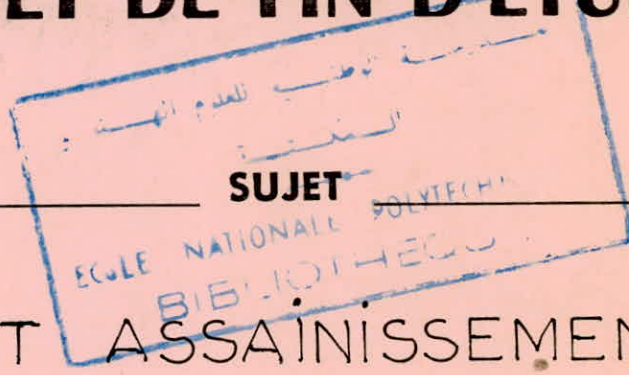


ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES



A.E.P ET ASSAINISSEMENT
DE LA VILLE DE AÏN OUSSERA
(W. DE DJELFA)

6 PLANS

Proposé par :
SETHYAL

Etudié par :
Z. BOULEHBEL
D. ARIBI

Dirigé par :
M^E PIMINOV



PROMOTION : JANV 85

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE D'ALGER

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES
EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

T H E M E

A. E. P. ET ASSAINISSEMENT
DE LA VILLE DE AIN-OUSSERA
(WILAYA DE DJELFA)

Proposé par :
SETHYAL
Alger

Etudié par :
D. ARIBI
Z. BOULEHBEL

Dirigé par :
M. A. PEMENOV

PROMOTION JANVIER 1985

Departement Hydraulique

ARIBI Djamel

BOULAHBEL-Zoubir

Dirigé par Monsieur PIMEROV-ANATOLY.

الموضوع: التفويت بالمياه الصالحة للشرب و تصريف المياه الفدرة لمدينة عين وسارة
ملخص:

يحتوي هذا المشروع على دراسة إيصال المياه الصالحة للشرب والتطهير
لمدينة عين وسارة الواقعة بولاية الجلفة التي تتسع مساحتها على 366,5
هكتار والتي ستحتوي في العام 2010 على 50660 نسمة .
توزع المياه من النزائين الذين يملأون انبساطا من منخنة
للمياه التي تحتوي على 4 آبار .

SUJET: A.E.P et assainissement de la ville d'AIN-OUESSERA

Résumé du sujet

La présente thèse traite de l'étude des besoins en eau potable et
de l'assainissement de la ville d'Aïn-Oussera dans la wilaya de
DJELFA qui s'étale sur une superficie totale de 366,5 Ha avec une
population future de 50660 habitants.
L'eau est distribuée à partir de deux réservoirs jumelés, qui sont
alimentés d'une station de pompage regroupants quatre (04) forages.

SUBJECT: Fresh water supply and drainage system of AIN-OUESSERA

Summary of subject

The present thesis deals with the study of drinking water supply
and drainage system to Aïn-Oussera in wilaya of DJELFA.
The town covers an area 366,5 hectares with a futur population of
50660 .
The water is distributed from a water-tank wich is feeded of the
pompage station content 4 well.

REMERCIEMENTS

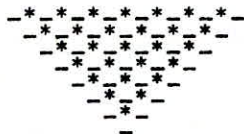
Nous ne pouvons débiter cette thèse sans exprimer notre profonde gratitude à tous les professeurs qui ont contribué à notre formation d'ingénieur.

Nous tenons à remercier vivement notre guide et promoteur Monsieur PIMENOV pour son appui et ses conseils qui nous ont été d'un précieux soutien tout au long de cette étude.

Nos remerciements vont également à Monsieur G. LAPRAY pour tous ses programmes qui nous ont été d'un grand secours.

Comme nous remercions le Directeur Technique de la SEIHYAL, Monsieur KACEMI pour sa fourniture de documents nécessaires à l'élaboration de cette thèse.

Nos respects vont également au Président ainsi qu'aux membres de Jury qui nous ferons l'honneur d'apprécier notre travail.



D E D I C A C E

Je dédie ce modeste ouvrage :

- A mon père qui à tant attendu pour me voir réussir.
- A ma mère pour tous les sacrifices qu'elle a consenti à mon égard.
- A ma femme pour tout son amour, son dévouement et son soutien moral constant.
- A mes frères et soeurs et particulièrement Nacéra qui m'a toujours soutenu et encouragé .
- A mon beau-père Mohamed ainsi que ma gentille belle-mère.
- A toute ma famille.
- A tous mes amis.
- A mon futur enfant (Incha-Allah).

A. Djamel

DEDICACE

Je dédie ce modeste ouvrage à

- A la mémoire de mon père dont je garderai l'image éternelle de la grandeur d'âme.
- A ma pieuse mère pour tous les sacrifices consentis afin de nous voir baigner dans le bonheur.
- A mes frères et soeurs, qui m'ont toujours soutenu et encouragé.
- A mon beau-frère et mes belles soeurs pour tout le respect qu'ils me doivent.
- A mes amis et compagnons de route.

B. ZOUBIR.

SOMMAIRE

A.E.P.	
<u>CHAPITRE I.- GENERALITES.</u>	1
1.- Introduction.	1
2.- Climatologie.	1
3.- Situation géographique.	1
4.- Ressources existantes.	2
 <u>CHAPITRE II.- DEMOGRAPHIE</u>	 3
1. Evaluation de la population.	3
2. Estimation des besoins actuels en eau.	3
3. Estimation des besoins future	6
4. Conclusion.	8
 <u>CHAPITRE III.- ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LA VARIATION DE DEBITS.</u>	 9
1.- (Différentes variations de débit de consommation.	9
2.- Variation de la consommation.	9
3.- Conclusion.	10
 <u>CHAPITRE IV.- RESERVOIRS.</u>	 11
1. Utilité des réservoirs.	11
2. Capacité.	11
3. Emplacement des réservoirs.	12
4. Calcul du volume du réservoir.	12
5. Méthode de calcul.	12
6. Dimensionnement du réservoir.	13
7. Construction des réservoirs.	13
8. Equipement des réservoirs projetés.	14
9. Dimensionnement de la bêche de reprise.	16
 <u>CHAPITRE V.- ADDUCTION.</u>	 22
1. Choix du tracé.	22
2. Considérations économiques.	22
3. Calcul des diamètres économiques.	23
 <u>CHAPITRE VI.- DISTRIBUTION.</u>	 36
1. Calcul des débits soutirés.	36
2. Conduite d'amenée	36
3. Calcul des pertes de charge.	39
4. Type de réseau	41
5. Principe de la méthode HARDY-CROSS	42
6. Calcul du réseau.	44
7. Vérification des vitesses et pressions au sol.	57
 <u>CHAPITRE VII.- EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION.</u>	 62
a.- Nature de canalisation.	62
b.- Appareils et accessoires.	62
c.- Raccordements	63
d.- Epreuves de joints et canalisations principales	63
e.- Essai général du réseau.	63
f.- Surveillance et entretien du réseau.	64

<u>CHAPITRE VIII.- CHOIX DES POMPES.</u>	---	---	---	---	65
1.- Type de pompes.	---	---	---	---	65
2.- Point de fonctionnement.	---	---	---	---	65
3.- Caractéristiques des conduites.	---	---	---	---	77
<u>CHAPITRE IX.- PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE PHENOMENE DU COUP DE BELIER.</u>	---	---	---	---	83
1°- Etude du phénomène.	---	---	---	---	83
2.- Causes et effets.	---	---	---	---	83
3.- Moyens de protection .	---	---	---	---	84
4.- Etude du coup de béliier au refoulement.	---	---	---	---	85
5.- Calcul du réservoir d'air.	---	---	---	---	85
6.- Construction de l'épure.	---	---	---	---	90
7.- Protection de la conduite au démarrage.	---	---	---	---	92
<u>CHAPITRE X.- POSE DES CONDUITES.</u>	---	---	---	---	102
1.- Différentes poses de la conduite.	---	---	---	---	102
2.- Essai sur la canalisation en place.	---	---	---	---	104
3.- Remblai de la tranchée.	---	---	---	---	105
<u>CHAPITRE XI.- PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION.</u>	---	---	---	---	107
1.- Corrosion externe	---	---	---	---	107
2.- Lutte contre la corrosion externe	---	---	---	---	107
3.- Corrosion interne	---	---	---	---	108
Assainissement.	---	---	---	---	110
<u>CHAPITRE I.- GENERALITES.</u>	---	---	---	---	110
1.- Introduction	---	---	---	---	110
2.- Type d'eau à évacuer.	---	---	---	---	110
3.- Situation sanitaire actuelle.	---	---	---	---	110
4.- Configuration du réseau existant.	---	---	---	---	111
5.- Schéma directeur du réseau d'assainissement projeté.	---	---	---	---	111
<u>CHAPITRE II.- DIMENSIONNEMENT DU RESEAU.</u>	---	---	---	---	113
1. Détermination du débit des eaux pluviales.	---	---	---	---	113
2. Détermination du débit des eaux usées.	---	---	---	---	114
<u>CHAPITRE III.- DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS PRINCIPAUX.</u>	---	---	---	---	115
1.- Note de calcul	---	---	---	---	115
2.- Conclusion.	---	---	---	---	116
<u>CHAPITRE IV. OUVRAGES DU RESEAU.</u>	---	---	---	---	120
1.- DOUCHES d'égoûts	---	---	---	---	120
2.- Regard de visite.	---	---	---	---	120

CHAPITRE VI.- POSTE DES CONDUITES ET ENTRETIEN DU RESEAU. — — 121

1.- Choix du matériau de canalisation.	---	---	121
2.- Type de joint .	---	---	121
3.- Pose des conduites.	---	---	121
4.- Remblaiement des tranchées.	---	---	121
5.- Entretien du réseau d'égout.	---	---	121
6.- Protection des canalisations.	---	---	121

II) NOMENCLATURE

<u>TABLEAUX :</u>	PAGE
* Ressources Existantes	2
* Besoins Scolaires Actuels; ; ; ; ; ;	4
* Bassins Municipaux Actuels	4
* Besoins divers Actuels	5
* Tableaux Récapitulatifs des besoins Actuels.....L.....	5
* Besoins Scolaires Futurs	6
* Besoins divers futurs	7
* Tableaux Récapitulatifs des besoins futurs	7
* Coefficients Horaires	12
* Calcul du Réservoir.../.....	16
* Dimensionnement de la bache de reprise	19
* <u>DIAMETRE ECONOMIQUE :</u>	
- Détermination de HMT (Bache de reprise - Réservoir.....	26
- Frais d'exploitation (BR - R)	27
- Frais d'Amortissement (BR - R)	27
- Bilan - (BR - R)	28
- Détermination de HMT (F ¹ - BR)	29
- Frais d'exploitation (F ¹ - BR)	30
- Frais d'Amortissement (F ¹ - BR)	30
- Bilan	30
- Détermination de HMT (F ² - BR)	31
- Frais d'exploitation (F ² - BR)	31
- Frais d'amortissement (F ² - BR)	31
- Bilan	32
- Détermination de HMT (F ₃ - BR)	32
- Frais d'exploitation (F ₃ - BR)	33
- Frais d'amortissement (F ₃ - BR)	33
- Bilan	33
- Détermination de HMT (F ₄ - BR)	34
- Frais d'exploitation (F ₄ - BR)	35
- Frais d'amortissement (F ₄ - BR)	35
- BILAN	35

.../...

.../...

* Consommation Spécifique	37
* Débits soutirés	38
* Calcul du Réseau maillé	46
* Calcul des Vitesses	58
* Calcul des Pressions	60
* Types de Pompes	65
* <u>CARACTERISTIQUES DES CONDUITES :</u>	
- Bache de reprise - réservoir	78
- Forage F1 - bache de reprise	79
- Forage F2 - bache de reprise	80
- Forage F3 - bache de reprise	81
- Forage F4 - bache de reprise	82
* <u>CALCUL DU RESERVOIR D'AIR</u>	
- Pour U0 = 1 m ³	98
- Pour U1 = 1,5 m ³	99
- Pour U2 = 2 m ³	100
* <u>DIMENSIONNEMENTS DES COLLECTEURS PRINCIPAUX :</u>	
- 1 - 0 - 0	117
- 2 - 0 - 0	118
- 3 - 0 - 0	119
<u>FIGURES</u>	
* Coupe transversale du réservoir	17
* Arrivée du Refoulement	18
* Départ de la distribution	18
* Matérialisation de la réserve d'Incendie	18
* Répartition arbitraire des débits	45
* Répartition définitive des débits	56
* <u>Point de Fonctionnement des Pompes</u>	68
- Pompe F1 - BR	70
- Pompe F2 - BR	72
- Pompe F3 - BR	74
- Pompe F4 - BR	76
- Pompe BR - R ./.....	76
* Réservoir d'air	93
* Perte de charge à la Montée /.....	94
* Perte de charge à la descente	94
* <u>EPURES DE BERGERON :</u>	
- Pour U0 = 1 m ³	95
- Pour U1 = 1,5 m ³	96
- Pour U2 = 2 m ³	97
* Pose des Conduites	106
* <u>PROTECTION DES CONDUITES</u>	
- Mécanisme de la Corrosion	109

.../...


.../...

- Corrosion par formation de pile.....109
- Protection Cathodique par Anode réactive109
- Protection par courant de Soutirage109

* REGARDS DE VISITE :.....123

 BAQUES / :

- * Abaque 9b - G. LAPRAY)
- * Formule de BAZIN (Annexe VII)
- * Variation des Débits et des Vitesses en fonction de la Hauteur de remplissage (Annexe-X).

 L A C H E S / :

- N° 1 Profil en long du Collecteur **Principal**.....1 - 0 - 0 .
- N° 2 Profil en long du Collecteur Principal2 - 0 - 0 .
- N° 3 Profil en long du Collecteur Principal3 - 0 - 0 .
- N° 4 Profil en long de l'Adduction
- N° 5 Profil en long de la Distribution
- N° 6 Equipements Hydrauliques du Réseau de distribution .

CHAPITRE I.

GENERALITES

1. INTRODUCTION.

Dans le but de dynamiser le secteur hydraulique qui est l'un des secteurs clé du développement et l'une des composantes principales de l'économie nationale, il s'avère nécessaire et indispensable d'en cerner les besoins en eau de l'Agriculture, de l'Industrie et des populations. Aussi l'esprit avec lequel notre étude est menée tient compte des options fondamentales de l'Algérie indépendante et des transformations sociales que notre pays est entrain de vivre , car l'alimentation en eau potable constitue désormais l'une des premières préoccupations, de l'Etat et des couches sociales et il est apparu impératif de trouver des solutions adéquates pour faire bénéficier cette population d'une source précieuse et combien vitale pour la vie.

En revanche notre étude consiste à alimenter et assainir la ville d'Aïn Oussera dans la wilaya de Djelfa.

2. Climatologie.

La ville d'Aïn Oussera présente un climat sec et chaud en été , froid et rude en hiver. Elle est caractérisée par une insuffisance de précipitations évaluée à 300 mm/an.

3. Situation géographique.

Région non privilégiée, elle est sujette à une variété de relief avec au Nord l'Atlas Tellien, au Sud on retrouve l'Atlas saharien et au centre les hautes plaines s'étendant sur une superficie de 366,5 hectares.

L'agglomération principale se trouve entre 670 et 715 mètres N.G.A. Sa latitude est de 35°31' nord quant à sa longitude elle est de 2°55' .

4. Ressources existantes.

Actuellement les ressources disponibles sont :

Dénomination	Coordonnée		Profondeur (m)	Niveau dynamique (m)	débit (l/s)
	X	Y			
F ₁	516920	237453	100	27,0	59
F ₂	517200	237100	120	23,4	64
F ₃	517290	237980	110	28,0	69
F ₄	517650	238200	125	26,5	40
<u>TOTAL</u>					<u>232</u>

CHAPITRE II
DEMOGRAPHIE

1. Evaluation de la population.

Nos données de populations sont fondées sur le recensement de février 1977 qui nous donne une population de 17899 Hab.

La population actuelle est évaluée avec un taux d'accroissement de 3,5% (moyenne nationale).

On se fixe deux horizons de prévisions à savoir an 2000 avec 3,2% comme taux d'augmentation et an 2010 avec 3% et cela pour traduire la politique actuelle du pays de sensibilisation des masses au problème de démographie.

Le nombre d'habitants est évalué suivant la formule des intérêts composés à savoir :

$$P_f = P_o (1 + d)^n \quad \text{où } P_f = \text{Population future}$$

$P_o = \text{population de base}$
 $d = \text{taux d'accroissement}$
 $n = \text{nombre d'années séparant les deux horizons.}$

$$P_{1984} = 17899 (1 + 0,035)^7 = 22773 \text{ hab.}$$

$$P_{2000} = 22773 (1 + 0,032)^{16} = 37696 \text{ hab.}$$

$$P_{2010} = 37696 (1 + 0,03)^{10} = 50660 \text{ hab.}$$

2. Estimation des besoins actuels en eau.

2.1. Besoins domestiques.

La consommation moyenne journalière pour les besoins domestiques sera calculée avec une dotation de 160 l/j /hab, ce qui nous donnera donc une consommation de 3643,68 m³/J.

2.2. Besoins scolaires.

NATURE DE L'ÉTABLISSEMENT	NOMBRE D'ÉLÈVES	DOTATION JOURNALIÈRE (l/J/ha)	CONSOMMATION JOURNALIÈRE (m ³ /J)
5 Ecoles	3000	100	300
1 Lycée	800	100	80
2 C.E.M.	1500	100	150
1 C.F.P.A.	220	100	22
1.C.E.A.	200	100	20
	5720	TOTAL	572

2.3. Besoins sanitaires.

Aïn Oussera est équipée d'un hôpital de 130 lits techniques d'une P.M.I. ; D.A.T. ; centre de soins, centre médico-scolaire et d'un centre de chirurgie dentaire qui s'étendent sur 3500 m². La dotation est de 600 l/J /lit pour l'hôpital et 5l/J/m² pour les autres centres ; d'où on aura une consommation journalière respectivement de 78 et 17,5 m³/J.

2.4. Besoins municipaux.

NATURE	ÉTENDUE (m ²)	DOTATION (l/J/m ²)	CONSOMMATION JOURNALIÈRE (m ³ /J)
Locaux administratifs	76300	5	381,50
Locaux commerciaux	5410	10	54,10
Dépôts et entrepôts.	189532	5	947,66
Terrains de sports	6750	1	6,75
		TOTAL	1390,01

2.5. Divers.

NATURE	ETENDUE m ²	DOTATION l/J/m ²	CONSOMMATION m ³ /J
2 mosquées	1950	-	15,0
1 abattoir	2275	-	100,0
1 Stade	31500	-	10,0
Salles diverses	5750	5	28,75
5 Jardins	32000	6	192,0
T O T A L			345,75

Tableau récapitulatif des besoins actuels.

Type de besoins	Consommation moyenne journalière m ³ /j.
Domestiques	3643,68
Scolaires	572
Sanitaires	95,5
Municipaux	1391,01
Divers	345,75
T O T A L	6046,94

Les ressources disponibles peuvent satisfaire les besoins actuels

3. Besoins en eau futurs (an 2014).

3. Besoins en eau futur.

3.1. Besoins domestiques.

La consommation moyenne journalière pour les besoins domestiques en l'an 2010 est calculée par une dotation estimée à 200 l/j/hab.

ANNEE	POPULATION Hab.	DOTATION l/j/hab.	CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE m ³ /J
2010	50660	200	10132

3.2. Besoins scolaires.

NATURE DE L'ETABLISSEMENT	NOMBRE D'ÉLÈVES	DOTATION JOURNALIERE l/j/elève	CONSOMMATION JOURNALIERE m ³ /J
8 écoles	5400	100	540
2 Lycées	1800	100	180
3 C.E.M.	3800	100	380
2 C.F.P.A.	500	100	30
1 C.E.A.	300	100	20
1 C.F.A.	200	100	20
TOTAL	12000		1200

3.3. Besoins sanitaires.

La ville d'Aïn Oussera sera dotée en l'an 2010 d'un autre hôpital de 120 lits techniques et de deux (02) polycliniques occupant une surface totale de 10500 m² ; d'où on aura une consommation journalière totale de 220m³/J.

3.4. Besoins municipaux.

En absence de prévisions concernant l'extension des besoins municipaux ; on gardera la même consommation journalière qui est de l'ordre de 1390,01 m³/J.

3.5. Besoins divers.

NATURE	ETENDUE (m ²)	CONSOMMATION JOURNALIERE m ³ /J
4 mosquées	4000	4 30
1 abattoir	2275	100
1 stade	31500	10
Salles diverses	7000	35
7 jardins	40000	200
1 hôtel	1000	80
T O T A L		455

Tableau récapitulatif des besoins futures

TYPE DE BESOINS	CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE m ³ /J
Domestiques	10132,00
Scolaires	1200,00
Sanitaires	220,00
Municipaux	1390,01
Divers	455,00
T O T A L	13397,01

ANNEE	Consommation moy. journalière $\frac{m^3}{J}$	Majoration de 20%	Conso. moyenne-journalière majorée $\frac{m^3}{J}$	l/s
2010	3397,01	2679,402	16076,412	186,06

4. Conclusion.

En ayant en vue les résultats obtenus, il se trouve que les ressources existantes et disponibles sont largement suffisantes pour l'horizon actuel et l'horizon futur.

Le débit nécessaire pour alimenter Aïn Gusseira à savoir 186,06 l/s est encore fictif puisqu'on a pas encore tenu compte de certains facteurs tels que la majoration saisonnière, et les fuites enregistrées tout au long du réseau. L'influence de ces facteurs sur ce débit sera étudiée au chapitre suivant.

CHAPITRE III

ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LA VARIATION DES DEBITS

1. Différentes variations des débits de consommation.

- variation annuelle suivant le développement de la ville.
- variation mensuelle suivant les saisons.
- variation journalière (jour de marché, vendredi...)
- variations horaires (heures de pointes, moments de repos etc...)

Ces problèmes posés par la variation de débit ont trait aux pointes journalières horaires, mensuelles et saisonnières.

Le coefficient "Kj" de l'irrégularité de la consommation journalière est égal au rapport de la consommation maximale journalière sur la consommation moyenne journalière. Il tient compte des pertes d'eau dans le réseau de distribution estimée à 20% et une majoration de 30% $Kj = 1,20$.

Le coefficient Ko de l'irrégularité de la consommation horaire est égal au rapport de la consommation maximale horaire sur la consommation moyenne horaire donc $Ko = 1,6$

$$Ko = \frac{\text{consom.max.horaire}}{\text{consom.moye.horaire}} = 1,6$$

$$Kj = \frac{\text{Consom.max.journa}}{\text{cons.moyen.journa.}} = 1,2$$

Le coefficient de pointe Kp est le produit des deux coefficients Kj et Ko .

$$Kp = Kj \cdot Ko = 1,2 \cdot 1,6 = 1,92.$$

2. Variation de la consommation.

La consommation moyenne journalière est le produit de la dotation 200 l/J/hab par le nombre d'habitants augmentés des besoins publics.

La consommation maximale journalière est le produit de la consommation moyenne journalière par K_j .

$$\text{Conso. max jour} = (\text{conso. moy. journ}) \times K_j$$

Le débit de pointe horaire est égal; à la consommation moyenne journalière divisé par 24 heures et multiplié par K_p .

$$Q \text{ pointe horaire} = \frac{\text{cons. Moye. journ.}}{24} \cdot K_p.$$

$$\text{consommation maxim. journal. } \frac{16076,412}{2010} \cdot 1,2 = 19291,6944 \text{ m}^3/\text{J}$$

$$Q \text{ de pointe horaire } \frac{16076,412}{24} \cdot 1,92 = 1286,11296 \text{ m}^3/\text{h}$$

Horizon	consommation moyenne Jour.	Conso.maxi. journalière	Débit de pointe m^3/h	l/s
2010	16076,412	19291,6944	1286,11296	357,2536

3. conclusion

Nous tenons à préciser que le débit de pointe horaire nous permettra de dimensionner les conduites principales partant du réservoir ainsi que pour le réseau de distribution.

Tandis que le débit maximum journalier nous permettra de dimensionner la conduite d'adduction, le réservoir et le choix de pompe.

CHAPITRE
RESERVOIRS . DIMENSIONNEMENT DE LA
BACHE DE REPRISE

IV. RESERVOIRS.

1. Utilité du réservoir.

L'existence du réservoir dans un réseau d'alimentation en eau potable joue un rôle important , vu les avantages qu'il présente à savoir :

- Régularisation de l'apport d'eau et de la consommation variable dans les différentes heures de la journée , ainsi que la pression dans le réseau de distribution et dans le fonctionnement des pompes.
- En cas d'accident sur une conduite d'adduction le réservoir promet de satisfaire la demande en eau des consommateurs, pour un temps qui peut durer une demi-journée.
- Il constitue un volant qui permet d'assurer aux heures de pointes les débits maximums demandés de plus, il permet de combattre efficacement les incendies.

2. Capacité.

La capacité de stockage dans le futur est à assurer en entier par de nouveaux réservoirs à construire qui nous permettront de stocker l'eau pendant les heures de faibles consommations, et de la restituer pendant les heures de pointes d'où un gain sur la consommation de l'énergie électrique.

N.B. Actuellement Aïn Oussera est alimenté à partir de deux (02) réservoirs dont l'un se trouve semi enterré, l'autre surélevé. Leur capacité est respectivement de 400 et 500 m³.

Ces deux réservoirs sont construits depuis l'époque coloniale et ne répondent plus à la demande . Leur état est tellement vétuste et détérioré qu'il est indispensable et impératif de les supprimer et de projeter la construction d'autres réservoirs vu les dangers qu'ils présentent.

3. Emplacement des réservoirs.

L'emplacement choisi pour édifier un réservoir doit être compatible avec les rôles qu'il doit jouer :

à savoir :

- donner aux abonnés une pression suffisante aux moments de pointe.
- la côte du radier doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigée dans le réseau.
- de même que la topographie des lieux et les conditions particulières **peuvent** intervenir et modifient le choix d'emplacement des réservoirs.

4. Calcul du volume du réservoir.

Pour ce calcul, il existe des coefficients horaires qui sont fonction de la répartition de la consommation journalière.

Pour notre population de moyenne importance on adopte les coefficients horaires a en pourcentages suivants :

Heures	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
a %	1,5	1,5	1,5	1,5	2,5	3,5	4,5	5,5
Heures	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16
a %	6,25	6,25	6,25	6,25	5,00	5,00	5,5	6,00
Heures	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24
a %	6,00	5,5	5,00	4,5	4,00	3,00	2,00	1,5

5. Méthode de calcul.

La méthode de calcul de la capacité du réservoir sera dressée dans un tableau ci-après appelé tableau de calcul du volume du réservoir.

En effet, il s'agit de prendre tous les coefficients horaires (ah) répartis suivant les différentes heures de la journée (colonne n°2) et les multiplier par $\frac{24}{100}$ pour les dépourcentager.

Ensuite pour une heure bien définie on prend le débit maximal horaire et on les multiplie par son coefficient correspondant afin de trouver le volume consommé horaire (colonne 4 du tableau). Après cela on fait cumuler les volumes consommés d'une part et ceux apportés d'autre part (colonne 5 et 6) ce qui nous donne les colonnes 7 et 8.

Pour obtenir le volume du réservoir théorique on fait la somme en valeurs absolues de la plus grande valeur positive et de la plus grande valeur négative augmentée du volume de la réserve d'incendie évaluée à 120 m^3 .

$$V_R = V^{\text{max}} + V^{\text{-max}} + V_{\text{RI}} \quad \text{où}$$

$$V^{\text{max}} = 2507,92056 \text{ m}^3$$

$$V^{\text{-max}} = 1189,65079 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{RI}} = 120 \text{ m}^3$$

$$V_R = 3817,57135 \text{ m}^3.$$

On prendra un volume standard de 4000 m^3 .

6. Dimensionnement du réservoir projeté.

On optera pour deux cuves jumelées ayant chacune un volume de 2000 m^3 pour une colonne d'eau de 5 mètres on détermine la section qui est :

$$A = \frac{V/2}{h} \quad \text{ou} \quad V = \text{volume total du réservoir}$$

$$h = \text{hauteur d'eau dans le réservoir.}$$

On aura :

$$A = \frac{4000/2}{5} = 400 \text{ m}^2$$

Calcul du diamètre .

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{-----} \quad D = \frac{4 \cdot A}{\pi} = \frac{4 \cdot 400}{3,14} = 22,57 \text{ m}$$

Donc nos cuves seront jumelées et semi-enterrées ayant chacune un diamètre de $22,57 \text{ m}$.

7.- Construction des réservoirs.

Les matériaux employés dans la construction des réservoirs devront être choisis pour assurer leur parfaite étanchéité concurremment avec les conditions de leur mise en oeuvre et ne devront en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau emmagasinée.

A cet effet dans la construction de nos réservoirs on choisit un matériau durable : le béton armé présente l'avantage de ne pas être sujet à la rouille et il préserve l'eau des variations de températures. En vue de leur nettoyage il doit être prévu un compartimentage. Un accès avec regard de double couverture et d'échelle de descente sera prévu pour les visites de réservoir. Une ventilation (convenable) convenable sera aménagée, conçue de façon à éviter l'entrée des petits animaux ou des insectes. Toutes les vannes seront disposées dans une chambre de manoeuvre.

8.- Equipement des réservoirs projetés.

a.- Arrivée du refoulement : l'adduction s'effectue par surverse au niveau de la crose d'arrivée et permet d'avoir une altitude constante définie par le niveau supérieur de la crose d'arrivée , voir schéma ci-dessous.

b.- Départ de la conduite de distribution.

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20 m au-dessus du radier, afin d'éviter l'introduction dans la canalisation des boues, ou des sables qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve.

Comme il y a lieu de réserver un minimum de 0,50 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, de ce fait nous évitons la pénétration d'air dans la conduite de distribution, pour pouvoir isoler rapidement le réservoir en cas de rupture de cette dernière.

Voir schéma ci-dessous.

c.- Trop-plein.

La conduite du trop plein est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir quand le robinet flotteur ne fonctionne pas. Elle maintient le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir . Elle comportera au départ un évasement et elle débouchera à un exutoire voisin.

Par mesure de précautions sur une éventuelle pollution ou introduction d'insectes ou moustiques on ménage un joint hydraulique constitué par un siphon à l'extrémité de cette conduite. VOIR schéma.

d.- Vidange.

La conduite du vidange part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop plein. Elle comporte un robinet vanne .
VOIR schéma.

e.- Robinet-flotteur.

Le réservoir sera équipé d'un robinet-flotteur qui obture la conduite d'arrivée lorsque le niveau maximum est atteint et s'ouvre quand ce niveau est descendu.

f.- Matérialisation de la réserve d'incendie.

Il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution . Aussi on adopte un dispositif constitué par un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint, et cela grâce à l'évent ouvert à l'air libre et de cette façon la réserve ne sera pas entamée et elle se renouvelle constamment . Voir schéma.
De même que l'on prévoit un 3ème robinet-vanne qui permet de réparer 1 et 2 en cas de besoin.

Tableau de calcul du Volume du Reservoir.

