

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Alimentation en Eau Potable et
Assainissement des Agglomérations de
STAOUELI et de la BRIDJA

Proposé par :
D.H.W. ALGER

Etudié par :
M. KERBOUCHE
M. GHELEM

Dirigé par :
D. S. BEDNARCZYK
M. O. BOUDENE



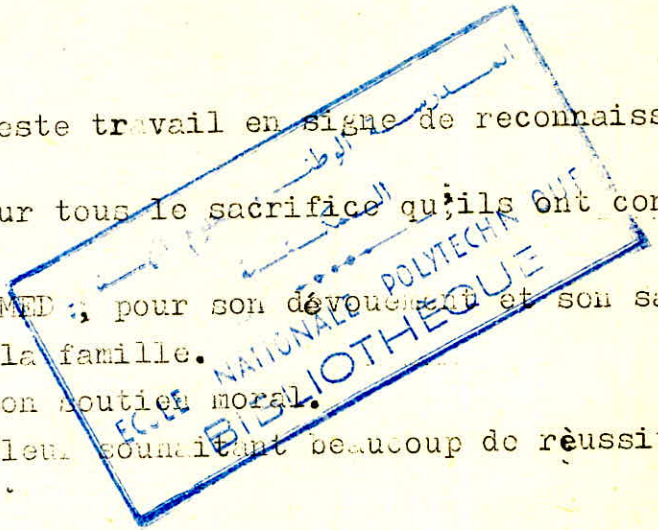
PROMOTION: Janvier 1984

---o-DEDICACES-o---

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

- A mes parents pour tous le sacrifice qu'ils ont consenti a mon égard.
- A mon frère MOHAMED ; pour son dévouement et son sacrifice exemplaires envers la famille.
- A ma soeur pour son soutien moral.
- A mes frères en leur souhaitant beaucoup de réussite dans leurs études.
- A tous mes amis .
- A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

GHELEM Moussa



DEDICACES .

J dedie , ce modeste travail .

- A mes parents pour tous les efforts et le sacrifice consenti à mon égard .
- A mon frère Bouzid et sa femme en leur souhaitant beaucoup de bonheur et de réussite dans leurs vies .
- A mes frères et soeurs .
- A mon oncle Ahmed
- A tous mes Amis (es)
- A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation .

KERBOUCHE Mouloud ;

REMERCIEMENTS /

Qu'il nous soit permis , au terme de cette modeste étude d'exprimer notre profonde gratitude à nos promoteurs Mr Bednarczyk et Mr Boudène , professeur à l'E.H.P pour leurs contribution à l'élaboration de cette thèse . Aussi , nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance à Mr JEUNOT , ingénieur à la D.H.W.A pour ses conseils judicieux et son aide si efficace .

Nous remercions de même tous les professeurs qui ont contribué à notre formation et en particulier Mr KETTAB Ahmed , pour sa gentillesse et son dévouement sans failles, et Mr Gérald LARRAY pour son savoir et son expérience si bénéfiques .

Notre entière reconnaissance aussi à nos amis Mr HENRI HANSOUR Ahmed et Abdelmadjid pour leur aide à l'élaboration de ce mémoire .

Nous nous savons terminer sans exprimer notre respect aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail .

SOMMAIRE .

Avant - Propos

CHAPITRE I : GENERALITES

- 1.1 Introduction
- 1.2 Situation géographique
- 1.3 Relief
- 1.4 Climat
- 1.5 Hydrologie
- 1.6 Contexte communal

CHAPITRE II :

- 2.1 Démographie
- 2.2 Evolution de la population
- 2.3 Base de calcul

CHAPITRE III :

- 3.1 Evaluation des besoins en eau potable
- 3.2 Inventaire des ressources disponibles
- Conclusion
- 3.3 Conduite du Marafran .

.../...

CHAPITRE IV .

ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LA VARIATION DES DEBITS /

CHAPITRE 4 :

- 4.1. Etude des problèmes posés par la variation des débits
- 4.2 Détermination des débits aux noeuds
- 4.3 Répartition des mailles .

CHAPITRE V :

DISTRIBUTION .

- 5.1 Calcul du réseau de distribution
- 5.2 Méthode de calcul
- 5.3 Calcul du coefficient de frottement
- 5.4 Calcul du débit correctif .

CHAPITRE VI :

RESERVOIRS .

- 6.1 Rôle des réservoirs
- 6.2 Type de réservoirs
- 6.3 Capacité théorique des réservoirs
- 6.4 Emplacement du réservoir projeté
- 6.5 Dimensionnement du réservoir
- 6.6 Dimensionnement de la conduite d'amenée
- 6.7 Automatisation
- 6.8 Equipement des réservoirs .

.../...

CHAPITRE VII /

ADDUCTION .

CHAPITRE 7 /

- 7.1 Choix du tracé
- 7.2 Choix du type de tuyaux
- 7.3 Choix du diamètre économique
- 7.4 Bâche de reprise
- 7.5 Choix des pompes .

CHAPITRE VIII /

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE
COUP DE BELIER .

CHAPITRE 8 / Protection des conduites contre les coups de belier

- 8.1 Phénomène du coup de belier
- 8.2 Moyens de protection des installations
- 8.3 Réservoir d'air
- 8.4 Principe de calcul
- 8.5 Construction de l'épave
- 8.6 Conclusion .

.../...

CHAPITRE IX /

POSE DES CONDUITES /

CHAPITRE 9 / Pose des Conduites

- 9.1 Pose des conduites en tranchée
- 9.2 Traversée des routes
- 9.3 Désinfection des conduites .

CHAPITRE X /

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION.

CHAPITRE 10 // Protection des conduites contre la corrosion

- 10.1. Généralités
- 10.2. Corrosion par formation de pile
- 10.3. Corrosion sous l'influence d'une installation
- 10.4. Protection contre la corrosion .

