pour le raccordement des conduites de différentes diamètres.

- Tés qui permettent la prise des canalisations secondaires sur la canalisation principale.

- Les croise à 4 emboitements qui jouent le même rôle que les tés

- Les coudes à 2 emboitements et à différents angles qui permettent d'effectuer des échanges de direction.

LES JOINTS:

Les 2 types de joints disponibles sont:

- Les joints à manchon qui s'applique à des éléments de tuyaux lisses. on couvre le joint d'un manchon, puis l'on coule du plomb dans l'espace annulaire entre tuyau et manchon , ce type de joint est le plus rigide.
- Les joints gibaults:
le plomb est remplacé par des anneaux de caoutchouc,
ce type de joint est utilisé dans des terrains sujets à des mouvements.

CHAPITRE F: POSE DES CONDUITES:

. POSE EN TRANCHEE:

Les fouilles destinées à la pose conduites doivent être suffisamment large pour faciliter les conditions de travail. la largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite.

On laissera 0,30 m de part et d'autre de la conduite

$$B = D + 2 \cdot 0,3 \quad (\text{m})$$

e B: largeur de la tranchée

D: diamètre de la conduite

La profondeur de la tranchée dépendra du diamètre:

$$H = D + h_i + h_e \quad (\text{m})$$

o H: profondeur de la tranchée

D: diamètre de la conduite

h_i : distance de la génératrice supérieure de la conduite et le niveau du sol

h_e : épaisseur du lit de pose qui sera faite une couche de sable fin d'une épaisseur de 0,10 m et qui protégera la conduite contre les éléments rocheux du terrain

on prend: $h_i = 1,0 \text{ m}$

$h_e = 0,1 \text{ m}$

2 REMBLAI: La première couche de remblai en contact direct avec la conduite doit être en sable fin ou en terre tamisée, damée et arrosée soigneusement par couche jusqu'à 0,30 m au dessus de la conduite

le reste du remblai est exécuté à l'aide d'une terre tout venant et damée.

Il faut éviter de rapprocher la conduite d'A.E.P d'une conduite d'autre nature (approvisionnement; gaz) il est recommandé de laisser au moins une distance de 0,5m.

Les conduites D'A.E.P sont posés au dessus des conduites des eaux usées à une distance entre les génératrices des 2 conduites d'au moins 0,50m; afin d'éviter toute infiltration dangereuse dans les conduites d'A.E.P à travers les joints et les ventouses en cas de fuite dans la conduite d'eaux usées.

CHAPITRE . PRODUCTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION:

Comme on a prévu une canalisation en acier on doit envisager sa protection contre la corrosion, la corrosion est causée par des réactions chimiques ou électro-chimiques qui se produisent à la surface de séparation métal-milieu ambiant et qui sont des réactions d'oxydations des métaux.

. CORROSION EXTERNE:

La corrosion externe des conduites est due essentiellement à des phénomènes extérieurs, en liaison soit:

- avec des installations électriques
- avec la nature du sol

2. CORROSION INTERNE:

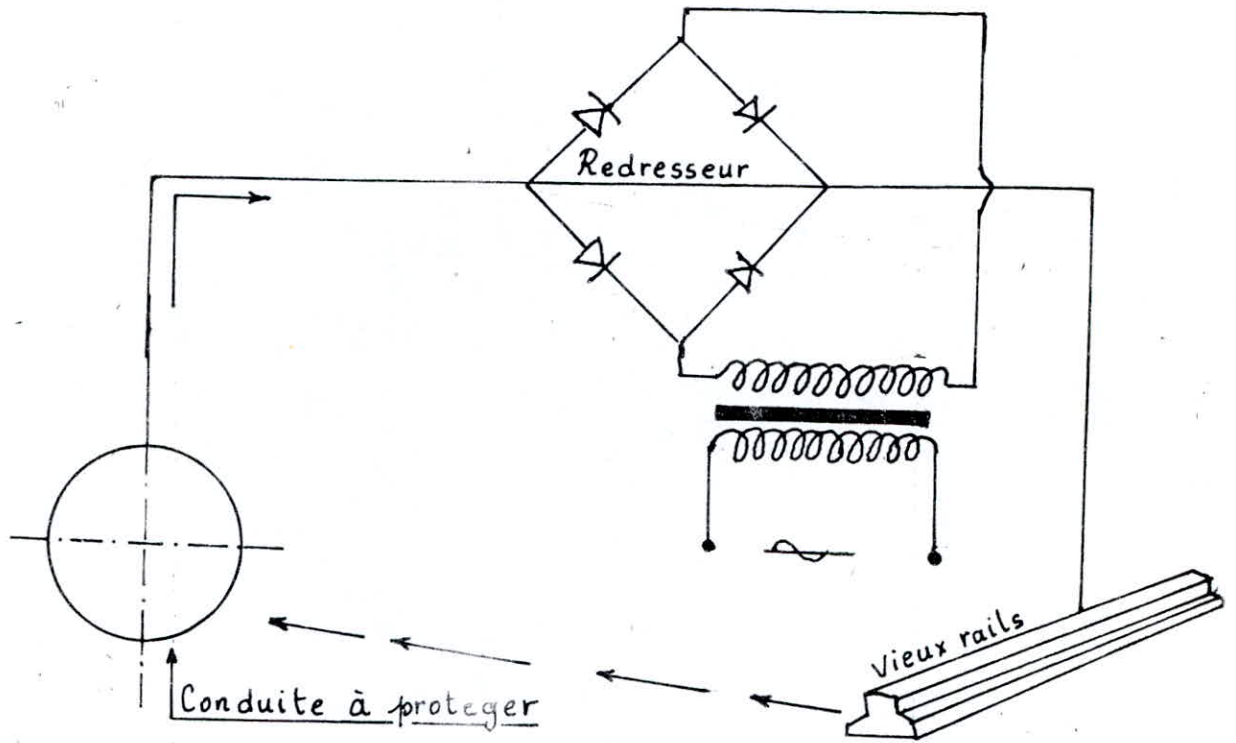
Elle est due à des causes qui trouvent leurs origines dans l'eau. C'est ainsi qu'il arrive que des eaux fortement minéralisées provoquent dans les canalisations des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible, il en résulte des attaques locales du métal.

3. PROTECTION CONTRE LA CORROSION:

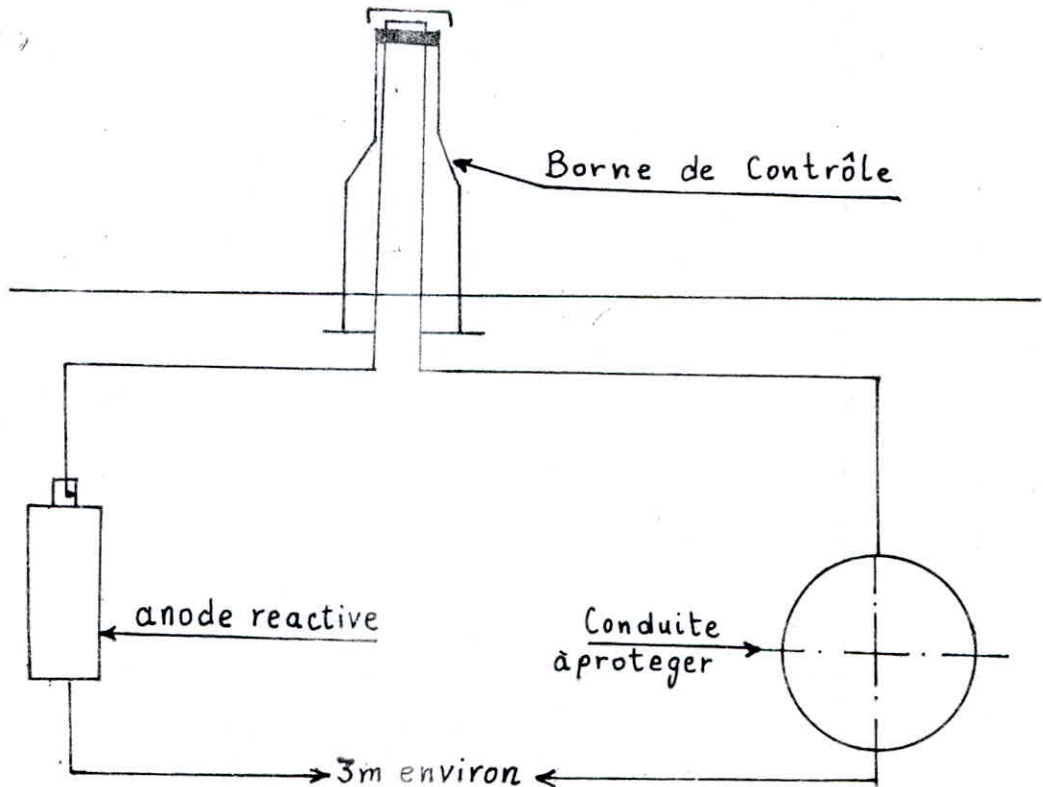
3.. PROTECTION EXTERIEUR:

Pour la protection de la canalisation; on recommande une protection cathodique qui consiste à transformer la conduite en zone d'entrée de courant; puisque la corrosion n'existe qu'aux emplacements où le courant quitte la conduite, cette protection peut être obtenue soit:

Schema de protection par soutirage de courant



Schema de protection par anode reactive



- en constituant, avec un métal plus électro-négatif que le fer, une pile où le fer jouera le rôle de cathode (protection cathodique par anode réactive).

- en reliant la conduite d'une part à une source d'énergie électrique et d'autre part à une anode enfouie dans le sol et destinée à se corroder (protection cathodique par soutirage de courant).

les conduites doivent être revêtus d'une enveloppe de 3 mm environ; constitué par de la soie de verre noyée dans un bitume de houille.

3.2. PROTECTION INTERIEUR:

- La protection à lier doit être aux caractéristiques chimiques de l'eau transportée, la conduite est protégée par un émail à base de bitume de pétrole de 1 à 2 mm d'épaisseur, appliqué par centrifugation à chaud exécutée en usine.
- Eviter toutes les entrées d'air, dégagements gazeux et tourbillons pour remédier à ces inconvénients, il est indispensable de protéger les conduites aux points hauts et bas.
- afin d'éviter la perturbation de l'écoulement de l'eau provoquée par l'air qui s'accumule aux points hauts, on installe des ventouses qui permettent l'évacuation de cet air.

DEUXIEME PARTIE:

ASSAINISSEMENT.

CHAPITRE I: GENERALITES:

1.1: INTRODUCTION

1.2: DONNEES DE BASE

1.3: ETAT ACTUEL

1.4: TYPES D'EAU A EVACUER

1.5: PROPOSITION DU RESEAU D'EGOUT

.6:

CHAPITRE II: CALCUL HYDROTECHNIQUE

2.1: DEBIT DES EAUX PLUVIALES

2.2: DEBIT DES EAUX USEES

2.3: DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS

2.4: DESCRIPTION DU RESEAU D'EGOUT.