HEURES	oh %	VOLUME (m ³)		VOLUME CUMULÉ		DIFFERENCE	
		APPORT	CONSOMMÉ	APPORT	CONSOMMÉ	+	-
1	2	3	4	5	6	7	8
0-1	1,5	803,8206	289,3754	803,8206	289,3754	514,4451	
1-2	1,5	803,8206	289,3754	1607,6412	578,7508	1028,8903	
2-3	1,5	803,8206	289,3754	2411,4618	868,1262	1543,3355	
3-4	1,5	803,8206	289,3754	3215,1824	1157,5016	2057,7807	
4-5	2,5	803,8206	482,2922	4019,1030	1639,7938	2379,3091	
5-6	3,5	803,8206	675,2091	4822,9236	2315,0030	2507,9205	
6-7	4,5	803,8206	868,1260	5626,7442	3183,1290	2443,6151	
7-8	5,5	803,8206	1069,0429	6430,5648	4244,1720	2186,3927	
8-9	6,25	803,8206	1205,7306	7234,3854	5449,9026	1784,4827	
9-10	6,25	803,8206	1205,7306	8038,2060	6655,6332	1382,5727	
10-11	6,25	803,8206	1205,7306	8842,0266	7861,3639	980,6626	
11-12	6,25	803,8206	1205,7306	9645,8472	9067,0945	578,7526	
12-13	5,00	803,8206	964,5845	10449,6678	10031,6790	417,9887	
13-14	5,00	803,8206	964,5845	11253,4884	10996,2635	257,2248	
14-15	5,50	803,8206	1069,0429	12057,3090	12057,3088	000,000	
15-16	6,00	803,8206	1157,5014	12861,1296	13214,8078		353,6782
16-17	6,00	803,8206	1157,5014	13664,9502	14372,3092		707,3590
17-18	5,50	803,8206	1061,0429	14468,7708	15433,3522		964,5814
18-19	5,00	803,8206	964,5845	15272,5914	16397,9367		1125,3453
19-20	4,5	803,8206	868,1260	16076,4120	17266,0627		1189,6507
20-21	4,00	803,8206	779,6676	16880,2326	18037,7303		1157,4977
21-22	3,00	803,8206	578,7507	17684,0532	18616,4810		932,4278
22-23	2,00	803,8206	385,8338	18487,8738	19002,3148		514,4410
23-24	1,50	803,8206	289,3753	19291,6944	19291,6940		000,000

RESERVOIR CIRCULAIRE SEMI-ENTERRÉ

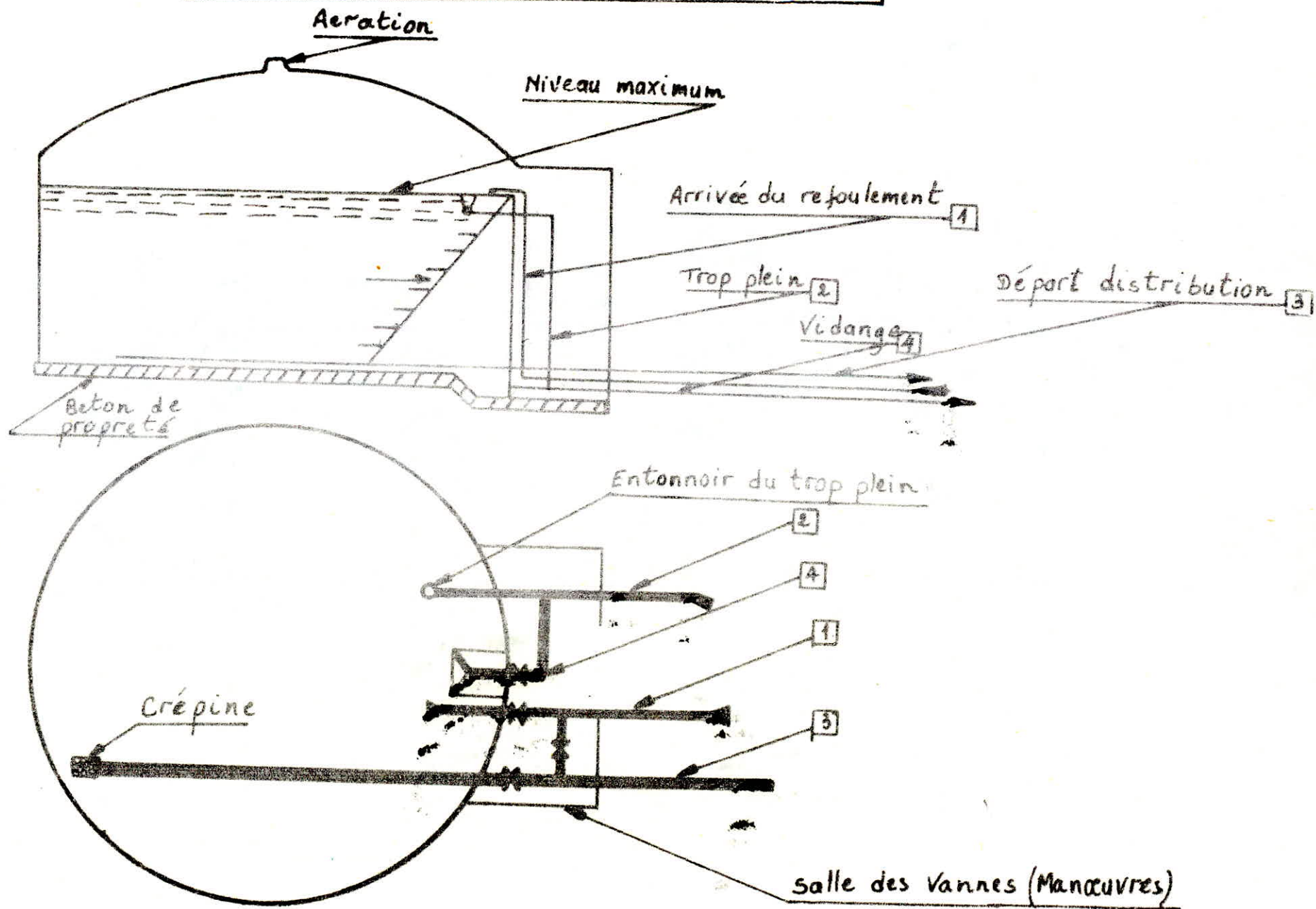
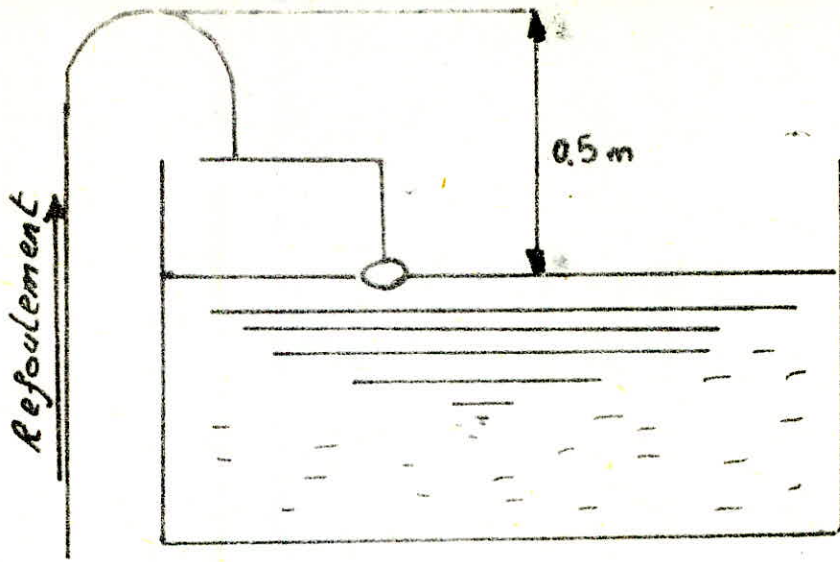
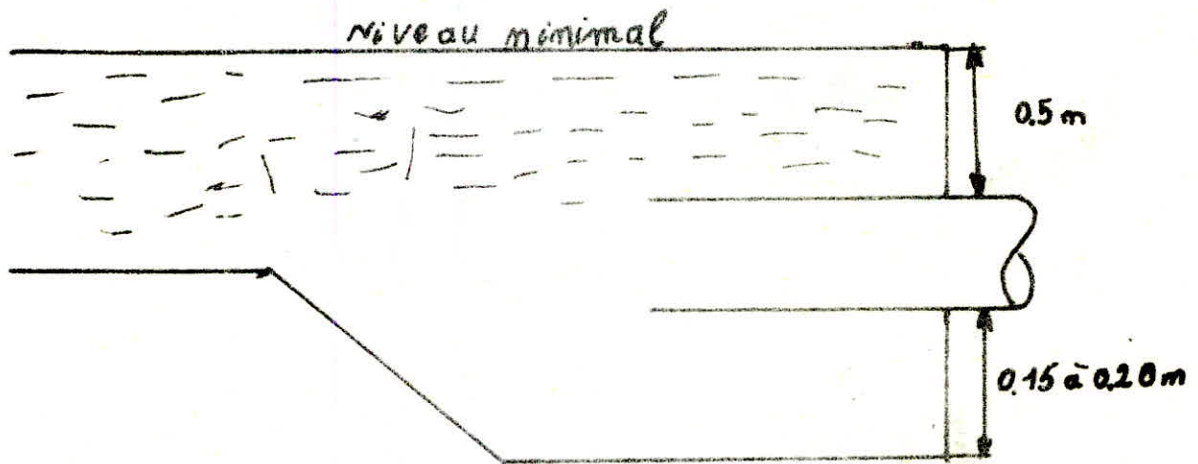


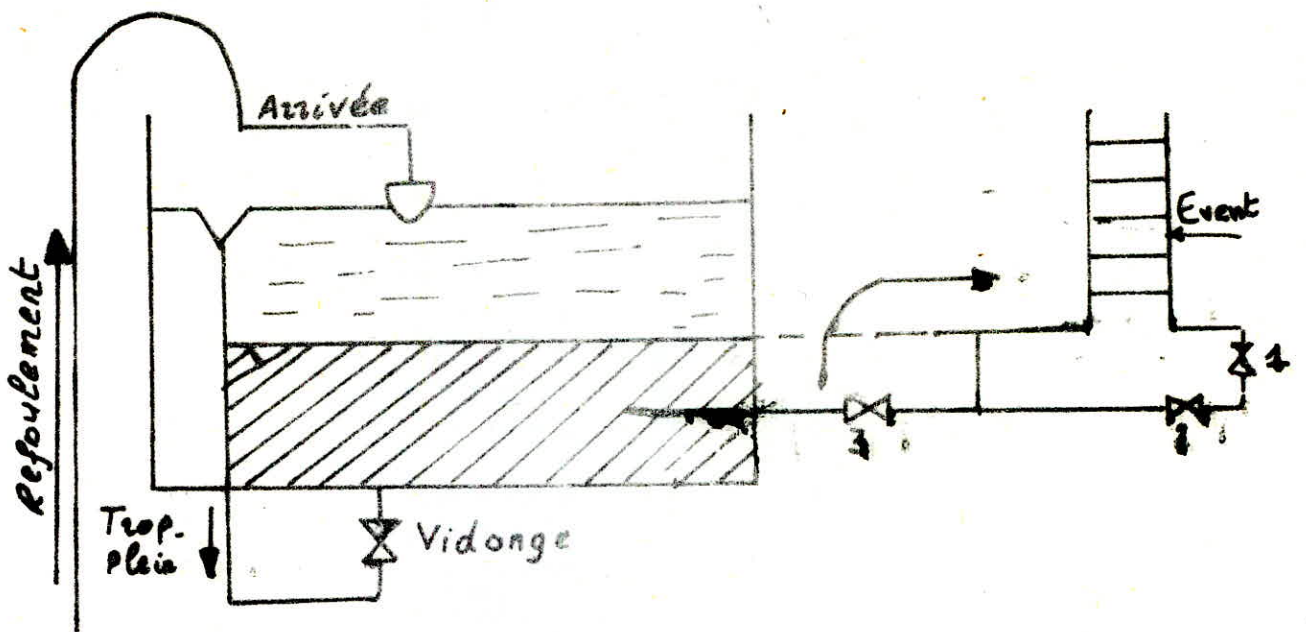
Fig 1



Arrivée de refoulement



De Part de la Distribution



Trop - Plein, Vidange et matérialisation de la Réserve d'incendie

Fig 2

Dimensionnement de la bache de reprise.

Bache-réservoir.

Débit de refoulement $803,82 \text{ m}^3/\text{h}$.

Temps	Différence	Temps de refoulement	Volume	Cumul
0 H - 6 H	6 H	6 H	$803,82 \cdot 6 = 4822,92$	4822,92
6 H - 12 H	6 H	6 H	$803,82 \cdot 6 = 4822,92$	9654,84
12 H - 18 H	6 H	6 H	$803,82 \cdot 6 = 4822,92$	14468,76
18 H - 24 H	6 H	6 H	$803,82 \cdot 6 = 4822,92$	19291,68

Pompage.

F_p -----débit de pompage : $212,4 \text{ m}^3/\text{h}$

Temps	Différence	Temps de Pompage.	Volume	Cumul
0 H - 6 H	6 H	6 H	$212,4 \cdot 6 = 1274,4$	1274,4
6 H - 12 H	6 H	6 H	$212,4 \cdot 6 = 1274,4$	2548,8
12 H - 18 H	6 H	6 H	$212,4 \cdot 6 = 1274,4$	3823,2
18 H - 24 H	6 H	6 H	$212,4 \cdot 6 = 1274,4$	5097,6

F₂ : Débit : 230,4 m³/h

Temps	Différence	Temps de pompage	Volume	Cumul
0 H - 6 H	6 H	6 H	130,4.6 = 1382,4	1382,4
6 H - 12 H	6 H	6 H	230.4.6 = 1382,4	2764,8
12 H- 18 H	6 H	6 H	230.4.6 = 1382,4	4147,2
18 H- 24 H	6 H	6 H	230,4.6 = 1382,4	5529,6

F₃ : DEBIT 248,4 m³/H

Temps	Différence	Temps de pompage.	Volume	Cumul
0 H - 6 H	6 H	6 H	248,4.6 = 1490,4	1490,4
6 H - 12 H	6 H	6 H	248,4.6 = 1490,4	2980,8
12 H- 18 H	6 H	6 H	248,4.6 = 1490,4	4471,2
18 H- 24 H	6 H	6 H	248,4.6 = 1494,4	5961,6

F₄ : DEBIT 144 m³/H

Temps	Différence	Temps de pompage	Volume	Cumul.
0 H - 6 H	6 H	6 H	144,6 = 864	864
6 H - 12 H	6 H	6 H	144.6 = 864	1728
12 H- 18 H	6 H	6 H	144.6 = 864	2592
18 H- 24 H	6 H	6 H	144.6 = 864	3456

Temps	Pompage	Refoulement	Vc
0 H - 6 H	5011,2	4822,92	188,28
6 H - 12 H	10022,4	9645,84	376,56
12 H - 18 H	15033,6	14468,76	564,84
18 H - 24 H	20044,8	19291,68	753,12

Donc la plus grande différence de volume en valeur absolue enregistrée pendant une journée entre le pompage et le refoulement est de $753,12 \text{ m}^3$ et pour une sécurité sur l'aspiration des pompes on prend un volume de 900 m^3 .

La hauteur de la tranche d'eau dans la bache de reprise h sera de 4 m ayant opté pour une forme circulaire on aura donc :

$$V = Sh$$

$$S = \frac{V}{h} = 225 \text{ m}^2 \text{ or}$$

$$S = \frac{MD^2}{4} \quad D = \frac{U \cdot S}{M} = 16,92 \text{ m.}$$

CHAPITRE 5.

ADDUCTION CALCUL DES ϕ ECONOMIQUE.

V. ADDUCTION.

1. Choix du tracé : En vue de l'établissement de la conduite d'adduction, il y a lieu de tenir compte de certains impératifs qu'on veillera à respecter dans la mesure du possible.

- choisir un tracé le plus court possible afin de réduire les frais d'investissements.
- Eviter des contre pentes, qui aux endroits du point haut ainsi formé peuvent donner lieu à des contonnements en exploitation d'air plus ou moins difficiles à évacuer.
- suivre les accotements de routes, si cela est possible.
- chercher un profil en long aussi régulier que possible.
- les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importants.

Dans notre cas la topographie des lieux nous a imposée une adduction par refoulement.

En tenant compte des impératifs ci-dessus on aura un refoulement des quatres (04) forages sur un bâche de reprise, qui a son tour refoule sur le réservoir.

2. Considérations économiques.

Du point de vue économique, conduite de refoulement et station de pompage sont liées. Il est donc intuitif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances suivantes :

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

Ajoutant à cela quelques paramètres susceptibles d'y intervenir tel que

le prix de revient du mètre linéaire de la conduite et le prix de Kwh d'énergie électrique ; le facteur d'utilisation (n) de la station de pompage et l'annuité A qui amortit un capital investi avec un taux pour une période généralement égale à la durée de vie du matériel.

2.3 Calcul du diamètre économique.

La relation de BONIN nous donne une approche du diamètre économique et à partir de la valeur ainsi déterminée, on choisit des diamètres normalisés supérieurs sur lesquels portera l'étude technico-économique.

Relation de BONIN

$$D = \sqrt[3]{\frac{Q}{k}} \quad \text{où } D \text{ en m}$$

$$D = \sqrt[3]{\frac{Q \text{ m}^3/\text{s}}{k \text{ m}/\text{s}}} \quad Q \text{ en m}^3/\text{s}$$

Nos données de calcul sont :

$$Q = 0,223 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1560 \text{ m}$$

$$\epsilon = 10^{-4} \text{ m}$$

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

$$D = 0,472 \approx 500 \text{ mm}$$

a.- Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite.

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

b.- Nombre de Reynolds : $R = \frac{VD}{\nu}$

c.- Le coefficient de frottement est calculé en moyennant la formule de COOLBROOK.

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

La résolution de cette question se fait par approximations successives, la première est donnée par la formule de NIKURADZE .

$F_r = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D_r} \right)^{-2}$ valable uniquement en régime turbulent rugueux.

d.- Le gradient de la perte de charge en régime turbulent rugueux est calculé à l'aide de la formule de DARCY-WEISBACH.

$$J_r = \frac{F_r}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

e.- La perte de charge linéaire Δh_r en régime turbulent rugueux est égale à

$$\Delta h_r = J_r \cdot L \quad (m).$$

f.- Le facteur de correction pour le gradient de la perte de charge est

$$J = \lambda J^{5,3} \cdot J_r \quad \text{avec} \quad \lambda J^{5,3} = \frac{F_c}{F_r}$$

g) La perte de charge linéaire Δh_e en régime de transition est

$$\Delta h_e = J \cdot L \quad (m).$$

h) Les pertes de charges singulières sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\Delta h_s = 0,15 \Delta h_e \quad (m) \quad \text{d'où}$$

i) la perte de charge totale ΔH est

$$\Delta H = \Delta h_e + \Delta h_s \quad (m).$$

k) Calcul de la hauteur manométrique totale H_{mr} .

$$H_{mr} = H_g + \Delta H \quad (m) \quad \text{où}$$

H_g = hauteur géométrique d'élevation pour le cas du refoulement à partir de la bache de reprise vers le réservoir.

H_g = CTP - Côte d'arrivée d'eau dans la bache + hauteur d'aspiration.

$$H_g = 726,5 - 697 + 3 = 32,5 \text{ m.}$$

l). Calcul de la puissance absorbée :

$$P = \frac{H_{mT}}{\eta} \cdot Q \quad (Kw) \quad \text{où} \quad \eta = \text{rendement de la pompe.}$$

m). L'énergie consommée E est donnée par $E = P \cdot 24 \cdot 365$ (Kw h/an).

n). Frais d'exploitation F_e de la SP est $F_e = E \cdot e$ (DA) où

e est le prix de l'énergie où la ZONEGAZ, nous a fourni les renseignements suivants :

$$e = a + a.c. Pe + d. Pa + \sum e_n . nh \quad \text{où } a = \text{redevance fixe.}$$

$e.he$ = puissance mise à disposition

$d.Pa$ = Puissance absorbée.

avec $C = 2,10$ DA/KW/mois.

$d = 9,80$ DA/KW/mois.

$CPe + DPa$ = termes de puissance .

$\sum e_n . nh$: consommation effective d'énergie (DA/KW h).

Le terme e_n est déterminé en tenant compte des trois (03) tarifs au cours de la journée :

Heure de pointe : 17^h --- 21^h $e_{h_1} = 0,4735$ DA/KW h ; $nh_1 = \frac{4}{24} = 0,167$.

heures pleines :

6^h --- 17^h
21^h --- 22^h $\implies e_{h_2} = 0,0981$ DA/KW h ; $nh_2 = \frac{12,5}{24} = 0,521$.

heures creuses :

22^h30 ---- 6^h ; $e_{h_3} = 0,0248$ DA/KW h ; $nh_3 = \frac{7,5}{24} = 0,312$

d'où $\sum e_n . nh = e_{h_1} . nh_1 + e_{h_2} . nh_2 + e_{h_3} . nh_3 = 0,1379$ DA/KW h.

$e = a + C Pe + d Pa + \sum e_n . nh$ alors

$e = 28 + 9,8 + 2,10 + 0,1379 \cdot 24 \cdot 30 = 0,19$ DA /KW h.

p.- Frais d'amortissement. Notre conduite sera amortie sur une durée de 30 ans avec un taux d'intérêt de 8% adopté en Algérie et qui correspond à une somme de 1 DA à une annuité de :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad \text{où } i = 8\% \quad \text{on aura}$$

$$n \hat{=} 30 \text{ ans.}$$

$$A = \frac{0,08}{(1 + 0,08)^{30} - 1} + 0,08 = 0,09$$

Pour le calcul du diamètre économique des quatres forages vers la bache de reprise et de cette dernière vers les réservoirs projetés, on a dressé les tableaux suivants : à savoir

Tableau n^{os} 6a, 6b, 6c, 6d, et 6e.

Tableau 6a.

D mm	400	450	500	600	700	800
V m/s	1,77	1,40	1,136	0,789	0,579	0,443
Re	708000	630000	568000	473400	405300	354400
f_r	0,0146	0,0142	0,0139	0,0134	0,0130	0,0127
J _r	0,0063	0,0031	0,0018	0,0007	0,0003	0,0001
ΔH_r	9,9387	4,9383	2,8640	1,1098	0,4968	0,2479
f_c	0,0158	0,0157	0,0156	0,0156	0,0218	0,0158
$\lambda J^{5,3}$	1,0834	1,1014	1,1202	1,1601	1,6769	1,2443
J	0,0069	0,00348	0,0020	0,0008	0,0005	0,0019
Δh_e	10,7678	5,43912	3,2083	1,2875	0,8332	3,0855
Δh_s	1,6151	0,81586	0,4812	0,1931	0,1249	0,4628
ΔH	12,3830	6,25499	3,6896	1,4807	0,9582	3,5483
H _{mT}	44,8830	38,75499	36,1696	33,9807	33,4582	36,17

Tableau 6a Frais d'exploitation.

$\eta = 75\%$

Diamètre (mm)	Hauteur monométrique totale (m)	$P = \frac{HmT \cdot g \cdot Q}{\eta}$ (kw)	$E = Px24.365$ (Kwh/an)	$Fe = E \cdot e$ (DA)
400	44,88	123,34096	1124266,81	213610,69
450	38,75	113,02756	990121,42	188123,07
500	36,17	105,56043	924709,45	175694,79
600	34	99,17256	868751,62	165062,80
700	33,45	97,56829	844658,19	162392,67
800	36,05	105,15208	921132,23	175015,12

Frais d'amortissement.

Diamètre mm	Prix du ml DA	Longueur (m)	Prix de la conduite DA	Amortisse- ment = P.A DA
400	345,17	1560	538465,2	48461,86
450	350	1560	546000	49140
500	400	1560	624000	56160
600	500	1560	780000	70200
700	600	1560	936000	84240
800	700	1560	1092000	98280

Tableau 6a

B I L A N

Diamètre (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortisse- ment(DA)	Total DA
400	213610,6939	48461,868	262072,55
450	188123,0709	49140	237263,07
500	175694,79	56160	231854,79
600	165062,8089	70200	235262,8089
700	162392,6752	84240	246632,6752
800	175015,1253	98280	273295,1253

Donc le diamètre le plus économique est celui de 500 m, parcequ'il occasionne le moins de frais. Ce sera le diamètre de notre conduite d'adduction. Le matériau choisi est l'acier qui présente beaucoup d'avantages et dont on parlera dans les chapitres suivants.

Détermination du diamètre économique.

F_1 ----- bache de reprise.

$D = \sqrt{0,059}$, $\alpha = 0,242$ \approx 250 mm

$L = 110$ m

$H_g = 40$ m.

Tableau 6 b.

Diamètre	V (m/s)	R	f_r	f_r	Δh_r	f_{AT}	J_0	Δh_p	Δh_s	Δh_t	
200	1,87	375796,17	0,016	0,015	1,663	0,01	1,070	0,016	1,780	0,267	2,047
250	1,202	300500	0,016	0,004	0,523	0,01	1,116	0,005	0,584	0,087	0,672
300	0,835	250530,78	0,015	0,001	0,202	0,017	1,156	0,002	0,234	0,035	0,269
350	0,613	214740,67	0,015	0,000	0,090	0,001	1,198	0,000	0,108	0,016	0,124

Diamètre (mm)	200	250	300	350
HmT (m)	42,05	40,67	40,27	40,12

Tableau 6b.

$\eta = 72\%$

Frais d'exploitation

Diamètre	Hauteur manométrique totale (m)	Puissance absorbée (KW)	Energie consommée (KW/an)	Frais d'exploitation DA
200	42,05	33,80294	296113,7873	56261,61958
250	40,67	32,69359	286395,9032	54415,2216
300	40,27	32,37204	283579,1252	53880,0337
350	40,12	32,25146	282522,8334	53679,3383

Frais d'amortissement

Tableau 6 b.

Diamètre	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix de la conduite (DA)	Amortissement (DA)
200	137,59	110	15134,9	1362,141
250	162,32	110	17855,2	1606,96
300	216,63	110	23889,3	2144,637
350	301,11	110	33122,1	2980,989

Bilan 6b

Diamètre (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	TOTAL (DA)
200	56261,6195	1362,141	57623,7605
250	54415,2216	1606,968	56022,1896
300	53880,0337	2144,637	56024,6707
350	53679,3383	2980,989	56660,3273

Le diamètre le plus économique est D = 250 mm.

F₂ → Lâche de reprise :

$$D = \sqrt[4]{0,064} = 0,252 \text{ m} \approx 300 \text{ mm.}$$

$$L = 90 \text{ m}$$

$$H_g = 697 - 685 + 23,4 = 35,4 \text{ m.}$$

D (mm)	V (m/s)	Q ^{10³}	f _r	J _r	Δh _r	f _c	AJ ^{5,3}	J	Δh _e	Δh _s	ΔH _t	H _{p,T}
250	1,30	325	0,0161	0,0055	0,5008	0,0179	1,1095	0,0061	0,5556	0,08335	0,639	36,039
300	0,90	270	0,0155	0,0025	0,2307	0,0178	1,1475	0,0029	0,2647	0,03971	0,304	35,70
350	0,66	231	0,0150	0,0009	0,0857	0,0178	1,1876	0,0011	0,1018	0,01528	0,117	35,51
400	0,50	203,6	0,0146	0,0004	0,0431	0,0179	1,2275	0,0005	0,0532	0,00799	0,061	35,46

Frais d'exploitation

= 72%

Tableau 6c

Diamètre (mm)	Hauteur manométrique totale (m)	puissance observée Kw.	energie consommée Kwh/an.	frais d'exploitation (DA)
250	36,039	31,426	275291,83	52305,447
300	35,70	31,1304	272702,304	51813,4377
350	35,51	30,96472	271250,9472	51537,6799
400	35,46	30,92112	270869,0112	51465,1121

Frais d'amortissement.

Tableau 6c.

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix de la conduite (DA)	Amortissement
250	162,32	90	14608,8	1314,792
300	216,63	90	19496,7	1754,703
350	301,11	90	27099,9	2438,991
400	345,17	90	31065,3	2795,877

Bilan.

Diamètre (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement DA	T O T A L (DA)
250	52305,447	1314,792	53620,239
300	51813,4377	1754,703	53568,1407
350	51537,6799	2438,991	53976,6709
400	51465,11213	2795,877	54260,98913

Le diamètre 300 mm est donc le plus économique.

F₃ ---- bache de reprise.

$$D = \sqrt{0,069} = 0,262 \approx 300 \text{ m}$$

$$L = 128 \text{ m}$$

$$H_g = 697 - 680 + 28 = 45 \text{ m.}$$

Tableau 6 d.

Diamètre m/s	R ₂	f _r	J _r	Δh _r	f _s	λJ ^{5/4}	J	Δh _e	Δh _s	Δh _t	
250	1,40	351414,11	0,016	0,0064	0,8260	0,01774	1,0985	0,0007	0,9074	0,1361	1,0436
300	0,97	292993,63	0,015	0,0025	0,3220	0,01756	1,1312	0,0028	0,3642	0,0546	0,4189
350	0,71	251137,39	0,015	0,0011	0,1439	0,01751	1,1655	0,0013	0,1678	0,0251	0,1929
400	0,54	219745,22	0,014	0,0005	0,0718	0,01754	1,2004	0,0006	0,0862	0,012	0,0991

Diamètre (mm)	250	300	350	400
HmT (m)	46,04	45,62	45,19	45,10

Frais d'exploitation

$\eta = 72\%$

Tableau 6 d

Diamètre (mm)	Hauteur manométrique HmT (m)	Puissance absorbée Kw	Energie con- sommée Kwh/an	frais d'exploitation (DA)
250	46,04	43,283355	379162,19	72040,816
300	45,62	42,700477	374056,18	71070,674
350	45,19	42,484248	372162,01	70710,781
400	45,10	42,399637	371420,82	70569,955

Frais d'amortissementTableau 6 d.

Diamètre (mm)	Prix dum ml (DA)	Longueur (m)	prix de la conduite	amortissement
250	162,32	128	20776,96	1869,9264
300	216,63	128	27728,64	2495,5776
350	301,11	128	38542,08	3468,7872
400	345,17	128	44181,76	3976,3584

Bilan 6d.

Diamètre (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	TOTAL (DA)
250	72040,816	1869,9264	73910,742
300	71070,674	2495,5776	73566,251
350	70710,781	3468,7872	74179,568
400	70569,955	3976,3584	74546,313

Le diamètre 300 est donc le plus économique.

F₄ → Bâche de reprise

$$D = \sqrt{0,04} = 0,2 \text{ m} = 200 \text{ mm.}$$

$$L = 217 \text{ m}$$

$$H_g = 697 - 682 + 26,5 = 41,5 \text{ m.}$$

Tableau 6e

Diamètre (mm)	v m/s	R	f_r	J_r	Δh_r	f_e	λJ^3	J	Δh_e	Δh_s	Δh_t
200	1,27	254777,07	0,016	0,006	1,513	0,012	1,1077	0,007	1,675	0,251	1,927
250	0,81	203821,65	0,161	0,002	0,474	0,018	1,151	0,002	0,546	0,081	0,628
300	0,56	169800	0,015	0,000	0,183	0,019	1,234	0,001	0,226	0,033	0,260

Diamètre (mm)	1"	200	250	300
H _{mT} (m)		43,43	42,40	41,76

Tableau 6 e.

Frais d'exploitation

$$\eta = 0,72$$

Tableau 6e.

Diamètre	Hauteur manométrique (HmP) (m)	puissance absorbée (Kw)	énergie consommée Kwh/an	frais d'exploitation (DA)
200	43,43	23,66935	207343,5	39395,266
250	42,13	22,96085	201137,04	38216,038
300	41,76	22,7592	199370,59	37880,412

Frais d'amortissement 6e

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix de la conduite (DA)	Amortissement (DA)
150	-	-	-	-
200	137,59	217	29857,03	2687,1327
250	162,32	217	35223,44	3170,1096
300	216,63	217	47008,71	4230,7839

Bilan 6e

Diamètre (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	TOTAL (DA)
150	-	-	-
200	39395,266	2687,1327	42082,398
250	38216,038	3170,1096	41386,147
300	37880,412	4230,7839	42111,195

Le diamètre 250 est donc le plus économique.

CHAPITRE 6

DISTRIBUTION

1°- Calcul des débits soutirés.

D'après le plan d'urbanisme, la ville d'Aïn Oussera se compose d'une façon générale de densités différentes, c'est à dire que chaque ilots à sa propre densité, donc chaque maille à sa propre caractéristique (Q_m , Q_{sp} , N_m , d).

Pour le calcul du débit en question il suffit de déterminer la zone desservie par chaque noeud en utilisant la méthode des médiatrices, qui consiste à tracer les médiatrices des tronçons constituant le réseau, ainsi on obtient un contour fermé autour de chaque noeud. Le contour est la superficie desservie par ce noeud.

Donc ayant la densité, le nombre d'habitants, la consommation spécifique correspondante à chaque maille, nous déduisons le débit qui sera majoré par le coefficient de pointe K_p . (voir tableau 7a, 7b).

Formules de Calcul.

$$- Q_{sp} = \frac{Q_m}{N_m} \quad 1/j \text{ /hab.}$$

$$- N_i = d \cdot S_i \quad 1/s$$

$$- Q_i = K_p \cdot N_i \quad 1/s$$

où Q_{sp} : consommation spécifique (l/j)

Q_m : consommation moyenne journalière (l/s)

N_m : population autour du noeud (hab)

S_i : Surface desservie par chaque noeud (ha)

d : densité (hab/ha)

K_p : Coefficient de pointe égale à 1,92 .

N_i : Consommation par noeud (l/s)

Q_i : débit soutiré (l/s).

Voir tableau 7a , 7 b.

2°- Conduite d'aménée.

2.1. Présentation.

La conduite d'aménée doit faire transiter la totalité du débit nécessaire pour la ville à desservir soit 374,127 l/s. La conduite suit le cheminement d'une route à partir du réservoir jusqu'au point de jonction (A) du réseau de distribution. Cette conduite présente une longueur de 950 m et n'effectue aucun service en route.

N°noeud	N° des mailles	Population (hab.)	dotation l/j/hab.	consommation domestique m ³ /j	consommation municipale m ³ /j	consommation collective m ³ /j	consommation totale m ³ /j	majorité des 20%	débits de consommation majorés	consommation spécifique m ³ /J
1	I	1013	200	202,600	-	180	382,6	76,52	459,12	0,453
2	I + II	1025	200	405,000	-	-	405,00	81,00	486,00	0,240
3	I+II+VIII	3545	200	709,000	-	125	834,00	166,80	1000,80	0,282
4	I+VIII	3038	200	607,600	-	226,5	834,10	166,82	1000,92	0,329
5	I	2533	200	506,600	-	25	531,60	106,32	637,92	0,252
6	II	1013	200	202,600	40	-	242,60	48,52	291,12	0,287
7	II+III	1519	200	303,800	-	71	374,80	74,96	449,76	0,296
8	II+III+VIII	2278	200	455,600	80	28	563,60	112,72	676,32	0,297
9	III+VII+VIII	2279	200	455,800	-	31,5	487,30	97,46	584,76	0,257
10	III+V+VII	4051	200	810,200	61,5	372	1103,70	220,74	1324,44	0,327
11	III+V+V	3039	200	607,800	-	175	782,80	156,56	939,36	0,309
12	III	759	200	151,800	-	-	151,80	30,36	182,16	0,241
13	IV	1013	200	202,600	100	-	302,60	60,52	363,12	0,358
14	IV	1013	200	202,600	-	125	327,60	65,52	393,12	0,388
15	IV+V	2025	200	405,00	-	74,5	479,50	95,90	575,40	0,284
16	V+VI+VII	4050	200	810,00	100	101	1011,00	202,20	1213,20	0,299
17	VI	506	200	101,20	-	221	322,20	64,44	386,64	0,764
18	VI	506	200	101,20	-	205,5	306,70	61,34	368,04	0,727
19	VI	253	200	50,60	-	16,75	67,35	13,47	80,82	0,319
20	VI+VII+X	1771	200	354,20	-	152	506,2	101,24	607,44	0,343
21	X	126	200	25,20	-	28	53,2	10,64	63,84	0,507
22	IX+IX	285	200	177,00	-	147,66	324,66	64,932	389,592	0,440
23	VII+IX+X	5063	200	1012,60	-	346	1358,6	272,72	1630,32	0,322
24	VII+VIII+IX	4050	200	810,00	-	192,1	1002,10	200,42	1202,52	0,297
25	IX	1266	200	253,200	-	180	433,20	86,64	519,84	0,411
26	VIII	1013	200	202,600	-	-	202,60	40,52	243,12	0,24

10126,40

13391,41

16069,692

Tableau + b

N° de la maille	Superficie decarvir Par cha. noaud	Population au noaud	Densite hab/hq	Consomm. spec. Eau	consomm. par noaud	coefficient de Puente	Debits Sources	
	Si (ha)	Nm (hab)	d (hab/ha)	Qsp (l/s)	Ni (l/s)	KP	Qc (l/s)	
1	I	4.26	1013	238	4.53	5.31	1.92	10.20
2	I+II	14.346	2025	141	2.40	5.63	"	10.81
3	I+II+VIII	16.26	3545	218	2.82	11.57	"	22.22
4	I+VIII	17.51	3038	174	3.29	11.57	"	22.22
5	I	8.69	2533	291	2.52	7.39	"	14.20
6	II	7.48	1013	135	2.87	3.37	"	6.47
7	II+III	12.82	1519	"	2.96	5.22	"	10.08
8	II+III+VIII	23.21	2278	98	2.97	7.83	"	15.04
9	III+VIII+VII	19.61	2279	116	2.57	6.78	"	13.02
10	III+IV+VII	23.99	4051	169	3.27	15.33	"	29.44
11	III+IV+V	18.26	3039	166	3.09	10.87	"	20.87
12	III	5.854	759	130	2.41	2.12	"	4.07
13	IV	5.65	1013	179	3.58	4.20	"	8.07
14	V	5.615	1013	180	3.88	4.55	"	8.74
15	V+VI	11.37	2025	178	2.84	5.66	"	12.79
16	V+VI+VII	20.448	4050	198	2.99	14.02	"	26.92
17	VI	7.71	506	66	7.64	4.48	"	8.60
18	VI	8.33	506	61	7.27	4.26	"	8.19
19	VI	7.39	253	34	3.19	0.94	"	1.81
20	VII+VIII+IX	21.838	1771	81	3.43	7.03	"	13.50
21	X	7.9518	126	16	5.07	0.74	"	1.42
22	X+XI	13.1246	885	68	4.40	4.51	"	8.67
23	VIII+IX+X	29.0092	5063	175	3.22	18.87	"	36.24
24	VIII+VII+IX	28.6196	4050	142	2.97	13.93	"	26.75
25	IX	9.2536	1266	137	4.11	6.03	"	11.58
26	VIII	6.59	1013	154	2.40	2.82	"	5.41
			$\Sigma = 50632$					$\Sigma = 357.25$

2.2. Calcul du diamètre de la conduite.

Le diamètre de la conduite d'aménée sera calculé en fixant au préalable une vitesse de l'eau comprise dans l'intervalle (0,4 - 1,4) m/s. Dans notre cas on prend une vitesse de 1,2 m/s.