DEUXIEME PARTIE

A S S A I N I S S E M E N T

- Chapitre 1/ Généralités
 - 1.2. Introduction
 - 1.2. Données de base
- Chapitre 2/
 - 2.1. Présentation des deux agglomérations
 - 2.2. Relief
 - 2.3. Climat
 - 2.4. Pluviométrie
 - 2.5. Hydraulogie
 - 2.6. Réseaux existants
 - 2.7. Population actuelle et activité
 - 2.8. Conclusion
 - 2.9. Conditions de fonctionnement
- Chapitre 3/ Etude préliminaire
 - 3.1. Population à l'horizon 2010
 - 3.2. Calcul des débits
- Chapitre 4/ Dimensionnement du collecteur principal
 - 4.1. Notes de calcul
 - 4.2. Profils
 - 4.3. Conclusion du réseau
- Chapitre 5/ Eléments constitutifs d'égouts
 - 5.1. Ouvrages principaux
 - 5.2. Ouvrages annexes
- Chapitre 6/ Pose des canalisations
 - 6.1. Emplacement
 - 6.2. Exécution de la tranchée
 - 6.3. Pose des canalisations en tranchées
 - 6.4. Pose des canalisations en élévation
 - 6.5. Confection des joints
 - 6.6. Epreuve des canalisations et essai du réseau
 - 6.7. Remblaiement des tranchées

- Chapitre 7/ Entretien des réseaux d'égout
- 7.1. Débouchages accidentels
 - 7.2. Curages journaliers
 - 7.3. Nettoyages périodiques
 - 7.4. Recherche de fuites, réparation
- Chapitre 8/ Protection des canalisations

د. محمد بن المصطفى

هذه الأطروحة تتناول دراسة شبكة تجميع المياه المالحة للشرب وشبكة تجميع المياه الموسعة لمدينة سطياولى والقريّة الفلاحية للشورة الزراعيّة البريحيّة التي تبعد عن سطياولى بـ ١٠ كيلومتر وأما
دراسة تجميع المياه المالحة للشرب فتعتمد على :
تجميع المياه عن طريق دفن مياه من مكان الالتقاء بأنبوب مازفيران لجر المياه
توزيع المياه على السكان ،
أما دراسة تجميع المياه الموسعة فتعتمد على دراسة قياسيّة الأنابيب
المبنيّة الرئيسيّة التي تجميع المياه وتصلها إلى مكان الرمى في الأودية ،

Résumé du sujet

La présente thèse traite de l'étude des réseaux d'alimentation en eau potable et d'assainissement des agglomérations de Staoueli et de la Bridja village agricole de la révolution graine situé à un km de Staoueli.

L'A.E.P comprend :

-L'adduction par refoulement pratiqué au moyen d'une bache de reprise à partir d'une jonction avec la conduite d'adduction du Mazafiran.

-La distribution d'eau pour les usagers.

Quant à l'assainissement elle contient :

L'étude du dimensionnement des collecteurs principaux , le rejet se fera directement dans les oueds .

Summary of subject

The present thesis deals with the study of drinking water supply and drainage system to the urban agglomerations around Staoueli, and to the village Bridja, of agricultural revolution, situated at about one km south west of Staoueli.

The study of water supply system mainly composed of :

-Tapping water from the Mazafiran main conduit and pumping the same to the reservoir at Staoueli.

-Distribution system giving details of feeder lines to the usage points.

The study of drainage system comprised of designing the main collector line which receives the waste water from the small drains and the final rejection into the nearby rivers.

AVANT PROPOS

La ville de Staoueli s'est développée d'une façon si importante ces dernières années que la surface urbanisée a quadruplé.

L'extension s'est faite selon trois directions.

La plupart des constructions a servi à la résorption de l'habitat précaire et au relogement des gens qui occupaient des sites dans le domaine touristique.

Le village agricole de la révolution agraire de la Bridja a lui aussi connu une extension considérable.

D'importants programmes de logements sont réalisés dans le cadre de la résorption des bidonvilles. dans le soucis d'améliorer l'aspect général des deux agglomérations, nous projetons dans ce modeste travail l'étude des réseaux d'alimentation en eau potable et d'assainissement.

Chaque agglomération étant dotée d'un-réseau d'A.E.P et d'assainissement indépendant de l'autre.

Nous avons donc jugé utile de procéder séparément à leur étude.

- 2 -

P R E M I E R E P A R T I E

A L I M E N T A T I O N E N E A U P O T A B L E

CHAPITRE : I - GENERALITES

1.1 : INTRODUCTION : L'étude qui va suivre ; sera consacrée en partie à l'alimentation en eau potable des Agglomérations de Staoueli et de la Bridja.

Elle comprendra le calcul du réseau d'adduction et de distribution, conçu pour l'horizon 2010.

1.2. : SITUATION GEOGRAPHIQUE : La Commune de Staoueli est située sur le Littoral Ouest à 22 Km d'Alger et à 8 Km de Chéraga, son Chef lieu de Daïra.

Elle occupe une superficie d'environ 2220 ha et était habitée par 22000 Personnes au 1^{er} Janvier 1983. Elle est délimitée au Nord par la mer méditerranée, à l'Est par l'Oued Boukara qui la sépare de Chéraga, à l'Ouest par la Commune de Zéralda et enfin au Sud par une limite artificielle la séparant de la Commune de Douéra.

Le Village agricole de la révolution agraire (V.A.R.A.) de la Bridja se trouve à 1 Km seulement de la Ville de Staoueli, il est délimité au Sud-Est et Sud-Ouest par la R.N. 11 et la R.N. 41 et par ailleurs par des terres agricoles ; il se situe entre deux carrefours engendrés par la R.N. 11 et la R.N. 41.

1.3. : RELIEF : C'est une plaine légèrement vallonnée, constituée d'une terre légèrement sablonneuse, argilo-sileuse.