CHAPITRE III: OUVRAGES DU RESEAU

3. : REGARDS

3.2: BOUCHE D'EGOUTS

3.3: CANIVEAUX

CHAPITRE IV: POSE DES TUYAUX

4. : EXECUTION DE LA TRANCHEE

4.2: REMBLAI

4.3: EXPLOITATION

CHAPITRE V: DEVERSOIR D'ORAGE:

5.1: ROLE ; 5.2: DIMENSIONNEMENT.

CHAPITRE I: GENERALITES:

1.1: INTRODUCTION:

Cet avant projet propose l'assainissement des eaux usées et pluviales de la Z.H.U.N de GRAREM.

L'assainissement doit viser les objectifs suivants:

- évacuer au plus bas cout par hydraulique le plus rapidement possible et sans stagnation les eaux usées et pluviales
- respecter les objectifs de qualite des eaux rejetées dans le milieu naturel afin d'éviter la pollution des eaux souterrains et de surface et de préserver les ressources en eaux, d'où la necessite de traitement des eaux.

1.2: DONNEES DE BASE: (URBACO)

- Carte à l'échelle 1/2000

- Intensite pluvionétrie: 164 l/s/h ; pour une pluie décennale et le temps de concentration $t = 15$ mn

- Coefficient de ruissèment moyen $c = 0,60$ pour le calcul des eaux usées on doit se référer à la première partie (A.E.P)

1.3: ETAT ACTUEL:

Il n'ya aucun réseau d'égout dans cet endroit puisqu'il s'agit pratiquement d'un terrain d'une nouvelle Z.H.U.N.

Le territoire de la Z.H.U.N est accidenté, il est partagé en 3 bassins versants.

L'oued existant es qui traverse la Z.H.U.N nécessite un aménagement.

1-4) TYPES D'EAU A EVACUER :

Ne possédant pas d'industrie ,les seules eaux à évacuer du territoire sont:

- Les eaux pluviales
- Les eaux usées d'origine domestiques

1-5) PROPOSITION DU RESEAU D'EGOUT :

Nous proposons un reseau d'égout du systeme unitaire .
Les eaux usées et pluviales seront emmenées à l'endroit le plus bas de chaque bassin versant .
Le reseau d'égout sera terminé par le diversoirs d'orage qui partageront les eaux usées vers la station d'epuration de la ville et les eaux pluviales vers l'oued.

CHAPITRE II: CALCUL HYDROTECHNIQUE:

2.: DEBIT DES EAUX PLUVIALES:

Pour le calcul du débit des eaux pluviales, nous avons utilisé la méthode dite "rationnelle"

$$Q_p = S \cdot I \cdot C$$

ou Q_p : débit des eaux pluviales (l/s)

S: surface du bassin versant (h)

I: intensité de la pluie (l/s/h)

C: coefficient de ruissellement

2.2: DEBIT DES EAUX USEES:

Le débit moyen des eaux usées est pris égal à 80% de la consommation.

$$Q_{u-m} = 0,8 Q$$

ou Q_{u-m} : débit moyen des eaux usées

Q: débit de consommation

$$Q = S \times d \times Q_{sp}$$

ou S: surface assainie

d: densité

Q_{sp} : débit spécifique de consommation

Le débit de pointe des eaux usées est calculé par la formule suivante: $Q_{up} = Q_{u-m} \cdot C_p$

ou Q_{up} : débit de pointe des eaux usées (l/s)

C_p : coefficient de pointe. $C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{u-m}}}$

compte tenu de la faible importance des débits des eaux usées d'origine domestiques par rapport à ceux des eaux pluviales le réseau d'égout est calculé pour le débit des eaux pluviales seulement.

2.3: DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS:

Les calculs sont effectués dans un tableau de 24 colonnes.

Notice explicative du tableau de calcul:

Colonne 1: numéro du tronçon

Colonne 2: surface du bassin d'apport en (ha)

Colonne 3: coefficient de ruissellement:

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau qui ruisselle de cette surface au volume d'eau tombé sur elle.

Colonne 4: surface A_1 réduite (en ha) $A_1 = A \times C$

A_1 : surface réduite (ha)

A : surface du bassin versant

C : coefficient de ruissellement

Colonne 5: intensité de la pluie (l/s/h)

Colonne 6: débit des eaux pluviales (l/s)

Q_p : débit des eaux pluviales

S : surface du bassin versant

C : coefficient de ruissellement

Colonne 7: débit des eaux usées (l/s)

Colonne 8: cumul des débits des eaux usées (l/s)

Colonne 9: cumul des débits des eaux pluviales (l/s)

Colonne 10: longueurs des tronçons (m)

Colonne 11 et 12: côtes du terrain, respectifs amont et aval du tronçon.

Colonne 13 et 14: côtes du radier (amont et aval)

Les côtes du radier sont déterminés après avoir choisi une pente sur le profil; pour laquelle la vitesse sera admissible.

Le terrain étant accidenté, on installe des regards avec chute à chaque fois que cela est nécessaire.

Colonne 15: pente du radier en mètre par mètre pour un long tronçon la pente moyenne est calculée comme suit:

$$I_m = \left[\frac{L}{\frac{L_1}{\sqrt{I_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{I_2}} + \dots + \frac{L_n}{\sqrt{I_n}}} \right]^2$$

Colonne 16: diamètre (mm)

Déduite à partir de l'abaque de Manning - Strickler.

(annexe IX, la collecte), en fonction de la pente et du débit des eaux pluviales

Colonne 17: débit en plein section (l/s) obtenu d'après l'abaque (annexe VII, la collecte), en fonction du diamètre et de la pente.

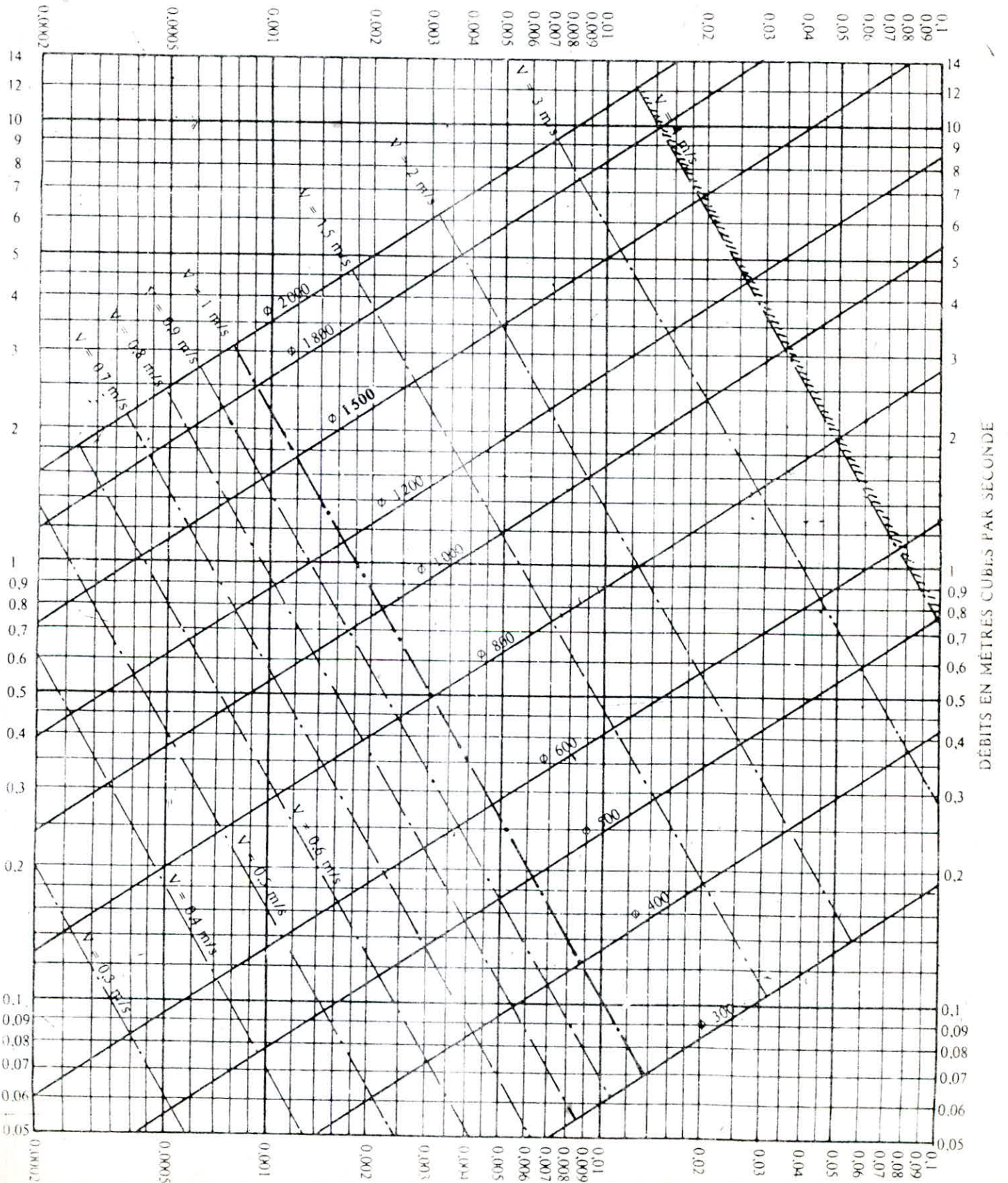
Colonne 18: vitesse en plein section déduite de la même façon que celle de la colonne (17).