D'après la formule de continuité qui est

$$(1) \quad Q = V.A \quad \text{où } + Q \text{ est le débit à transiter égal à } 374,27 \text{ l/s}$$

+ V est vitesse de l'eau $V = 1,2 \text{ m/s.}$

+ A est la section de la conduite $= \frac{\pi D^2}{4}$

$$(1) \text{ devient } Q = V \cdot \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{---} \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi V}}$$

Application numérique :

$$D = \sqrt{4 \cdot \frac{374,27 \cdot 10^{-3}}{314 \cdot 1,2}} = 0,630 \text{ m.}$$

on adoptera un diamètre de 700 mm.

Par conséquent la nouvelle vitesse qui correspond au diamètre

$$D = 700 \text{ mm et au débit } Q = 374,27 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s.}$$

sera :

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 374,27 \cdot 10^{-3}}{314 \cdot 0,7^2} = 0,973 \text{ m/s}$$

3°- Calcul des pertes de charge.

3.1. Méthode classique.

Les pertes de charge totales sont égales à la somme des pertes de charges singulières (vanne, coudes, ...) et des pertes de charges dues au frottement, le long des conduites.

$$\Delta h_t = \Delta H_s + \Delta H_f$$

Les pertes de charges singulières peuvent être exprimées par la relation de DARCY-WEISBACH.

$$\Delta H_s = f \cdot \frac{l_e}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad \text{en (mm) où}$$

f : coefficient de frottement

l_e : longueur équivalente (m)

D : Diamètre de la conduite (m)

V : vitesse moyenne d'écoulement (m).

g : accélération de la pesanteur (m/s²)

Les pertes de charges dues aux frottements sont données par

$$\Delta H_f \hat{=} f \cdot \frac{l_e}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Dans notre cas les pertes de charges singulières sont estimées à 15% de P_d dus aux frottements donc :

$$\Delta H_t = 1,15 f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

f est calculé par la formule de NIKURADZE en régime turbulent rugueux :

$$f_n = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D})^{-2} \quad \text{où } \xi = 10^{-3} \text{ m}$$

$$D = 700 \text{ mm} = 0,7 \text{ m}$$

$$\text{on aura } f = 0,021793$$

d'où finalement on aura.

$$\Delta H_t = 1,15 \cdot 0,021793 \cdot \frac{950}{0,7} \cdot \frac{0,9732^2}{2 \cdot 9,81} = 1,641 \text{ m}$$

3.2. Vérification par la méthode de G. LAPRAY.

Etant donné que la conduite est pleine donc son paramètre de forme

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

$$\xi = \frac{h}{D} = 1 \implies \text{abaque 9} \left\{ \begin{array}{l} \frac{4}{Po} = 0,84 \\ Do = 1,539 \end{array} \right. \implies \Lambda = \frac{D}{Do} = \frac{0,7}{1,539} = 0,454840$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = (15.96 - 8,881 \ln\left(\frac{\epsilon}{\lambda}\right)) \cdot \lambda^{2,5} = (15.96 - 8681 \ln \frac{0.001}{0.45484}) (0.45484)^{2,5} = 9.637497$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = 9.637497 \implies \left[\frac{Q}{9.637497} \right]^2 = Jx = 0,0016$$

Perte de charge.

$$\Delta H = J \cdot l = 0.0016 \cdot 950 \cdot 1,15 = 1,641 \text{ m}$$

Donc on obtient le même résultat.

3.3. Calcul de la côte du radier.

Elle est déterminée d'après la formule suivante :

$$CR = CT + Ps + Hwe + Hwi + H$$

où CT : côte du terrain du point le plus défavorable = 699 m

H : hauteur d'eau (R + 3) = 12 m

Ps : Pression de service = 5 mce

Hwi : perte de charge intérieur : 3 m

Hwe : perte de charge extérieur : 1,641 m.

$$\text{Donc } CR = 699 + 5 + 12 + 3 + 1,641 = 720,64 = 721 \text{ m.}$$

3.4. Détermination de la côte du trop plein.

$$CTP = CR + H_{\text{cote}} + h$$

où CR = côte du radier = 721 m

H = hauteur d'eau dans le réservoir : 5 m

h = hauteur de la crosse = 0,5 m

$$\text{Donc } CTP = 721 + 5 + 0,5 = 726,5 \text{ m.}$$

4°- Type de réseau.

Pour une bonne couverture et une meilleure distribution, on opte pour un réseau type maillé qui englobera la ville. Notre choix est basé sur les multiples avantages qu'il présente à savoir :

- il permet une alimentation en retour.
- En cas d'accident sur un tronçon, une simple manoeuvre de robinets permet d'isoler le dit tronçon et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés en aval.
- Bien qu'il soit plus coûteux d'établissement, il procure beaucoup plus de sécurité et de souplesse en cas de rupture.

Le calcul du dit réseau est conduit par approximations successives la méthode HARDY-CROSS qui repose sur les deux (02) lois suivantes :

1ère loi :

En un noeud quelconque de la conduite la somme des débits qui arrivent à ce noeud est égale à la somme des débits qui en sortent.

2ème loi.

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

Cette loi, appliquée au contour fermé où l'orientation positive est donnée par le sens du déplacement des aiguilles d'une montre.

5°- Principe de la méthode HARDY-CROSS.

Elle consiste tout d'abord à se fixer dans chaque maille, une répartition supposée des débits ainsi qu'un sens supposé d'écoulement tout en respectant la 1ère loi, un diamètre tout au moins provisoire des canalisations peut-être choisi de façon à avoir des vitesses d'écoulement convenables et l'on calcule les pertes de charges correspondantes.

a.- Calcul de la résistance de la conduite.

Nous avons que les pertes de charges sont proportionnelles au carré des débits de sorte que l'on peut écrire :

$$\Delta H_i = r_i Q_i^2 \text{ où}$$

r_i = représentant les résistances des conduites, car ce terme groupe tous les facteurs qui ne dépendent que de la conduite elle-même : état de Paroi, longueur, diamètre ; il traduit la résistance offerte au passage de l'eau dans la dite conduite ; nous avons :

$$\Delta H = f \cdot \frac{L_t}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = f \cdot \frac{16}{M^2 g \cdot 2} \cdot \frac{L_t}{D^5} \cdot Q^2 \quad \text{avec } \bar{L}_t = 1,15 Lg$$

$$\Delta H = \frac{8}{g M^2} \cdot f \cdot \frac{L_t}{D^5} \cdot Q^2$$

De la formule précédente nous avons :

$$r = f \cdot \frac{8}{g \cdot M^2} \cdot \frac{L_t}{D^5} \quad \text{ayant les dimensions } L^{-5} T^2.$$

b.- Calcul du coefficient de frottement.

Le coefficient de frottement f_r de NIKURADZE en régime turbulent rugueux ne dépend que du rapport $\frac{\epsilon}{D}$ mais en réalité ce coefficient dépend aussi d'un autre facteur qui est le nombre de Reynolds (R). A cet effet COOLBROK nous a établi sa formule la plus utilisée et sur laquelle repose la suite de nos calculs.

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

c.- Calcul du débit correctif.

Les pertes de charge étant proportionnelles au carré du débit alors nous avons $\Delta H = r Q^2$

Soit ΔQ_0 , l'erreur des débits (Q_0) supposées de façon à satisfaire la 1ère loi, ainsi on obtient : $\Delta H = r (Q_0 + \Delta Q_0)^2$

l'égalité des pertes de charge appliquée aux débits réels donne

$$\Delta H = r (Q_0 + \Delta Q_0)^2 = 0 \quad \text{2ème loi.}$$

En développant et en négligeant les termes en $(\Delta Q_0)^2$ devant Q_0 , il vient :

$$\Delta H = r Q_0^2 + 2 r Q_0 \cdot \Delta Q_0 + r \Delta Q_0^2 = 0$$

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

Chaque maille est ainsi calculée séparément et la valeur de ΔQ_i est trouvée d'après la formule ci-dessus.

Les corrections à apporter à la valeur estimée en première approximation des débits sont divisées en deux (2) :

- celles propres à la maille considérée, avec le signe de ΔQ_0 de la dite maille.
- celles propres à la mailles adjacente, en ce qui concerne les conduites communes à deux mailles ; avec le signe contraire à celui de Q_0 calculée pour la maille adjacente.

Il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections et de l'ajouter au débit Q_0 pour avoir le nouveau débit.

Les mêmes opérations sont recommencées avec ce nouveau débit, puis on poursuit les approximations jusqu'à obtenir les mailles équilibrées ; c'est à dire les valeurs de Q voisines de 0, (dans nos calculs on a pris $\Delta Q_0 = 0$ quand $\Delta Q < 11/s$) et les pertes de charges sur le contour fermé et orienté soient inférieures à 0,5 m environ.

6°-. Calcul du réseau.

Le réseau distribue un débit de pointe de 374,25 l/s, ce dernier englobe un débit d'incendie pris égal à 171/s. Connaissant le débit à la sortie du réservoir nous pouvons déterminer les débits (Q_0) arbitraires (voir schéma du réseau). Le procédé du calcul est le suivant :

l'application de la 1ère loi au noeud 1 ; nous donne :

$$Q_{R-1} - (Q_1 + Q_{1-5} + Q_{1-2}) = 0 \quad \text{où}$$

$$Q_1 = 10,20 \text{ l/s} ; \quad Q_{1-2} = 174,05 \text{ l/s} \quad Q_{1-5} = 190 \text{ l/s.}$$

Nous parcourons tous les tronçons, tout en répartissant les débits véhiculés par chaque conduite.

En fonction de ces débits véhiculés, on détermine les diamètres des conduites, résultant d'un compromis entre une vitesse convenable et une perte de charge raisonnable (voir tableau).

Connaissant la répartition arbitraire des débits, nous procédons par approximations successives en utilisant la méthode décrite en haut à savoir celle de HARDY-CROSS, jusqu'à équilibrer les mailles, le calcul de notre réseau a été fait moyennant un programme sur calculatrice T/59 (résultats voir tableau 8).

Programme pour le calcul du réseau maille sur une Ti 59

$$* \text{L b L A ReL 03 ReL 00} = * \text{Log 2} + / \dots + 1,14 = x^2 \frac{1}{x} \cdot 5 \text{ To 05}$$

$$* \text{L b L} = 2,51 \times \text{ReL 00} : * \text{II} \times \text{ReL 04} \quad \& \quad \text{ReL 01} \quad */x/$$

$$\text{ReL 05} \times \dots \text{ReL 03} \quad 5,7 \quad \text{ReL 00} = * \text{Log 2} + / \dots$$

$$= x^2 \frac{1}{x} \text{ STo 06} - \text{ReL 05} = * /x/ \text{ INV} \times \quad t$$

$$x^2 \text{ ReL } x^2 \quad * \text{II} \times^2 \quad 9,8 \quad \text{ReL 00}$$

$$y^x 5 = \text{STo 07} \quad \text{R/S} \times \text{ReL 03} = \text{STo 08} \text{ S U M } 09$$

$$\text{R/S} \quad \text{ReL 01} = \text{STo 10} \text{ S U M } 11 \quad \text{R/S} * \text{LbL B ReL 09}$$

$$\text{R/S} \quad \text{ReL 11} \quad \text{R/S} = * / \dots \text{STo 12} \text{ ReL 09} + / \dots \text{S U M } 09$$

$$\text{ReL 11} + / \dots \text{S U M } 11 \quad 13 \text{ R/S}$$

Introduction.

$$D_i \text{ ----- STO 00}$$

$$Q_i \text{ ----- STO 01}$$

$$L_i \text{ ----- STO 02}$$

$$\varepsilon \text{ ----- STO 03}$$

$$D \text{ ----- STO 04}$$

Precision $x \Rightarrow t$.

Exécution

Résultats

appuyer sur . A ----- J

$$\text{R/S} \text{ ----- } \Delta H_i = r_i Q_i^2$$

$$\text{R/S} \text{ ----- } \frac{\Delta H_i}{Q_i} = r_i Q_i$$

repter la même chose pour tous les n tronçons

Puis appuyer sur

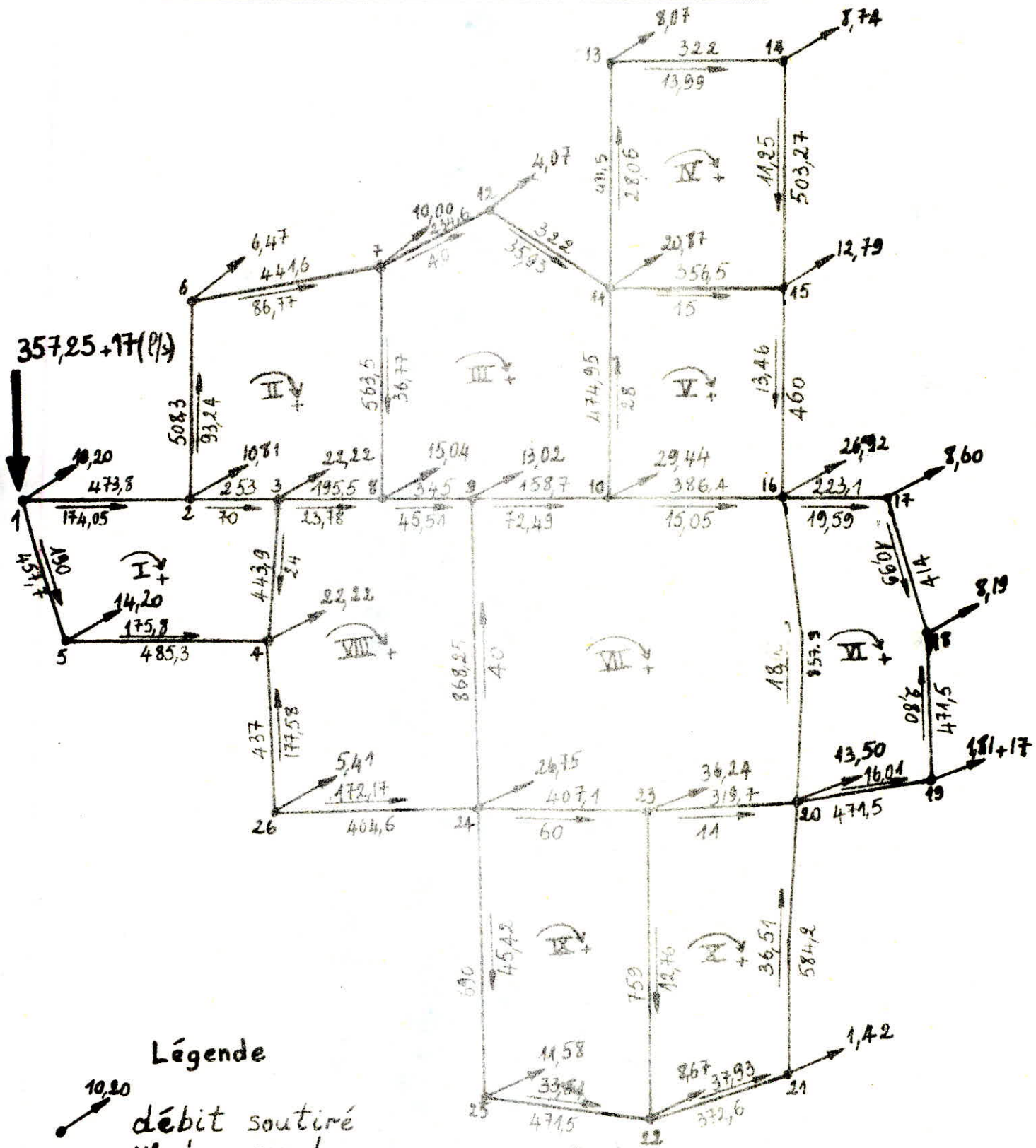
$$\boxed{D} \Rightarrow \sum_{i=1}^n \Delta H_i$$

$$\boxed{\text{R/S}} \Rightarrow \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i}{Q_i}$$

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

SCHEMA DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Répartition arbitraire des débits



Légende





-  débit soutiré
-  N° du noeud
-  débit
-  N° et sens des mailles

Fig 3

Tableau 8

N° DES MAILLES		caracteristiques des Mailles			1 ^{re} APPROXIMATION			1 ^{re} CORRECTION			NOUVEAUX DEBITS
PRI	ADJ	Troncon	φ (mm)	Le (m)	Q ₀ (l/s)	ΔH	rQ	CPM	CMA	TOT	Q ₁ (l/s)
I	II	1-2	500	473,8	174,05	0,902	10,371	-8,99	-	-8,99	165,06
		2-3	300	253	70	1,150	32,933	-8,99	10,83	1,84	71,84
		3-4	200	443,9	24	2,041	169,710	-8,99	-8,90	-17,89	6,11
		4-5	500	485,3	-115,8	-0,941	10,741	-8,99	-	-8,99	-184,79
		5-1	500	457,7	-190	-1,042	10,950	-8,99	-	-8,99	-197,99
					2,11	234,77					
					ΔQ = -8,99						
II	III	3-2	300	253	70	-1,151	32,93	-10,83	+8,99	-1,84	-71,84
		2-6	350	508,3	93,24	1,823	39,11	-10,83	-	-10,83	82,41
		6-7	350	441,6	86,77	1,372	34,62	-10,83	-	-10,83	75,94
		7-8	250	563,5	36,77	1,864	164,26	-10,83	-9,94	-20,77	16
		8-3	200	195,5	-23,78	-0,880	74,06	-10,83	-8,90	-19,73	-43,51
					3,02	279,01					
					ΔQ = -10,83						
III	IV	8-7	250	563,5	-36,77	-1,86	101,23	+9,94	+10,83	20,77	-16
		7-12	250	234,6	40	0,92	45,83	+9,94	-	+9,94	49,94
		12-11	250	322	35,93	1,02	56,52	+9,94	-	+9,94	45,87
		11-10	200	474,95	-28	-2,96	211,85	+9,94	+3,87	13,81	-14,19
		10-9	350	153,40	-72,49	-0,34	9,49	+9,94	-2,95	6,99	-65,50
		9-8	250	345	-45,51	-1,75	76,70	+9,94	-8,90	+1,04	-44,47
							-4,38	506,63			
					ΔQ = 9,94						
IV	V	11-13	200	474,5	-28,06	-2,96	210,76	-3,01	-	-3,01	25,05
		13-14	200	322	19,99	1,02	102,54	-3,01	-	-3,01	16,98
		14-15	150	503,7	11,25	2,34	415,73	-3,01	-	-3,01	8,24
		15-11	150	356,5	-15	-2,94	392,32	-3,01	+3,87	+0,86	-14,14
							3,35	1121,36			
					ΔQ = -3,01						
V	VI	10-11	200	474,95	28	2,96	211,85	-3,87	-9,94	-13,81	14,19
		11-15	150	356,5	15	2,94	392,32	-3,87	+3,01	-0,86	14,14
		15-16	150	460	13,46	3,06	454,25	-3,87	-	-3,87	9,59
		16-10	150	386,4	-15,05	-3,21	426,64	-3,87	-2,95	-6,82	-21,87
							5,75	1485,06			
					ΔQ = -3,87						

Tableau 8 (suite)

N° DES MAILLES		caracteristiques des Mailles			1 ^{re} APPROXIMATION			1 ^{re} CORRECTION			NOUVEAUX DEBITS Q ₁ (l/s)
PRI	ADJ	Tronçon	φ (mm)	Le (m)	Q ₀ (l/s)	ΔH	rQ	CPM	CMA	TOT	
VI		16-17	200	223,1	19,59	0,68	69,62	-2,50	-	-2,50	17,09
		17-18	150	414	10,99	1,83	333,70	-2,50	-	-2,50	8,49
		18-19	80	471,5	2,80	3,87	2766,23	-2,50	-	-2,50	0,30
		19-20	150	471,5	-16,01	-4,47	553,81	-2,50	-	-2,50	-18,51
	VI	20-16	150	857,9	18	10,19	1132,92	-2,50	-2,95	-5,45	12,55
						12,15	4856,38				
					ΔQ = -2,50						
VII	III	9-10	350	158,7	72,49	0,34	9,49	2,95	-9,94	-6,99	65,5
	V	10-16	150	386,4	15,05	3,21	426,64	2,95	+3,87	6,82	21,87
	VI	16-20	150	857,9	-18	-10,19	1132,92	2,95	+2,50	5,45	-12,55
	X	20-23	150	319,7	-11	-1,42	258,00	2,95	-5,54	-2,59	-13,59
	IX	23-24	300	407,1	-60	-1,36	45,50	2,95	+1,11	+4,06	-55,94
	VII	24-9	250	368,25	+40	3,39	169,67	2,95	-8,90	-5,95	34,05
						-6,03	2042,23				
					ΔQ = 2,95						
VIII	I	4-3	200	443,9	-24	-2,04	169,71	+8,90	+8,99	17,89	-6,11
	II	3-8	200	195,5	23,78	0,88	74,06	+8,90	+10,83	19,73	43,51
	III	8-9	250	345	45,51	1,74	76,70	+8,90	-9,94	-1,04	44,47
	VII	9-24	250	868,25	-40	-3,39	169,67	+8,90	-2,950	5,95	-34,05
		24-26	500	464,6	-172,7	-0,87	10,07	+8,90	-	8,90	-163,27
		26-4	500	437	177,58	-0,86	9,76	+8,90	-	8,90	-168,68
						-4,54	509,99				
					ΔQ = -8,90						
IX	VII	24-23	300	407,1	60	1,36	45,50	-1,11	-2,95	-4,06	55,94
	X	23-22	150	759	12,76	4,63	710,53	-1,11	-5,54	-6,65	6,11
		22-25	250	471,5	-33,84	-1,32	77,95	-1,11	-	-1,11	-34,95
		25-24	250	690	-45,42	-3,48	153,10	-1,11	-	-1,11	-46,53
						1,10	987,09				
					ΔQ = -1,11						
X	VII	23-20	150	319,7	11	1,42	258,00	5,54	-2,95	-2,59	13,59
		20-21	250	584,2	-36,51	-1,90	104,20	5,54	-	5,54	-30,97
		21-22	250	372,6	-37,93	-1,31	69,04	5,54	-	5,54	-32,39
	IX	22-23	150	759	-12,76	-4,53	710,53	5,54	+1,11	6,65	-6,11
						-6,33	1141,78				
					ΔQ = 5,54						

N° DES MAILLES		caractéristiques des Mailles		1 ^{ère} APPROXIMATION			2 ^{ème} CORRECTION			NOUVEAUX DEBITS	
PRI	ADJ	Tronçon	φ (mm)	Le (m)	Q ₁ (l/s)	ΔH	VQ	CPM	CMA	TOT	Q ₂ (l/s)
I	II VIII	1-2	500	473,8	165,06	0,81	9,84	0,21	-	+0,21	165,27
		2-3	300	253	71,84	1,21	33,86	0,21	-4,85	-4,64	67,2
		3-4	200	443,9	6,11	0,13	43,20	0,21	+1,10	+1,31	7,42
		4-5	500	465,3	-184,79	-1,04	11,29	0,21	-	+0,21	-184,58
		5-6	500	457,7	-198,99	-1,14	11,46	0,21	-	+0,21	-198,78
					-0,023	109,66					
					ΔQ = 0,21						
II	I III VII	3-2	300	253	-71,84	-1,21	33,86	4,85	-0,21	4,64	-67,2
		2-6	350	508,3	82,41	1,42	34,57	4,85	-	4,85	87,26
		6-7	350	441,6	75,94	1,05	27,67	4,85	-	4,85	80,79
		7-8	250	563,5	16	0,35	44,04	4,85	+0,06	4,91	20,91
		8-3	200	195,5	-43,51	-2,94	135,10	4,85	+1,10	5,95	-37,56
					-1,34	275,66					
					ΔQ = 4,85						
III	II V VI VII	8-7	250	563,5	-16	-0,35	44,04	-0,06	-4,85	-4,91	-20,91
		7-12	250	234,6	49,94	1,42	57,23	-0,06	-	-0,06	49,88
		12-11	250	322	45,87	1,65	72,16	-0,06	-	-0,06	45,81
		11-10	200	474,95	-14,19	-0,76	107,36	-0,06	-1,30	-1,36	-15,55
		10-9	350	158,70	-65,50	-0,28	8,58	-0,06	+0,63	0,57	-64,93
		9-8	250	345	-44,47	-1,66	74,95	-0,06	+1,10	+1,04	-43,43
							0,02	364,33			
					ΔQ = -0,06						
IV	V	11-13	200	474,5	23,05	-2,35	158,15	-1,83	-	-1,83	23,22
		13-14	200	322	16,98	0,74	87,7	-1,83	-	-1,83	15,15
		14-15	150	503,7	8,24	1,25	304,5	-1,83	-	-1,83	6,41
		15-11	150	356,5	-14,10	-2,67	369,23	-1,83	-1,30	-3,13	-17,27
					1,73	949,58					
					ΔQ = -1,83						
V	III IV VI	10-11	200	474,95	14,19	0,76	107,36	1,30	+0,06	1,36	15,55
		11-15	150	356,5	14,10	2,67	369,23	1,30	+1,83	3,13	17,27
		15-16	150	460	9,59	1,55	323,64	1,30	-	1,30	10,89
		16-10	150	386,4	-21,87	-6,77	619,38	1,30	+0,63	1,03	-19,94
					-1,85	1420,91					
					ΔQ = 1,30						

N° DES MAILLES		caractéristiques des Mailles			2 ^{ème} APPROXIMATION			2 ^{ème} CORRECTION			NOUVEAUX DEBITS Q ₂ (l/s)
PRI	ADJ	Tronc	Ø (mm)	Le (m)	Q ₁ (l/s)	ΔH	rQ	CPM	CMA	TOT	
VI		16-17	200	223,1	17,09	0,52	60,74	-0,33	-	-0,33	16,76
		17-18	150	414	8,49	1,09	258,87	-0,33	-	-0,33	8,16
		18-19	80	471,5	0,30	0,044	296,38	-0,33	-	-0,33	-0,03
		19-20	150	471,5	-18,51	-5,92	640,29	-0,33	-	-0,33	-18,84
	VI	20-16	150	857,9	12,55	4,96	789,89	-0,33	+0,63	+0,3	12,85
					0,68	2043,18					
					ΔQ = -0,33						
VII	III	9-10	350	158,7	65,5	0,28	8,57	-0,63	+0,06	-0,57	64,93
	V	10-16	150	386,4	21,97	6,78	619,88	-0,63	-1,30	-1,03	19,94
	VI	16-20	150	857,9	-12,55	-4,95	789,89	-0,63	0,33	-0,3	-12,85
	X	20-23	150	319,7	-13,59	-2,16	318,75	-0,63	-1,48	-2,11	-15,7
	IX	23-24	300	407,1	-55,94	-1,18	42,42	-0,63	-4,56	-5,19	-61,13
	VII	24-9	250	868,25	34,05	2,46	144,43	-0,63	1,10	0,47	34,52
					1,21	11824,21					
					ΔQ = -0,63						
VIII	I	4-3	200	443,9	-6,11	-0,131	43,20	-1,10	-0,21	-1,31	-7,42
	II	3-8	200	195,5	43,51	2,04	135,50	-1,10	-4,85	-5,95	37,56
	III	8-9	250	345	44,47	1,66	74,95	-1,10	0,06	-1,04	43,43
	VI	9-24	250	868,25	-34,05	-2,46	144,43	-1,10	0,63	-0,47	-34,52
		24-26	500	404,6	-163,27	-0,78	9,55	-1,10	-	-1,10	-164,37
	26-4	500	437	-168,68	-0,78	9,3	-1,10	-	-1,10	-169,78	
					0,64	416,83					
					ΔQ = -1,10						
IX	VI	24-23	300	407,1	55,94	1,186	42,42	4,56	0,63	5,19	61,13
	X	23-22	150	759	6,11	1,04	340,23	4,56	-1,48	3,08	9,19
		22-25	250	471,5	-34,95	-1,40	80,50	4,56	-	4,56	-30,39
		25-24	250	690	-46,53	-3,65	156,84	4,56	-	4,56	-41,97
					-2,83	620,00					
					ΔQ = 4,56						
X	VI	23-20	150	319,7	13,59	2,16	318,75	1,48	0,63	2,11	15,7
		20-21	250	884,2	-30,87	-1,37	88,39	1,48	-	1,48	-29,49
		21-22	250	372,6	-32,39	-0,95	58,95	1,48	-	1,48	-30,91
	IX	22-23	150	759	-6,11	-1,04	340,23	1,48	-4,56	-3,08	-9,99
					-1,19	806,23					
					ΔQ = 1,48						

N° DES MAILLES	caractéristiques des Mailles		3 ^{ème} APPROXIMATION				3 ^{ème} CORRECTION			NOUVEAUX DEBITS Q ₁ (l/s)	
	Ri ADJ Tronçon	Ø (mm)	Le (m)	Q ₀ (l/s)	ΔH	Y Q	CPM	CMA	TOT		
I	II	1-2	500	473,8	165,27	0,81	9,85	0,90		+0,90	166,17
		2-3	300	253	67,2	1,06	31,66	0,90	10,46	+1,36	68,56
	VII	3-4	200	443,3	7,42	0,19	52,48	0,90	-1,27	-0,37	7,05
		4-5	500	485,3	-184,58	-1,04	11,27	0,90		+0,90	-183,68
	5-1	500	457,7	-198,78	-1,13	11,45	0,90		+0,90	-197,88	
						20,10	116,72				
					ΔQ = 0,90						
II	I	3-2	300	253	-67,2	-1,06	31,66	-0,46	-0,90	-1,36	-68,56
		2-6	350	508,3	87,26	1,53	36,60	-0,46	-	-0,46	86,80
	III	6-7	350	441,6	80,79	1,18	29,44	-0,46	-	-0,46	80,33
		7-8	250	563,5	20,91	0,60	57,56	-0,46	-0,79	-1,25	19,66
	VII	8-3	200	195,5	-37,56	-2,19	116,37	-0,46	-1,27	-1,73	-39,29
						0,12	272,25				
					ΔQ = -0,40						
III	II	8-7	250	563,5	-20,91	-0,60	57,56	0,79	+0,46	+1,25	-19,66
		7-12	250	234,6	49,88	1,42	57,56	0,79	-	+0,79	50,67
	IV	12-11	250	322	45,81	1,65	72,06	0,79	-	0,79	46,6
		11-10	200	474,95	-15,55	-0,91	117,65	0,79	0,78	1,57	-13,98
	VII	10-9	350	1587,0	-64,93	-0,27	8,50	0,79	-0,54	0,25	-64,68
		9-8	250	314,5	-43,43	-1,58	73,13	0,79	-1,27	-0,48	-43,91
					-0,30	386,15					
					ΔQ = 0,79						
IV		11-13	200	471,5	23,22	2,02	474,41	0,56	-	0,56	23,78
		13-14	200	322	15,45	0,58	77,71	0,56	-	0,56	15,79
	V	14-15	150	503,7	6,41	0,76	236,87	0,56	-	0,56	6,97
		15-11	150	356,5	-17,27	-3,90	451,69	0,56	0,78	1,34	-15,93
						-0,52	940,60				
					ΔQ = 0,56						
V	III	10-11	200	474,95	15,55	0,91	117,65	-0,78	0,79	-1,57	13,98
		11-15	150	356,5	17,27	3,90	451,69	-0,78	-0,56	-1,34	15,93
	VII	15-16	150	460	10,89	2,00	367,57	-0,78	-	-0,78	10,11
		16-10	150	386,4	-19,94	-5,63	565,26	-0,78	-0,54	-1,32	-21,26
					1,18	1302,12					
					ΔQ = -0,78						