1.4 CLIMAT : Tempéré en hiver et plutôt **chaud** en été, doux en hiver et parfois frais. Les gelées sont presque **inéxistantes**. La grêle cause des dégâts en hiver. La pluviométrie est moyenne 700 mm/an mais irrégulière.

1.5. HYDROLOGIE : La région est arrosée des cours d'eau venant des collines du Sahel et qui débouchent dans la mer :

- L'Oued d' Bridja
- L'Oued d' Kerkar
- et le ravin des voleurs (Oued Lagha).

1.6. CONTEXTE COMMUNAL : La commune de Staoueli est divisée en 3 zones :

- La zone agricole
- La zone de détente et des loisirs
- La zone urbaine

La zone agricole : Elle occupe une surface de 275 ha. Aucune nouvelle agglomération ne doit être créée dans cette zone.

La zone de détente et des loisirs : Elle comprend 3 parties :

- Le complexe touristique
- La forêt de Sidi Fredj
- La zone Azur-plage - Palm-Beach.

La ZONE URBAINE : Elle comprend le Chef-lieu de Staoueli et le village de la Bridja, elle constitue l'objet de notre étude, car se situant dans le cadre de l'extension du P.U.P pour laquelle il a été étudié.

CHAPITRE : II

2.1. : DEMOGRAPHIE : D'après les renseignements fournis par le P.U.P. (périmètre d'urbanisme provisoire), la population s'élève à 22128 habitants en 1983 ; répartie comme suit :

- Zone urbaine : 17752 personnes,
- Zone rurale : 3272 personnes,
- Zone touristique : 287 personnes.

La densité moyenne est de 820 habitants au Km².

2.2. : EVOLUTION DE LA POPULATION : La population de la Commune de Staoueli, a connu une évolution considérable. Le taux d'accroissement naturel, calculé sur la base des données de l'état civil, était en 1977 de 3,04%. En 1981, il a progressé à 3,5%.

En 1982, la population communale a été estimée à 21900 habitants. Le taux d'accroissement global est supposé maintenu à 4,9% jusqu'en 1985, où la population serait estimée à 25280 habitants et amélioré à partir de 1985 à 1990 à 4% où la population atteindrait le chiffre de 30760 habitants.

2.3. : BASE DE CALCUL : L'évolution de la population de la commune de Staoueli, est calculé selon la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_o (1 + X)^t$$

ou P_n = étant la population future (2010)

P_o = population actuelle (1983)

X : taux d'accroissement de la population

T : nombre d'années séparant l'année actuelle de l'année future.

EXEMPLE :

$$P_n = 22128 (1 + 0,040)^{27} = 63804 \text{ habitants}$$

$P_0 = 22128$ habitants

$X = 0,04$

$T = 27$ ans

$P = 63804$ habitants (en 2010)

Tableau regroupant l'évolution de la population de 1983 à 2010 pour les différentes zones communales :

Années \ Zones	1983	1990	2000	2010
Urbaine	17752	23361	34580	51186
Rurale	4023	5294	7837	11600
Touristique	353	465	688	1018
Total (habit)	22128	29120	43105	63804

Tableau montrant l'évolution de la population de la Bridja en zone urbaine :

En 1983 la population de la Bridja a été estimée à 1200 habitants.

Années	1983	1990	2000	2010
Nombre d'habitants	1200	1579	2338	3460

Tableau donnant l'évolution de la population du chef-lieu en fonction de la zone urbaine et de la Bridja :

Années \ Zones	1983	1990	2000	2010
Zone urbaine	17752	23361	34580	51186
La Bridja	1200	1579	2338	3460
Staoueli	16552	21782	32242	47726

CHAPITRE III

3.1. EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE :

3.1.1. : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE LA BRIDJA : D'abord on envisage l'étude des besoins en eau pour le village agricole de la Bridja pour 2 horizons :

- L'horizon 2000 considéré comme moyen terme
- L'horizon 2010 considéré comme long terme.

3.1.1.1. : BESOINS EN EAU POUR LE MOYEN TERME : (2000)

a/ BESOINS DOMESTIQUES : On estime une consommation moyenne journalière de 100l/j/ hab

POPULATION	Consommation Moyenne Journalière	Consommation Moyenne Journalière
Habitants	1/ j/hab	m ³ /j
2338	100	233,80
		{ : 233,80

b/ BESOINS SCOLAIRES :

Nature de l'établissement	Nombre d'élèves	Moyenne Journalière l/j/élève	Consommation Moyenne Journalière m ³ /j.
2 Ecoles primaires	973	70	68,11
1. C.E.M.	770	70	53,90
			{ : 122,01

c/ BESOINS SANITAIRES :

Nature de l'établissement	Nombre de Lits	Consom. Moyenne Journalière l/j /Lit	Consom. Moyenne Journalière m ³ /j
1 Polyclinique	40	150	6,00
			{ : 6,00

d/ BESOINS MUNICIPAUX :

NATURE DE L'ETABLISSEMENT	CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE (M ³ /J)
1 Souk-El-Fellah	4,00
1 Mosquée	9,00
1 Antenne A.P.C.	2,00
1 Antenne P.T.T.	2,00
	(: 17,00

RECAPITULATION DES DIFFERENTS TYPES DE BESOINS (2000)

TYPE DE BESOINS	CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE (M ³ /j)
Domestiques	233,80
Scolaires	122,01
Sanitaires	6,00
Municipaux	17,00
	{ : 378,81

3.1.1.2. : BESOINS EN EAU POUR LE LONG TERME (2010)

a/ BESOINS DOMESTIQUES : La consommation moyenne journalière est maintenue à 100 l/j/hab-

POPULATION	CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE
Habitants	l/j /hab m ³ /j
3460	100 346,00
	{ : 346,00

b) Besoins scolaires :

Nature de l'établissement	Nombre d'élève	Consommation moyenne journalière	
		l/j /élève	m ³ / J.
2 écoles primaires	973	80	77,84
1 C.E.M	770	80	61,60
Σ			139,44

c) Besoins sanitaires :