Colonne 19: rapport des débits des eaux pluviales au débit de plein section (rQ)

$$rQ = \frac{Q_p}{Q_{ps}}$$

ANNEXE VII

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

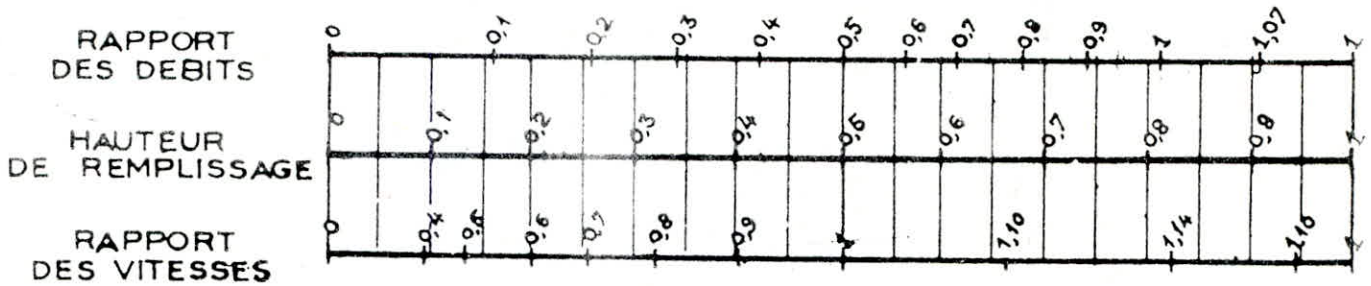


ANNEXE X

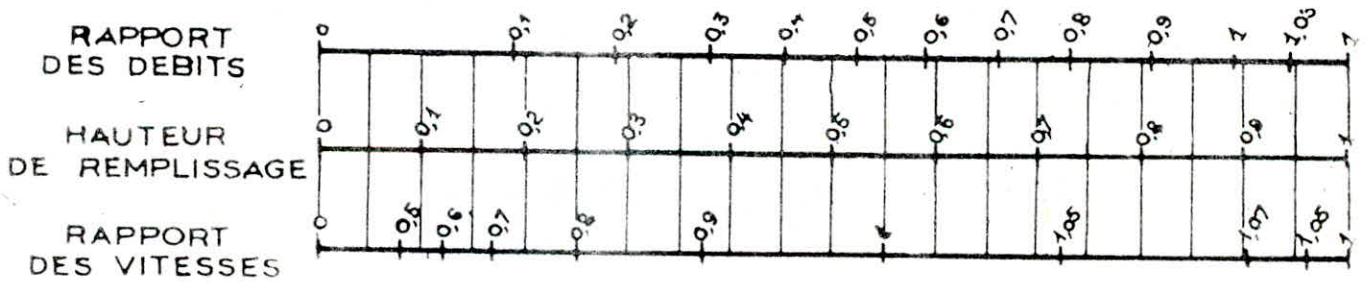
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

rQ: rapport des débits

Qp: débits des eaux pluviales (l/s)

Qps: débits de pleine section (l/s)

Ce rapport doit être inférieur ou égale à 1.

Colonne 20: rapport des hauteurs de remplissage (rH) obtenu en fonction de rQ et à l'aide de l'annexe X (la collecte).

Colonne 21: rapport des vitesses rv; s'obtenant de la même façon que la colonne 20.

Colonne 22: hauteur de remplissage (H) égale au produit:

$$H = rH \cdot D$$

ou H: hauteur de remplissage (mm)

D: diamètre (mm)

rH: rapport de la hauteur de remplissage

Colonne 23: vitesse d'écoulement (m/s); égal au produit des colonnes (18) et (21)

$$V = Vps \cdot rV$$

ou V: vitesse en (m/s)

Vps: vitesse à pleine section (m/s)

rV: rapport des vitesses

Colonne 24: vitesse d'autocurage: la vitesse d'autocurage exprime la vitesse de l'eau pour le 1/10 du débit à pleine section; elle se déduit en multipliant la vitesse pleine section Vps, par 0,6

$$V(1/10 Qps) = 0,6 Vps \text{ (m/s)}$$

ou V(1/10 Qps): vitesse d'autocurage.

CONCLUSION:

D'après les résultats obtenus dans le tableau de calcul, on voit que les vitesses d'autocourages sont vérifiées, les vitesses d'écoulements sont acceptables.

2.4: Description du réseau d'égout:

Le collecteur principale A ; est d'un déversoir d'orage Do - ; qui porte les eaux de pluie vers l'oued aménagé; il sera mené ensuite le long de l'oued et qui se raccorde au collecteur B terminé par un deuxième déversoir d'orage Do-2; au delà de ce dernier: le collecteur B sera raccordé à l'oued ou les eaux pluviales seront diversés , et les eaux usées seront dirigés vers la station d'épuration existante dans la ville.

Le collecteur C qui n'est pas très important , se raccordera au réseau d'égout de la ville par un déversoir d'orage.

On se limitera aux dimensionnements des collecteurs car on n'a aucune donnée sur le réseau de la ville pour pouvoir envisager les raccordements.

CHAPITRE III: OUVRAGES DU RESEAU:

3. : REGARDS:

Il s'agit des regards de visite de jonction ou avec chute et établis à chaque changement de pente, de direction et de section sinon tous les 80 m; leur rôle est qu'ils permettent la surveillance le nettoyage de réseau et son aération, en plus de ça; les regards avec chute diminuent la vitesse d'écoulement dans les égouts; ils sont exécutés si le terrain est accidenté afin de diminuer la profondeur de la tranchée.

3.2: BOUCHES D'EGOUTS:

Les bouches d'égouts servent à l'introduction dans un égout des eaux de pluie et de l'vge des chaussées.

Les bouches d'égouts comprennent de bas en haut:

- un branchement de raccordement à la canalisation d'évacuation dont le diamètre minimale est de 0,25m.
- un radier lisse, étanche, avec pente dirigée vers la canalisation d'évacuation.
- une cheminée verticale

3.3: CANIVEAUX:

Les caniveaux sont destinés à collecter jusqu'à des bouches d'égouts, les eaux de la voirie

JOINTS: Les joints furent, tout d'abord, réalisés en mortier de ciment sur le chantier. La mise à joint s'effectue par emboîtement de l'about mal dans le collet; ce qui entraîne la compression de l'anneau de caoutchouc.

CHAPITRE IV: POSE DES TUYAUX:

Nous proposons une tuyauterie circulaire en béton armé.

Les tuyaux sont projetés sous les voiries.

4. : EXECUTION DE LA TRANCHEE:

Les tuyaux sont placés à une profondeur variable de (2 ÷ 4 m) vu les relations de pente qui sont difficiles à cause des grandes inclinaisons du terrain, les tuyaux d'assainissement doivent être posés au moins à 10 ou 20 cm au dessous des conduites d'A.E.P ils seront posés sur un lit de sable , si le terrain est stable et sur des dalles en beton près de la pose en remblai.

4.2: REMBLAIEMENT DES TRANCHEES:

Un premier remblai doit être effectué jusqu'à une hauteur de 0,15 m au dessus de la génératrice supérieure de la canalisation ce remblaiement doit être effectué à l'aide de la terre des déblais, le reste peut être effectué à l'aide d'engins mécaniques

4.3: EXPLOITATION:

L'exploitation des réseaux necessitent des operations d'entretien courant:

Curage et nettoyage periodique.

CHAPITRE V: DEVERSOIR D'ORAGE:

5. ROLE:

Le déversoir d'orage est destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales ; ce qui va réduire les dimensions du réseau aval .

Il est destiné aussi à séparer les eaux de pluies qui seront rejetées dans un milieu naturel, et les eaux usées qui seront conduits vers la station d'épuration qui ne peut recevoir que (3 ÷ 6) fois le débit du temps sec.

Pour notre réseau d'égout on a prévu deux déversoirs d'orages

Do - 1 et Do - 2:

5.2: DIMENSIONNEMENT DU DEVERSOIR D'ORAGE:

Do - 1 (collecteur A)

- caractéristiques initiales:

$D = 800 \text{ mm}$; $j = 0,031 \text{ m par m}$

- débit de temps sec:

en temps sec le débit de toutes les eaux usées (Q_u) sera mené vers la station d'épuration

$Q_u = 19,46 \text{ l/s}$ (voir tableau de calcul)

- en temps de pluie:

le débit des eaux usées et pluviales $Q_a = Q_u + Q_p$

$Q_a = 1581,29 + 19,46 = 1600 \text{ l/s}$

sera partagé en:

- Q_s : débit qui sera conduit vers la station d'épuration
 - Q_d : débit de déversement vers l'oued
- on a pris le mélange:

$$Q_s = 6 \times Q_u = 6 \times 19,46 = 116,76 \text{ l/s}$$

$$Q_d = 1581,29 - 116,76 = 1464,53 \text{ l/s}$$

- hauteur de déversement:

hauteur d'arrivage dans le tuyau:

$$H = r_H \cdot D \quad (\text{mm})$$

r_H : rapport de la hauteur de remplissage

D : diamètre (mm)

$$D = 800 \text{ mm}$$

$J = 0,03 \text{ m.p.m}$ (annexe VII, la collecte) $Q_{ps} = 1600 \text{ l/s}$

Q_{ps} : débit pleine section

$$r_{Q1} = 0,98 \xrightarrow{\text{(annexe X)}} r_{H1} = 0,8 \rightarrow H_1 = 640 \text{ mm}$$

$$r_{Q2} = \frac{116,76}{600} = 0,193 \text{ (annexe X, collecte)} \rightarrow r_{H2} = 0,13$$

$$H_2 = 0,13 \cdot 800 = 104 \text{ mm}$$

$$\Delta H = H_1 - H_2 = 640 - 104 = 536 \text{ mm}$$

$$h = \frac{\Delta H}{2} = \frac{536}{2} = 268 \text{ mm} = 0,27 \text{ m}$$

longueur du seuil déversoir:

$$Q_d = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}$$

Q_d : débit de déversement vers l'oued (m^3/s)

$$h = \frac{\Delta H}{2} \quad (\text{m}) \quad ; \quad h = \text{charge d'eau (m)}$$

$$\mu = f(h, r) \quad ; \quad r: \text{forme de la crête}$$

h_r : hauteur du seuil (m); b = longueur du seuil

μ est pris égal à 0,6

$$\text{d'ou } b = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_d}{J \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}} \quad (n)$$

$$b = \frac{3}{2} \cdot \frac{1,46}{0,6 \sqrt{2 \cdot 9,8} \cdot (0,27)^{3/2}} = 5,87$$

avec un coefficient de sécurité 1,5

$$b = 1,5 \cdot 5,87 = 9m$$

5.3. DIMENSIONNEMENT DU DEVERSOIR D'OR GE Do - 2

Les collecteurs principaux A et B se raccordent en un point, à partir de ce point: un tronçon évacue la somme des débits provenant de A et B vers le déversoir d'orage Do - 2; au delà de ce dernier, il se raccorde à l'oued

- dimensions du tronçon de raccordement:

$$\text{longueur } l = 30m$$

$$Q_{(AB)} = Q_p(B) + Q_p(A) + Q_u(B) + Q_u(A)$$

$$Q_{(AB)} = 768,24 + 546,8 + 2,77 + 26,42 = 2363,24 \text{ l/s}$$

$$J = 0,020 \text{ m.p.m}$$

$$) \longrightarrow (\text{annexe IX, collecte}) \longrightarrow D = 1000 \text{ mm}$$

$$Q = 2363,24 \text{ l/s}$$

$$D = 1000 \text{ mm}$$

$$) \longrightarrow (\text{annexe VII; collecte}) \longrightarrow Q_{ps} = 2500 \text{ l/s}$$

$$J = 0,020 \text{ m.p.m}; \quad r_Q = \frac{0,2363}{0,25} = 0,92$$

$$V_{ps} = 3,00 \text{ m/s}$$

$$r_V = 1,12 \quad V = 1,12 \cdot 3 = 3,36 \text{ m/s}$$

$$r_H = 0,75 \quad H = 0,75 \cdot 100 = 750 \text{ mm}$$

DEVERSOIR D'ORAGE Do - 2

$D = 1000 \text{ mm}; J = 0,02 \text{ m.p.m}$

- débit de temps sec:

$Q_u \text{ (HB)} = 48,19 \text{ l/s}$

- débit de temps de pluie

$Q \text{ (AB)} = 2363,24 \text{ l/s}$

- débit véhiculé vers la station d'épuration

$Q_s \text{ (AB)} = 6 \times 48,19 = 289,14 \text{ l/s}$

- débit de déversement vers l'oued

$Q_d \text{ (AB)} = 2363,24 - 289,14 = 2074,10 \text{ l/s}$

$D = 1000 \text{ mm}$

$J = 0,020 \text{ m.p.m}$) annexe VII $\rightarrow Q_{ps} = 2500 \text{ l/s}$

hauteur de remplissage:

$r_{Q1} = \frac{2363,24}{2500} = 0,92$ annexe X $\rightarrow r_{H1} = 0,75$

d'où $H_1 = 0,75 \cdot 1000 = 750 \text{ mm}$

$r_{Q2} = \frac{289,14}{2500} = 0,11$ annexe X $\rightarrow r_{H2} = 0,16$

d'où $H_2 = 0,16 \cdot 1000 = 160 \text{ mm}$

$\Delta H = H_1 - H_2 = 750 - 160 = 590 \text{ mm}$

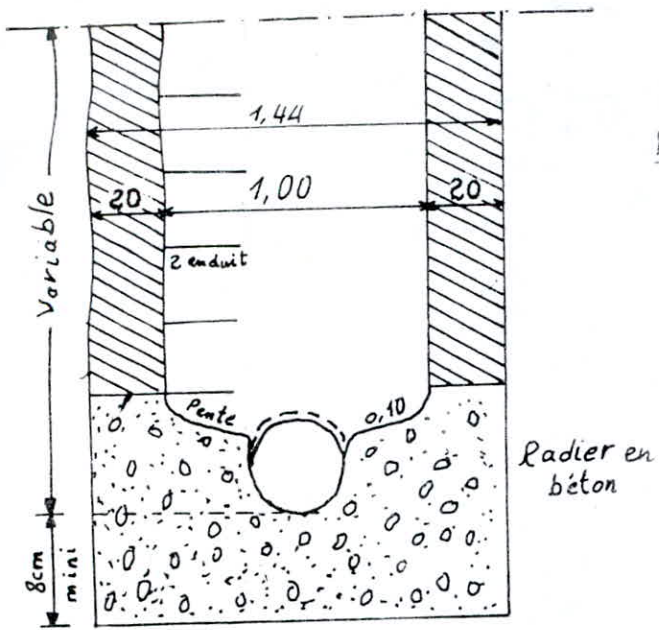
$h = \frac{\Delta H}{2} = \frac{590}{2} = 295 \text{ mm} = 0,295 \text{ m}$

d'où la longueur du seuil b

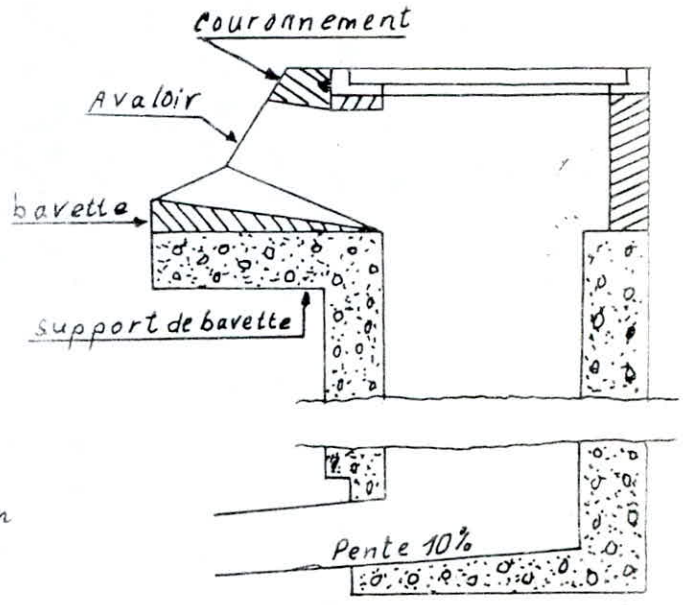
$b = \frac{3}{2} \cdot \frac{2,074}{0,6 \times \sqrt{2} \cdot 9,8 \times (0,295)^{1,5}} = 7,3 \text{ m}$

avec un coefficient de sécurité de 1,5

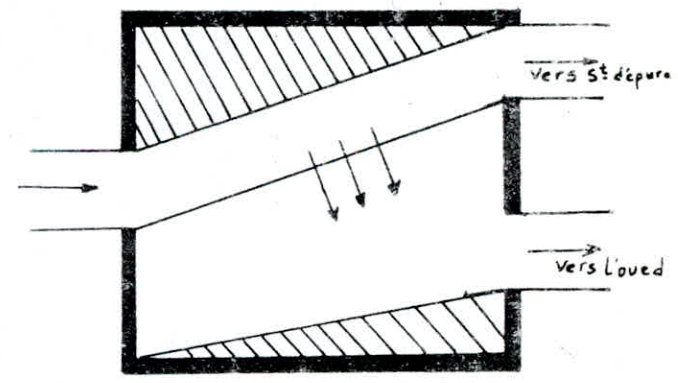
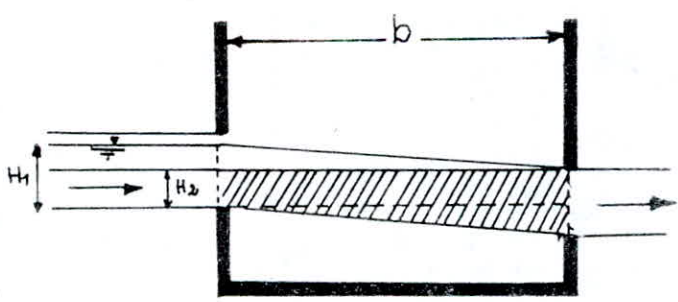
$b = 7,3 \cdot 1,5 = 11 \text{ m}$



Regard de visite



Bouche d'égout
Sans décantation



Deversoir d'orage

BIBLIOGRAPHIE

A . E . P

- HYDRAULIQUE URBAINE (. DUPONT, II III).
- MANUEL D'HYDRAULIQUE GENERALE (. LENC TRE)
- LA DISTRIBUTION D'EAU DANS LES AGGLOMERATIONS URBAINES ET RURALES.
- THEORIE DE LA LONGUEUR FLUIDO. DYNAMIQUE (G. L'PRAY)
- CATALOGUE DES POMPES (JEUMONT. SCHENEIDER)

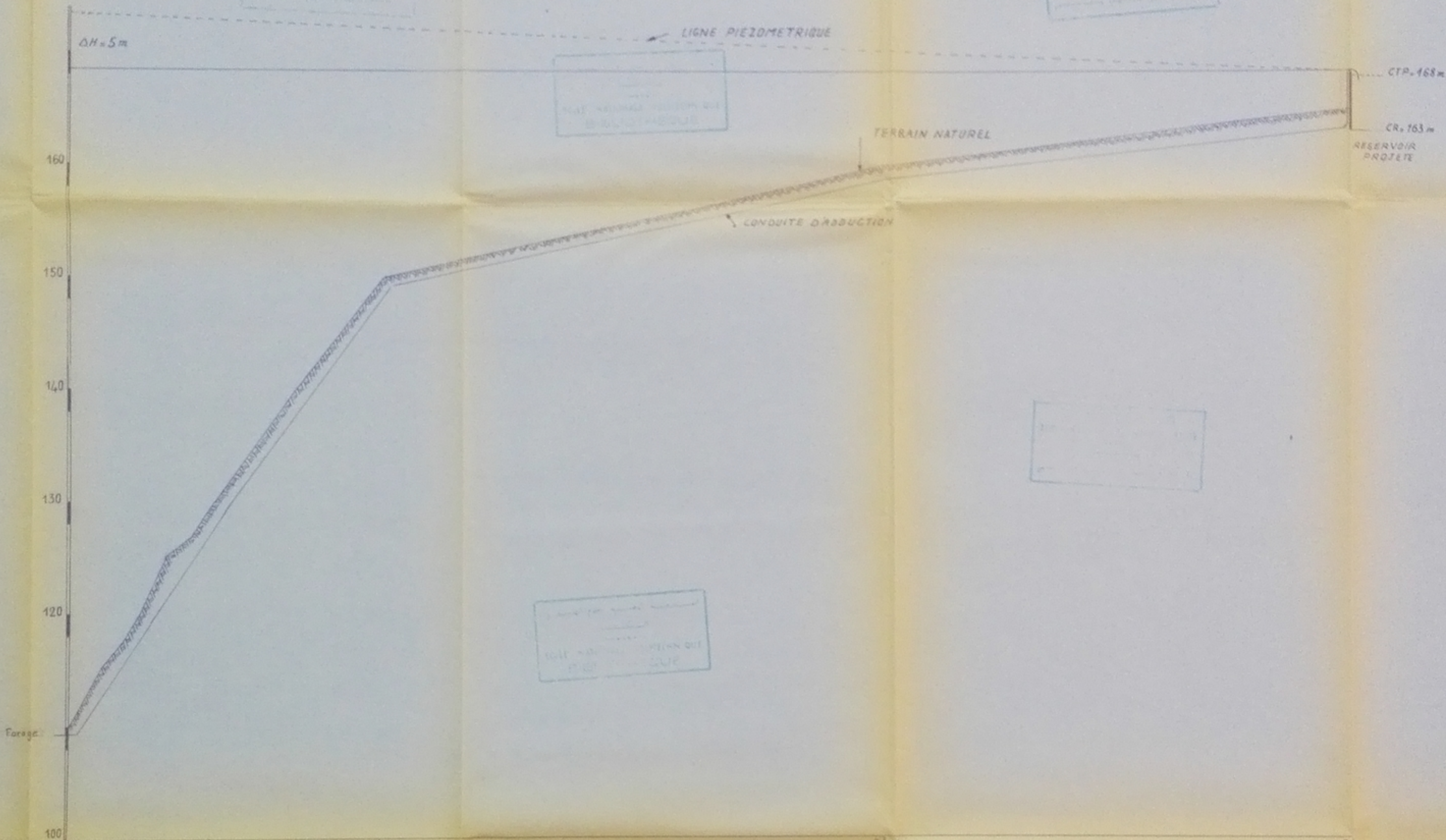
ASSAINISSEMENT:

- LES EAUX USEES DANS LES AGGLOMERATIONS URBAINES ET RURALES (TOME I; LA COLLECTE).
- COURS D'ASSAINISSEMENT URBAIN (UNIVERSITE STUTTGART).