N° DES MAILLES		Caracteristiques des Mailles		3 ^{em} APPROXIMATION			3 ^{em} CORRECTION			NOUVEAUX DEBITS Q_1 (l/s)	
PR	ADJ	Troncon	ϕ (mm)	L_e (m)	Q_c (l/s)	ΔH	rQ	CPM	CMA	TOT	
VI	VII	16-17	200	223,1	16,76	0,49	59,56	-0,31	-	-0,31	16,45
		17-18	150	414	8,16	1,01	247,84	-0,31	-	-0,31	7,85
		18-19	80	471,5	-0,03	-0,004	29,63	-0,31	-	-0,31	-0,34
		19-20	150	471,5	-18,84	-6,13	654,70	-0,31	-	-0,31	-19,15
		20-16	150	857,5	12,85	5,196	808,77	-0,31	-0,54	-0,85	12
					0,57	1797,53					
					$\Delta Q = -0,61$						
VII	VIII	9-10	350	158,7	64,23	0,27	8,50	0,54	-0,79	-0,25	64,68
		10-16	150	386,4	19,94	5,63	365,26	0,54	0,78	1,32	21,26
		16-20	150	857,5	-12,85	-5,186	808,77	0,54	0,31	0,95	-12
		20-23	150	319,7	-15,7	-2,89	368,24	0,54	-1,53	-0,99	-16,69
		23-24	300	407,1	-61,13	-1,41	46,35	0,54	0,34	+0,20	-60,93
		24-9	250	868,25	34,52	2,52	146,42	0,54	1,27	-0,73	33,79
					-1,06	1948,57					
					$\Delta Q = 0,54$						
VIII	IX	4-3	200	443,9	-7,42	-0,19	52,47	1,27	-0,90	0,37	-7,05
		3-8	200	195,5	37,56	2,19	116,97	1,27	+0,16	1,73	59,29
		8-9	250	345	43,43	1,58	73,19	1,27	0,79	2,48	43,91
		9-24	250	868,25	-34,52	-2,52	146,42	1,27	-0,54	0,73	-33,79
		24-26	500	464	-164,37	-7,79	9,61	1,27	-	1,27	-163,10
		26-4	500	437	-169,78	-5,79	3,34	1,27	-	1,27	-168,51
					-0,51	408,02					
					$\Delta Q = 1,27$						
IX	X	24-23	300	407,1	61,13	1,41	46,35	+0,34	-0,54	-0,20	60,93
		23-22	150	759	9,19	2,35	511,73	+0,34	-1,53	1,19	8,00
		22-25	250	471,5	-30,39	-1,06	90,00	+0,34	-	0,34	-30,05
		25-24	250	690	-41,97	-1,96	141,47	+0,34	-	0,34	-41,63
					-0,26	769,57					
					$\Delta Q = 0,34$						
X	XI	23-20	150	319,7	15,7	2,89	368,24	1,53	-0,54	0,99	16,69
		20-21	250	584,2	-29,49	-1,24	84,16	1,53	-	1,53	-27,96
		21-22	250	372,6	-30,31	-0,86	56,26	1,53	-	1,53	-29,38
		22-23	150	759	-9,99	-2,35	511,73	1,53	-0,34	1,19	-8,00
					-1,57	1020,49					
					$\Delta Q = 1,53$						

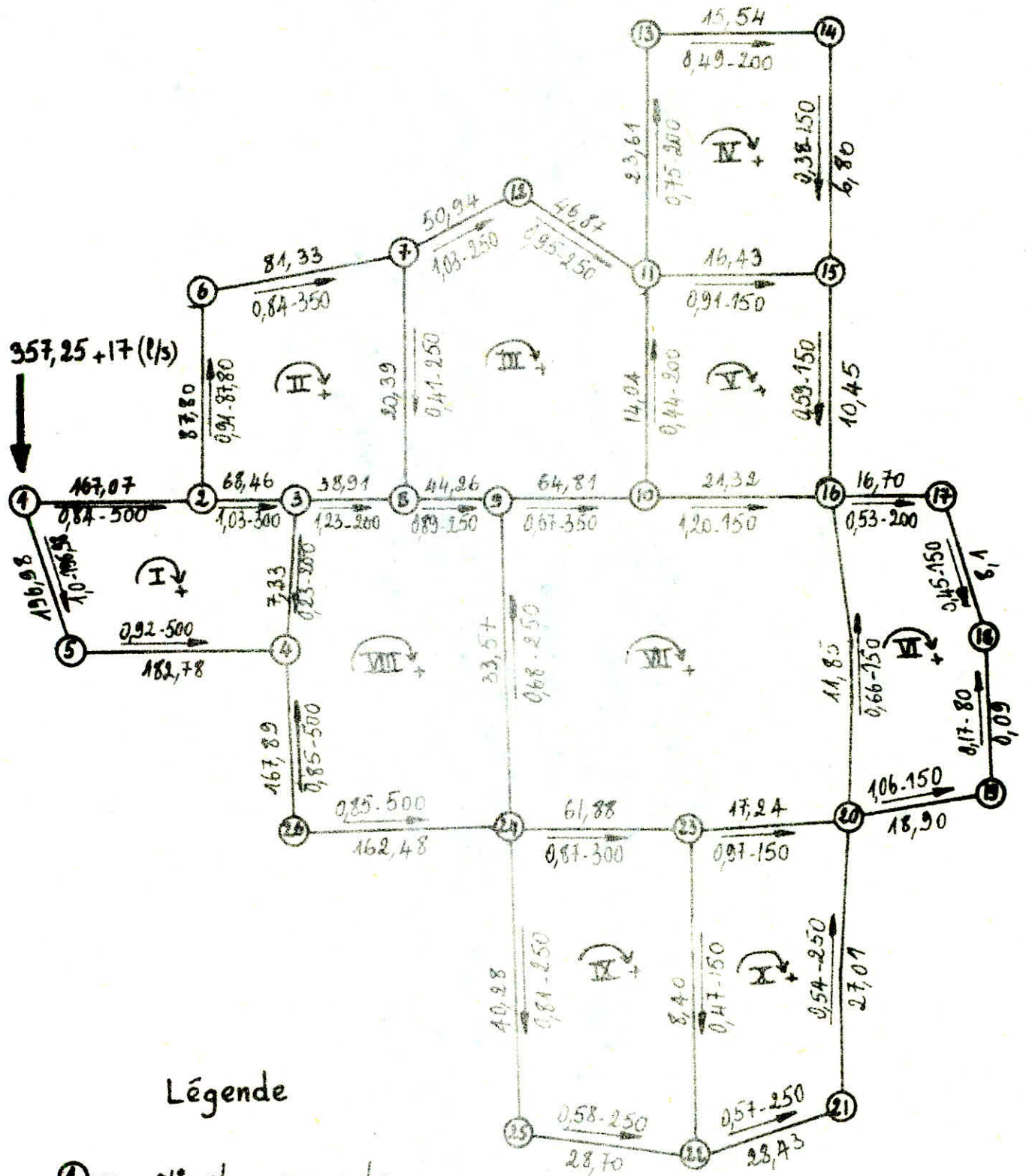
N° DES MAILLES		CARACTERISTIQUES DES MAILLES			4 ^{ème} APPROXIMATION			4 ^{ème} Correction			NOUVEAU
PRI	ADJ	TRONÇON	Ø (mm)	Le (m)	Q ₀ (l/s)	ΔH (m)	γD ₀ (l/m ²)	CPM (l/s)	CMA (l/s)	TOTAL (l/s)	Debits (l/s)
I	II VII	1-2	500	473.3	466.17	0.82	9.92	0.45		0.45	166.62
		2-3	300	253	68.56	1.10	32.31	0.45	-0.81	-0.36	68.2
		3-4	200	443.9	7.05	0.17	49.85	0.45	-0.31	+0.14	7.19
		4-5	500	486.3	183.68	1.03	11.22	0.45		0.45	-182.23
		5-1	500	497.7	-197.88	-1.12	11.40	0.45		0.45	-197.43
							-0.52	114.70			
					ΔQ = 0.45						
II	VIII	3-2	300	253	-68.56	-1.10	32.31	0.81	-0.45	+0.36	-68.2
		2-6	350	508.3	86.80	1.58	36.41	0.81		+0.81	87.61
		6-7	350	441.6	80.33	1.17	29.27	0.81		0.81	81.14
		7-8	250	563.5	19.66	0.53	54.12	0.81	0.024	+0.834	20.49
		8-3	200	195.5	-33.29	-2.40	122.36	0.81	-0.31	+0.5	-38.79
					-0.22		274.48				
					ΔQ = 0.81						
III	IX X XI XII	8-7	250	563.5	-19.66	-0.53	54.12	-0.024	-0.834	-0.834	-20.49
		7-12	250	234.6	50.67	1.47	58.04	-0.024		-0.024	50.64
		12-11	250	322	46.6	1.70	73.3	-0.024		-0.024	45.57
		11-10	200	474.95	13.98	-0.73	105.77	-0.024	-0.42	-0.444	-14.42
		10-9	350	158.70	64.68	-0.27	8.47	-0.024	-0.05	-0.074	-64.75
		9-8	250	345	-43.91	-1.62	74.50	-0.024	-0.31	-0.334	-44.24
					0.09		373.75				
					ΔQ = -0.024						
IV	XIII	10-11	200	474.95	13.98	0.73	105.77	0.359		-0.359	23.421
		13-14	200	322	45.77	0.63	80.58	0.359		-0.359	16.709
		14-15	150	503.9	6.99	0.89	257.56	0.359		-0.359	6.611
		15-11	150	356.5	-15.93	-3.31	416.64	0.359	-0.42	-0.779	-16.709
							0.33	933.41			
					ΔQ = 0.359						
V	XIV XV XVI XVII	10-11	200	474.95	13.98	0.73	105.77	0.42	+0.024	0.444	14.414
		11-15	150	356.5	-15.93	3.31	416.64	0.42	+0.359	0.779	16.709
		15-16	150	460	10.11	1.72	341.19	0.42		0.42	10.53
		16-10	150	386.4	-21.26	-6.40	602.68	0.42	-0.05	0.37	-20.890
							-0.62	1466.23			
					ΔQ = +3.42						

N° DES MAILLES		CARACTERISTIQUES DES MAILLES			1 ^{ère} APPROXIMATION			4 ^{ème} CORRECTION			NOUVEAUX	
PRI	ADJ	TRONÇON	Ø (mm)	Le (m)	Q ₀ (l/s)	ΔH (m)	r Q ₀ (l/s ²)	CPM (l/s)	CMA (l/s)	TOTAL (l/s)	Debits (l/s)	
VI	VII	16-17	200	223.1	16.45	0.48	58.46	0.22	-	0.22	10.67	
		17-18	150	414	7.85	0.93	238.42	0.22	-	0.22	8.07	
		18-19	80	471.5	-0.34	-0.05	335.89	0.22	-	0.22	-0.12	
		19-20	150	471.5	-19.15	-6.34	662.43	0.22	-	0.22	-18.93	
		20-16	150	857.9	12	4.53	755.28	0.22	-0.05	0.17	12.17	
							-0.45	2050.50				
							ΔQ = 0.22					
VII	VIII	9-10	350	158.7	64.68	0.27	8.47	0.05	0.024	0.074	64.75	
		10-16	150	386.4	21.26	6.40	602.67	0.05	-0.42	-0.37	20.89	
		16-20	150	857.9	-12	-4.53	755.28	0.05	-0.22	-0.17	-12.17	
		20-23	150	319.7	-16.69	-3.26	391.46	0.05	-0.42	-0.37	-17.06	
		23-24	300	407.1	-60.93	-1.40	46.20	0.05	-1.10	-1.05	-61.98	
		24-9	250	868.25	33.79	2.42	143.32	0.05	-0.31	-0.26	+33.53	
							-0.10	1947.43				
							ΔQ = 0.05					
VIII	IX	4-3	200	443.9	-7.05	-0.17	49.85	0.31	-0.45	-0.14	-7.19	
		3-8	200	195.5	39.29	2.40	122.36	0.31	-0.81	-0.5	38.79	
		8-9	250	345	43.91	1.62	74.00	0.31	0.024	0.334	44.24	
		9-24	250	868.25	-33.79	-2.42	143.32	0.31	-0.05	0.26	-33.53	
		24-26	500	464	-463.10	-0.77	9.53	0.31	-	0.31	-162.79	
		26-4	500	437	-168.51	-0.78	9.27	0.31	-	0.31	-168.20	
							-0.12	408.36				
							ΔQ = 0.31					
IX	X	20-23	300	407.1	60.93	1.40	46.20	1.10	-0.05	1.05	61.98	
		23-22	150	759	8.00	1.78	445.47	1.10	-0.42	0.68	8.68	
		22-25	250	471.5	-30.05	-1.04	69.21	1.10	-	1.10	-28.95	
		25-14	250	690	-41.63	-2.92	140.33	1.10	-	1.10	-40.53	
							-0.77	701.23				
							ΔQ = 1.10					
X	XI	23-20	150	319.7	-16.69	3.26	391.46	0.42	-0.05	0.37	17.06	
		20-21	250	584.2	-27.96	-1.11	79.79	0.42	-	0.42	-27.54	
		21-22	250	372.6	-29.38	-0.78	53.48	0.42	-	0.42	-28.96	
		22-23	150	759	-8.00	-1.78	445.47	0.42	-1.10	-0.68	-8.68	
									-0.41	970.21		
							ΔQ = 0.42					

N° DES MAILLES		CARACTERISTIQUES DES MAILLES			5 ^{ème} APPROXIMATION			5 ^{ème} CORRECTION			NOUVEAUX
PRI	ADJ	TRONÇON	Ø (mm)	L _e (m)	Q ₀ (l/s)	ΔH (m)	v Q ₀ (lit/s)	CPM (l/s)	CMA (l/s)	TOTAL (l/s)	Debits (l/s)
I	II VIII	1-2	500	473.8	166.62	0.827	9.93	0.45	-	0.45	167.07
		2-3	300	253	68.2	1.096	32.14	0.45	-0.187	0.263	68.46
		3-4	200	443.8	7.19	0.1827	50.84	0.45	-0.313	0.137	7.33
		4-5	500	485.5	182.23	-1.035	11.248	0.45	-	0.45	182.78
		5-1	500	457.7	-137.73	-1.068	11.375	0.45	-	0.45	196.98
						-0.058	115.55				
						ΔQ = 0.448					
II	I III VIII	3-2	300	253	68.2	-1.096	32.14	0.187	-0.45	-0.263	68.46
		2-6	350	508.3	87.61	-1.649	36.75	0.187	-	0.187	87.80
		6-7	350	444.6	81.14	-1.4956	29.57	0.187	-0.298	-0.111	20.39
		7-8	250	563.5	20.49	0.5781	56.418	0.187	-0.298	-0.111	20.39
		8-3	200	495.5	-38.79	-2.343	120.809	0.187	-0.313	-0.126	-38.91
						-0.051	275.689				
						ΔQ = 0.187					
III	II V VI VIII	8-7	250	563.5	20.49	-0.5781	56.418	0.298	-0.187	0.111	-20.39
		7-12	250	234.4	50.64	-1.5699	58.006	0.298	-	0.298	50.94
		11-11	250	322	45.57	-1.706	73.268	0.298	-	0.298	46.87
		11-10	200	474.95	-14.42	-0.787	109.134	0.298	+0.083	0.381	-14.04
		10-9	350	458.70	-64.75	-0.274	8.4807	0.298	-0.350	-0.052	-64.81
		9-8	250	345	-44.24	-1.649	74.571	0.298	-0.313	-0.015	-44.26
						-0.113	375.92				
						ΔQ = 0.298					
IV		11-13	200	474.95	23.42	2.06	175.92	0.191	-	0.191	23.61
		13-14	200	322	15.35	0.6044	78.74	0.191	-	0.191	15.54
		14-15	150	505.7	6.61	0.8075	244.30	0.191	-	0.191	6.86
		15-11	150	356	-16.709	-3.466	437.019	0.191	+0.083	0.274	-16.43
						-0.179	335.98				
						ΔQ = 0.191					
V	III IV VI	10-11	200	474.95	14.42	0.7870	109.134	-0.083	-0.298	-0.381	14.04
		11-15	150	356.5	16.709	3.466	437.019	-0.083	-0.191	-0.274	16.43
		15-16	150	460	10.53	1.871	355.366	-0.083	-	-0.083	10.45
		16-10	150	386.4	-20.89	-6.134	592.196	-0.083	-0.350	0.433	-21.32
						+0.123	1493.71				
						ΔQ = 0.083					

N° DES MAILLES		CARACTERISTIQUES DES MAILLES			5 ^{ème} APPROXIMATION			5 ^{ème} CORRECTION			NOUVEAUX Debits (l/s)
PAI	ADJ	TRONÇON	Ø (mm)	Le (m)	Q ₀ (l/s)	SH (m)	vQ ₀ (l/m ²)	CPM (l/s)	CMA (l/s)	TOTAL (l/s)	
VI	VII	16-17	200	223.1	16.67	0.4933	59.246	0.033	-	0.033	16.70
		17-18	150	414	8.07	0.009	246.11	0.033	-	0.033	8.10
		18-19	80	471.5	-0.12	-0.0071	118.552	0.033	-	0.033	-0.09
		19-20	150	471.5	-18.93	-6.19	654.921	0.033	-	0.033	-18.90
		20-16	150	857.3	12.17	4.3279	765.98	0.033	-0.35	-0.317	11.85
						-0.0611	1843.715				
					ΔQ = 0.033						
VII	VIII	9-10	350	158.7	64.75	0.274	8.48	0.35	-0.298	0.052	64.81
		10-16	150	386.4	20.89	6.185	592.146	0.35	+0.083	0.435	21.32
		16-20	150	857.9	-12.17	-4.661	765.98	0.35	-0.033	0.317	-11.85
		20-23	150	319.7	-17.06	-3.413	400.14	0.35	-0.522	-0.172	-17.24
		23-24	300	407.1	-61.98	-1.457	47.002	0.35	-0.245	0.105	-61.88
		24-9	250	868.25	33.53	3.187	142.226	0.35	-0.313	0.037	33.57
							1956.02				
					ΔQ = 0.35						
VIII	IX	4-3	200	443.9	-7.19	-0.132	50.844	0.313	-0.45	-0.137	-7.33
		3-8	200	195.5	38.79	2.343	120.808	0.313	0.187	0.126	38.91
		8-9	250	345	44.24	1.649	74.571	0.313	0.298	0.015	44.26
		9-24	250	868.25	-33.53	-2.384	142.226	0.313	0.350	-0.037	-33.57
		24-26	500	437	-168.2	-1.449	3.5213	0.313	-	0.313	-162.48
		26-4	500	437	-168.2	-0.778	3.253	0.313	-	0.313	-167.89
						-0.127	407.225				
					ΔQ = 0.313						
IX	X	24-23	300	407.1	61.98	1.456	47.002	0.245	-0.35	-0.106	61.88
		23-22	150	759	8.68	2.097	483.339	0.245	-0.522	-0.277	8.40
		22-25	250	471.5	-28.95	-0.965	66.685	0.245	-	0.245	-28.70
		25-24	250	650	-40.53	-2.578	136.613	0.245	-	0.245	-40.28
						-0.179	733.65				
					ΔQ = 0.245						
X	XI	23-20	150	319.7	17.06	3.413	400.14	0.52	-0.35	0.172	17.24
		20-21	250	584.2	-27.54	-1.032	78.60	0.52	-	0.52	-27.04
		21-22	250	372.6	-28.96	-0.243	57.116	0.52	-	0.52	-28.43
		22-23	150	759	8.68	-2.097	483.339	0.52	-	0.277	-8.40
						-0.5	1014.73				
					ΔQ = 0.52						

SCHEMA DU RESEAU DE DISTRIBUTION
Répartition définitive des débits



Légende

- ① N° des nœuds
- Debit (l/s)
- Vitesse (m/s) - Diametre (mm)

X^+ sens d'écoulement avec numéro de la maille.

Fig 4

7°- Vérification des vitesses et pressions au sol.

+ les vitesses d'écoulement imposées dès le départ dans une gamme de 0,4 à 1,2 m/s , resteront après le calcul du réseau dans la même gamme de vitesses (voir tableau 9).

Ces vitesses permettent d'envisager des augmentations de consommation sans que l'usager ne souffre trop d'une part et d'éviter la formation de dépôts d'autre part.

+ Pour garantir et assurer une bonne distribution d'eau à n'importe quel point du réseau, il faut que la pression soit suffisante au droit de l'immeuble le plus défavorable.

La pression au sol dans chaque noeud est déterminée à partir de la côte piezométrique du noeud précédent, en ôtant les pertes de charges qui peuvent se produire le long de la conduite et en retranchant de nouveau la côte du terrain au noeud considéré.

Nos pressions de service sont très convenables pour un réseau tel que celui d'Aïn Oussora.

Tous les résultats de calcul se trouvent dans le tableau n°10.

Tableau de calcul des vitesses.

Tableau 9

Maille tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit en l/s	Vitesse m/s	
I	1-2	473,8	500	167,07	0,84
	2-3	253	300	68,46	1,03
	3-4	443,9	200	7,33	0,23
	4-5	485,3	500	182,78	0,92
	5-1	457,7	500	196,98	1,00
II	3-2	253	300	68,46	1,03
	2-6	508,3	350	87,80	0,91
	6-7	441,6	350	81,33	0,84
	7-8	563,5	250	20,39	0,41
	8-3	195,5	200	38,91	1,21
III	8-7	563,5	250	20,39	0,41
	7-12	234,6	250	50,94	1,03
	12-11	322	250	46,87	0,95
	11-10	474,95	200	14,04	0,44
	10-9	158,7	350	64,81	0,67
	9-8	345	250	44,26	0,89
IV	11-13	471,5	200	23,61	0,75
	13,14	322	200	15,54	0,49
	14-15	503,7	150	6,80	0,38
	15-11	356,5	150	16,43	0,91
V	10-11	474,95	200	14,04	0,44
	11-15	356,5	150	16,43	0,92
	15-16	460	150	10,45	0,59
	16-10	386,4	150	21,32	1,20
VI	16-17	223,1	200	16,70	0,53
	17-18	414	150	8,10	0,45
	18-19	471,5	80	0,09	0,17
	19-20	471,5	150	18,...	1,06
	20-16	857,9	150	11,85	0,66

Tableau 9.

Maille	Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	débit l/s	vitesse m/s
VII	9-10	158,7	350	64,81	0,67
	10-16	386,4	150	21,32	1,20
	16-20	857,9	150	11,85	0,66
	20-23	319,7	150	17,24	0,97
	23-24	407,1	300	61,88	0,87
	24-9	868,25	250	33,57	0,68
VIII	4-3	443,9	200	7,33	0,23
	3-8	195,5	200	38,91	1,23
	8-9	345	250	44,26	0,89
	9-24	868,25	250	33,57	0,68
	24-26	464,6	500	162,48	0,82
	26-4	437	500	167,89	0,85
IX	24-23	407,1	300	61,88	0,87
	23-22	759	150	8,40	0,47
	22-25	471,5	250	28,70	0,58
	25-24	690	250	40,28	0,81
X	23-20	319,7	150	17,24	0,97
	20-21	584,2	250	27,01	0,54
	21-22	372,6	250	28,43	0,57
	22-23	759	150	8,40	0,47

Tableau 10

AILLE	TRONÇON	côte du terrain		Perte de charge	côte Piezométrique		Pression
		amont	aval		amont	aval	
I	A-2	699	693.5	0.83	719.36	718.53	25.03
	2-3	693.5	695.34	1.09	718.53	717.44	21.94
	3-4	695.34	692.60	0.18	717.44	717.26	24.66
	A-5	699	693.15	1.07	719.36	718.29	25.14
	5-4	693.15	692.60	1.03	718.29	717.26	24.66
II	2-3	693.5	695.34	1.09	718.53	717.44	21.94
	3-8	695.34	691.50	2.34	717.44	715.1	23.6
	7-8	694.2	691.50	0.58	715.68	715.1	23.6
	6-9	685.5	694.2	1.20	716.88	715.68	21.48
	2-6	693.5	685.5	1.65	718.53	716.88	21.38
III	7-8	694.2	691.50	2.34	715.68	715.1	23.6
	8-9	691.50	690.78	1.65	715.1	713.45	21.67
	9-10	690.78	689.75	0.27	713.45	713.18	23.43
	10-11	689.75	683.00	0.79	713.18	712.39	29.39
	12-12	692	683.0	1.70	714.09	712.39	29.39
	7-12	694.2	692	1.59	715.68	714.09	22.09
IV	11-13	683.00	674.20	2.06	712.39	710.33	36.13
	13-14	674.20	675.30	0.60	710.33	709.73	34.43
	14-15	675.30	682.52	0.81	709.73	708.92	26.40
	11-15	683.00	682.52	3.47	712.39	708.92	26.40
V	11-15	683.00	682.52	3.47	712.39	708.92	26.40
	15-16	682.52	688.30	1.87	708.92	707.05	18.75
	10-16	689.75	688.30	6.13	713.18	707.05	18.75
	10-11	689.75	683.00	0.79	713.18	712.39	29.39
VI	16-17	688.30	688.20	0.49	707.05	706.56	18.36
	17-18	688.20	689.05	0.99	706.56	705.57	16.52
	19-18	689.50	689.05	0.007	705.577	705.57	16.52
	20-19	689.60	689.50	6.20	711.777	705.577	16.52
	20-16	689.60	688.30	4.73	711.777	707.05	18.75

Tableau 10 (suite)

MILLÈ	TRONÇON	Côte de terrain		Perte de charge	Côte Piezométrie Due		Pression
		amont	aval		amont	aval	
VII	9-10	690.78	689.75	0.27	713.47	715.18	23.96
	10-16	689.75	688.30	6.13	713.18	707.05	18.75
	20-16	689.60	688.30	4.73	711.777	707.05	18.75
	23-20	690.45	689.50	3.41	715.187	711.777	22.177
	24-23	690.40	690.45	1.45	716.637	715.187	24.737
	24-9	690.40	690.78	3.19	716.637	713.47	22.69
VIII	20-9	690.40	690.78	3.19	716.637	713.47	22.69
	8-9	691.50	690.78	1.65	715.1	713.45	22.67
	3-8	695.34	691.50	2.34	717.44	715.1	23.6
	3-4	695.34	692.60	0.18	717.44	717.26	24.66
	26-4	690.50	692.50	0.98	718.04	717.26	24.66
	26-26	690.40	690.50	1.40	716.637	718.04	27.54
IX	24-23	690.40	690.45	1.45	716.637	715.187	24.737
	23-22	690.45	695.65	2.09	715.187	713.097	17.447
	25-22	694.90	695.65	0.96	714.147	713.097	17.447
	24-25	690.40	694.90	2.58	716.727	714.147	19.247
X	23-22	690.45	695.65	2.09	715.187	713.097	17.447
	23-20	690.45	689.60	3.41	715.187	711.777	22.177
	21-20	695.15	689.60	1.08	712.857	711.777	22.177
	22-21	695.65	695.15	0.24	711.777	712.857	17.707

CHAPITRE 7.

EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

a.- Nature de canalisation.

Le réseau sera constitué de tuyaux en acier, pour les multiples avantages qu'il présente à savoir :

- ils supportent des pressions élevées.
- une résistance aux contraintes (choc, écrasement, déplacement de terrain) est supérieure à celle des tuyaux en matières plastiques et en fonte.
- ils sont plus longs que les tuyaux en fonte, ce qui diminue le nombre de raccords et rend la pose plus simple.
- ils sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où une économie sur le transport.
- ils peuvent être adaptés à toutes les conditions de service si dures soient-elles. Ils offrent une bonne flexibilité.
- comparativement à la fonte l'acier présente l'avantage de ne pas être fragile.
- Ils sont aussi disponibles sur le marché.

b.- Appareils et accessoires.

- Robinets-vanne : ils permettent l'isolement de divers tronçons de canalisation. On les met donc à chaque nœud du réseau, ou sur le parcours d'une longue conduite afin de faciliter la réparation d'un bief accidenté tout en limitant la gêne occasionnée.
- Ventouses : Elles seront placées sur les points les plus hauts. Leur rôle est d'évacuer l'air entraîné par l'eau venant s'accumuler en ces points et qui a tendance à perturber l'écoulement ou à détériorer le réseau.
- Robinet de décharge (vidange) : ils sont prévus aux points bas du réseau en vue de la vidange de la conduite sur l'égoût voisin.
- bouches d'incendies : elles seront installées sur des canalisations maitresses capables de fournir un débit minimal de 17 l/s sur une pression de 0,6 bars minimum. Elles seront espacées de 200 à 300 m et réparties suivant l'importance des risques à défendre.

- bouches de lavage : elles sont utilisées pour le lavage des rues, et des caniveaux.

- bouches d'arrosage : elles sont disposées aux alentours des jardins publics ,espaces vert et pour permettre l'entretien des plantes.

c.- Raccordements.

- Tés : on envisage des tés à 2 ou 3 emboitements pour permettre le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour pouvoir les placer.

- Les croix à quatre emboitements qui ont le même rôle que les tés.

- les coudes pour permettre le changement de direction.

- Les bouts d'extrémités pour la mise en place d'appareils hydrauliques. (voir planche : équipement - hydraulique).

d.- Epreuves de joints et canalisations principales.

Dans le but de s'assurer de l'étanchéité des joints, un essai à la presse hydraulique est effectué sur la canalisation quand elle est mise en place. Pour y procéder , l'aval de la canalisation est obturé avec une plaque d'extrémité sur laquelle une pompe d'épreuve est branchée.

Quand les joints sont d'un type tel qu'ils cessent d'être visibles, sous un revêtement ne permettant plus d'avoir les fuites , un premier essai est fait avant l'application du dit revêtement. Cet essai peut avoir lieu à l'air sous une pression de 6 bars.

e.- Essai général du réseau.

Avant la réception provisoire des travaux, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir , les robinets vannes des branchements et des raccordements étant fermés.

Après quarante huit heures (48 h) de mise en pression, la perte par rapport à la capacité du réseau est alors constatée.

f.- Surveillance et entretien du réseau.

- Désinfection : avant de livrer l'eau à la consommation publique une fois les travaux d'adduction et de distribution achevés, comme après toute réparation sur une canalisation, il y a lieu de procéder à la désinfection du réseau selon les instructions du laboratoire.
La désinfection peut s'effectuer, soit au chlore soit au permanganate de potasse, l'essentiel étant que la liqueur stérilisante puisse atteindre les extrémités du réseau.
- détection des fuites d'eau : La recherche et la localisation des fuites d'eau doit s'effectuer le plus souvent avec des appareils acoustiques, qui sont de deux types mécaniques et électriques.
- désincrustation des canalisations : dans la canalisation, il peut y avoir des dépôts organiques et des dépôts limoneux. Leur nettoyage s'effectue par procédé mécanique ou chimique à base d'acide passive. On propose l'acide chlorhydrique qui est le plus employé.

CHAPITRE 8.

CHOIX DES POMPES

Le choix d'une pompe s'effectue en choisissant le type normalisé de pompe dont les caractéristiques se rapprochent le plus des données à respecter :

Débits à refouler, hauteur d'élévation et rendement. Nous proposons l'installation pour chaque forage d'une seconde pompe de même type pour le secours en cas de panne.

1. Types de pompes.

Forages	CARACTERISTIQUES		Nombre de jours par minute (N/mn)	Diamètre (mm)	Rendement (%)
	DEBIT $Q(m^3/h)$	HmT (m)			
F ₁	212,4	40,67	2850	225	76
F ₂	230,4	35,70	2850	225	75
F ₃	248,4	45,62	2850	225	75
F ₄	144,0	42,40	2850	225	68

Ce tableau a été obtenu d'après les catalogues de JEUMONT-SCHNEIDER pour les pompes immergées à axe vertical.

2. Point de fonctionnement.

Notre groupe Electro-pompe immergé est du type 12220 R M-25. Pour le forage F₁ (voir figure 5).

Nous avons le point P'₁ qui représente le point de fonctionnement désiré avec un débit $Q'_1 = 212,4 \text{ m}^3/h$ et une $HmT'_1 = 40,67 \text{ m}$.

La courbe Q/H passe un peu plus haut que le point P'₁ et coupe la courbe caractéristique de la conduite au point P₁.

Vu la différence qui existe entre P'_1 et P_1 on étudiera trois solutions pour les rapprochés.

1ère solution.

Si on gardera le point de fonctionnement P_1 on devra diminuer le temps de pompage.

Pour le point P'_1 on a :

$$\begin{aligned} Q' &= 212,4 \text{ m}^3/\text{H} \\ H_{mT}' &= 40,67\text{m} \end{aligned}$$

Pour le point P_1 on a :

$$\begin{aligned} Q &= 230,09 \text{ m}^3/\text{H} \\ H_{mT} &= 40,72 \text{ m.} \end{aligned}$$

Le volume rentrant à la bache pendant 24 H est de $5097,6\text{m}^3$ ainsi le temps de pompage se réduira et sera de :

$$t = \frac{5097,6}{230,09} = 22,15 \text{ heures.}$$

d'où la puissance absorbée par la pompe sera de :

$$W_p = \frac{9,81 Q \cdot H_{mT}}{\eta} = \frac{9,81 \cdot 0,063914 \cdot 40,72}{0,76} = 33,5937 \text{ Kw.}$$

pour prévenir certains impératifs il sera prudent de majorer la puissance absorbée par la pompe.

$$W_p = 36,95 \text{ Kw.}$$

2ème solution.

Elle consiste à vanner sur le refoulement pour créer une perte de charge égale à :

$$45,8 - 40,67 = 5,13 \text{ m.}$$

Cez qui provoquera une augmentation de H_{mT} , en gardant le débit désiré on aura un gaspillage d'énergie dans ce cas soit :

$$W_p = \frac{9,81 \cdot 0,059000 \cdot 45,8}{0,76} = 34,879703 \text{ Kw.}$$

avec une majoration de 10% on obtient

$$W_p = 38,36768 \text{ Kw.}$$

3ème solution.

Si l'on désire faire passer la courbe Q'/H' par le point P'_1 la solution consistera à rogner la roue de la pompe. En conservant la même vitesse de rotation (N) et d'après les relations $\frac{Q'}{Q} = \frac{H'}{H} = \frac{D'^2}{D^2}$ (1)

le diamètre de la pompe rognée sera d et devra notamment correspondre au débit q désiré.

En posant $d = m \cdot D$ ou m : coeff. de rognage l'expression (1) devient :

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

ayant les triangles semblables $OP'_1 Q'_1$ et $OP''_1 Q''_1$ on peut écrire :

$$\frac{Q''_1}{Q'_1} = \frac{H''}{H'_1}$$

Sachant Q'_1 on lit sur la figure la valeur de $Q''_1 = 219 \text{ m}^3/\text{H}$

de l'expression (2) on aura :

$$m = \sqrt{\frac{Q'_1}{Q''_1}} = \sqrt{\frac{212,4}{219,0}} = 0,98$$

Le pourcentage de rognage sera : $1 - 0,98 = 0,02 = 2\%$ qui est inférieur à 20%.