Nature de l'établissement	Nombre de lits	Consommation moyenne journalière	
		l/j élève	m ³ /j.
1 Polyclinique	40	200	8,00
Σ			8,00

b) besoins municipaux :

Nature de l'établissement	consommation moyenne journalière : m ³ /J.
1 Souk-El-Fellah	5,00
1 Mosquée	10,00
1 Antenne A.P.C	2,00
1 Antenne P.T.T	2,00
$\Sigma = 19,00$	

Récapitulation des différents types de besoins (horizon 2010)

Types de besoins	consommation moyenne journalière m ³ /J.
Domestiques	346,00
Scolaires	139,44
Sanitaires	8,00
Municipaux	19,00
Σ	
	512,44

Dans tout réseau, quelque soit son état, il existe toujours des fuites et des pertes au niveau des joints à cause des cassures dans les conduites, les robinets. Nous devons prendre alors en considération ces pertes et fuites probables que nous évaluons à 15% de la consommation moyenne journalière.

Horizons	Consommation moyenne journalière m ³ /J	Majoration 15% : m ³ /J.	Consommation journalière total m ³ /J.
2000	378,81	56,82	435,63
2010	512,44	76,87	589,31

- Tableau récapitulatif des différents résultats :

Horizons	2000	2010
Consommations totales		
en m ³ /J.	435,63	589,31
en m ³ /h.	18,15	24,55
en l / S.	5,04	6,82

3.1.2 : Besoins en eau pour la ville de Staoueli :

Même procédé de calcul, que celui exécuté précédemment également pour 2 termes : le moyen et le long.

3.1.2.1 : Besoins en eau pour le moyen terme (2000)

a) besoins domestiques : on estimera une consommation moyenne journalière de 150 L/J./hab.

Population	Consommation moyenne journalière	
	l/j. / hab	m ³ /J.
32242	150	4836,30
		: 4836,30

b) besoins scolaires :

Nature de l'établissement	nombre d'élèves	consommation moyenne journ.	
		l/j. élèves	m ³ /J.
10 Ecoles primaire	5863	70	410,41
3 C.E.M	4254	70	297,78
1 Lycée	700	70	49,00
1 Technicum	700	80	56,00
4 C.F.P.A	1230	80	98,40
2 Crèches	160	70	11,20
		: 922,79	

c) besoins sanitaires:

Nature de l'établissement	nombre de lits	consommation moyenne journalière	
		l/J. / lit	m ³ /J.
5 Centres de Santé	-	1500	1,50
1 Polyclinique	50	400	20,00
		: 21,50	

c) Besoins municipaux

Nature de l'établissement	consommation moyenne journalière m ³ /J.
1 Bibliothèque	2,00
1 Cinéma	2,00
95 Commerces	9,00
6 Services	10,00
1 Hotel	10,00
1 Mosquée	5,00
2 Salles de prières	10,00
5 Stades et salles de sport	10,00
	Σ = 58,00

N.B : Les commerces sont répartis comme suit :

- Commerces à caractère agricole et alimentaire : 48
- Commerces à caractère artisanal : 38
- Autres : 9

Les services englobent : 2 Hammams et 3 Stations d'essence.

Tableau récapitulatif des différents types de besoins pour l'horizon 2000

Types de besoins	Consommation moyenne journalière m ³ /J.
Domestiques	4836,30
Scolaires	922,79
Sanitaires	21,50
Municipaux	58,00
	Σ = 5838,59

3.1.2.2 : Besoins en eau pour le longterme (2010)

a) besoins domestiques : une consommation moyenne journalière de 200 l/J. hab. est acceptable :

Population	consommation moyenne journalière	
habitants	l/J./ hab.	m ³ /J.
47726	200	9545,20
		∑ 9545,20

b) besoins scolaires :

Nature de l'établissement	nombre d'élèves	consommation moyenne journ.	
		l/J./hab.	m ³ /J.
10 écoles primaires	5863	80	469,04
3 C.E.M	4254	80	340,32
1 Lycée	700	80	56,00
1 Technicum	700	80	56,00
4 C.F.P.A	1230	90	110,70
2 Crèches	160	70	11,20
			∑ 1043,26

c) besoins sanitaires :

nature de l'établissement	nombre de lits	consommation moyenne journ.	
		l/ J/lit	m ³ /J.
5 XCentres de santé	..	1500	1,50
1 Polyclinique	50	600	20,00
			∑ 21,50

d) besoins municipaux :

Nature de l'établissement	consommation moyenne journalière m ³ /J.
1 Bibliothèque	2,00
1 Cinéma	2,00
95 Commerces	9,00
6 Services	12,00
1 Hotel	11,00
1 Mosquée	6,00
2 Salles de prières	10,00
5 Stades et salles de sport	10,00
	Σ : 62,00

Tableau récapitulatif des différents types de besoins (2010)

Types de besoins	consommation moyenne journalière m ³ /J.
Domestiques	9545,20
Scolaires	1043,26
Sanitaires	21,50
Municipaux	62,00
	Σ : 10671,96

N.B / compte-tenu des pertes et des fuites probables dans le réseau de distribution, on prévoit une majoration de 15% sur le débit moyen journalier.

Tableau donnant le debit total tenant compte des pertes et fuites :

Horizon	consommation moyenne journalière m ³ /J.	Majoration 15% : m ³ /J.	consommation journalière total m ³ /J.
2000	5838,59	875,79	6714,38
2010	10671,96	1600,79	12272,75

Tableau récapitulatif des différents résultats :

Horizons	2000	2010
consommations totales		
en m ³ /J.	6714,38	12272,75
en m ³ /H	279,76	511,36
en l/s	77,71	142,05

3.2. : Inventaire des ressources disponibles :

3.2.1 : Inventaire des ressources disponibles de la Bridja :

Le village agricole de la Bridja est alimenté actuellement par un forage qui débite 30 m³/h soit 720 m³/J.