-*- NOMONCLATURE -*-
=====

TABLE DES PLANCHES :

- PLANCHE N° 1 : profil en long de la conduite d'adduction par refoulement.
- PLANCHE N° 2 : profil en long de la conduite gravitaire (adduction)
- PLANCHE N° 3 : équipement du réseau de distribution (zone haute)
- PLANCHE N° 4 ; équipement du réseau de distribution (zone basse)
- PLANCHE N° 5 : profil en long du réseau de distribution (zone haute)
- PLANCHE N° 6 : profil en long des collecteurs A et C
- PLANCHE N° 7 : profil en long du collecteur B .



Trançons	F	1	2	3	4	5	6
Longueurs Partielles (m)		60	66	70	78	450	416
Longueurs cumulées (m)		60	126	196	274	724	1140
Cotes du terrain		110	120	130	140	150	160
cote de la génératrice supérieure	105	119	129	139	149	159	165
diamètre (mm)						200	160
pentés (n.p.m)		0,16	0,15	0,14	0,128	0,020	0,012

PH035/85
A.

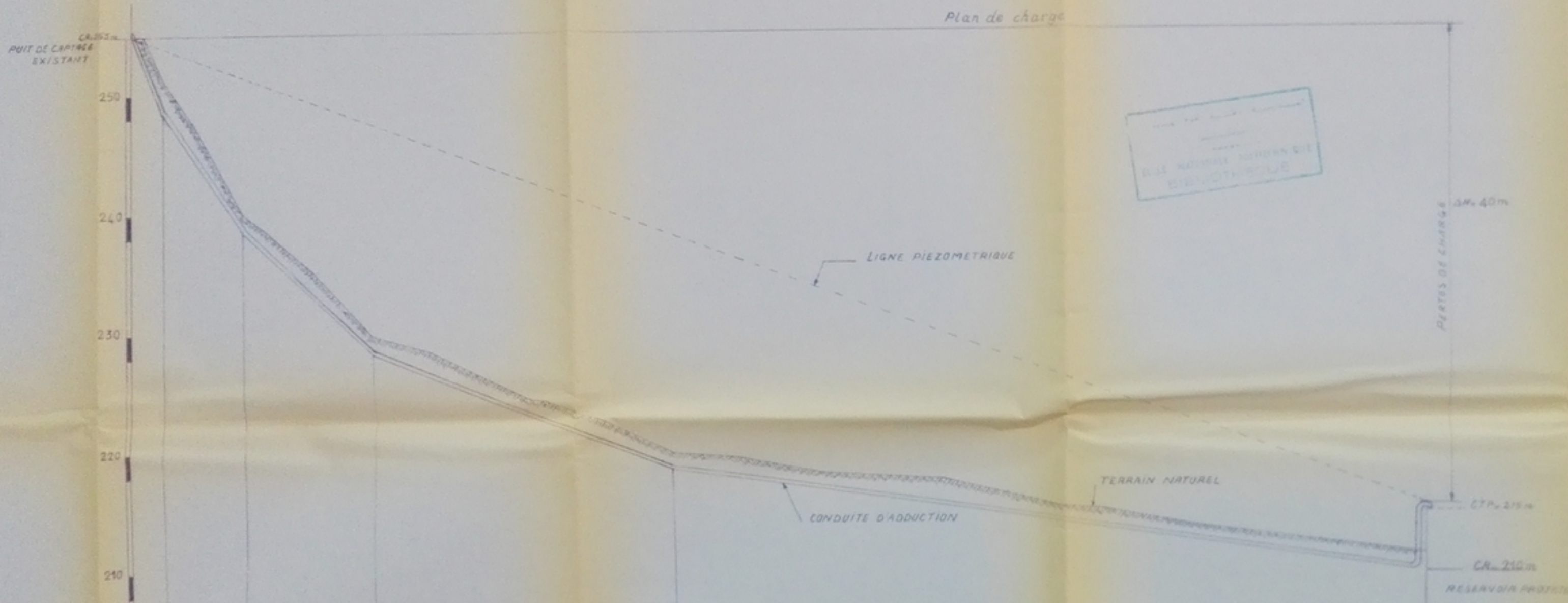
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 A-E-P
 DE LA ZH-U-N DE GRAREM-N CONSTANTINE

PROPOSE PAR ERBAUD-ONS	ETUDE PAR MECHACHE R. SAGUO L.	DIRIGE PAR DURANTON
ECHELLES HOR: 1:2000 VER: 1:200		PLANCH N°44
PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE D'ADDUCTION PAR REFOULEMENT		

UNIVERSITE ALGERIENNE
 FACULTE D'INGENIERIE
 ALGER

Plan de charge

ECOLE NATIONALE SUPRIEURE DE
 BIBLIOTHEQUE



Trançons	R_p	1	2	3	4	5
longueurs partielles (m)	4,8	114	132	120	1016	
longueurs cumulées (m)	4,8	162	344	764	1800	
Cotes du terrain	255,00	242,00	230,00	219,00	210,00	
Cotes du radier d'ambres (m)	255,00	242,00	230,00	219,00	210,00	
Pentes (p.p.m)	0,13	0,09	0,055	0,023	0,008	

PHO 35/15
 2

UNIVERSITE ALGERIENNE
 FACULTE D'INGENIERIE
 ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

departement d'hydraulique

PROJET DE FIN D'ETUDES

A.E.P.

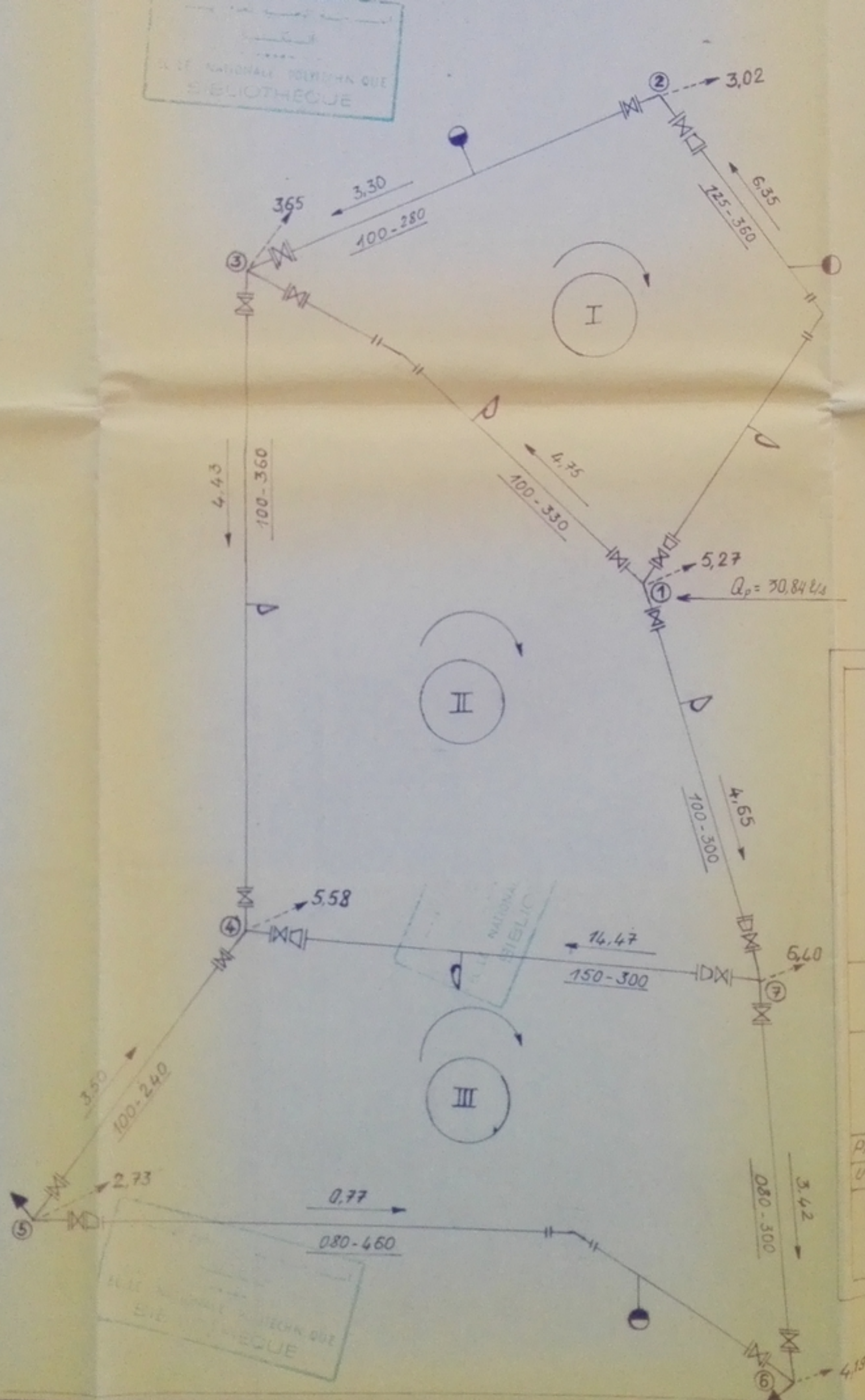
DE LA ZWUN DE GRAREM W CONSTANTINE

PROJET EN LONGE DE LA CONDUITE PLUMES
 PRODUCTION GRAVITAIRE

LEGENDE

--- débits soutirés
 --- débits
 --- diamètre-longueur

- ① Numéro du noeud
- ⊗ Robinet-vanne
- Cone de réduction
- Ventouse
- décharge
- ⌒ bouche d'incendie
- └ Coude
- ┌ Té
- ⊕ Croix



المعهد الوطني للعلوم الهندسية
 المكتبة
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 BIBLIOTHEQUE