Le diamètre de la roue rognée est :

$$d = m \cdot D = 0,98 \cdot 225 = 220,5 \text{ mm.}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$W_p = \frac{9,81 \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta}$$

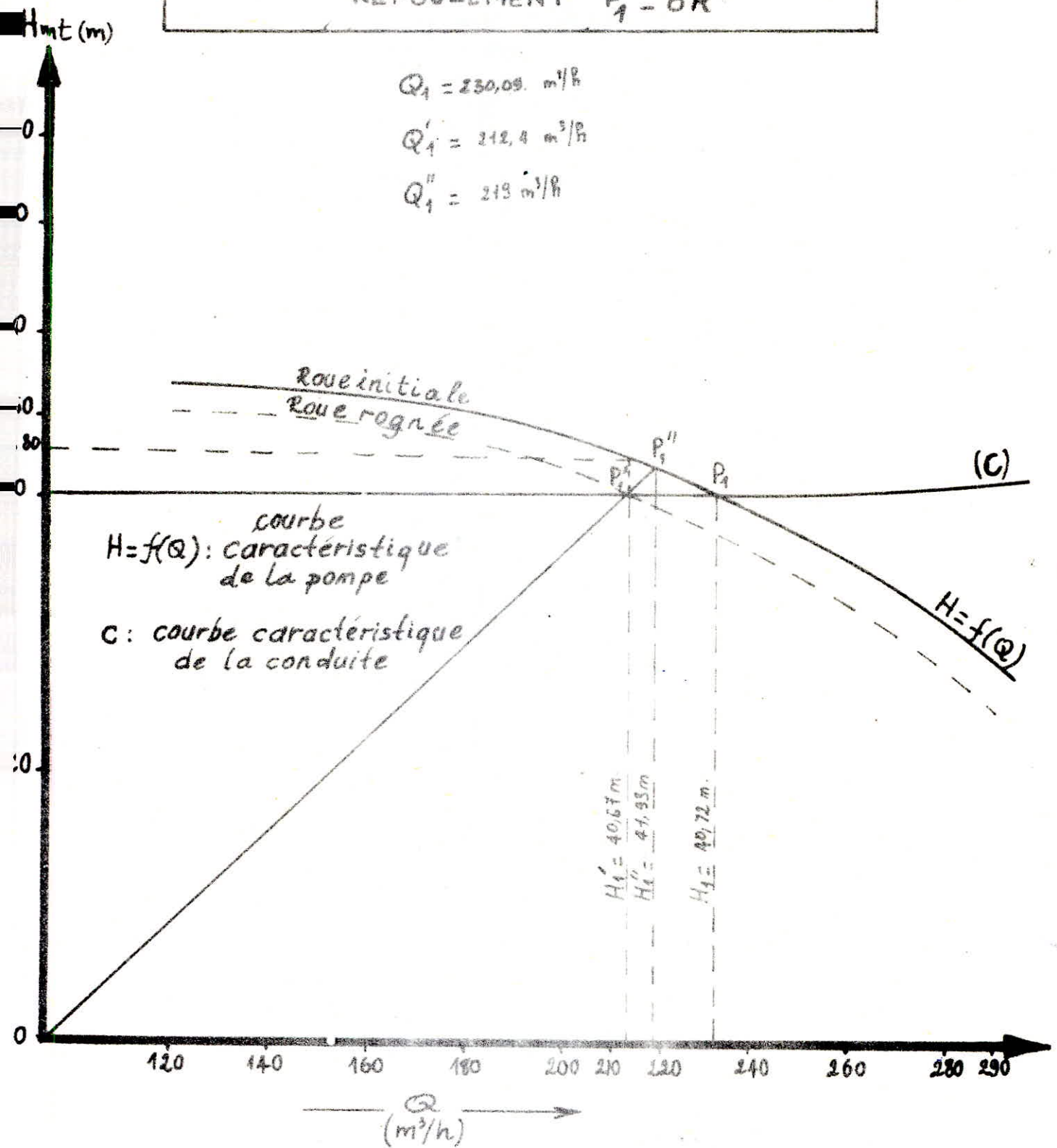
$$W_p = \frac{9,811 \cdot 0,059 \cdot 40,67}{0,76} = 30,97 \text{ Kw.}$$

avec une majoration de 10% on aura :

$$W_p = 34,067 \text{ Kw}$$

finalement on optera pour la 3ème solution à savoir le rognage vu que la puissance absorbée par la pompe est inférieure à celle des deux autres solutions.

POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE
REFOULEMENT $F_1 - BR$



- Fig 5 -

Pour le forage F_2 (voir figure 6)

1ère solution.

Diminution du temps de pompage :

Pour le point P_2' on a :

$$Q_2' = 230,4 \text{ m}^3/\text{h}$$
$$H_{mt} = 35,70 \text{ m.}$$

Pour le point P_2 on a :

$$Q_2 = 263,5 \text{ m}^3/\text{h}$$
$$H_{mt_2} = 35,76 \text{ m.}$$

Le volume rentrant à la bêche sera de $5529,6 \text{ m}^3$ d'où le temps de pompage se réduira à : $\frac{5529,6}{263,5} = 20,98 \text{ h.}$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$W_p = \frac{9,81 \cdot Q_2 \cdot H_{mt}}{\eta} = \frac{9,81 \cdot 263,5 \cdot 35,76 \cdot 0,07319}{0,725} = 35,42 \text{ Kw.}$$

avec une majoration de 10% on aura

$$W_p = 38,96 \text{ Kw.}$$

2ème solution.

Vannage sur le refoulement.

La perte de charge occasionnée sera de :

$$41,32 - 35,70 = 5,62 \text{ m d'où la puissance absorbée sera}$$
$$W_p = \frac{9,81 \cdot Q_2 \cdot H_{mt}}{\eta} = \frac{9,81 \cdot 263,5 \cdot 41,32}{0,75} = 34,589 \text{ Kw}$$

avec une majoration de 10%

$$W_p = 38,04 \text{ Kw.}$$

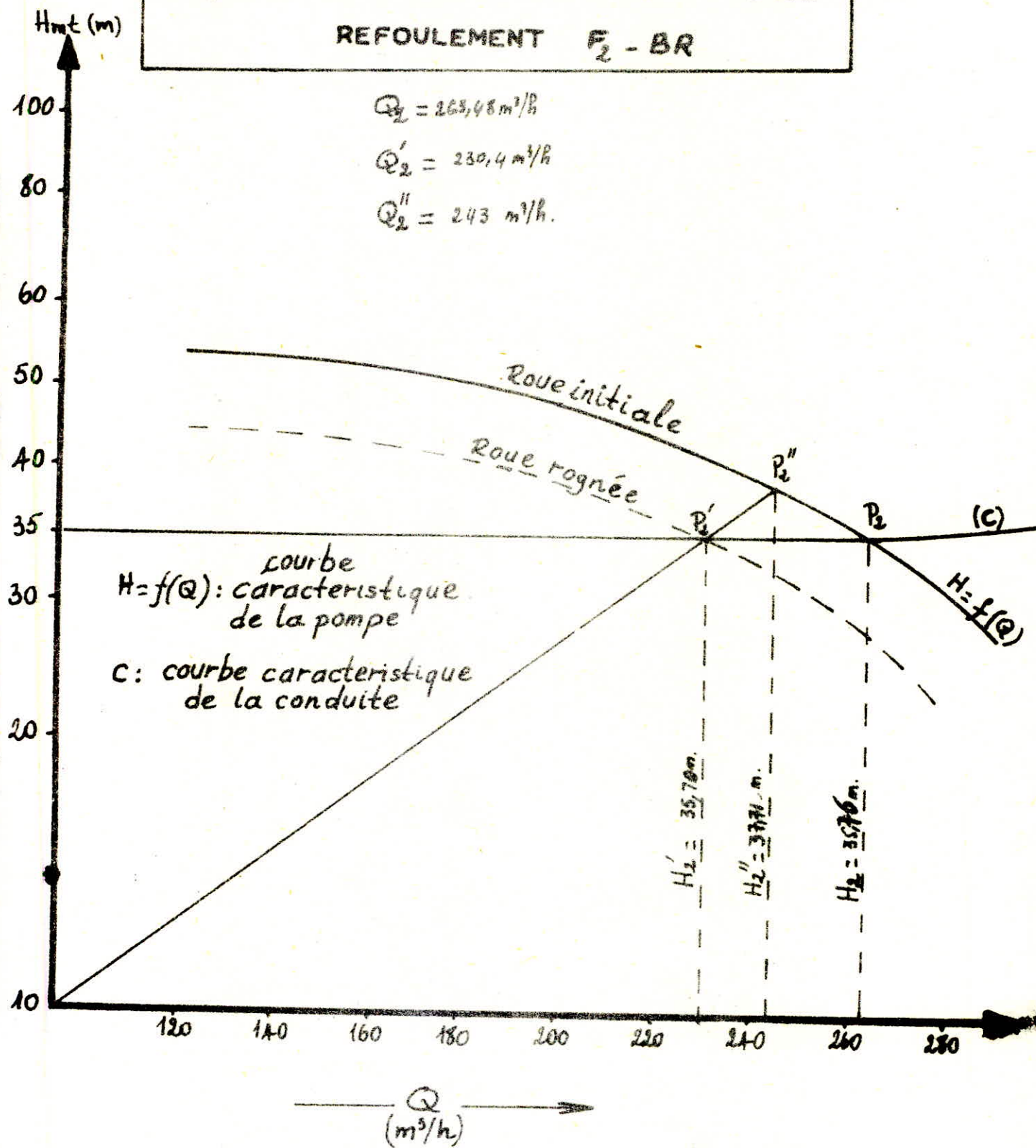
3ème solution

Le rognage.

ayant les triangles semblables OP_2' et OP_2'' Q_2' on aura

$$\frac{Q_2''}{Q_2'} = \frac{H_2''}{H_2'} = \frac{1}{m^2} \implies m = \sqrt{\frac{Q_2'}{Q_2''}} = \sqrt{\frac{230,4}{243}} = 0,97$$

POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE
REFOULEMENT $F_2 - BR$



- Fig 6 -

Le pourcentage de rognage sera de

$$1 - 0,97 = 0,03 = 3\% < 20\%$$

d'où la puissance absorbée par la pompe sera :

$$W_p = \frac{9,81 \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} = \frac{9,91 \cdot 0,064 \cdot 35,70}{0,75} = 29,88 \text{ Kw}$$

avec une majoration de 10%

on aura $w_p = 32,868 \text{ Kw}$.

Le diamètre de la roue sera :

$$d = m D = 0,97 \cdot 225 = 218,25 \text{ mm.}$$

Vu la puissance obtenue on optera pour le rognage.

Pour F_3 (voir figure 7)

1ère solution.

Pour le point P_3' on a :

$$Q_3' = 248,40 \text{ m}^3/\text{H}$$

$$H_{mt_3} = 45,62 \text{ m}$$

Pour le point P_3 on a :

$$Q_3 = 275,30 \text{ m}^3/\text{H}$$

$$H_{mt_3} = 48,0 \text{ m.}$$

connaissant $V = 5097,6 \text{ m}^3$ pendant 24 H.

$$\text{donc : } t = - \frac{5097,6}{275,30} = 18,52 \text{ heures.}$$

$$W_p = \frac{9,81 \cdot Q \cdot H \cdot t_3}{\eta} = \frac{9,81 \cdot 0,07647 \cdot 48}{0,72} = 48,0109 \text{ Kw}$$

avec une majoration de 10% on obtient :

$$W_p = 52,8119 \text{ Kw.}$$

2ème solution.

Perte de charge créée lors du vannage sur le refoulement :

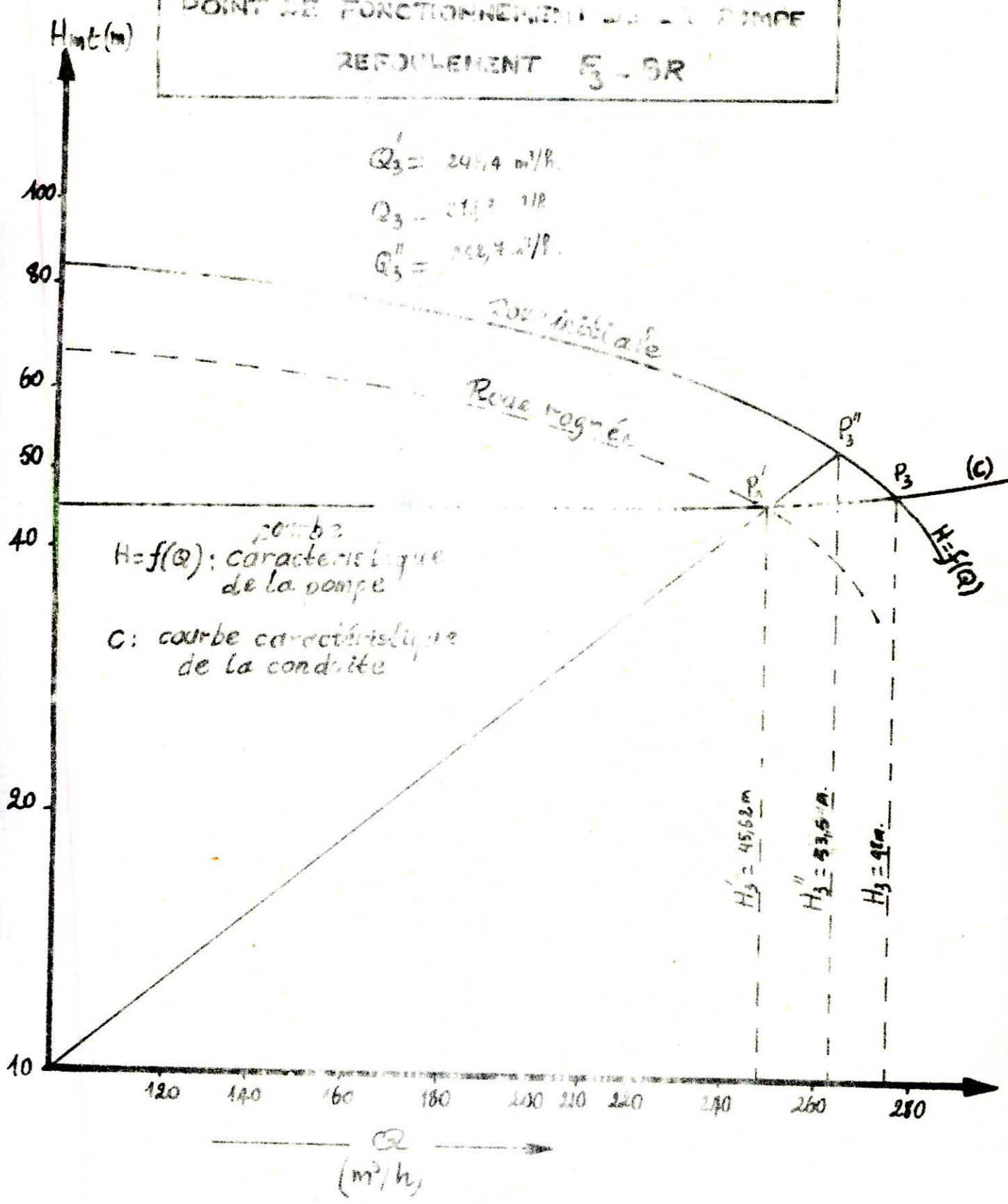
$$48 - 45,62 = 2,38 \text{ m}$$

$$W_p = \frac{9,81 \cdot 0,069 \cdot 48}{0,75} = 43,3209 \text{ Kw}$$

avec une majoration de 10 % on obtient

$$W_p = 47,65299 \text{ Kw.}$$

POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE
REFOULEMENT F₃ - BR



- Fig 7 -

3ème solution.

Ayant les triangles semblables $O P'_3 Q'_3$ et $O P''_3 Q''_3$ on peut écrire :

$$\frac{Q''_3}{Q'_3} = \frac{H''_3}{H'_3}$$

Sachant Q'_3 on lit sur la figure la valeur de $Q''_3 = 262,7 \text{ m}^3/\text{H}$.

de l'exp (2) on aura :

$$m = \sqrt{\frac{Q'_3}{Q''_3}} = \sqrt{\frac{248,4}{262,7}} = 0,97$$

Le pourcentage de rognage sera :

$$1 - 0,97 = 0,03 = 3\% \text{ inférieur à } 20\%$$

Le diamètre de la roue rognée est :

$$d = m \cdot D = 0,97 \cdot 225 = 218,25 \text{ mm.}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$W_p = \frac{9,81 \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta}$$

$$W_p = \frac{9,81 \cdot 0,069 \cdot 45,62}{0,75} = 41,1729 \text{ Kw.}$$

avec une majoration de 10% on obtient :

$$w_p = 45,2901 \text{ Kw.}$$

Vu la puissance trouvée on optera donc pour le rognage.

Pour F_4 (voir figure 8)

En construisant la courbe caractéristique de refoulement et celle de la pompe la courbe $H = f(Q)$ coupe la courbe de la caractéristique de la conduite au point P_4 égal à notre point désiré voir figure.

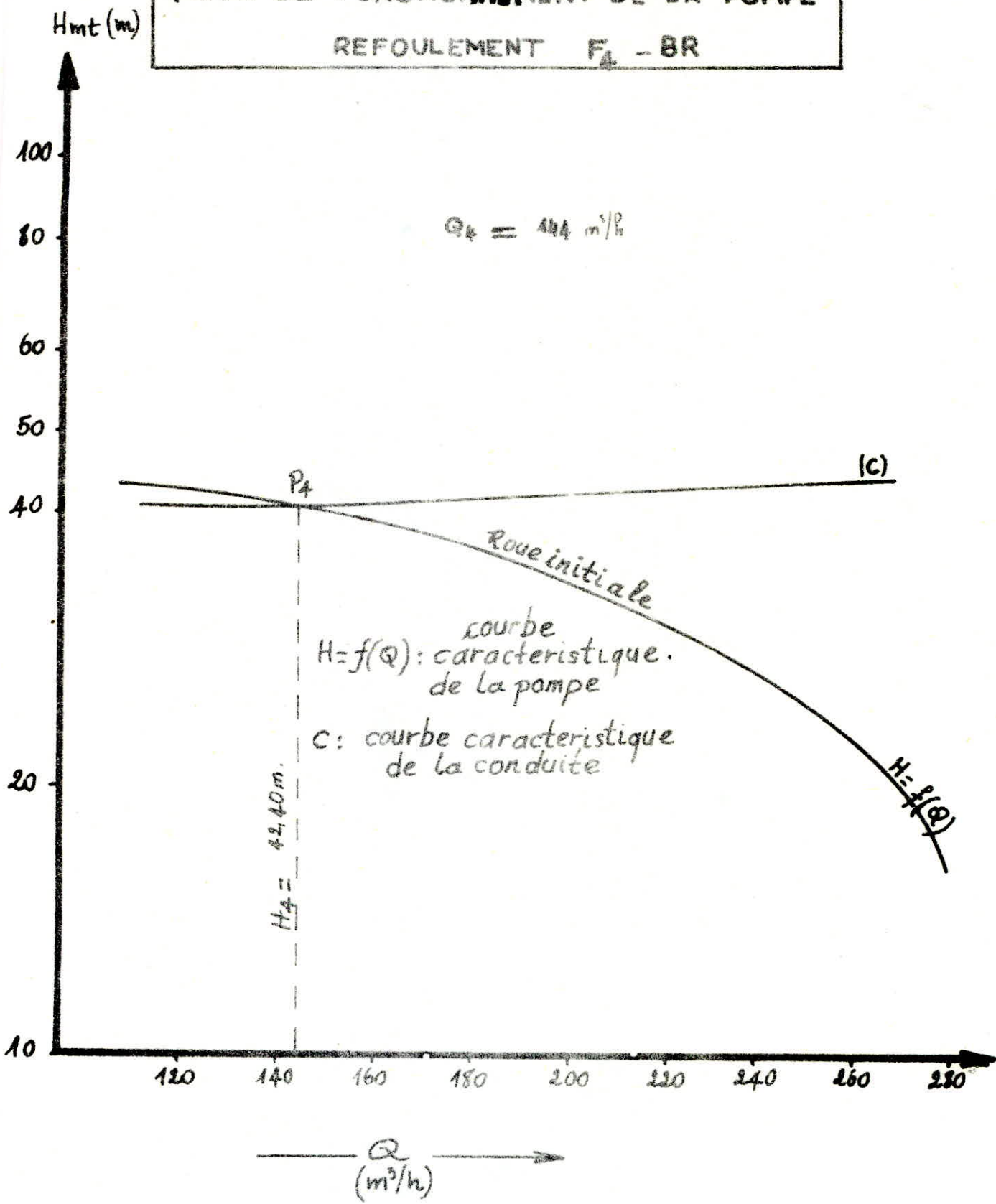
En conclusion. Aucune modification ne sera apportée c'est à dire :

ni diminution de la durée de pompage.

ni ~~v~~anner sur le refoulement

ni rognage de la roue.

POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE
REFOULEMENT F₄ - BR



- fig 8 -

Bâche de reprise - réservoir : type de pompe ME C 20 - 300 - 400

(voir figure 9)

$$N = 1450 \text{ t/mn}$$

$$\eta = 75\%$$

$$D = 382 \text{ mm.}$$

1ère solution.

Diminution du temps de pompage :

Pour le point P'₀ :

$$Q'_0 = 803,82 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Hmt'_0 = 35,17 \text{ m}$$

Pour le point P₀ on aura :

$$Q_0 = 925 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Hmt_0 = 37,1 \text{ m.}$$

Le volume rentrant au réservoir pendant 24 H sera de

$$19291,69 \text{ m}^3 \text{ D'où le temps de pompage se réduira à}$$

$$t = \frac{19291,69}{925} = 20,85 \text{ h.}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$W_p = \frac{9,81 \cdot Q \cdot Hmt_0}{\eta} = \frac{9,81 \cdot 0,256 \cdot 37,1}{0,75} = 124,22 \text{ Kw.}$$

avec une majoration de 10 % on aura

$$W_p = 136,64 \text{ Kw.}$$

2ème solution.

Vannage.

La perte de charge occasionnée sera de :

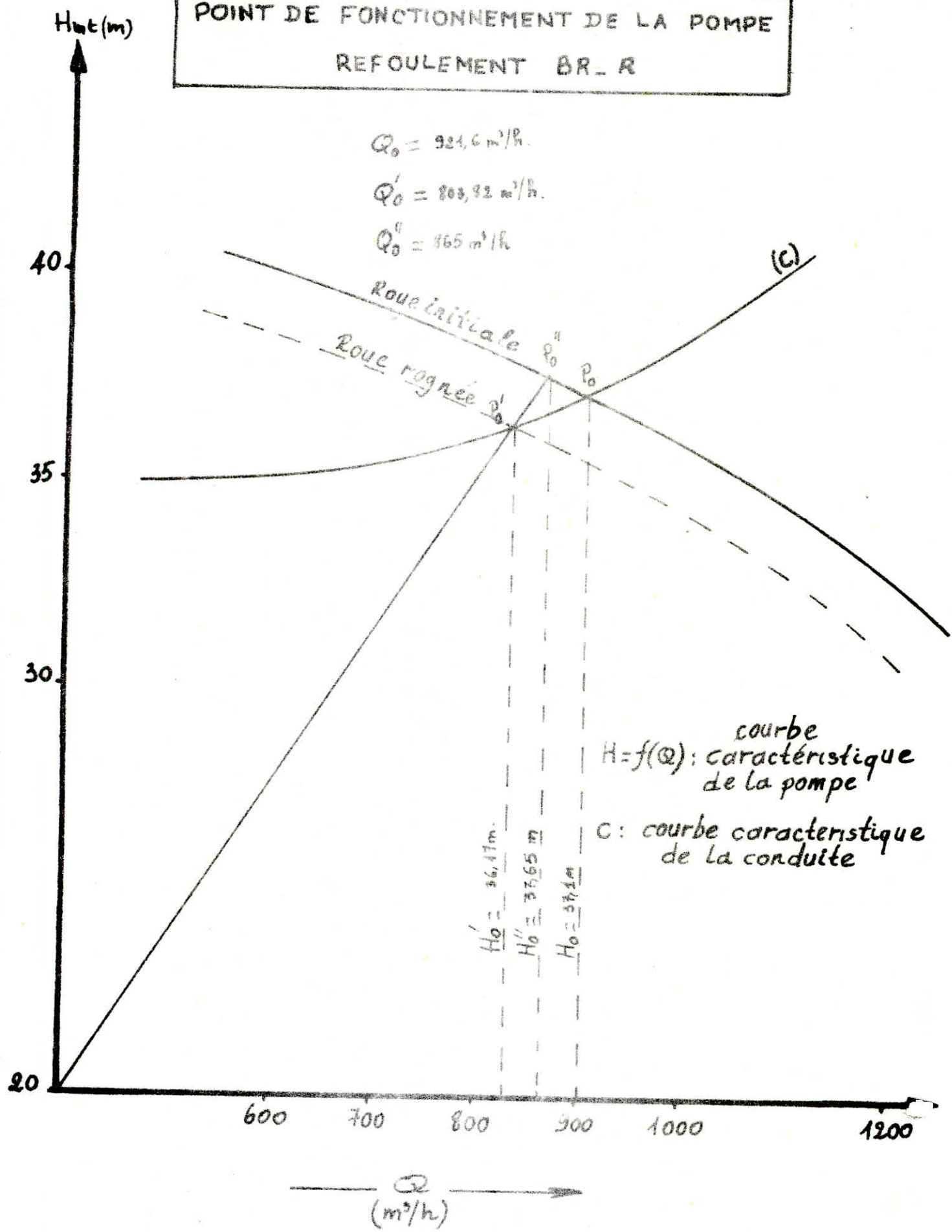
$$W_p = \frac{37,96 - 36,17 = 1,79 \text{ m}}{9,81 \cdot 0,223 \cdot 37,96} = 110,72 \text{ Kw}$$

0,75

avec une majoration de 10% on aura

$$w_p = 121,79 \text{ Kw.}$$

POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE
REFOULEMENT BR - R



- Fig 9 -

3ème solution.

Le rognage

Ayant les triangles semblables $O P'_0 Q'_0$ et $O P''_0 Q''_0$ on aura :

$$\frac{Q''_0}{Q'_0} = \frac{H''_0}{H'_0} = \frac{1}{m^2} \quad \Rightarrow \quad \sqrt{\frac{830,82}{865}} = 0,98$$

Le pourcentage de rognage sera de :

$$1 - 0,98 = 0,02 = 2\%.$$

Le diamètre de la roue sera

$$d = mD = 0,98 \cdot 382 = 374,36 \text{ mm.}$$

$$W_p = \frac{9,81 \cdot 0,223 \cdot 36,17}{0,75} = 105,50 \text{ Kw.}$$

avec une majoration de 10% on aura

$$W_p = 116,05 \text{ Kw.}$$

Vu la puissance obtenue on optera pour le rognage.

3. Caractéristiques des conduites.

Pour tracer les courbes caractéristiques des conduites reliant les forages à la bêche de reprise et la caractéristique de la conduite de refoulement reliant la bêche de reprise au réservoir, on se donne des débits inférieurs et supérieurs au débit fixé ; tout en calculant les pertes de charges, afin de déterminer leur hauteur manométriques correspondantes.

Le calcul des dites caractéristiques a été conduit moyennant un programme établi sur calculatrice TI 59 par Monsieur LAPRAY.

Pour les résultats voir tableau n°^o 11, 11a, 11b, 11c, 11d.

Programme établi sur calculatrice TI 59 par Monsieur LAPRAY.

LRN	STO	÷	STO	STO
2 nd LbL	5	RCL	8	11
A	STO	6	GTO	R/S
1	8	÷	B	2nd LbL
.	RCL	RCL	1nd LbL	D
4	3	8	RCL	X
-	X	√x	RCL	.
.	RCL)	9	1
8	2	Ln x	X	5
6	÷	x	RCL	=
X	RCL	.	3	R/S
(C	8	x ²	2nd LbL
RCL	=	6	÷	E
1	STO	=	19	+
÷	6	x ²	6	RCL
RCL	R/S	1/x	÷	11
2	2nd LbL	STO	RCL	=
)	B	9	2	R/S
STO	C	-	=	Exécution
	RCL	RCL	STO	1.stockage des données :
LnX	7	8	10	0 -- 00 ; E -0,1 ; D 02
=	÷	=	R/S	V -- 03 ; Lg 04 ; Prec x ²
x ²	3	2nd/x/	2nd LbL	Résultats : appuyer
1/x	.	INV	C	sur :
	7	2nd x ² t	RCL	(A) Re 06 (B) -- J
	+	RCL	x	(C) -- DH ₀ (D) -- DH (E)
	2	RCL	RCL	DH _t .
	.	9	4	RCL 05 -- F _r . RCLD9 -- F _c .
	5		=	
	1			

F1

$Q(m^3/s)$	$Q(m^3/h)$	$V(m/s)$	Re	f_r	f_e	$J = \frac{8f_e Q^2}{M^2 g D^5}$	$\Delta H_2 = J \cdot L$	$\Delta H_t = 1,15 \frac{DH_g}{DH_g}$	Hmt (m)
0,0111	40	0,22624	56560,509	0,0161508	0,0221726	0,0002313	0,0254517	0,0292694	40,03
0,0222	80	0,452484	113121,01	0,0161508	0,01832	0,0007647	0,0841175	0,0967351	40,096
0,0333	120	0,678726	16981,52	0,0161508	0,0170356	0,0015999	0,1759955	0,2023949	40,20
0,05	180	1,019108	254777,07	0,0161508	0,0182117	0,003860	0,426077	0,488298	40,49
0,058	210	-	-	0,0161508	-	-	-	-	-
0,059	212,4	1,202	300500	0,01615088	0,0180395	0,0053136	0,58450630	0,6721822	40,67
0,067	240	1,37	343500	0,0161508	0,017776	0,0068090	0,74899	0,861341	40,86
0,075	270	1,53	382500	0,0161508	0,0176358	0,008425	0,926778	1,065795	41,066
0,0805	290	1,64	410.000	0,0161508	0,0175533	0,009634	1,05984	1,218824	41,22
0,086	310	1,75	437500	0,0161508	0,017479	0,0109249	1,201745	1,38200	41,38

Tableau 11.

$Q(m^3/s)$	$Q(m^3/h)$	$V(m/s)$	Re	f_r	f_e	$J = \frac{8 f_e \cdot Q^2}{M^2 g D^5}$	$\Delta H_p = J \cdot L$	$\Delta H_t = 1,15 \Delta H_p$	Hmt	m
0,0111	40	0,157	47100	0,01552595	0,022687	0,008571473	0,77143257	0,887	36,30	
0,0222	80	0,314	94267,00	"	0,020160	0,000338199	0,030437982	0,03500	35,435	
0,0333	120	0,471	141300	"	0,019038	0,000718586	0,064672758	0,0743736	35,47	
0,05	180	0,707	212100	"	0,018137	0,001543403	0,138906279	0,1597422	35,56	
0,058	210	0,820	246000	"	0,017859	0,002044973	0,184047624	0,21165476	35,611	
0,064	230,4	0,905	270000	"	0,0178166	0,00294219	0,2647971	0,3045	35,70	
0,0694	250	0,982	294600	"	0,01755535	0,00265404	0,2388644	0,274694	35,76	
0,077	280	1,089	326700	"	0,01739640	0,00351072	0,3159649	0,363359	35,80	

Tableau 11 a.

$\frac{F^3}{Q(m^3/l)}$	$Q \text{ m}^3/\text{h}$	$V \text{ m/s}$	Re	f_r	f_e	$J = f_i \frac{8 Q^2}{M^2 g D^5}$	$\Delta H_2 = J \cdot L$	$\Delta H_e = 1,15 \Delta H_e$	Hmt (m)
0,0111	40	0,16	48000	0,0155259	0,02260696	0,000098425	0,01259838	0,01448813	45,01
0,0222	80	0,31	93000	"	0,0202027	0,00033018	0,04226357	0,0486037	45,048
0,0333	120	0,478	141000	"	0,0190438	0,0007154	0,0315765	0,1053129	45,10
0,05	180	0,71	213000	"	0,01812946	0,0015542	0,198945	0,39789129	45,40
0,058	210	0,82	246000	"	0,01785976	0,00204233	0,261484	0,5228368	45,52
0,069	248,4	0,9766	292993,63	0,0155259	0,017664	0,0028459	0,3642801	0,4189221	45,62
0,072	260	1,02	305732,48	"	0,0181294	0,00155426	0,1989453	0,397890	45,80
0,083	300	1,175	352500	"	0,0172865	0,0040588	0,519536	1,039072	46,04

Tableau 11 b.

$Q (m^3)(1)$	$Q m^3/h$	$V m/s$	Re	f_r	f_c	J	ΔH_g	ΔH_t	Hmt (m)
0,0111	40	0,224	56000	0,0161508	0,022211	0,0002274	0,0493554	0,0587108	41,60
0,0222	80	0,452	113000	"	0,0195413	0,00083144	0,180424	0,207487	41,70
0,0333	120	0,672	168000	"	0,0189907	0,0017501	0,37979	0,759582	42,26
0,04	144,0	0,815	203821,65	"	0,018603	0,0025191	0,54666	0,628659	42,40
0,05	180	1,0190	254750	"	0,0182118	0,0038592	0,838465	1,674931	43,17
0,061	220	1,243	310750	"	0,0179095	0,0056471	1,225435	2,450871	43,90
0,072	260	1,467	366750	"	0,0017879	0,007768	1,685782	3,37156	44,87
0,083	300	1,691	422750	"	0,0175182	0,0102230	2,218409	4,43681	45,94
0,094	340	1,915	478750	"	0,0173839	0,0130103	2,823252	5,646503	47,14

$Q \text{ m}^3/\text{s}$	$Q \text{ m}^3/\text{h}$	$V \text{ m/s}$	Re	f_r	f_c	$J = f_c \frac{Q^2}{D^5}$	$\Delta H_t = J L$	$\Delta H_t : 1,15$ He	Hmt: $\Delta H_t + 32,5 \text{ m}$
0,20277	730	1,033	516500	0,0139562	0,0156815	0,0017065	2,66214	3,061461	35,561461
0,21111	760	1,0757	537850	0,0139562	0,0156311	0,0018438	2,876328	3,307777	35,807777
0,21388	770	1,08987	544935	"	0,015614	0,0018904	2,949120	3,391488	35,891488
0,2222	800	1,13233	566165	"	0,015564	0,0020303	3,167288	3,64238	36,14238
0,223	830,82	1,136305	568152,5	"	0,0155604	0,0020480	3,1949731	3,674219	36,174219
0,23838	860	1,21726	608630	"	0,0154751	0,0023372	3,6461259	4,1930448	36,693044
0,24722	890	1,259729	629864,5	"	0,0154341	0,0024962	3,894189	4,4783176	36,978317
0,25555	920	1,30219	651095	"	0,0153954	0,0026600	4,1496484	4,7720957	37,272095
0,263888	950	1,34465	672325	"	0,0153588	0,0028289	4,41311	5,0750766	37,575076

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE PHENOMENE
DU COUP DE BELIER

1. ETUDE DU PHENOMENE

Le coup de belier est un phénomène oscillatoire caractérisé par des variations de pressions, qui se propagent dans le milieu constitué par l'eau. Elles sont dûes à un changement instantané de régime hydraulique et engendrent une onde de propagation ou célérité (a).