3.2.1.1 - Bilan pour le moyen terme : 2000

besoins totaux : 435,63 m³ /J.
 Ressources disponibles : 720 m³/J.
d'où un supplément de : 284,37 m³/J.

car $720 - 435,63 = 284,37$ m³/J.

3.2.1.2 - Bilan pour le longterme (2010)

besoins totaux : 589,31 m³/J.
 Ressources disponibles : 720 m³/J.
d'où un suppléments de : 130,69 m³/ J

car : $720 - 589,31 = 130,69$ m³/J.

CONCLUSION : on remarque que pour le moyen et le long terme on se trouverait avec un supplément d'eau ; par conséquent la population de la Bridja ne souffrira pas d'un manque d'eau. D'autres parts et dans le contexte du P.U.P la Bridja, doit cesser son extension, celle-ci ne pouvant se faire au détriment des terres agricoles (le village étant delimité par des terres agricoles) partant de toutes ces considérations, il s'avererait inutile de chercher d'autres ressources en eau potable.

- Tableau récapitulatif

Horizons	débits de consommation totale journalière m ³ /J.	ressources disponibles m ³ /J.	Supplément		
			m ³ /J	m ³ /h	l/s
2000	435,63	720	284,37	11,85	3,29
2010	589,31	720	130,69	5,44	1,51

3.2.2 : Inventaire des ressources disponibles pour la ville de Staoueli :

La ville de Staoueli est alimentée actuellement par 4 forages et une source dont les caractéristiques sont :

- la sources : 40 m³ / h.
- 2 puits : de 14 et 18 m de profondeur : 60 m³ /h chacun.
- un forage (sonde) : 40 m³ /h.
- 1 autre puits : 20 m³ / h (situé au quartier des abattoirs)

outre celà, Staoueli est dotée d'une autre source d'alimentation à partir d'une jonction faite sur la conduite du Mazafran débitant 36 l/s, soit 129,60 m³ / h.

Bilan des ressources actuelles :

$$\text{total} = 60 + 60 + 40 + 20 + 40 + 129,6 = 349,60 \text{ m}^3 / \text{h.}$$

3.2.2.1 - Bilan moyen terme : (2000)

$$\text{besoins totaux} : 6714,38 \text{ m}^3 / \text{J.}$$

$$\text{ressources disponibles} : 8390,40 \text{ m}^3 / \text{J.}$$

$$\text{d'où un supplément de} : 8390,40 - 6714,38 = 1676,02 \text{ m}^3 / \text{J.}$$
$$= 19,40 \text{ l/s}$$

3.2.2.2 - Bilan long terme (2010)

$$\text{besoins totaux} : 12272,75 \text{ m}^3 / \text{J.}$$

$$\text{ressources disponibles} : 8390,40 \text{ m}^3 / \text{J.}$$

$$\text{d'où un déficit de} : 12272,75 - 8390,40 = 3882,35 \text{ m}^3 / \text{J}$$
$$= 44,93 \text{ l/s.}$$

Tableau récapitulatif:

Horizons	débit de consommation totale journalière m ³ /J	ressources disponibles m ³ /J	Supplément			Déficit		
			m ³ /J.	m ³ /h	l/S	m ³ /J.	m ³ /h	l/S.
2000	6714,38	8390,40	1676,02	69,83	19,40	0	0	0
2010	12272,75	8390,40	0	0	0	3882,35	161,76	44,93

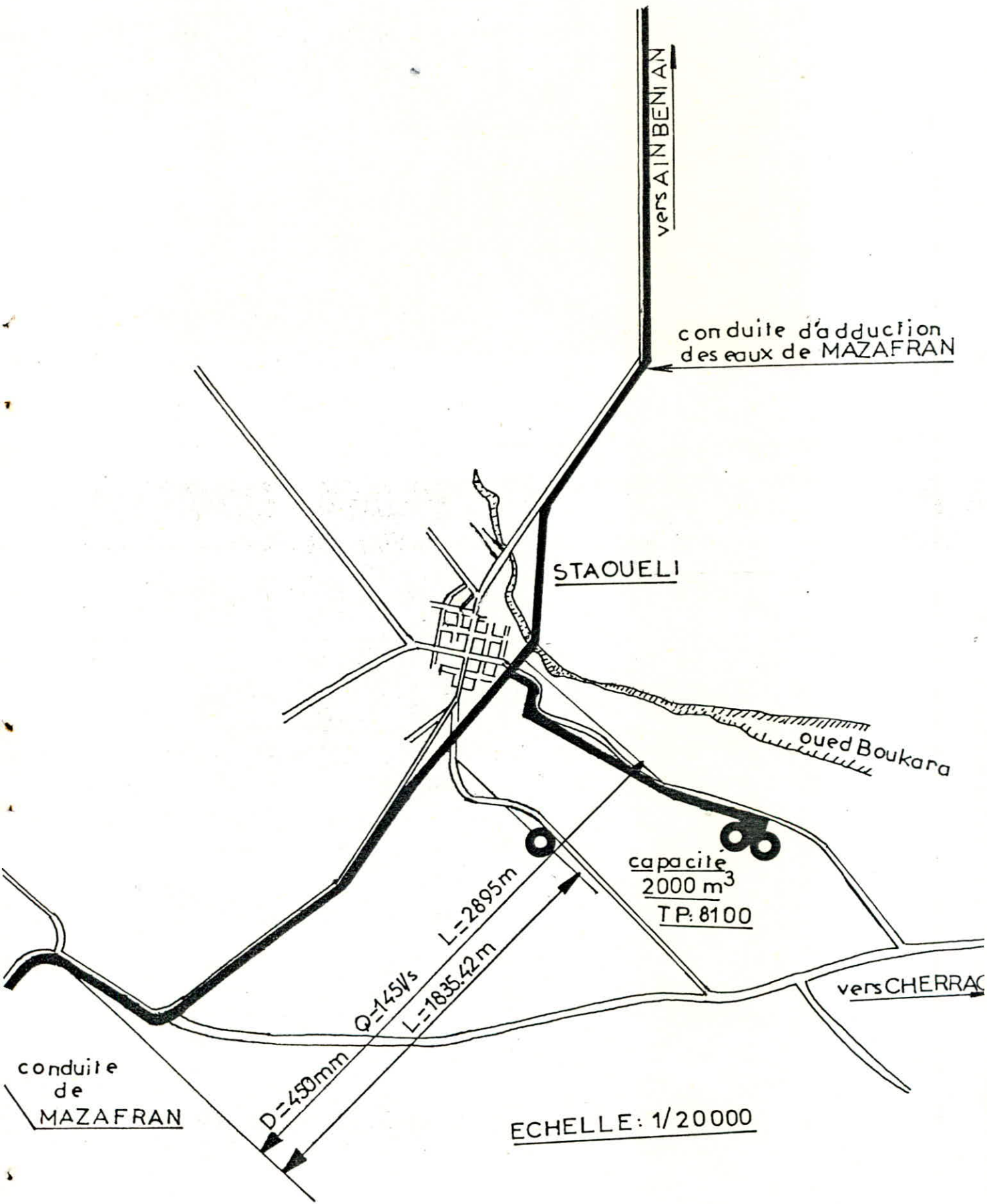
- Conclusion : Pour le moyen terme, les ressources disponibles actuellement se révèlent largement suffisantes.