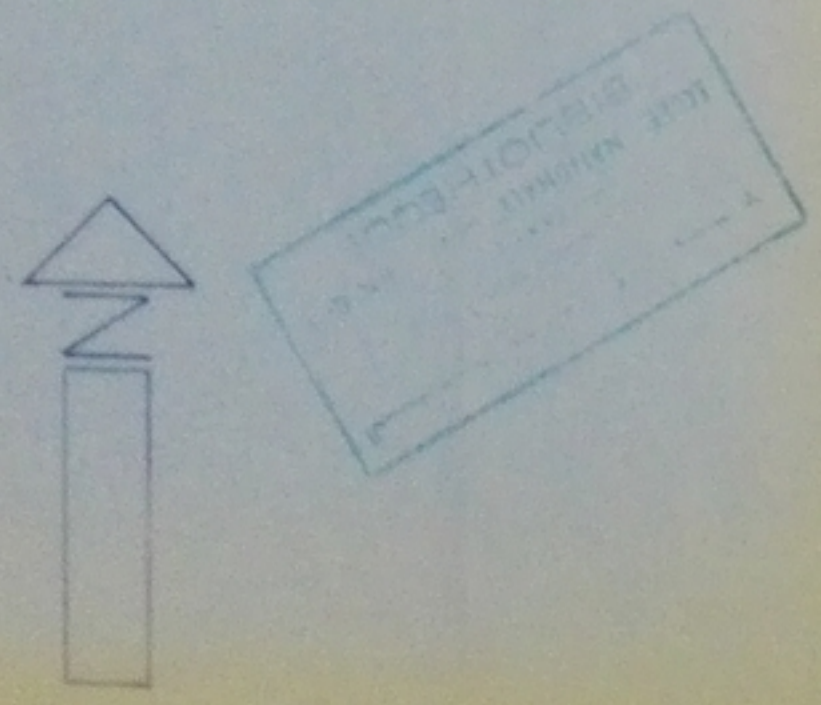
PH035/95
 -3-

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 departement d'hydraulique

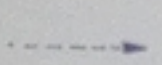
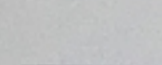
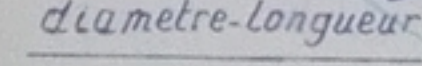
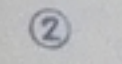
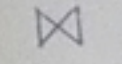
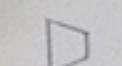

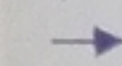
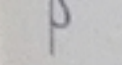
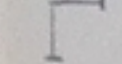
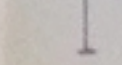
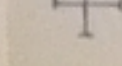
PROJET DE FIN D'ETUDES

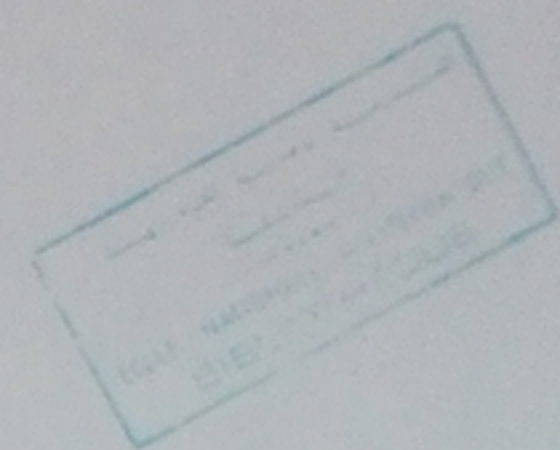
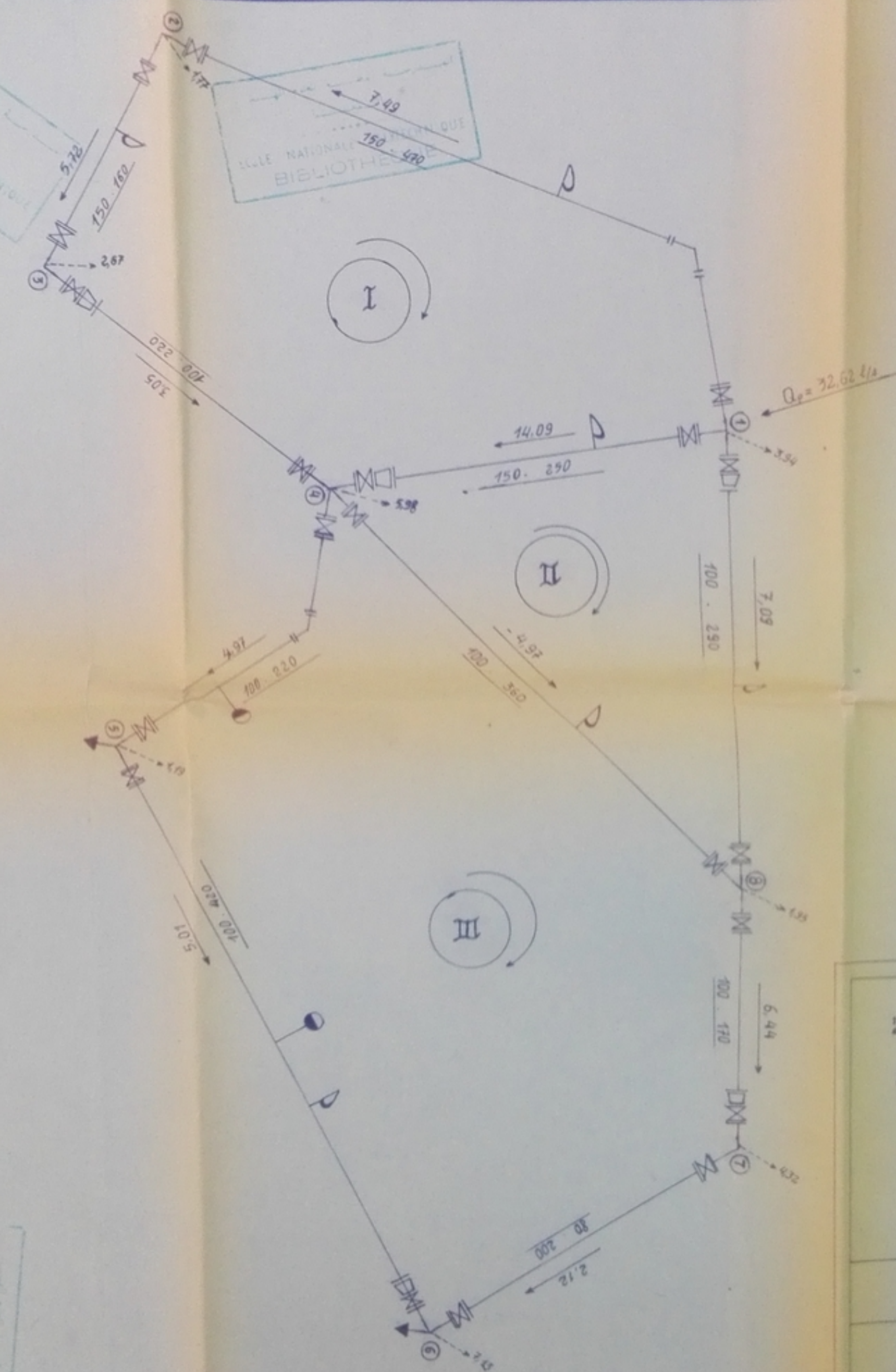
A-E-P
 DE LA Z-H-U-N DE GRAREM-W-CONSTANTINE

Proposé Par	etudie Par:	dirigé Par
urba co	SAOUD LAKHDAR NECHNACHE MAHIEDDINE	MF ANATOU
ECHELLES	SHEMA D'EQUIPEMENT DU RESEAU	PLANCHE
1:2000	DE DISTRIBUTION (1° ZONE)	N° 3

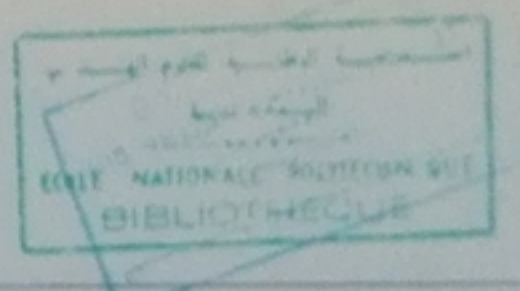


LEGENDE:

-  débits soutirés
-  débits
-  diamètre-longueur
-  Numero du noeud
-  Robinet-vanne
-  Conede réduction
-  ventouse
-  décharge
-  bouche d'incendie
-  Coude
-  té
-  Croix



PH035/85
-4-

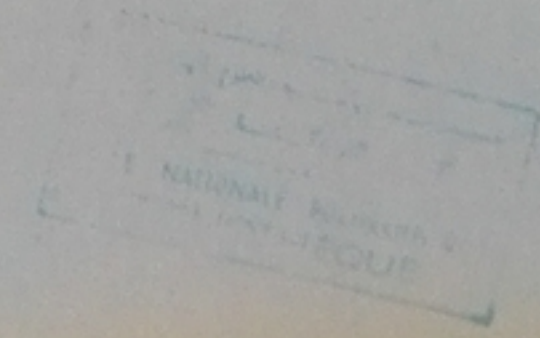
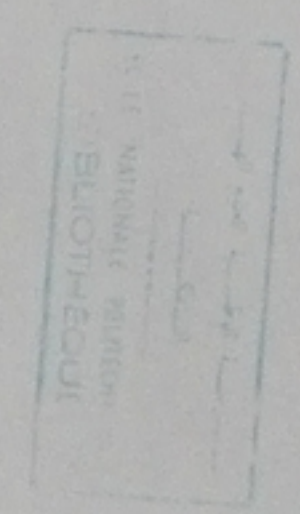
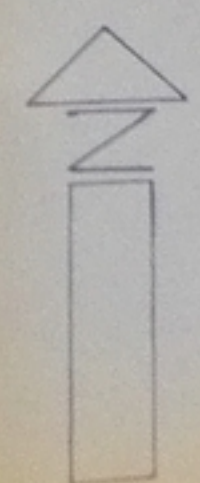