2.- CAUSES ET EFFETS

Le changement instantané du régime hydraulique crée le phénomène du coup de belier. Il est dû aux causes suivantes :

- arrêt brusque du groupe électro-pompes (par disjonction)
- fermeture ou ouverture instantanée d'une vanne
- démarrage simultané ou séparé d'un ou de plusieurs groupes électro-pompes.

Le coup de béliier peut provoquer une rupture de la canalisation par :

- éclatement : suite à une surpression
- écrasement : suite à une forte dépression

Les variations de pressions peuvent donner lieu aussi à:

- un déboitement de la conduite
- une rupture de joints
- une détérioration des accessoires

- un bruit désagréable
- une perte d'eau considérable

Pour palier à ce phénomène, on utilise des équipements spéciaux destinés à la protection des installations.

3.- MOYENS DE PROTECTION

Il n'est possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier mais il convient de rechercher les limitations à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les équipements anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la surpression et la dépression.

Les équipements les plus utilisés sont :

- les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- les soupapes de décharge, qui interviennent dans la protection contre les surpressions.
- les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions

Pour notre présente étude nous préconisons un réservoir d'air à membrane ou le contact air-eau n'est pas direct mais séparé par une membrane souple et élastique. Cette disposition permet d'éliminer la perte d'air par dissolution.

La cuve comportera :

- une vanne d'isolement pour les interventions
- un clapet anti-retour
- un niveau d'eau visible dont les prises devront permettre d'observer les niveaux minimal et maximal atteints.
- un manomètre à la partie supérieure.

4.- ETUDE DU COUP DE BELIER AU REFOULEMENT

- La valeur de la célérité a sera :

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

où

$K = 210^9$ module de compressibilité de l'eau

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

$E = 210^{11} \text{ N/m}^2$ module d'élasticité de la conduite

$e = 0,006 \text{ m}$ épaisseur de la conduite

$D = 0,5 \text{ m}$ diamètre de la conduite

$$a = \sqrt{\frac{\frac{210^9}{10^3}}{1 + \frac{210^9 \cdot 0,5}{2 \cdot 10^{11} \cdot 0,006}}} = 1044,4659 \text{ m/s}$$

- Le temps d'un aller-retour de l'onde est de :

$$t = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 1560}{1044,4659} = 2,99 \text{ s}$$

- La valeur maximale que peut atteindre le coup de belier

$$b = \frac{a \cdot V_0}{g} \quad \text{où} \quad V_0 = 1,13 \text{ m/s}$$

$$b = \frac{1041,4659 \times 1,13}{9,81} = 120,31054 \text{ m}$$

Surpression ou dépression dans la conduite :

Soit H_0 est la pression avant l'apparition du coup de bélier

1°/- Cas Surpression

$$H_0 + b = 32,5 + 120,31 = 152,81 \text{ m}$$

2°/- Cas Dépression

$$H_0 - b = 32,5 - 120,31 = -87,81 \text{ m}$$

5.- CALCUL DU RESEI VOIR D'AIRE

Les calculs ont été menés suivant un programme sur TI 59 établi par Monsieur G. LAPRAY.

- Principe de calcul de la méthode de Bergeron

Elle consiste à déterminer par approximation successives les vitesses de l'eau dans la conduite de refoulement au niveau du réservoir d'air pendant les oscillations.

Les caractéristiques du réservoir d'air (volume en régime normal et son dispositif d'étranglement) sont fixés au préalable.

L'intervalle de temps entre deux vitesses successives n'est autre que le temps d'aller-retour d'une onde $t_r = \frac{2L}{C}$

Ayant fixée le volume initial U_0 en portant d'une vitesse arbitrairement choisie V_{2ip} comme vitesse finale de l'eau dans un intervalle de temps considéré. On calcule alors à la fin de cet intervalle la pression dans le réservoir d'air, puis celle dans la conduite en ajoutant ou en retranchant les pertes de charge suivant le cas. On vérifiera cette dernière sur l'épure en menant une horizontale passant par la valeur de la pression finale et qu'elle coupe bien $\frac{p}{\rho \cdot A}$ au droit de la vitesse choisie.

Si le premier essai n'est pas concluant les calculs seront recommencés avec une autre valeur de V_{2ip} .

L'augmentation du volume l'air du réservoir d'air (Quand l'eau monte) ou sa diminution (quand l'eau redescend) est exprimée par le volume correspondant de l'eau que ce réservoir écoule vers la conduite on reçoit d'elle au cours du régime transitoire.

Cette variation du volume d'air n'est autre que le produit de la section A_c de la conduite par la vitesse moyenne V_m pendant le temps t_r .

$$\Delta V_{air} = V_{mi} \cdot A_{ci} \cdot t_{ri} \quad \text{où :}$$

$$V_{mi} = \frac{(V_{2i} - 1) p + (V_{2ip})}{2}$$

Le volume d'air est obtenu ou en ajoutant ou en retranchant ΔU , suivant que l'eau monte ou descend.

$$U_i = U_{i-1} + \Delta U_i \quad \text{quand l'eau monte}$$

$$U_i = U_{i-1} - \Delta U_i \quad \text{quand l'eau redescend}$$

La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée en admettant que la détente d'air s'effectue suivant la loi de Poisson

$$Z_i = \frac{Z_0 U_0^{1,4}}{U_i^{1,4}} \quad \text{où :} \quad \frac{c_p}{c_v} = \text{coef. de b. chaleur spécifique}$$

Z_0 = Pression dans le réservoir à l'arrêt

$$Z_0' = (H_0 - h_0 + 10)$$

H_0 = hauteur géométrique de refoulement

$h_0 = H$ = hauteur d'eau en régime normal entre l'axe de la conduite de refoulement et le plan d'eau dans le réservoir d'air

U_0' = Volume d'air du réservoir à l'arrêt

Les pertes de charges au niveau du diaphragme sont négligeables à la montée, par contre à la descente le diaphragme se ferme et les pertes de charge sont fonction du coefficient de contraction de la veine liquide.

$\delta_r = 0$ lorsque $V > 0$ (dépression)

$\delta_r = \beta V^2$ lorsque $V < 0$ (surpression)

$$\delta_r = \frac{V_t^2}{2g} \left(\frac{A_t}{m A_0} - 1 \right)^2 \quad (\text{formule de Borda-Carnot}).$$

d'après l'équation de continuité on a :

Le débit dans la conduite, pour chaque intervalle de temps est égal à celui transitant par la tubulure vers le réservoir d'air

$$Q_c = Q_r = Q = V \cdot A_c = V_t \cdot A_t \implies V_t = \frac{A_c}{A_t} \cdot V.$$

d'où

$$\delta_r = \left(\frac{A_t}{m A_0} - 1 \right)^2 \cdot \frac{1}{2g} \left(\frac{A_c}{A_t} \cdot V \right)^2$$

$$\delta_r = \left(\frac{D_t^2}{m d^2} - 1 \right)^2 \cdot \frac{1}{2g} \cdot \left(\frac{D_c^2}{D_t^2} \right)^2 \cdot V^2$$

d'où

$$\beta = \frac{1}{2g} \cdot \left(\frac{D_t^2}{m d^2} - 1 \right)^2 \cdot \left(\frac{D_c^2}{D_t^2} \right)^2$$

où

- D_t : Diamètre intérieur de la tubulure
 d : Diamètre de l'orifice du diaphragme
 D_c : Diamètre intérieur de la conduite de refoulement
 m : Coefficient de contraction de la veine liquide dans l'orifice du diaphragme.
 V : Vitesse dans la conduite de refoulement (prise avec son signe) correspondant à la fin de chaque intervalle de temps
 V_t : Vitesse pour l'intervalle correspondant dans la tubulure

Les pertes de charge dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré

$$\frac{g}{c} = \alpha V/V \quad \text{ou} \quad \alpha = \frac{f}{D_c} \cdot \frac{L}{2g}$$

avec f : coefficient de frottement de NIKURADZE

L : longueur géométrique de refoulement

6.- CONSTRUCTION DE L'EPURE

Il s'agit du diagramme de Bergeron où l'axe des abscisses est gradué selon les vitesses de l'eau.

La droite $\frac{a}{\rho \cdot A}$ par du point de coordonnées (V_o, Z_o) respectivement vitesse et pression absolue de l'écoulement normal (pertes de charges non comprises).

L'intersection de la droite $\frac{a}{g.A}$ avec l'horizontale passant par la valeur de la pression régnant dans la conduite donne un point à partir duquel la droite $\frac{a}{g.A}$ se réfléchit sur l'horizontale passant par la valeur $Z_0 + 10$.

La construction de l'épure se fait ainsi et se poursuit de la même façon et cela durant un aller-retour de l'eau (période où l'intensité du coup de belier est maximale).

6.1.- PENTE DE LA DROITE $\frac{a}{g.A}$

Les abscisses sont graduées selon les vitesses de l'eau dans la conduite :

$$\phi = 500 \text{ mm}$$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0,223}{1,13} = 0,1974 \text{ m}^2$$

$$a = 1044,4659 \text{ m/s}$$

$$\text{donc } \frac{a}{g.A} = \frac{1044,4659}{9,8 \cdot 0,1974} = 539,90959$$

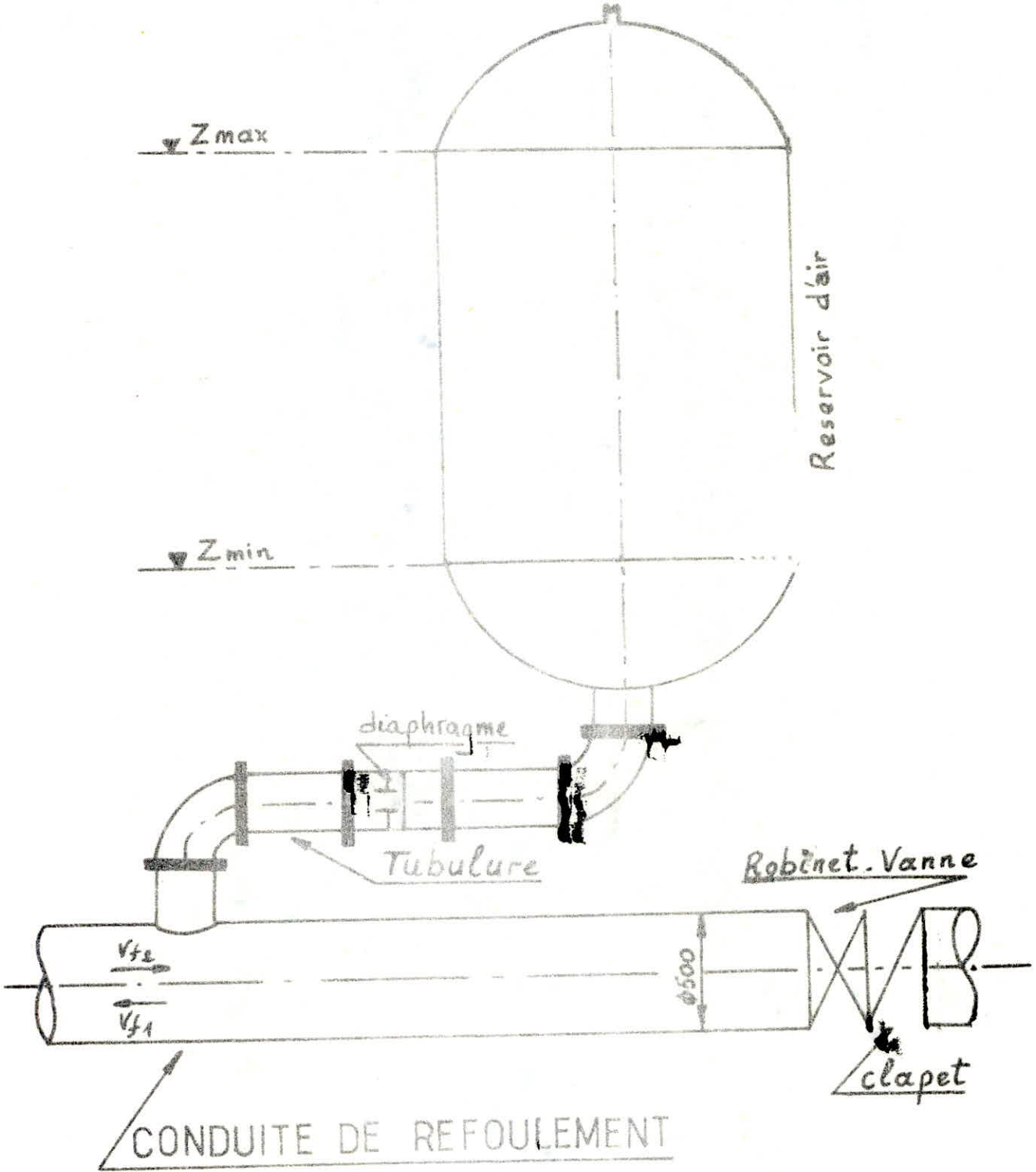
6.2.- ECHELLE DES PRESSIONS

Elle est graduée à raison de 1,5 cm pour 10 m. C'est à dire

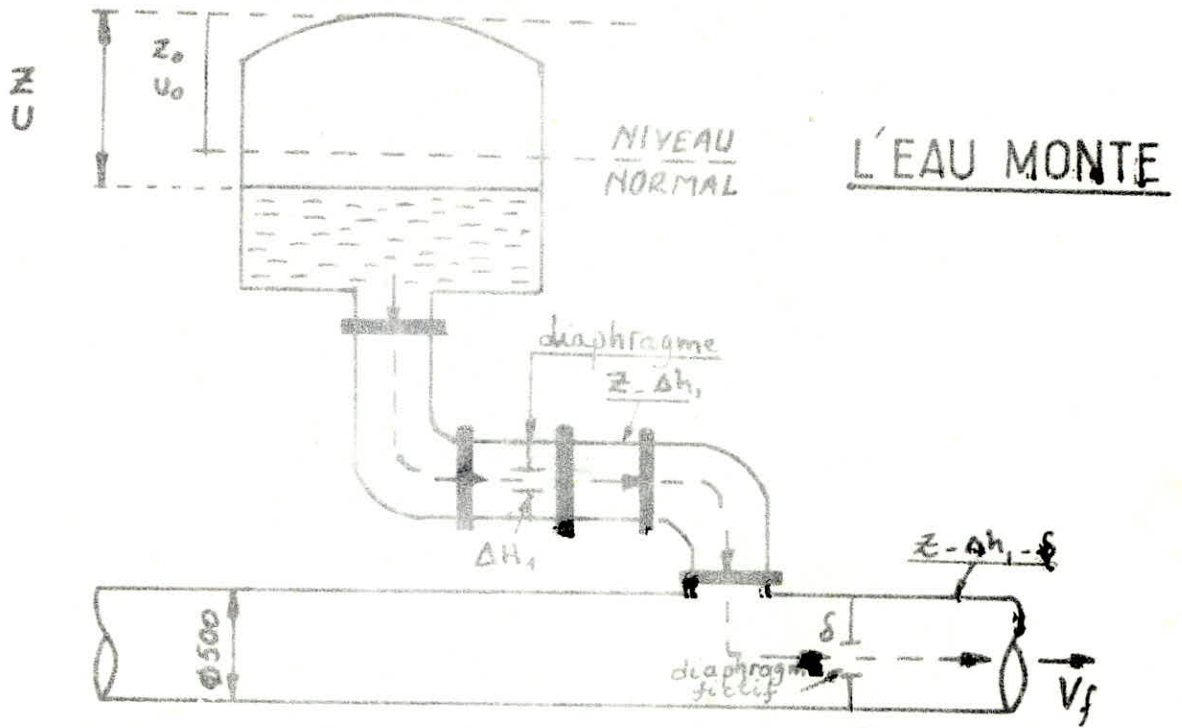
$$1,5 \text{ cm} \longrightarrow 10 \text{ m}$$

$$X \longleftarrow 539,90959 \implies X = 80.9864 \text{ cm.}$$

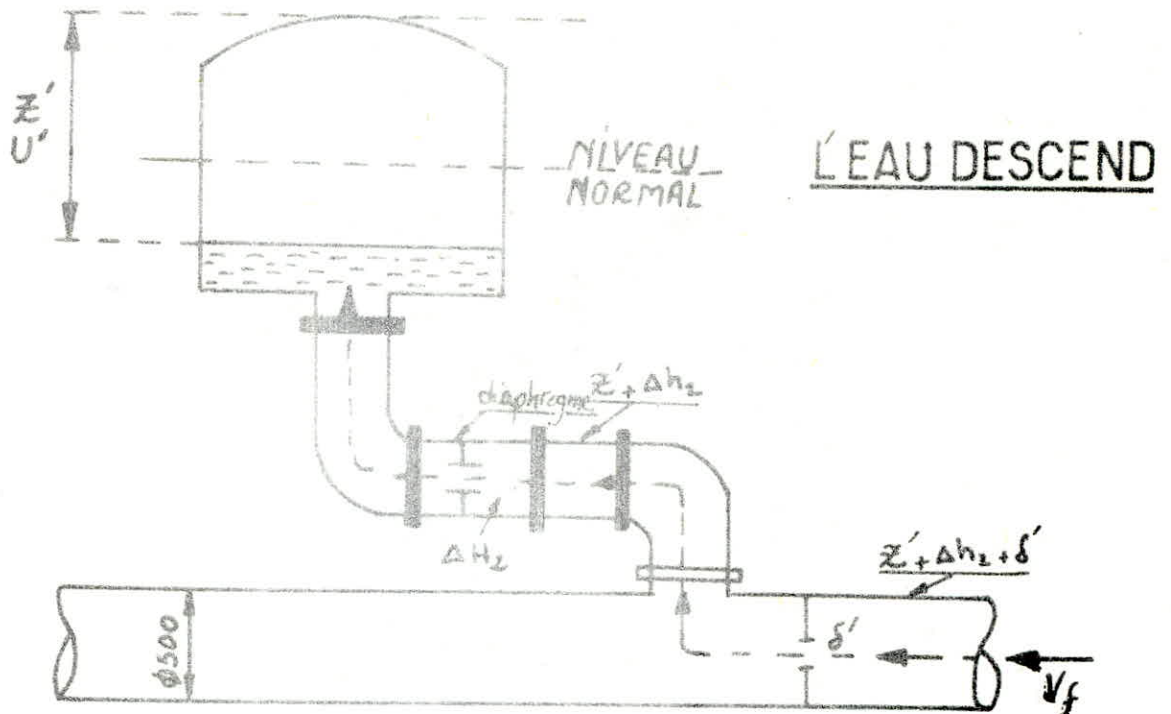
SCHEMA D UN RESERVOIR D'AIR



- Fig 10 -



PERTE DE CHARGE SUCCESSIVES À LA MONTÉE DE L'EAU DANS LA CONDUITE

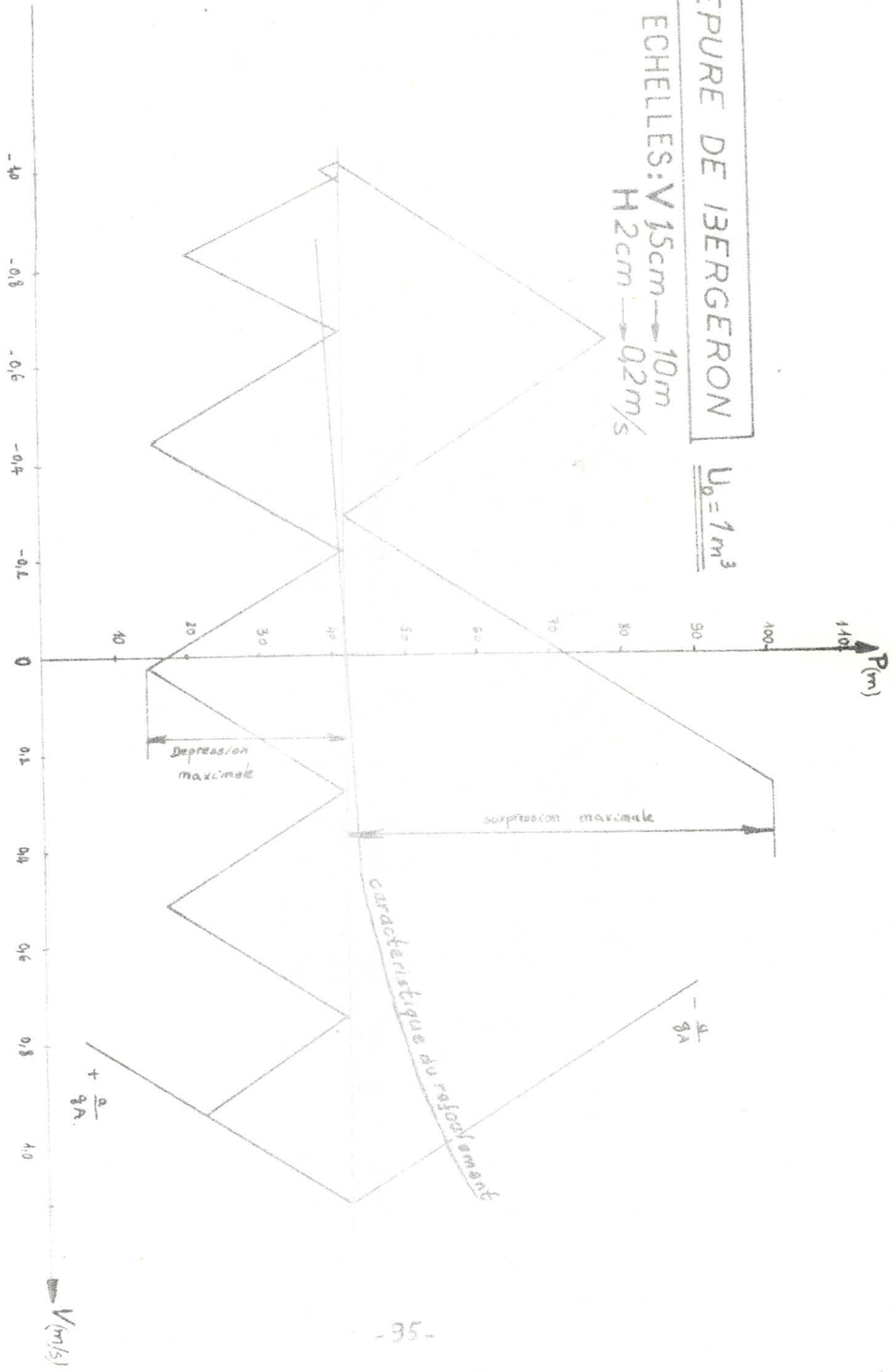


PERTE DE CHARGE SUCCESSIVES A LA DESCENTE DE L'EAU DANS LE RESERVOIR

EPURE DE BERGERON

$\underline{U_0 = 1 \text{ m}^3}$

EHELLES: $V \rightarrow 15 \text{ cm} \rightarrow 10 \text{ m}$
 $H \rightarrow 2 \text{ cm} \rightarrow 0.2 \text{ m/s}$

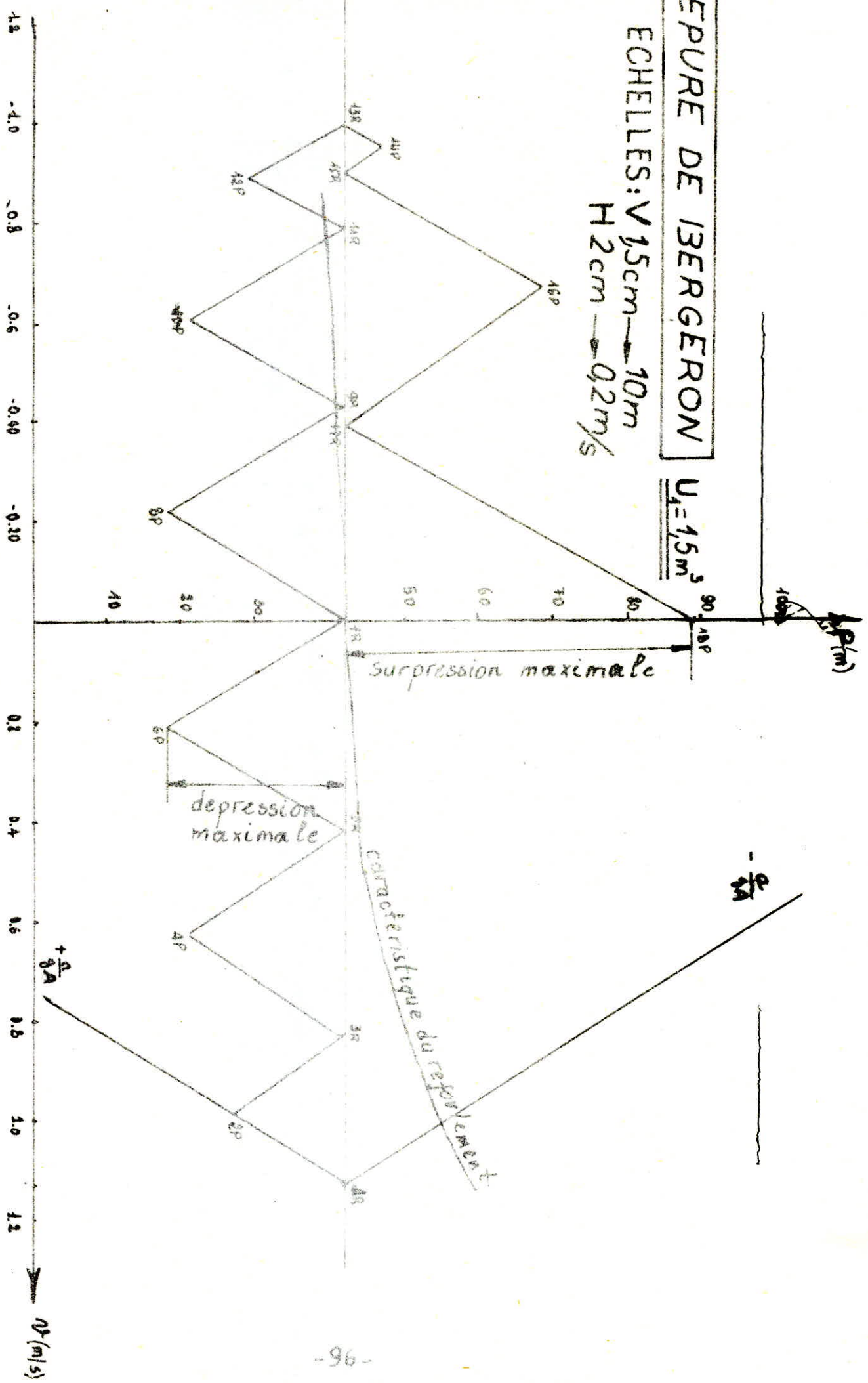


- fig 12 -

EPURE DE BERGERON

ECHELLES: V 15cm \rightarrow 10m
 H 2cm \rightarrow 0.2m/s

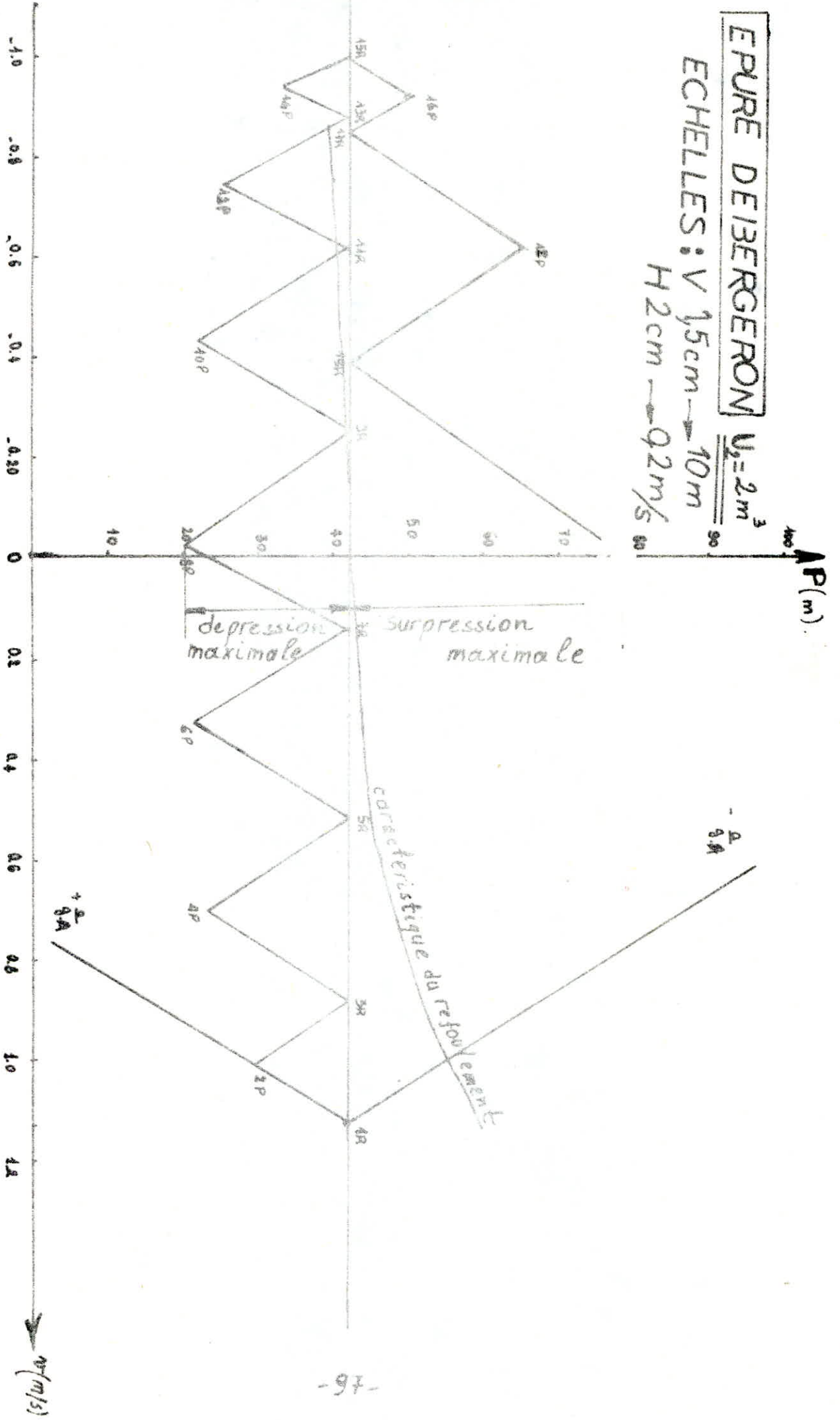
$U_1 = 1.5 \text{ m}^3$



- Fig 13 -

EPURE DE BERGERON

ECHELLES: V 15cm \rightarrow 10m
 H 2cm \rightarrow 92m/s



-Fig 14-

Resultats du coup de belier BACHE - RESERVOIR (Arrêt- Brusque) $[u_0 = 1m^3]$

tableau 12

Intervalle de temps "t"	Variations Volume d'air $\Delta u_0 (m^3)$	Volume d'air $u_0 (m^3)$	pression dans le reservoir d'air Z	Vitesse $V (m/s)$	P. d. c dans l'orifice $Sr = \beta V^2$	pression dans la conduite + pertes de charges	P. d. c au refoulement Sr	pression dans la conduite sans P. d. c	Vitesse $V_{up} (m/s)$	Vitesse moyenne (m/s)	Vitesses choisies (m/s)	Qup (l/s)
0	0,0000	0,9517		-					1,1357	-	1,1357	
10	0,6096	1,5614	21,4357	0,7502	0,0000	22,9357	1,9756	20,9601	0,9430	1,0393	0,9430	0,18515
20	0,4265	1,9883	15,2815	0,2754	0,0000	16,7815	0,5843	16,1971	0,5128	0,7279	0,5128	0,10070
30	0,1588	2,1472	13,7222	-0,2176	0,0000	15,2222	0,0018	15,2204	0,0288	0,2708	0,0288	0,00567
40	-0,1220	2,0252	14,8942	-0,6727	0,4163	16,8106	-0,4403	17,2509	-0,4452	-0,2081	-0,4452	-0,08741
50	-0,3750	1,6500	19,8402	-0,9946	1,4608	22,8003	-1,544	24,3443	-0,8336	-0,6394	-0,8336	-0,16369
60	-0,5392	1,1108	34,5257	-1,0154	2,1220	38,1477	-2,2441	40,3918	-1,0050	-0,9193	-1,0050	-0,19734
70	-0,4853	0,6255	77,1451	-0,2847	0,8870	79,5321	-0,9380	80,4701	-0,6498	-0,8274	-0,6498	-0,12758
80	-0,1078	0,5177	100,5366	0,8485	0,0000	102,0366	0,1769	101,8597	0,2821	-0,1838	0,2821	0,05540

Résultats du coup de belier BACHE-RESERVOIR (Arrêt Brusque) $[U_1 = 1,5 m^3]$

Tableau 13

INTERVALLE de Temps (s)	Variation du volume d'air $\Delta U_1 (m^3)$	VOLUME d'air $U_1 (m^3)$	Pression dans le réservoir d'air	Vitesse $V (m/s)$	Perte de charge de l'orifice $Sr = 94'$	Pression dans la conduite Plus & moins de charge	Perte de charge ou refoulement	Pression dans la conduite sans P.C.	Vitesse $V (m/s)$	Vitesse moyenne $V_m (m/s)$	Vitesse choisie $V_m (m/s)$	Q L/D
10	0.621295	2.048965	25.848738	0.8299038	0.00	27.348738	2.145912	25.202826	0.9828	1.059273	0.9828	0.12237562
20	0.4723318	2.521297	19.33366	0.425658	0.00	20.833663	0.8755531	19.958109	0.62778095	0.805298	0.6277809	0.1232645
30	0.245319	2.76661	16.916933	0.00819933	0.00	18.47693	0.09679121	18.380141	0.2081293	0.4182554	0.2081293	0.04098391
40	-0.00386533	2.762745	17.010196	-0.4356219	+0.1034464	18.613642	-0.109400	18.72304	-0.21191065	-0.006590	-0.22191065	-0.04357205
50	-0.2451065	2.5176385	19.372953	-0.7976386	0.79763863	22.664582	-0.83720232	22.507784	-0.6038780	-0.417894	-0.603878	-0.12653467
60	-0.442945	2.074693	25.401012	-1.000900	1.6884163	28.593428	-1.7855959	30.375023	-0.88651741	-0.7551936	-0.88651741	-0.17603078
70	-0.547908	1.526785	39.10089	-0.9426351	1.9838397	42.504729	-2.098022	44.602751	-0.971788	-0.934153	-0.971788	-0.19081017
80	-0.4831749	1.043614	66.410953	-0.4088915	0.95335033	68.930304	-1.014567	69.944871	-0.6757868	-0.323775	-0.6757868	-0.13268991
90	-0.1870194	0.8565945	87.639045	0.4850369	0.00	89.139845	0.00322020	89.136624	0.0380727	-0.311925	0.0380717	0.0074755648

Resultats du coup de belier BACHE-RESERVOIR (Arrêt. Brusque) $[U_2=2m^3]$

Tableau 14

Intervalle de temps "t"	variation du volume d'air (ΔU_2 (m ³))	Volume d'air U_2 (m ³)	pression dans le reservoir d'air P_2	Vitesse V (m/s)	perte de charge dans l'orifice $S_r = BV^2$	pression dans la conduite + perte de charge	perdes de charge au refoulement	pression dans la conduite sans P.c	Vitesse V (m/s)	Vitesse moyenne (m/s)	Vitesse choisie (m/s)	Quip (l/s)
10	0,62894	2,5325	28,7430	0,88205	0,00000	30,24302	2,26128	27,981	1,0028	1,072	1,0028	0,19809
20	0,50281	3,0353	22,3057	0,52924	0,00000	23,80573	1,10623	22,699	0,7056	0,857	0,7056	0,13855
30	0,30507	3,3403	12,5067	0,14001	0,00000	21,00675	0,24877	20,757	0,3346	0,520	0,3346	0,06570
40	0,08107	3,4214	18,8627	-0,25636	0,007109	20,36982	-0,00757	20,362	-0,0581	0,138	-0,0581	-0,00142
50	-0,14490	3,2765	20,0408	-0,61549	0,399206	21,94002	-0,42278	20,37733	-0,4359	-0,247	-0,4359	-0,08559
60	-0,34724	2,9293	23,4438	-0,88078	1,175786	26,11961	-1,24346	27,36307	-0,7489	-0,592	-0,7489	-0,14689
70	-0,49382	2,4354	30,3584	-0,99069	1,83937	33,69780	-1,94524	35,64304	-0,9357	-0,847	-0,9357	-0,18373
80	-0,54568	1,8898	43,3029	-0,85931	1,797414	46,60036	-1,90086	48,50122	-0,9250	-0,930	-0,9250	-0,18762
90	-0,45373	1,4360	63,5996	-0,38505	0,813195	65,91287	-0,86000	66,77287	-0,6227	-0,773	-0,6227	-0,12216
100	-0,19158	1,2444	77,7172	0,32281	0,002034	79,21928	-0,00215	79,22143	-0,0031	-0,326	-0,0031	-0,00677
110	0,15500	1,3994	65,9394	0,79652	0,00000	67,43940	0,69587	66,74353	0,5596	0,264	0,5596	0,10989

INTERPRETATION DES TABLEAUX :

Le volume maximum d'air à l'arrêt de pompage est de $2,147 \text{ m}^3$ en partant de $U_0 = 1 \text{ m}^3$, et il est de $2,766$ pour $U_0 = 1,5 \text{ m}^3$ et $3,4214$ par $U_0 = 2 \text{ m}^3$ et correspond à la fin de la phase de dépression.