Par contre pour le long terme, l'on se trouverait en présence d'un déficit, d'où la nécessité d'autres ressources compensatoires.

La solution à envisager étant de procéder à une jonction sur la conduite d'adduction de Mazafran qui longe toute la région jusqu'à Ain-Benian.

Cette solution est en effet la meilleure, d'autant plus que le champ captant de la région de Staoueli est actuellement surexploité et ne peut faire l'objet d'autres forages.

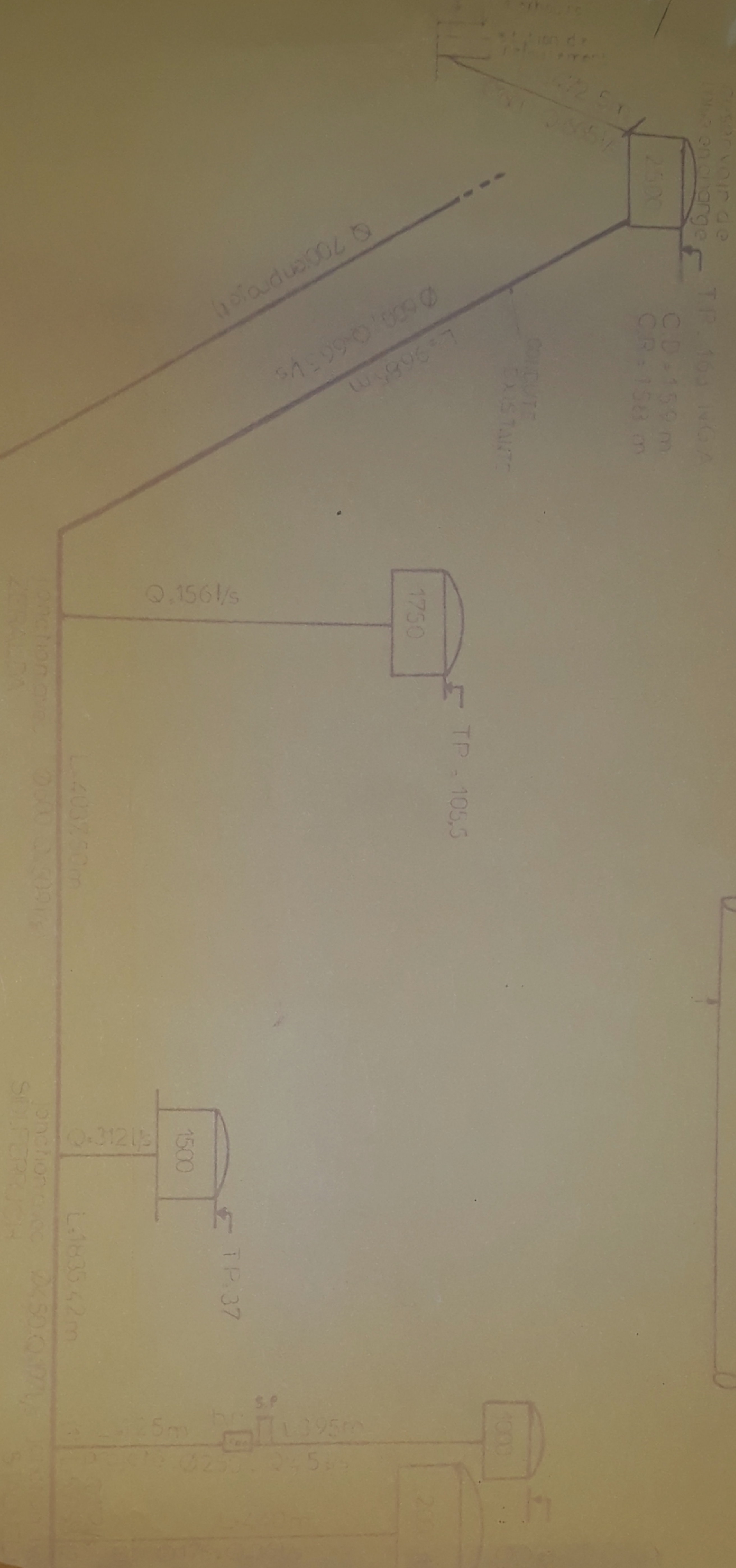
Par conséquent le déficit envisagé sera couvert par une nouvelle jonction sur la conduite de Mazafran.