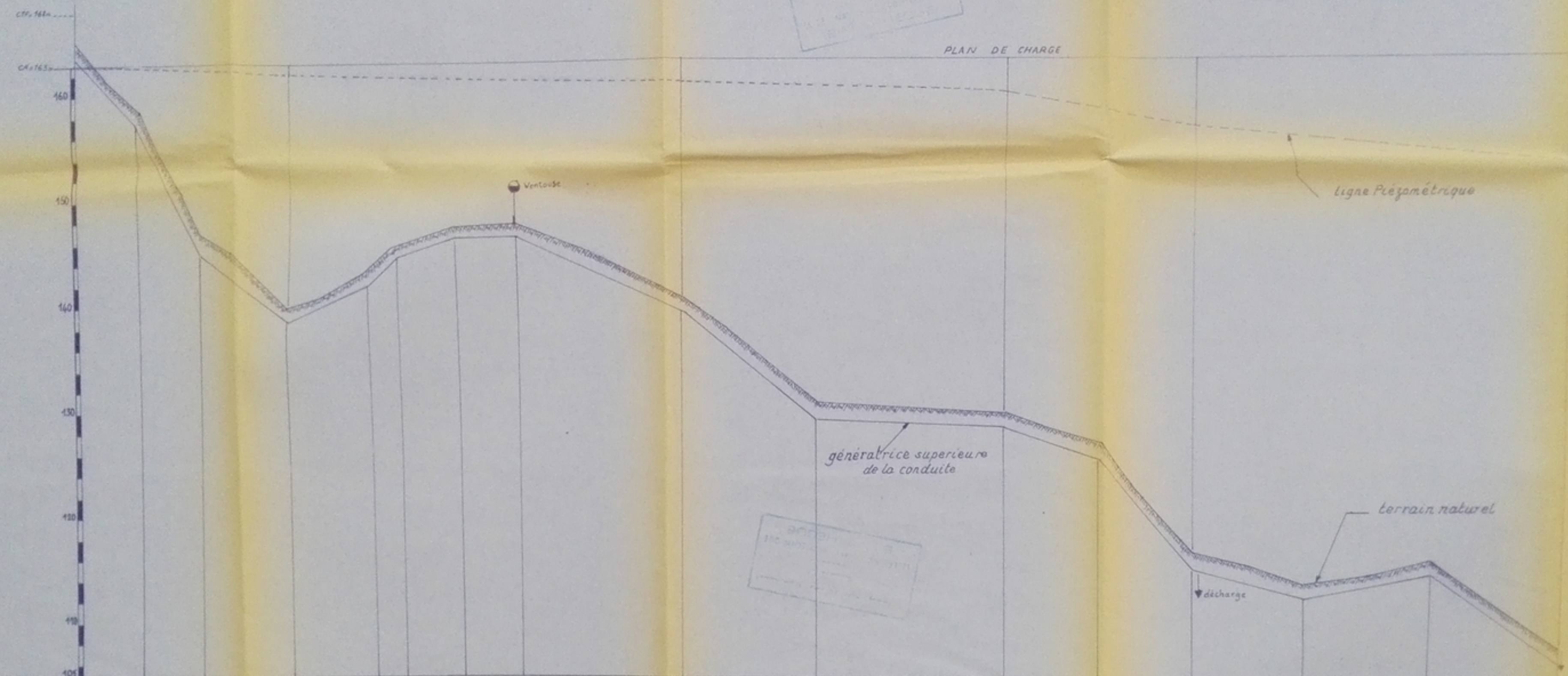
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 Département d'hydraulique

PROJET DE FIN D'ETUDES

A.E.P
 DE LA ZHUN DE GRAREM-W CONSTANTINE

Propose par Arbaco	étudié par SAOUD TAANDAR NECHACHE MAHIEDDINE	dirigé par M. AVATOLI
Date JANVIERS Echelle 1:2000	SCHEMA D'EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION (2 ^e ZONE)	
		PLANCHE N° 4



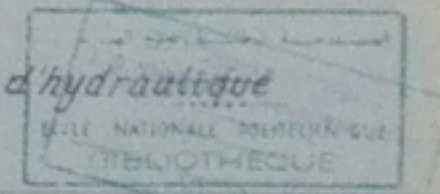


tranchées	R ₂	a	b	1	c	d	e	f	2	3	4	g	5	h	k	6	
diamètre (mm)		250				150				150		100		100		100	
longueurs Partielles (m)	75	75	110	98	35	70	70	197	160	220	108	112	128	14,2	150		
longueurs cumulées (m)	75	150	260	358	393	463	533	730	890	1110	1218	1330	1458	1600	1750		
cotes du terrain	157,10	157,10	145,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	
cotes de la génératrice supérieure	157,10	157,10	145,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	
cotes Piezométriques	157,10	157,10	145,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	140,10	
Pentes (m.p.m)	0,085	0,162	0,058	0,034	0,074	0,025	0,003	0,040	0,06	0,008	0,027	0,09	0,022	0,015	0,05		

PH035/85
-5-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

département d'hydraulique



PROJET DE FIN D'ETUDES

A-E-P

DE LA ZHUN DE GRAREM W CONSTANTINE

Propose Par URBACO. CNE	etudie Par M. NECHRAÏNE L. SABUD	Dirige Par DR A. PIMINOV
----------------------------	--	-----------------------------

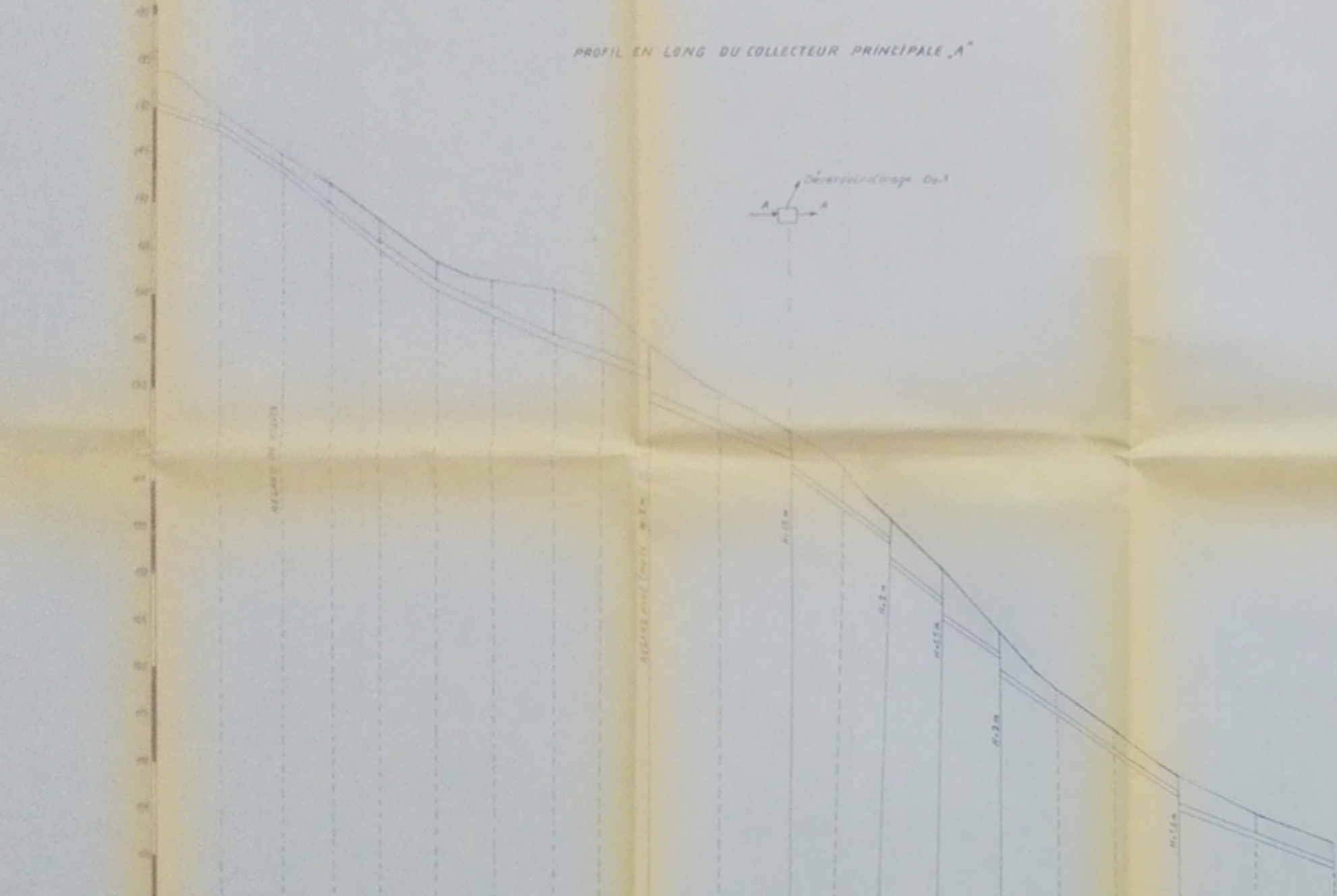
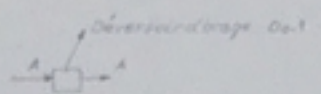
échelles:
A: 1cm=25m
V: 1cm=2m

PROFIL EN LONG DU RESEAU DE DISTRIBUTION (R₂.1.2.3.4.5.6) (1^{re} zone)

PLANCHE N°5

PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPALE "A"

PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR "C"



Tronçons	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
diamètres mm	500	600	600		800			400	500	600	
longueurs Partielles	80	90	142	80	170	140	200	300	260	220	
longueurs cumulées	80	170	310	390	560	710	910	1210	1470	1690	
Cotes du sol	100,00	95,00	90,00	85,00	80,00	75,00	70,00	65,00	60,00	55,00	50,00
Cotes du radier	98,00	93,00	88,00	83,00	78,00	73,00	68,00	63,00	58,00	53,00	48,00
Pentes du radier max	0,022	0,05	0,06	0,05	0,035	0,022	0,031	0,05	0,05	0,03	

Tronçons	1	2	3	4
diamètres mm	400	500	500	
longueurs Partielles	65	60	80	
longueurs cumulées	65	125	205	
Cotes du sol	100,00	95,00	90,00	85,00
Cotes du radier	98,00	93,00	88,00	83,00
Pentes du radier max	0,027	0,03	0,04	

PH 035/85

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE -6-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