Pour plus de sécurité on prendra une majoration de 25% ce qui nous donnera

$$U_1 = 2,69 \text{ m}^3 ; U_2 = 3,46 \text{ m}^3 ; U_3 = 4,30 \text{ m}^3.$$

La pression minimale dans la conduite est de :

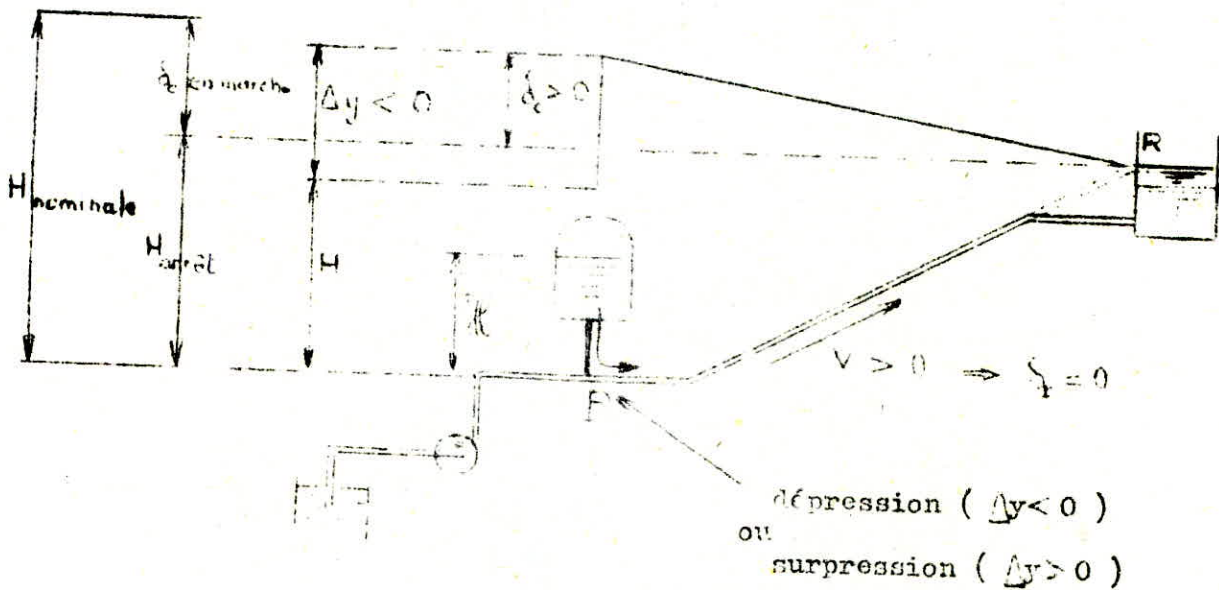
$$\text{Pour } U_1 ; 42,5 - 15,22 = 27,28 \text{ mce}$$

$$\text{Pour } U_2 ; 42,5 - 18,38 = 24,12 \text{ mce}$$

$$\text{Pour } U_3 ; 42,5 - 20,36 = 22,14 \text{ mce.}$$

Lors de la phase de suppression l'air occupe un volume de $0,5177$ pour U_1 ; $1,2444$ pour U_2 ; et $0,8565$ pour U_3 alors que la pression dans la conduite est de $102,036$ pour U_1 ; $79,219$;

Pour U_2 et $89,139$ pour U_3 chacune d'elle otée de $42,5$ ce qui nous donne respectivement $59,53$; $36,719$ et $46,639$ mce.

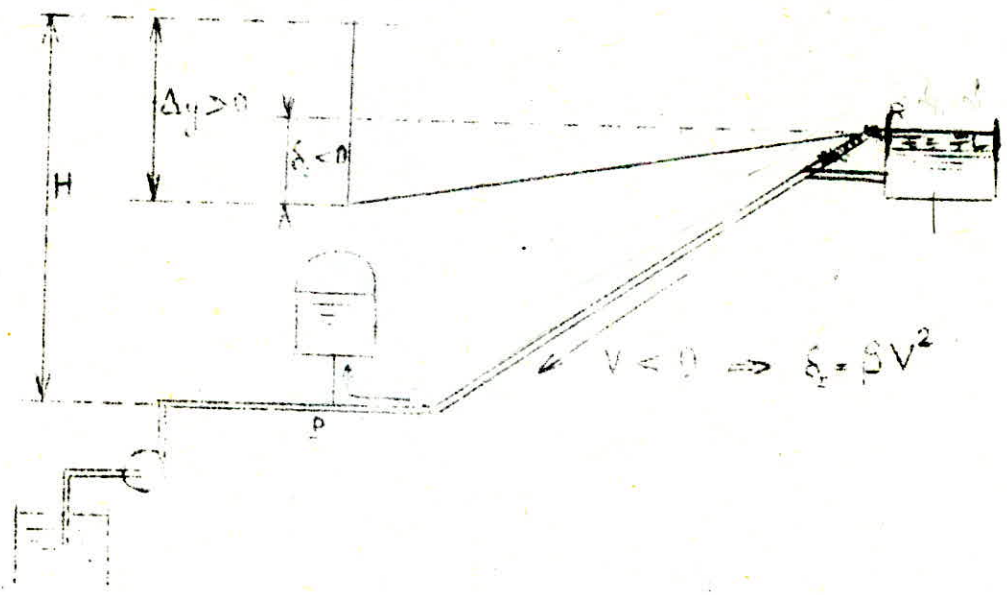


$$\Delta y = Z - \delta_c - (h_G + h_{atm} - h_{asp} - \mathcal{R})$$

$$\Delta y = Z - \delta_c - Z_0'$$

$$\delta_c = \propto V|V|$$

$$Q_c = Q_r = Q = V \cdot A_c \quad A_c = \text{section de la conduite}$$



$$\Delta y = Z - \delta_c - Z_0'$$

Z_0' = pression dans le réservoir à l'arrêt

0.32
0.34
0.36

NOTICE D'EMPLOI

1). Stocker :

- La précision absolue dans le registre T.
 K en 00 : coefficient d'élasticité de l'eau (Pa).
 E en 01 : module d'élasticité de la conduite (Pa).
 t' en 02 : épaisseur de la conduite (m).
 ξ en 03 : rugosité de la conduite (m).
 D_o en 04 : diamètre de la conduite (m).
 m en 05 : coefficient de contraction de l'orifice.
 d en 06 : diamètre de l'orifice (m).
 D_t en 07 : diamètre de la tubulure (m).
 L en 08 : longueur de la conduite (m).
 h_g + h_{atm} en 09 - h_{asp} en 10 - h_{asp} en 11 - U_oⁱ en 12 (volume d'air au repos)
 Q_o en 13 : débit nominal (en fonctionnement normal).

2). Appuyer sur A : 0 à l'affichage .

- RCL 14 : Z_oⁱ = pression dans le réservoir d'air à l'arrêt.
 RCL 15 : Z_o = pression dans le réservoir, pompe en fonctionnement.
 RCL 16 : U_o = volume d'air du réservoir, pompe en fonctionnement.
 RCL 33 : c = célérité de propagation des ondes (m/s).
 RCL 34 : t_r = temps d'aller et retour de l'onde dans la conduite.
 RCL 35 : constante de calcul = Z_oⁱ U_o^{1.4}
 RCL 36 : g/c
 RCL 37 : α - RCL 38 : β
 RCL 39 : A_o = section de la conduite - RCL 40 : A_o t_r

3). Afficher une valeur hypothétique de V_{2iP}. Appuyer sur B : affichage de N_i.

- V_{(2i+1)R} 18 - U_i 19 - σ_r 20 - σ_o 21 - V_{2iP} 23
 Vm_i 24 - U_i 25 - U_i 26 - Z_i 27 - H_i 28
 ΔV_i 29 - Δy_i 30 - N_i 31 - t_i 32 - Q_{2iP} 41

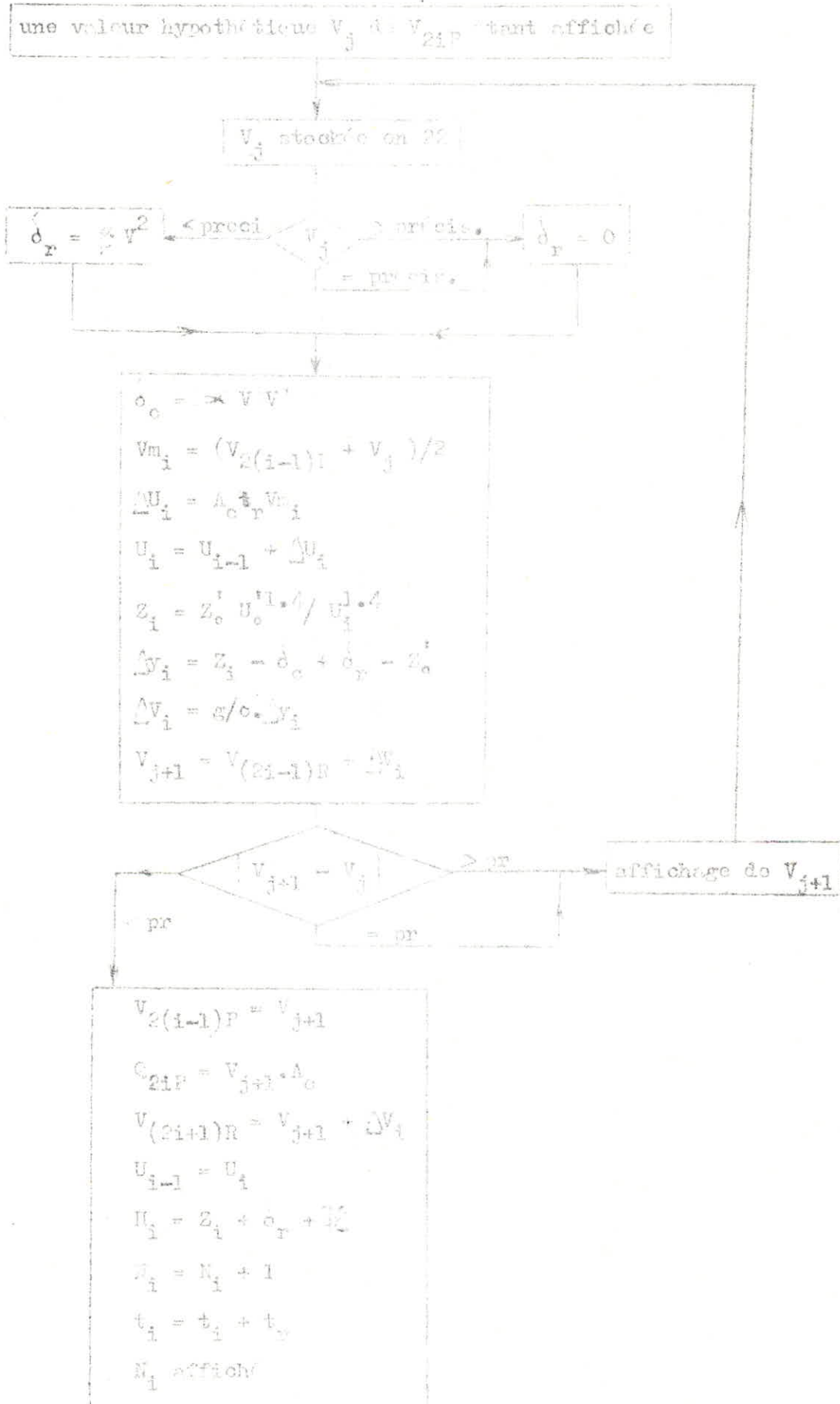
Recommencer le processus 3) pour le calcul au pas suivant

Pour recommencer les calculs depuis l'arrêt de la pompe, appuyer sur A.

ANALYSE DU PROGRAMME

Calcule $Z_0^i, Z_c^i, U_0^{1.4}, \dots, t_r, t_c, \lambda_c t_r, V_0, s/c, \alpha, Z_0, U_0, \beta$

Initialise t_1 à t_r, V_{OP} et V_{1R} à V_c, U_{i-1} à U_0, N_i à 0.



POSE DES CONDUITES

1. Différentes poses de la conduite.

Les canalisations peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter.

a.- Pose en tranchée.

Pour des raisons plus économiques que techniques on a choisi dans notre projet la pose en tranchée qui reste actuellement la plus utilisée, seulement elle présente l'inconvénient des fuites.

Pour remédier à cet inconvénient, le développement actuel des appareils et de l'automatisme nous permet de placer des manomètres le long du réseau, pour relever notamment les baisses de pressions en cas de fuite.

- Précautions à prendre pendant la pose.

Parmi les précautions à prendre pendant la pose des conduites en tranchée on énuméra :

- * le site de pose des canalisations et la qualité de remblais en contact avec la conduite, ceux-ci à un effet une bonne importance pour la bonne tenue des réseaux.

Lorsque le terrain est bon, pas de risques d'affaissement dus aux variations de charge et ne présentant pas d'arrêtes rocheuses susceptibles d'endommager les conduites, ceux-ci sont simplement posés sur un lit de sable d'au moins 0,20 m d'épaisseur.

Si le terrain est moins stable la pose des conduites se fait sur des dèss en maçonnerie sur des empilements de briques.

Dans les terrains les plus mauvais , on peut soit disposer un important lit de sable soit de construire une dalle en béton ou en béton armé.

Le fond de la tranchée peut être recouvert d'un lit de pose de 0,15 0,20m d'épaisseur par :

- du gravier dans les terres ordinaires.
 - des pierres cassées qui serviront de drains dans les terrains imperméables ou rocheux.
 - par un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.
- * La largeur de la tranchée doit être suffisante au minimum 0,70 m et cela pour qu'on puisse y disposer les conduites. La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite en laissant 0,30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

$$B = D + 2.0,30 = D + 0,60 .$$

où B : largeur de la tranchée
 D : Diamètre de la conduite.

- * La profondeur doit être sensiblement constante et qui doit suffire à protéger les conduites d'une part contre les variations de température en particulier contre le gel et d'autre part contre le risque d'écrasement sous l'effet des charges, des surcharges (circulation des véhicules).

La première condition pose évidemment des problèmes différents selon le climat et peut se traduire par des chiffres variants de 0,60 à 1,50 m.

Quant à la protection contre les pressions extérieures et les chocs dus aux surcharges, on impose principalement une couverture épaisse de 1,20 m de sable. Mais souvent si les charges sont élevées et la profondeur est minime, il est nécessaire de reprendre les efforts correspondants au moyen d'une dalle en béton armé.

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs. On les débarrasse alors de tous les corps étrangers et on les fait descendre lentement dans le fond de la tranchée.

Comme pour la largeur, la profondeur se calculera en fonction du diamètre de la conduite

$$H = h_1 + D + h_2$$

ou H : profondeur de la tranchée

h_1 : épaisseur du lit de pose.

D : diamètre de la conduite.

h_2 : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

On débute généralement ces travaux par les points les plus hauts de façon à faciliter l'écoulement naturel et l'évacuation des eaux d'infiltration s'il y a lieu.

b.- Traversée des routes.

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

c.- Traversée de chemin de fer.

En général une double buse est imposée c'est à dire que la conduite doit être posée ou plutôt introduite, dans une canalisation de plus grand diamètre posée préalablement et ouverte aux extrémités. Il n'y a plus transmission d'effort et de vibration et toute fuite est évacuée. Comme il convient de prévoir la pose de la gaine par forage horizontal sous la plateforme.

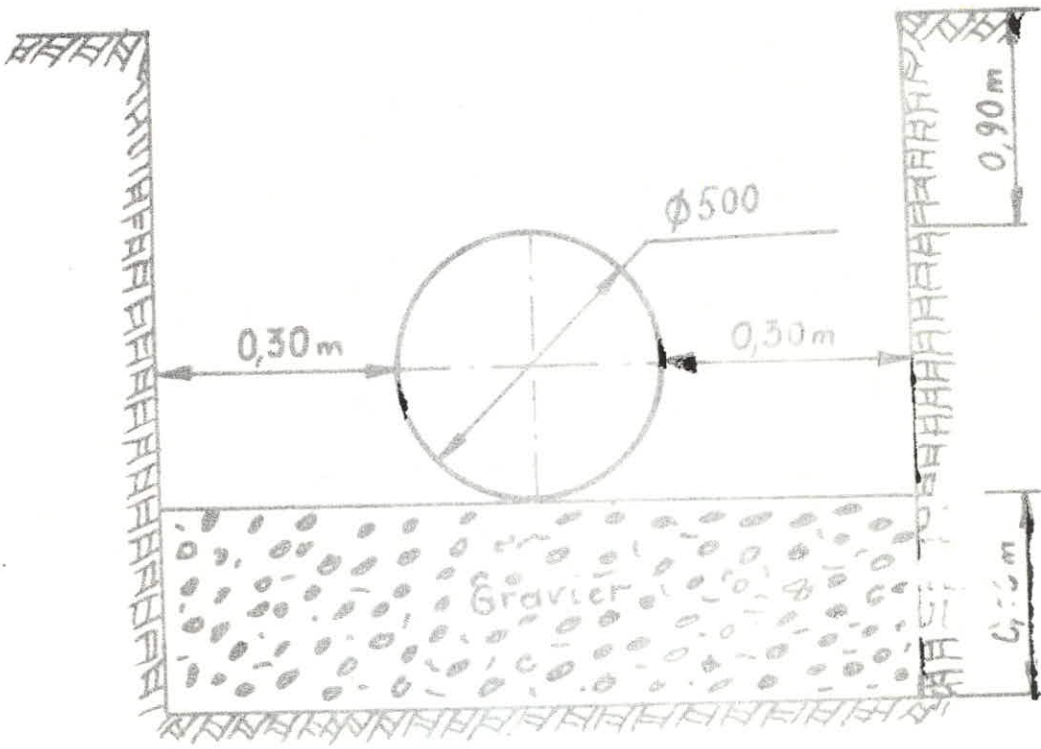
2. Essai sur la canalisation en place.

Après la pose de la conduite et avant le remblaiement définitif de la tranchée, il faut effectuer par tronçon des essais à la pression d'épreuve. Celle-ci devra dépasser la pression statique de 50%. Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve. La durée d'épreuve est d'au moins 30 mn. La variation de pression doit rester inférieure à 0,2 bar. Une fois la pression d'épreuve est atteinte on peut conclure qu'il y a une bonne étanchéité de la canalisation et par conséquent celle des joints.

3. Remblai de la tranchée.

On procède au remblaiement définitif par un remblai de graviers naturel pour éviter la corrosion (cas des tuyaux en acier pour notre projet) par couche successives bien pilonnées jusqu'à 0,30 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, puis le remblayage sera achevé à l'aide du tout venant.

(voir figure 15)



POSE DES CONDUITES

- fig 15 -

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

1. CORROSION EXTERNE.

La corrosion externe des conduites est due essentiellement à des phénomènes extérieurs en liaison le plus souvent soit :

- avec des installations électriques
- avec la nature du sol.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des conduites. Il sera donc nécessaire d'attacher une importance à ces problèmes.

a)- Corrosion par formation de pile :

Ce phénomène peut être comparé à deux métaux différents plongés dans un bac d'électrolyse, ou une électrode va se corroder au profit de l'autre. Dans le cas d'une conduite, cette dernière jouera le rôle d'anode et se trouve attaquée.

b) Corrosion par suite d'influence d'une source électrique extérieure :

Cette corrosion est produite par électrolyse due à des courants vagabonds.

2.- LUTTE CONTRE LA CORROSION EXTERNE

Outre le revêtement extérieur on distingue deux (02) procédés les plus utilisés :

a) Protection par anode réactive : elle se base sur un principe simple qui consiste à relier électriquement la conduite à une pièce métallique plus électro-négative que l'acier. Cette pièce va se corroder en jouant le rôle d'anode au profit de la conduite.

b) Protection cathodique par soutirage de courant :

Le procédé consiste à relier électriquement la conduite au pôle négatif d'une source de courant continu, le pôle positif étant raccordé à une prise de terre constituée par des pièces métalliques enfoncées dans un milieu humide.

Le courant en quittant la prise de terre, négatera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et ce seront les pièces métalliques qui vont se corroder au profit de la conduite.

(Voir Schéma. 16)

2. CORROSION INTERNE.

a) Elle est caractérisée par une attaque du métal due à des causes trouvant ainsi leur origine dans l'eau chargée.

L'acier non protégé au contact de l'eau, se trouve normalement corrodé. Cette corrosion naturelle dépend d'un certain nombre de facteurs et notamment.

-pH

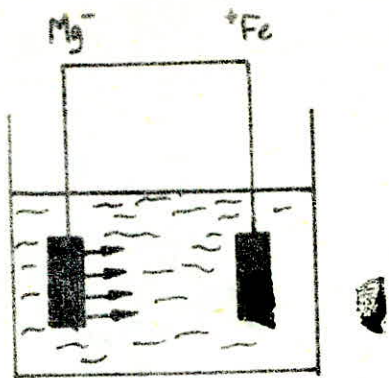
-vitesse de circulation de l'eau

-teneur en oxygène dissout dans l'eau.

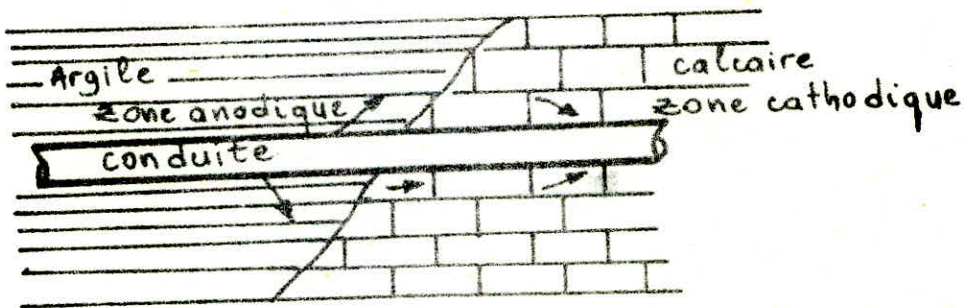
b) Procédés de lutte :

- interposition d'un film protecteur entre l'eau et le métal, ce film est constitué soit par un enduit bitumineux soit par un enduit spécial.

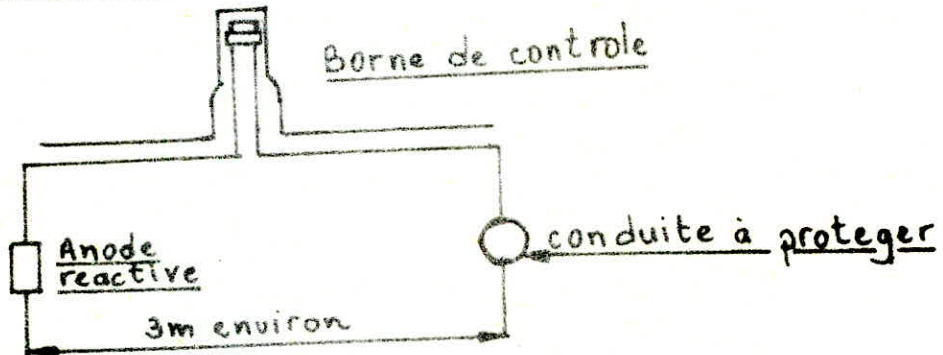
- modification des caractéristiques physico-chimiques de l'eau à véhiculer par un traitement approprié.



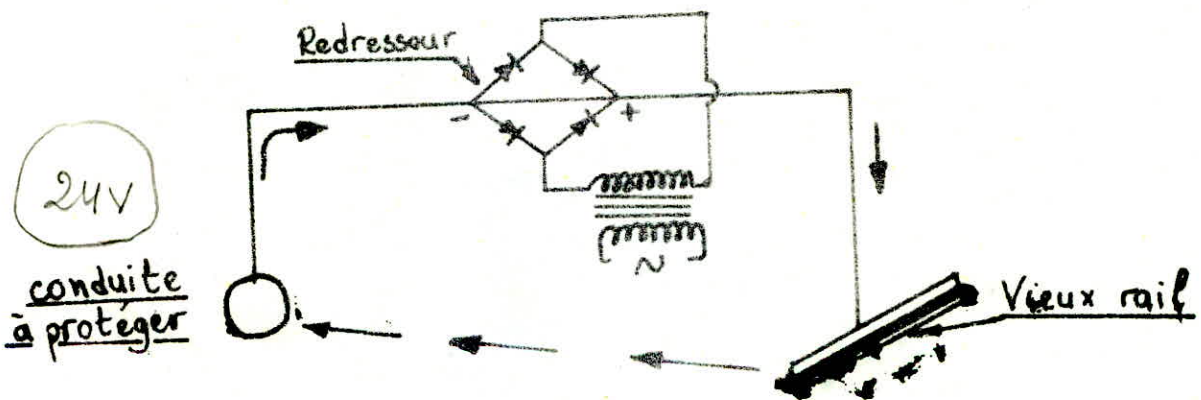
Mécanisme de la corrosion



corrosion par formation de Pile



Protection cathodique Par anode reactive



Protection Par courant de soutirage

GENERALITES

1.- INTRODUCTION

La seconde partie de notre étude a pour but d'assainir la ville d'Aïn ouessera après l'avoir alimentée en eau potable.

L'assainissement est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique le plus rapidement possible et sans stagnation les déchets provenant d'une agglomération humaine ou d'un centre d'activité économique de telle façon que les produits évacués ne puissent nuire au delà d'une limite admissible à l'environnement.

- Dans le souci de prévenir la dégradation de l'environnement, nous projettons dans ce contexte la collecte des eaux usées et pluviales.

2.- TYPE D'EAU A EVACUER

Les eaux à évacuer dans notre cas sont :

- eaux usées d'origine domestique
- eau de ruissellement

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- eaux ménagères (eaux de cuisine de lessive etc...)
- eaux vannes (provenant des WC ...)

Les eaux de ruissellement comprennent les eaux pluviales.

3.- SITUATION SANITAIRE ACTUELLE

La situation d'assainissement de la ville d'Aïn Ouessera nécessitera un développement progressif, parceque le réseau actuel est

ancien et vétuste, et la canalisation des nouveaux quartiers, surtout des quartiers qui seront en construction dans les années à venir n'est pas résolue.

4.- CONFIGURATION DU RESEAU EXISTANT

Le système d'assainissement actuel de la ville est du type unitaire avec l'Oued Boucedraïa comme exutoire. De la grande partie de la ville, le réseau ne collecte que les eaux usées; les eaux pluviales ont été drainées par caniveaux des rues vers l'Oued En Nefida.

Les conduites primaires du réseau existant ne seront pas capables de satisfaire les besoins futurs, elles sont à remplacer, ou bien elles seront utilisées comme émissaires du réseau nouveau. Les conduites complémentaires sont à remplacer ou à garder selon leur état. Il n'est pas nécessaire de faire un projet pour effectuer un remplacement de canalisation.

5.- SCHEMA DIRECTEUR DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT PROJETTE

Le nouveau réseau sera de type unitaire.

Les eaux d'égoûts et de pluies seront collectées par trois conduites principales. La 1 - 0 - 0 et 2 - 0 - 0 suivront les lignes principales de la canalisation, la 3 - 0 - 0 collecte les eaux de la zone au Sud et à l'Est et franchira à deux reprises la voie du chemin de fer. Vu l'existence d'une station d'épuration, il sera alors installé un traitement par boues activées des eaux après avoir subi un déssablage, un dégrillage et un déshuilage, traversent un décanteur primaire où se déposent les boues brutes. A la sortie du décanteur l'effluent décanté s'écoule vers des bassins d'activation dans lesquels on injecte de l'air comprimé.

Après l'aération le liquide renfermant les flocons de boues activées subit une deuxième décantation avant d'être rejeté.

Les regards de visite sont prévus en béton armé de diamètre intérieur de 1,00 m pour les regards de moins de 2,5 m de profondeur et de 1,2 m pour une profondeur supérieure à 2,5 m.

C H A P I T R E II

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

1. - DETERMINATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES

Les débits des eaux pluviales sont déterminés par la méthode dite rationnelle et qui est donnée par la formule suivante :

$$Q = C i A \quad \text{où } Q = \text{debit d'apport d'un tronçon donné (l/s)}$$

C = coefficient de ruissellement

A = surface du bassin d'apport (ha)

i = intensité moyenne de précipitation en (l/s/ha)

i = 12,5 l/s/ha conforme avec une période de retour de 2 ans et une durée de l'averse Gomm. (données de SETHYAL).

a)- Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est par définition le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume total qui tombe sur cette même surface, plus la surface est imperméable, plus le volume de ruissellement est grand, donc rapport tend vers l'unité.

$$C = (0,20 \div 0,95)$$

b)- Intensité de la pluie

Une précipitation pluviale est caractérisée par son intensité, sa durée et sa fréquence.

Les pluies les plus intenses sont les plus courtes.
La fréquence au dépassement a été prise égale à 0,5 pour une période de retour de 2 ans (biennale).

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{2} = 0,5$$

c)- Calcul de surface

Les surfaces des bassins d'apport sont déterminées en respectant la topographie des lieux. Chaque tronçon recueille les eaux de pluies issues du bassin d'apport correspondant.

Le long d'un tronçon, viennent s'ajouter les débits au niveau de regards

2.- DETERMINATION DU DEBIT DES EAUX USEES

Sur la vue des résultats obtenus en A E P, à savoir que le débit de pointe est égal à 357,25 l/s on détermine le débit des eaux usées sachant que 80 % de la consommation en eau potable sera évacuée par le réseau d'égout.

$$Q_p = 357,25 \times 0,80 = 285,8 \text{ l/s}$$

Le débit des eaux usées spécifique est calculée d'après la formule : $q_s = \frac{Q_p}{L}$ où L = longueur totale des tronçon (m)

Pour le calcul des eaux usées évacuées par chaque tronçon des collecteurs, nous multiplions le débit spécifique pour chaque longueur de ce tronçon.

$$Q_{\text{eaux usées}} = q_s p. l i \quad (\text{l/s}).$$

CHAPITRE III

DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS PRINCIPAUX

1.- NOTE DE CALCUL (voir tableau 1, 2, 3).