SCHEMA DE LA CONDUITE D'ADDUCTION DE MAZAFRAN

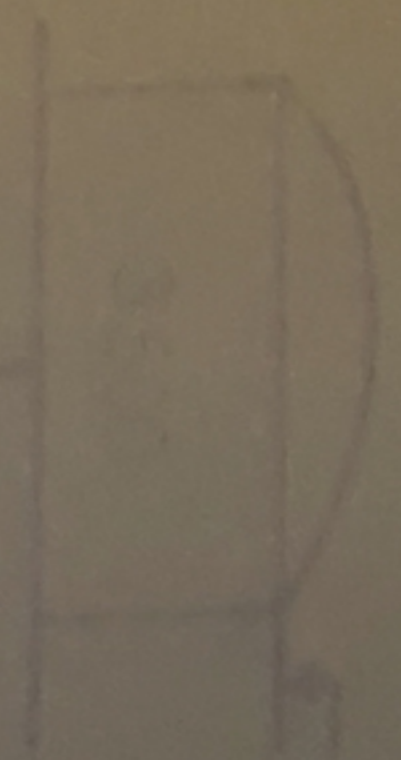
PH 029 84 Avant p. 19

SCHEMA



PH 029 84 Avant p. 19

$= 104,53 \text{ N.G.A}$
 $= 98,53 \text{ m}$
 $= 98,03 \text{ m}$



La conduite d'adduction de Mazafran :

Le débit total transité par la conduite est de 665 l/s.

Le long de la conduite, il existe trois jonctions :

- La jonction de Zéralda avec un débit $Q = 156$ l/s
- La jonction de SIDI Fredj, $Q = 312$ l/s
- La jonction de Staoueli débitant $Q = 36$ l/s

La nouvelle jonction projetée a un débit $Q = 45$ l/s. Le reste du débit véhiculé par la conduite de Mazafran est desservi pour Aïn Bénian (Zone basse).

Ce débit alimente cette zone habitée par 40.000 habitants. Les autres zones seront alimentées par la conduite de diamètre ϕ 700 qui sera posée en parallèle avec la conduite existante.

La conduite de 700 mm ne fera pas de service en route, mais elle servira de secours en cas d'insuffisance de débit pour la conduite existante.

Vérification de la pression pour le réservoir existant (R.E)

- 1/ Pour une rugosité absolue $\xi = 0,1$ mm, la pression est suffisante
- 2/ Pour une rugosité absolue $\xi = 0,4$ mm.

a- tronçon du réservoir de mise en charge R.M.C - jonction de Zéralda

$$\phi = 600 \text{ mm}$$

$$l = 9685 \text{ m}$$

$$Q = 665 \text{ l/s} = 0,665 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\xi = 0,4 \text{ mm}$$

$$\nu = 10^{-6} \text{) pour tous les tronçons}$$

le gradient de la perte de charge :

$$j = 0,00852724$$

$$\Delta ht = 94,97 \text{ m}$$

b- tronçon de Zéralda - jonction de Sidi Fredj :

$$\phi = 400 \text{ mm}$$

$$l = 4037,5 \text{ m}$$

$$Q = 509 \text{ l/s} = 0,509 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$J = 0,00501979$$

$$\Delta ht = 23,31 \text{ M}$$

c- tronçon de Sidi Fredj - jonction de Staoueli (1)

$$\phi = 450 \text{ mm}$$

$$l = 1835,42 \text{ m}$$

$$Q = 194 \text{ l/s} = 0,197 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$J = 0,00342201$$

$$\Delta ht = 7,22 \text{ m}$$

d- tronçon de jonction de Staoueli (1) - jonction de Staoueli (2)

$$\phi = 450 \text{ mm}$$

$$l = 559,58 \text{ m}$$

$$Q = 152 \text{ l/s} = 0,152 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$J = 0,00205405$$

$$\Delta ht = 1,32 \text{ m}$$

La somme des pertes de charge le long de tous les tronçons

$$\Delta ht = 94,97 + 23,31 + 7,22 + 1,32 = 126,82 \text{ m}$$

La cote du réservoir de mise en charge ; CR = 158 m

$$158 - 126,82 = 31,18 \text{ m}$$

ou bien en fonction du trop-plein :

$$163 - 126,82 = 36,18 \text{ m}$$

On constate que la pression est insuffisante.

On proposera de renouveler le tronçon du R.M.C. - jonction de Zéralda ayant un diamètre de 600 mm, en le changeant par un tronçon de 700 mm de diamètre. Le gradient de la perte de charge sera ainsi :

$$J = 0,0038293594$$

$$\Delta ht = 42,65 \text{ m}$$

En fonction du diamètre de 700 mm, on trouve :

$$\Delta ht = 42,65 + 23,31 + 7,22 + 1,32 = 74,5 \text{ m}$$

$$158 - 74,5 = 83,5 \text{ m}$$

La pression de l'eau à son arrivée dans le réservoir sera de :

$$83,5 - 77,08 = 6,42 \text{ m d'eau}$$

On constate que cette fois-ci la pression est suffisante. Pour le réservoir projeté, la pression étant insuffisante, cela nécessitera l'étude d'une station de pompage.

CHAPITRE IV

4.1. Etude des problèmes posés par la variation des débits :

Les problèmes posés par les variations des débits ont trait aux pointes journalières, mensuelles et saisonnières.

On distingue :

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

En raison de toutes ces variations, il y'a lieu d'appliquer au débit moyen, un coefficient de majoration pour obtenir la valeur du débit de pointe du jour le plus chargé de l'année.

Ce coefficient varie entre 1,15 et 4,30 (d'après les statistiques faites par A. Dupont : " Hydraulique urbaine ").

4.1.1. Coefficient journalier K_J

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

Pour une ville de quelques dizaines de milliers d'habitants ce coefficient à une valeur moyenne de : 1,5

4.1.2. Coefficient horaire K_0

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

Pour une même population, le coefficient horaire peut atteindre une valeur moyenne de 2,00 ; qui paraît admissible.