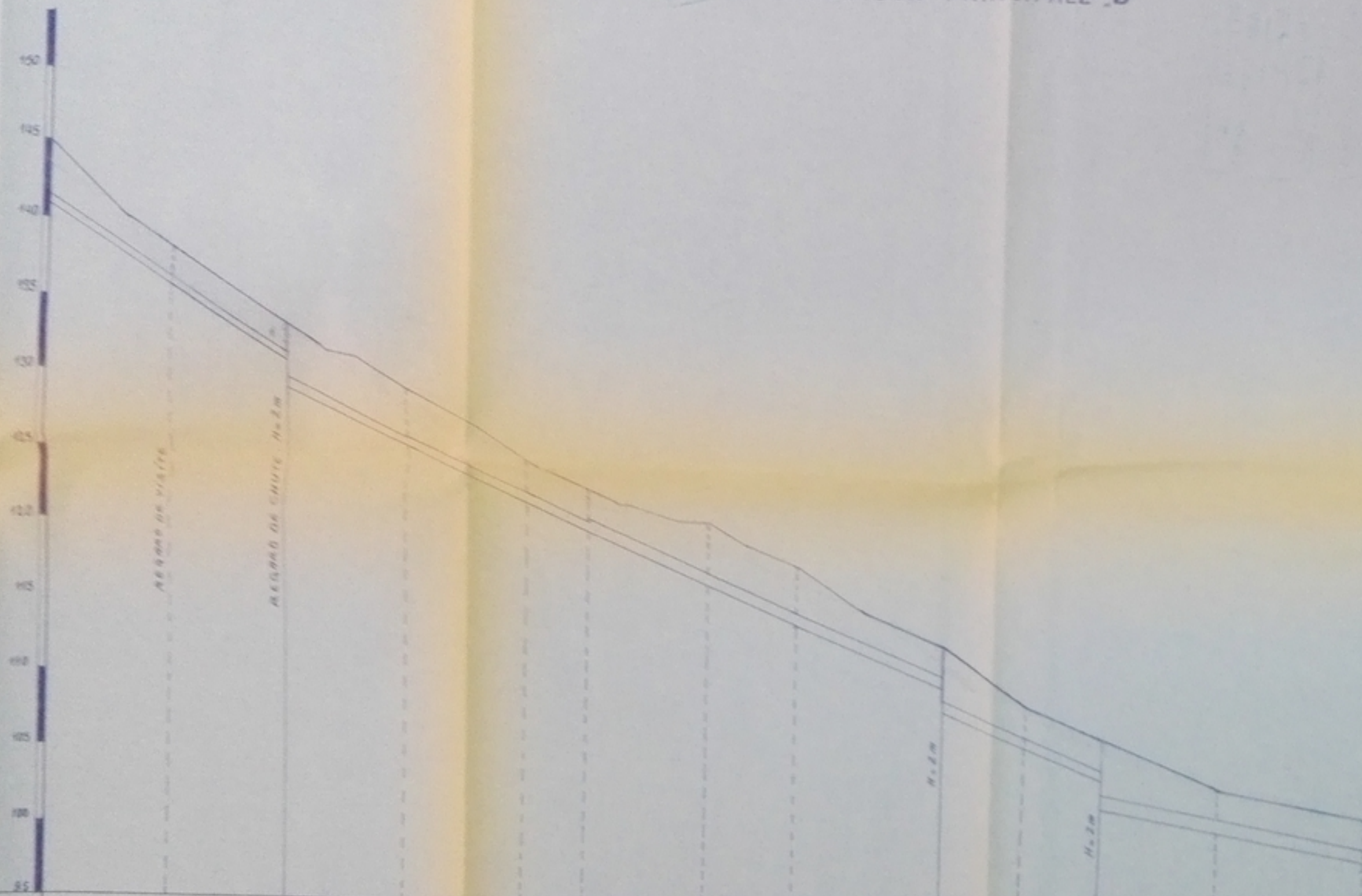
ASSAINISSEMENT

DE LA ZHUN DE GRAREM.W. CONSTANTINE

PREPARE PAR ORBACI CNE	ETUDIE PAR MECHACHE M SABOU L	DIRIGE PAR D-A PIMINOV
---------------------------	-------------------------------------	---------------------------

ECHELLES: HOR: 1/1000 VERT: 1/500 VER: 1/250	PROFILS EN LONG DES COLLECTEURS "A" ET "C"	PLANCHE N° 6
---	--	-----------------

PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPALE 'B'



trouçons	1	2	3	4	5	6	7
Diamètres (mm)	500	600	800	800	800	1000	
longueurs partielles (m)	160	200	140	100	110	180	
longueurs cumulees (m)	160	360	500	600	710	890	
Cotes du sol (m)	145.0	133.0	122.0	118.0	109.5	102.0	102.0
Cotes du radier (m)	141.0	129.0	120.0	114.0	108.0	101.0	98.0
Pentes du radier	0.06	0.04	0.04	0.04	0.03	0.02	

PH 035/55

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

ASSAINISSEMENT DE LA ZHUN DE GRAREM W DE CONSTANTINE

PROPOSE PAR	ETUDE PAR	DIRECTE PAR
URBAO CIVI	NECHNAÏCH W	D. A. PRINCE
	SRRO L	

ECHALLES
HOR: 1:200
VER: 1:200

PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR 'B'

PLANCHE N° 7

ASSAINISSEMENT: TABLEAU DE CALCUL PH 035/85

COLLECTEUR "A"

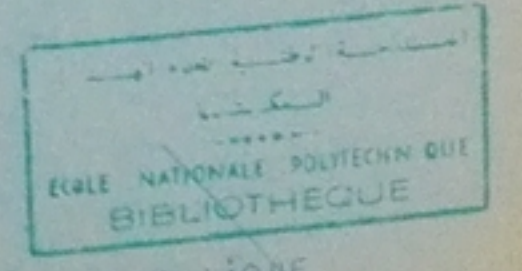
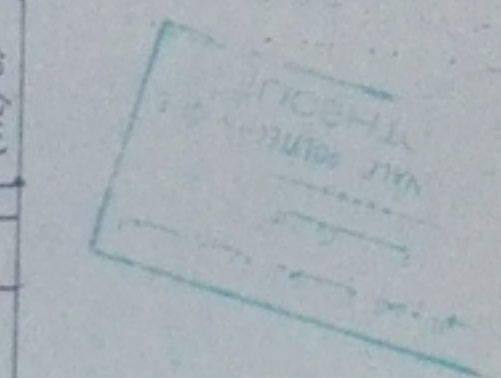
Tronçons	Surface d'apport (ha)	coefficient de ruissellement	surface réduite (ha)	Intensité de la pluie (l/s/ha)	débits des eaux pluviales (l/s)	débits des eaux usées		Cumul des débits	longueur des tronçons (m)	Cotes du sol (m)		Cotes du radier (m)		Pentes (m.p.m)	diamètre (mm)	Pleine section		$rQ = \frac{Q}{Q_{ps}}$	$rH = \frac{H}{H_{ps}}$	$rV = \frac{V}{V_{ps}}$	H=H.D (mm)	V=V.Vps (m/s)	V=0.6Vps (m/s)
						Partiels (l/s)	cumulés (l/s)			Amont	Aval	Amont	Aval			Qps (l/s)	Vps (m/s)						
1-2	3,39	0,60	2,03	164	333,58	4,11	4,11	333,58	90,00	184,50	180,5	180,5	178,00	0,027	500	0,42	2,20	0,79	0,67	1,10	335	2,42	1,32
2-3	3,35	0,60	2,01	164	329,64	4,06	8,17	663,22	90,00	180,00	175,50	178,0	173,5	0,050	600	0,90	3,20	0,73	0,65	1,07	378	3,42	1,92
3-4	2,35	0,60	1,41	164	248,95	3,06	11,23	912,17	140,00	175,50	168,00	173,5	165,0	0,060	600	1,00	3,50	0,90	0,75	1,12	450	3,92	2,10
4-5	1,80	0,60	1,08	164	177,12	2,18	13,41	1089,29	80,00	168,00	164,00	165,0	161,0	0,050	800	2,00	4,00	0,54	0,52	1,02	416	4,08	2,40
5-6	1,43	0,60	0,85	164	140,71	1,73	15,14	1230,0	170,00	164,00	161,00	161,0	155,0	0,035	800	1,80	3,60	0,68	0,60	1,06	480	3,82	2,16
6-7	1,37	0,60	0,82	164	134,81	1,66	16,80	1364,81	140,00	161,00	155,00	155,0	151,25	0,027	800	1,45	2,90	0,94	0,77	1,12	616	3,25	1,74
7-8	2,20	0,60	1,32	164	216,48	2,66	19,46	1581,29	200,00	155,00	146,00	149,25	144	0,031	800	1,60	3,20	0,98	0,80	1,13	640	3,61	1,92
<p>Do-1 : Déversoir d'orage 1 . $Qa = 1581,29 + 19,46 = 1600 \text{ l/s}$. $Qs = 6 \times 19,46 = 116,76 \text{ l/s}$. $Qd = 1581,29 - 116,76 = 1464,53 \text{ l/s}$. $b = 9,00 \text{ m}$</p>																							
8-9	2,63	0,60	1,57	164	258,79	3,19	22,65	258,79	300,00	146,00	123,00	142,5	121,00	0,05	400	0,29	2,30	0,88	0,74	1,12	296	2,57	1,38
9-10	1,85	0,60	1,11	164	182,04	2,24	24,89	440,83	260,00	123,00	103,00	113,0	106,5	0,05	500	0,55	2,80	0,80	0,68	1,10	340	3,08	1,68
10-11	1,26	0,60	0,75	164	123,98	1,53	26,42	546,81	220,00	103,00	101,00	105,0	99,00	0,05	600	0,70	2,50	0,78	0,67	1,10	402	2,75	1,50

COLLECTEUR "B"

1-2	4,96	0,60	2,97	164	488,06	6,01	6,01	488,06	160	145,0	133,0	141,0	131,0	0,06	500	0,60	3,00	0,81	0,68	1,10	340	3,30	1,80
2-3	3,20	0,60	1,92	164	314,88	3,88	9,89	802,94	200	133,0	122,0	129,0	120,0	0,04	600	0,85	3,00	0,94	0,77	1,12	462	3,36	1,80
3-4	2,60	0,60	1,56	164	255,84	3,15	13,04	1058,78	140	122,0	118,0	120,0	114,0	0,04	800	1,80	3,80	0,59	0,55	1,02	440	3,87	2,28
4-5	2,40	0,60	1,44	164	236,16	2,91	15,95	1294,94	100	118,0	112,5	114,0	110,0	0,04	800	1,80	3,60	0,72	0,63	1,07	504	3,85	2,16
5-6	3,60	0,60	2,16	164	354,24	4,36	20,31	1649,18	110	112,5	107,0	108,0	104,0	0,03	800	1,70	3,40	0,97	0,80	1,13	640	3,84	2,04
6-7	1,21	0,60	0,72	164	119,06	1,46	21,77	1768,24	180	107,0	102,0	102,0	99,0	0,02	1000	2,40	3,00	0,73	0,63	1,07	630	3,20	1,80
<p>12-13 (A-B) $48,19$ $2315,05$ 30 $102,0$ $100,5$ $99,0$ $98,5$ $0,02$ 1000 $2,50$ $3,00$ $0,92$ $0,75$ $1,12$ 750 $3,36$ $1,80$</p> <p>Do-2 : Déversoir d'orage 2 . $Qa(A-B) = 2315,05 + 48,19 = 2363,24 \text{ l/s}$. $Qs = 6 \times 48,19 = 289,14 \text{ l/s}$. $Qd = 2363,24 - 289,14 = 2074,10 \text{ l/s}$. $b = 11 \text{ m}$</p>																							

COLLECTEUR "C"

1-2	2,59	0,60	1,55	164	254,85	3,14	3,14	254,85	65	183,0	180,0	181,0	178,0	0,04	400	0,27	2,10	0,94	0,77	1,12	308	2,53	1,26
2-3	1,37	0,60	0,82	164	134,80	1,66	4,80	389,65	60	180,0	177,0	178,0	175,0	0,05	500	0,53	2,70	0,73	0,63	1,07	315	2,88	1,62
3-4	1,30	0,60	0,78	164	127,92	1,57	6,37	512,57	80	177,0	176,0	175,0	169,0	0,07	500	0,64	3,20	0,80	0,61	1,10	340	3,52	1,92



HYDRAULIQUE
 Etude par S. BOUD-L
 MECHACHEM
 1985