Nos calculs sont dressé pour chaque collecteur dans un tableau de 25 colonnes réparties comme suit :

- Colonne 1 : Numération des tronçons
- Colonne 2 : Numération des bassins versants
- Colonne 3 : Aires réduites
- Colonne 4 : coefficient de ruissellement C
- Colonne 5 : Longueur des tronçons
- Colonne 6 : Cumul des longueurs de tronçons
- Colonne 7 : Intensité de pluie $i = (1/s/ha)$
- Colonne 8 : Débit des eaux usées l/s
- Colonne 9 : Débit des eaux pluviales obtenu en multiplions (3×7)
en l/s
- Colonne 10 : Total des débits obtenu en additionnant $(8 + 9) l/s$
- Colonne 11 : Cumul des débits pour collecteur 1-0-0 et 2-0-0 et côte du terrain amont pour 3-0-0.
- Colonne 12 : Côte de terrain amont pour 1-0-0 et 2-0-0 côte de terrain aval pour 3-0-0
- Colonne 13 : Côte de terrain aval pour 1-0-0 et 2-0-0 côte de radier amont pour 3-0-0
- Colonne 14 : Pour 1-0-0 et 2-0-0 côte de radier amont pour 3-0-0
côte de radier aval
- Colonne 15 : Pente de terrain pour 3-0-0 côte de radier aval pour 1-0-0 et 2-0-0

- Colonne 16 : Pente de terrain pour 1-0-0 et 2-0-0
Diamètre mm pour 3-0-0
- Colonne 17 : Diamètre en mm obtenu par l'abaque (MANNING-STRICKLER) en fonction des résultats des colonnes 11 et 16 pour 1-0-0 et 2-0-0 pour 3-0-0 cumul des débits
- Colonne 18 : Débit pleine section obtenu d'après l'abaque (Annexe VII la collecte) en fonction des résultats (16 et 17) pour 1-0-0 et 2-0-0) et en fonction des résultats (15 et 16)
- Colonne 19 : Vitesse en pleine section obtenue de la même façon que (18)
- Colonne 20 : rapport des débits $r_a = \frac{Q_{cum}}{Q_{ps}}$
- Colonne 21 : Rapport de la hauteur de remplissage en fonction de la colonne 20 et à partir de l'abaque (Annexe X, la collecte)
- Colonne 22 : rapport des vitesses obtenu de la même façon que 21
- Colonne 23 : Hauteur de remplissage (m) égal au produit du diamètre et la colonne 21
- Colonne 24 : Vitesse réelle obtenue par le produit de 19 et 22
- Colonne 25 : C'est le produit de la colonne 19 par 0,6

CONCLUSION

L'analyse des (03) trois tableau montre que la vitesse d'autocurage est satisfaite, de même que les vitesses dans chaque tronçon sont acceptés.

Profils

Les profils en long des trois (03) collecteurs sont représentés dans les planches. Ils schématisent toutes indications portées dans les trois (03) tableaux.

Remarque

Tous les collecteurs devenant dans la station d'épuration qui à son tour de verse après les différentes opérations citées au-dessus dans l'écud EN-NEPIDA.

Tableau (1) de C

N° des TRONÇONS	N° des bassins versants	Aires	Coefficient de ruissellement	Longueur de TRONÇON	Longueur Cumulée	Intensité de la Pluie	Débit des eaux usées	débit des eaux pluviales	Débit Total	Cumul des débits	Cote de terrain	
											amont	aval
0.1	I	13.862	0.635	508	508	12.5	23.90	172.215	197.175	197.175	692.60	691.30
1.2	II	30.1570	0.701	180	688	"	8.47	376.962	385.432	582.607	691.30	689.10
2.3	III	11.9324	0.561	154	842	"	7.24	199.15	158.39	738.997	689.10	686.70
3.4	IV	4.7592	0.720	535	1377	"	25.1771	59.487	84.664	823.66	686.70	683.40
4.5	V	5.5594	0.532	300	1677	"	12.22	69.487	81.69	905.357	683.40	679.40
5.6	VI	5.2439	0.534	293	1970	"	13.78	65.55	79.33	984.687	679.40	673.90
6.7	VII	9.3313	0.667	822	2792	"	-	116,637	116,637	2929,21	673.90	673,73

N° des TRONÇONS	N° de bassin versant	Aires	coefficient de ruissellement	Longueur de TRONÇON	Cumul des longueurs	intensité des Pluies	Débit des eaux usées	Débit des eaux Pluviales	Débit Total	Cumul des débits	Côte de terrain	
											amont	aval
1-2	I	25.27	0.666	389	389	42.5	18.30	210.37	228.67	228.67	691	690.10
2-3	II	48.68	0.407	245	634	"	41.53	247.66	259.19	487.86	690.10	688.10
3-4	III	15.05	0.54	856	1490	"	40.28	301.587	141.867	628.727	688.10	673
4-6	IV	-	0.61	110	1600	"	-	76.25	76.26	1327.833	673.0	673.5

Tableau (2) de

N° des TRONÇONS	N° de bassin versant	Aires	Coefficient de ruissellement	Longueur des TRONÇONS	Longueurs cumulées	intensité	debit des eaux usées	debit des eaux pluviales	debit TOTAL	côte de terrain.		côte de amont
										amont	aval	
1-2	I	59.52	0.510	529	529	12.5	24.89	379.44	404.33	689.10	689.50	687.79
2-3	II	66.04	0.448	829	1358	12.5	39.01	369.992	409.00	689.50	682.0	685.56
3-4	III	6.70	0.678	172	1530	12.5	8.094	56.7825	64.8765	682.0	673.50	679.83
4-5	IV	18.22	0.631	700	2230	12.5	32.942	143.71	176.652	679.90	673.00	677.77

Tableau (3) de cal

CHAPITRE IV

OUVRAGES DU RESEAU

1.- BOUCHES D'EGOUTS

a)- Rôle :

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

b)- Caractéristiques

Selon leur mode d'utilisation, elles peuvent être classées selon deux critères :

- Mode de recueil des eaux : bouches à accès latérale et bouches à accès sur le dessus;
- mode de retenue des déchets : avec ou sans décantation.

2.- REGARDS DE VISITE

a)- Rôle

En vue de leur surveillance des travaux d'entretien et de curage au réseau de canalisation, un nombre suffisant des regards doit être aménagé surtout le réseau de canalisation.

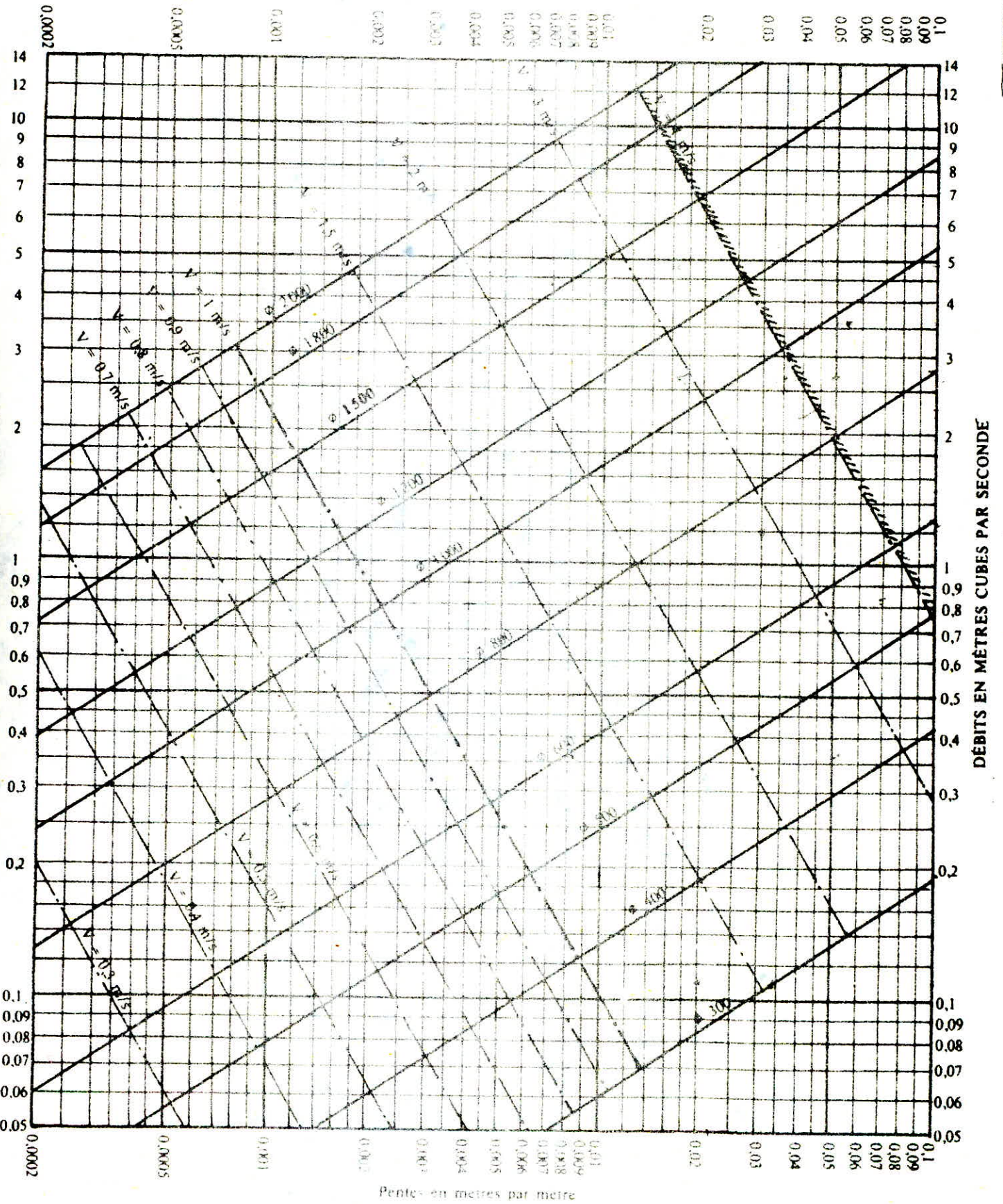
b)- Emplacement

Ils sont disposés dans le réseau comme suit :

- à chaque changement de direction
- à chaque jonction de canalisation
- à chaque modification de section

ANNEXE VII

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

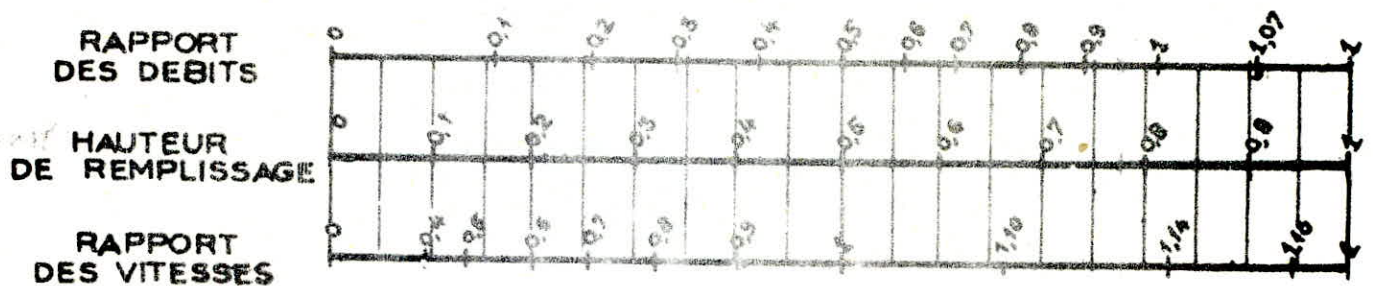


ANNEXE X

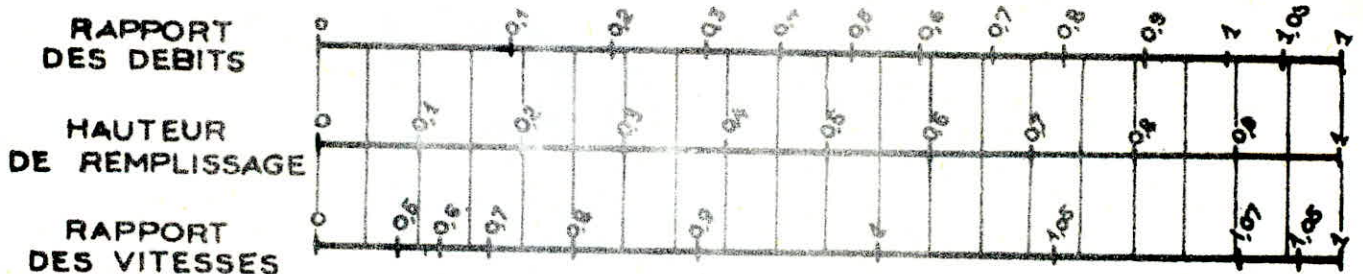
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $3/10$, 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

CHAPITRE V

POSE DES CONDUITES ET ENTRETIEN DU RESEAU

(Voir figure 17)

1.- CHOIX DU MATERIAUX DES CANALISATIONS

★ On opte pour les tuyaux en béton armé car ils sont réalisés avec des diamètres compris entre 0,3 et 3,5 mètres et des longueurs de 6 m. ★

2.- TYPE DE JOINTS

Les joints des tuyaux en béton armé sont réalisés en bannant du mortier de ciment frais dans l'intervalle d'un emboitement aux extrémités des tronçons, pour notre cas, on a choisi des joints de type ROCLA munis des bagues.

3.- POSE DES CONDUITES

La pose des canalisations se fait en tranchée. Les tuyaux doivent être posés de l'aval, l'emboitement est dirigé vers l'amont. Les tuyaux seront posés sur un lit de sable, le callage se fait en mottes de terres tassées. Donc la pose se fait dans l'axe de la chaussée.

4.- REMPLEMENT 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. Il doit être effectué à la main avec le terre des déblais expurgés de tout élément susceptible de porter atteinte aux tuyaux. La seconde fraction de remblai peut être effectué à l'aide d'engins mécaniques.

5.- ENTRETIEN DES RESEAUX D'EGOUTS

L'exploitation des réseaux d'égouts comprend des opérations d'entretien courantes telles que :

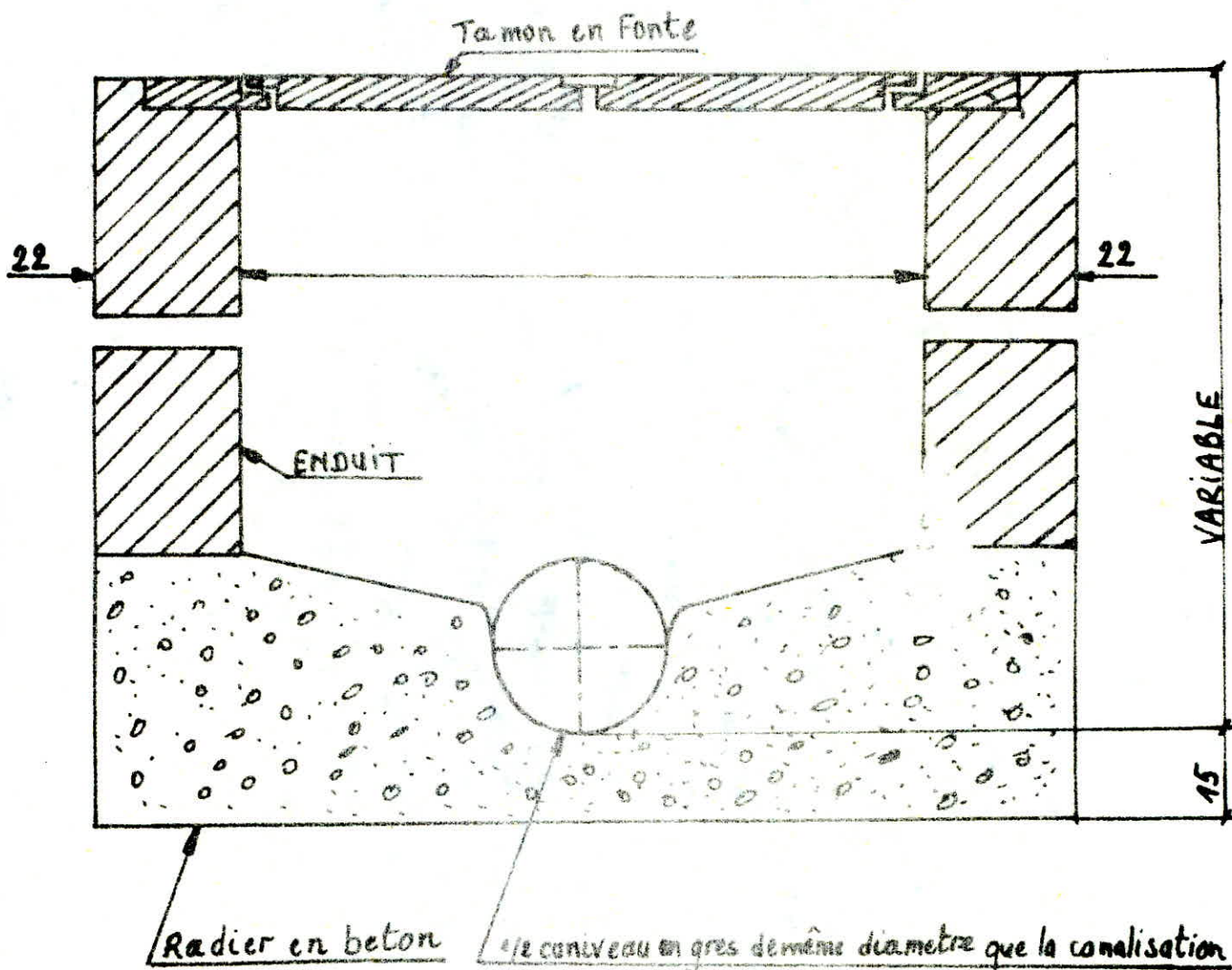
- curage journalier
- nettoyage périodique
- débouchages accidentels

6.- PROTECTION DES CANALISATIONS

Les moyens de protection les plus couramment utilisés sont des revêtements à la base résine époxyde. Divers autres moyens de protection sont utilisés parmi lesquels :

- la mise en place du mortier de ciment allumineux
- le revêtement en caoutchouc chloré etc...

En conclusion, il peut être admis que les réseaux même anciens ne sont que très rarement hors d'usage et qu'avec les procédés modernes beaucoup de collecteurs anciens peuvent être renouvés, tandis que des collecteurs plus récents peuvent être améliorés.



REGARD DE VISITE

- Fig 17 -

BIBLIOGRAPHIE

- HYDRAULIQUE URBAINE (Tome II, III)..... A. DUPONT
- DESTRIBUTION D'EAU DANS LES AGGLOMERATIONS URBAINES ET RURALES C. GOMELLA
et H. GUERRE.
- ALIMENTATION EN EAU DES AGGLOMERATIONS..... P. KOCH
- AIDE-MEMOIRE D'HYDRAULIQUE URBAINE..... J. BONIN
- LES EAUX USEES DANS LES AGG. URBAINES ET RURALES (La collecte).H. GUERRE
C. GOMELLA.
- LONGUEUR FLUIDO-DYNAMIQUE..... G. LAPRAY.
- MANUEL HYDRAULIQUE LANCASTRE.
- HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE..... M. CARLIER
- CATALOGUE DES POMPES..... J. SCHNEIDER.
- CATALOGUE DES POMPES.....

Department - Hydraulique

ARIBI Djamel

BOULAHBEL-Zoubir

Dirigé par Monsieur PIMEROV-ANATOLY.

الموضوع: التفويت بالمياه الصالحة للشرب و تصريف المياه الفقرة امدينة عين وسارة
ملخص:

يمتشي هذا المشروع على دراسة ايمصال انمياه الصالحة للشرب والتطهير
لمدينة عين وسارة الواقعة بولاية الجلفة التي تتسح مساحتها على 366,5
هكتار والتي ستحتوي في العام 2040 على 50660 نسمة .
توزع المياه من النزائيسن الذين يملأون انطلاقا من منخنة
للمياه التي تحتوي على 4 آبار .

SUJET: A.E.P et assainissement de la ville d'AIN-OUESSERA

Résumé du sujet.

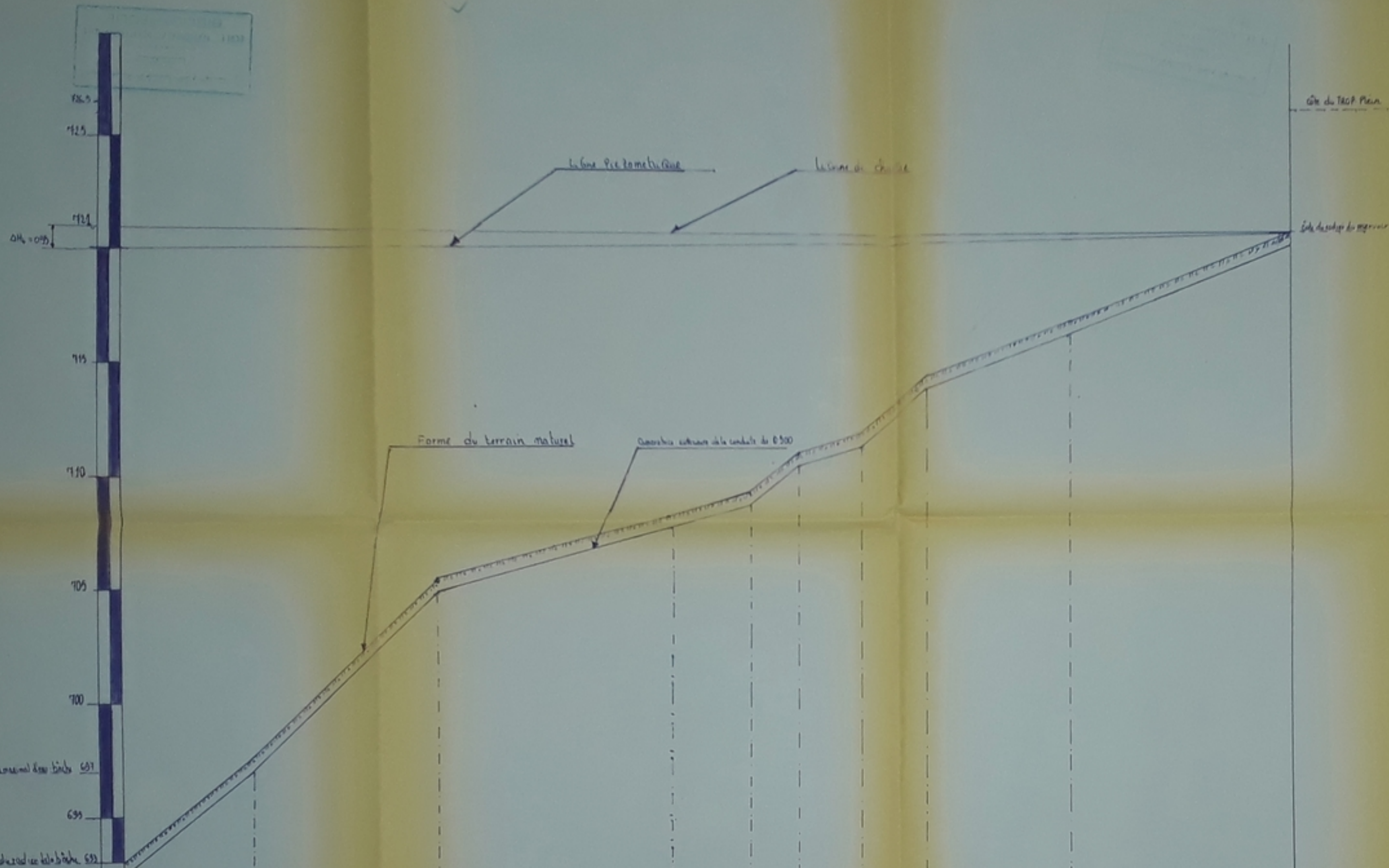
La présente thèse traite de l'étude des besoins en eau potable et
de l'assainissement de la ville d'Aïn-Oussera dans la wilaya de
DJELFA qui s'étale sur une superficie totale de 366,5 Ha avec une
population future de 50660 habitants.
L'eau est distribuée à partir de deux réservoirs jumelés, qui sont
alimentés d'une station de pompage regroupants quatre (04) forages.

SUBJECT: Fresh water supply and drainage system of AIN-OUESSERA

Summary of subject

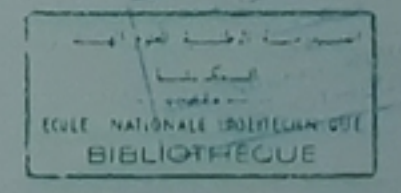
The present thesis deals with the study of drinking water supply
and drainage system to Aïn-Oussera in wilaya of DJELFA.
The town covers an area 366,5 hectares with a futur population of
50660 .
The water is distributed from a water-tonk wich is feeded of the
pompage station content 4 well.

PROFIL EN LONG ADDUCTION BR - R



Ministère de l'Équipement et de la Recherche Scientifique
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

PH00785
 - 04 -



Plan de comparaison	4		2		3		4		5		6		7		8		9	
Numero des Points	171		143		306		405		66		84		90		195		300	
Distances Partielles	171		143		306		405		66		84		90		195		300	
Distances cumulées	171		314		620		1025		1091		1175		1265		1460		1760	
Cotes du terrain	695		705		710		715		720		725		730		735		740	
Cotes Pictométriques	695		705		710		715		720		725		730		735		740	
Cotes de radier	695		705		710		715		720		725		730		735		740	
Pentes en %	2.69		3.25		0.94		1.04		2.72		0.83		3		1.23		1.3	

PROPOSÉ PAR SETHYAL

A.E.P. DE LA VILLE DE AÏN-OUSSERA

PROFIL EN LONG : ADDUCTION BR - R

ÉTABLI PAR M^{re} Z. BOULAHBEL
 M^{re} Dj. ARIBI

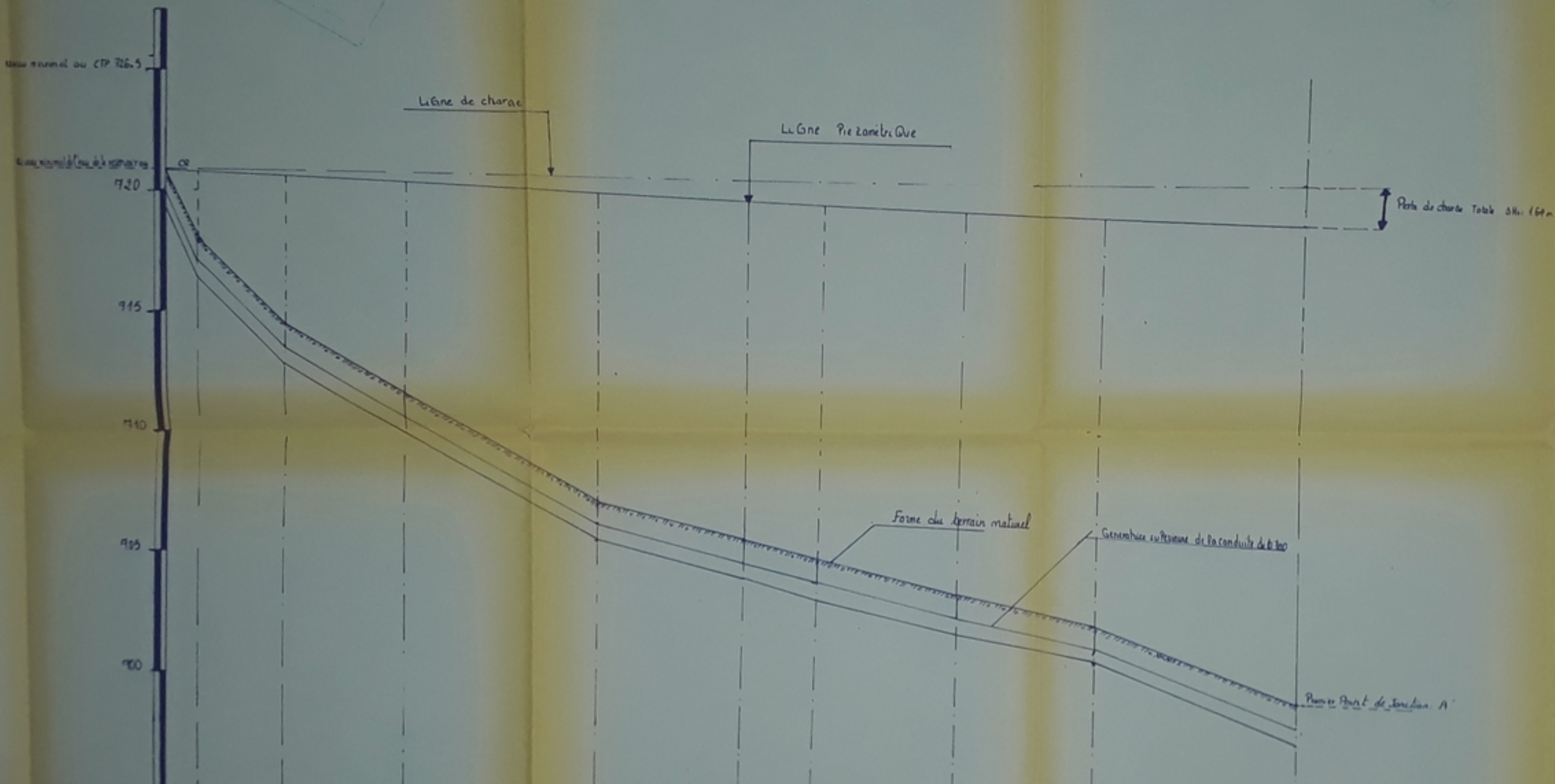
CONTROLÉ PAR M^{re} P. ANATOLY

ÉCHELLES H. 1:5000
 V. 1:100

JANVIER 85

4

PROFIL EN LONG : RESERVOIR - POINT DE JONCTION A

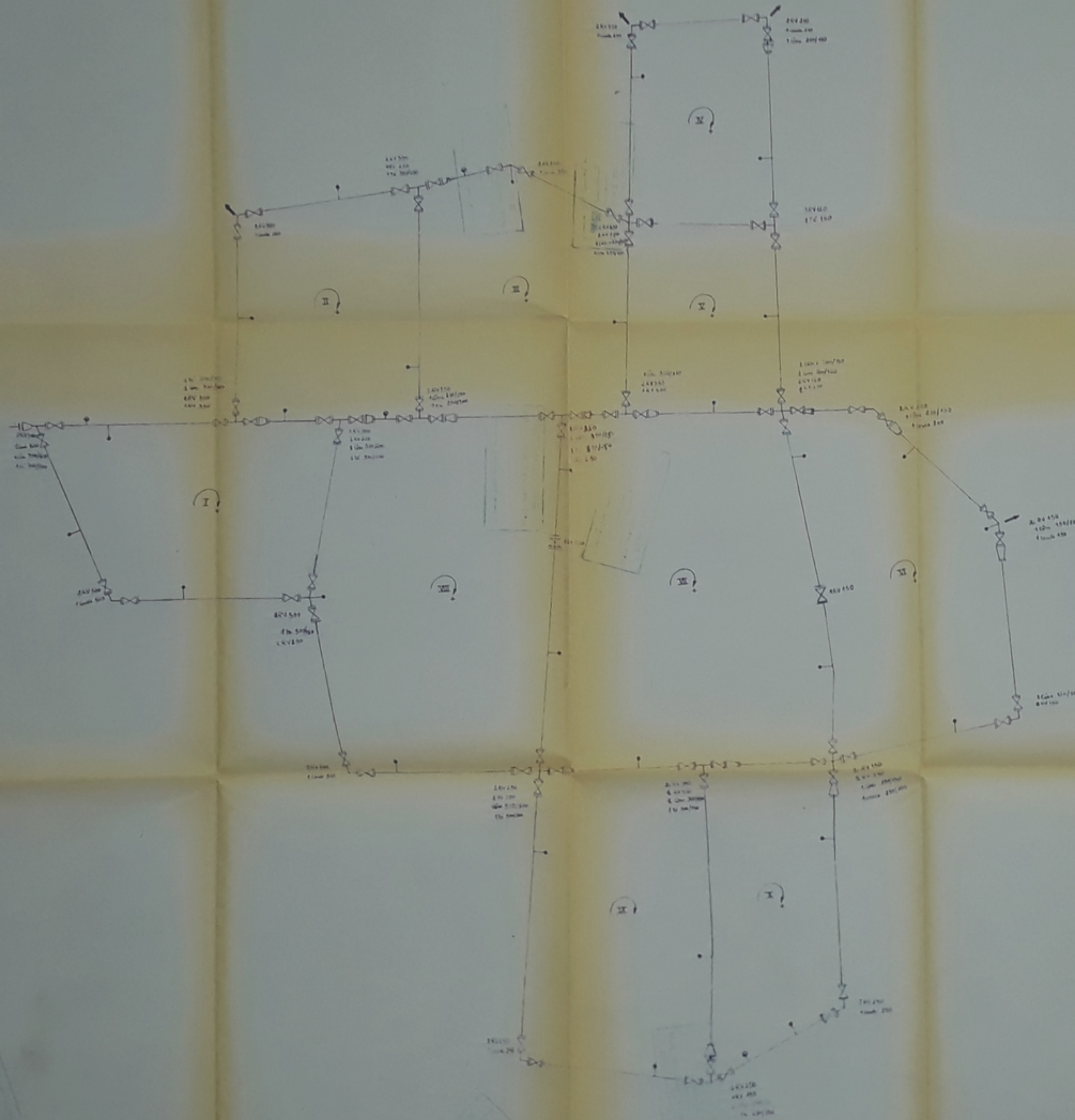


Numero des Points	1	2	3	4	5	6	7	8
Distances Partielles	30	70	100	160	420	60	120	120
Distances cumulées		40	110	170	590	650	770	890
Cotes de terrain	920	915	910	905	900	895	890	885
Pentes	0%	4.30%	2.3%	2.95%	4.25%	1.6%	1.25%	1%
Cotes Piezométr. Que	920	915	910	905	900	895	890	885
Cotes de radier	920	915	910	905	900	895	890	885

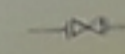
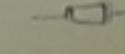
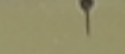
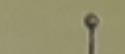
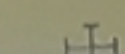
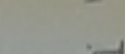

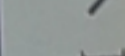

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE
 PH 00785
 -05-
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 BIBLIOTHEQUE

PROPOSE PAR SETHYAL
 AEP AN OUSSERA
 Profil en long R-H Echelle 1/1000
 ETABLI PAR ARIBI . DJ
 BOULABEL . Z Janvier 85
 CONTRÔLE PAR M^Y PIMENOV A 5

ÉQUIPEMENTS DU RÉSEAU DE DISTRIBUTION



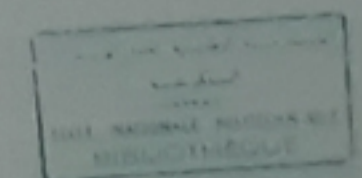
LEGÈNDES

-  Vanne avec joints transversaux
-  Cône de réduction
-  Bouche d'incendie
-  Ventouse
-  Croix à brides
-  Coude à brides
-  Vidange
-  Tête à brides
-  Sens & N° de la maille

Ministère de l'Énergie et des Ressources Canada

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

ptt-187



PROPOSÉ PAR **SÉTHYAL**

ÉTUDE D'A.E.P. DE LA VILLE DE MONTRÉAL

PLAN DU RÉSEAU D'ÉQUIPEMENT HYDRAULIQUES		
ÉTABLI PAR	M. B. BOLLARDEL N° DE RÉG.	JANVIER 1955
CONTROLÉ PAR	M. A. FERRANDY	6