4.1.3. Coefficient de pointe K_p

$$K_p = K_0 \cdot K_J = 2,00 \cdot 1,5 = 3,0$$

La valeur de ce coefficient signifie que le débit desservi en 24 heures, pourra l'être en 8 h.

A partir de la consommation de pointe seront dimensionnés, le réservoir les conduites principales partant de celui-ci, ainsi que le réseau de distribution.

Les dimensionnements de ces derniers seront calculés pour l'horizon 2010.

Pour calculer les demandes en eau des deux agglomérations, nous avons partagé la ville de STAOUELI et le village de la Bridja respectivement en 9 et 3 zones.

Les résultats de ces calculs sont portés dans les tableaux qui suivront.

4.2. Détermination des débits aux noeuds (Horizon 2010)

Pour des contraintes d'ordre topographique, nous avons été obligés de procéder au partage de la ville de STAOUELI en 2 zones. Chaque zone sera dotée d'un réseau indépendant.

- Un réseau destiné à la zone haute de faible densité de population
- L'autre réseau est destiné à la zone basse de forte densité de population.

Cette séparation constitue un excellent palliatif, car elle permet une distribution plus souple, avec des pressions au sol convenables.

4.2.1. Méthode de calcul des débits aux noeuds :

Se basant sur le plan d'urbanisme, on déterminé le réseau schématique des canalisations, ce dernier a été tracé en fonction des structures d'habitat tout en suivant le cheminement des rues.

Pour calculer le débit en chaque noeud, on procède par la délimitation de la zone desservie par ce noeud, en nous servant de la méthode des médianes.

Ayant la densité ; le nombre d'habitants, et la consommation spécifique, correspondants à chaque zone, nous déduisons le débit de chaque noeud qu'on multipliera par le coefficient de pointe ($K = 3$).

4.2.2. Formules de calcul :

- La consommation spécifique : (q) ; $q = \frac{Q_M}{N_M}$ ($l/j/hab$)
- La densité moyenne : (d) ; $d = \frac{N_M}{S_M}$: (hab/ha)

- Le nombre d'habitants par maille : N_m (hab)
- La superficie de la maille : S_m : (ha)
- La consommation moyenne par maille : Q_m (l/s)
- La consommation **per noeud** : (Q_i) ; $Q_i = N_i \cdot q_i$: (l/s)
- La population en un noeud : $N_i = S_i \cdot d$ (hab)
- La surface desservie par le noeud : S_i (ha)

4.3. Répartition des mailles :

Le réseau de distribution de la ville de STAOUELI comprend 9 mailles : 6 pour la zone basse et 3 pour la zone haute.

Le village de ~~le~~ Bridja quant à lui comprend 3 mailles. Le calcul des populations, surfaces, densités ainsi que les débits moyens et maximums pour chacune des mailles est porté dans les tableaux qui vont suivre

Le dimensionnement du réseau de distribution se fait pour l'horizon 2010

Le calcul des débits aux noeuds est porté aux tableaux suivants.

L A B R I D J A (Horizon 2010)

Répartition des mailles :

Maille	Population	Surface (ha)	Densité hab/ha
I	1439	41,72	35
II	1371	46,20	30
III	650	26,80	24

Tableau des débits de consommation pour chaque maille :

Mailles	Population	Dotation l/j/hab	Consommation domestique m ³ /j	Consommation Collective m ³ /j	Consommation Municipale m ³ /j	Débit de consommation m ³ /j	Débit moyen majoré de 15 % m ³ /j
I	1439	100	143,90	44,62	/	188,52	216,80
II	1371	100	137,10	43,62	14,0	194,72	223,93
III	650	100	65,00	64,20	/	129,20	148,58
							: 589,31

$$Q = 589,31 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_{\text{max}} = 20 \text{ l/s}$$

STA OUELI ((h o r i z o n 2 0 1 0))

TABLEAU DE CALCUL DE LA POPULATION ET DES DEBITS DES DIFFERENTES ZONES

Zones	Populations	Dotation l/j/hab.	Consommation domestique m3/j	Consommation Collective m3/j	Consommation muni- cipale m3/j	Débits de consom- mation m3/ .j	Débit moyen majoré de 15 % m3/j
I	9069	200	1813,80	/	/	1813,80	2085,87
II	4782	"	956,40	87,76	48,15	1092,31	1256,15
III	1374	"	274,80	145,10	30,50	450,40	517,96
IV	7484	"	1497,00	140,35	18,60	1655,95	1904,34
V	6273	"	1255,00	100,15	13,55	1368,70	1574,01
VI	5905	"	1181,00	94,05	30,50	1305,55	1501,38
VII	9571	"	1914,20	145,40	54,50	2114,10	2431,21
VIII	1320	"	264,00	86,85	12,20	363,05	417,51
IX	1945	"	389,00	100,80	18,30	508,10	584,31
							12.272,74

Horizon 2010

La Bridja

calcul des débits de soutirage:

N° des points	N°S des points	Surface (ha)	Densité (hab/ha)	Population (hab)	Consommation - Lon & pcc - figure 1/1	Consommation journalière m ³ /j	Concentration journalière l/l	Coeff de pointe K=3	debit soutirage au pic m ³ /s	debit soutirage moyen m ³ /s
1	I	6,80	35	238	150,66	35,86	0,4150	3	1,2450	1,2
	II	6,60	30	198	163,33	32,34	0,3743	"	1,1939	1,1
	III	3,60	24	230	232,52	53,48	0,6189	"	1,8567	1,3
2	I	5,57	35	195	150,66	29,38	0,3400	"	1,0200	1,0
3	I	10,52	35	368	150,66	55,44	0,6416	"	1,9200	1,9
4	I	6,03	35	211	150,66	31,79	0,3679	"	1,1037	1,1
5	I	6,17	35	216	150,66	32,54	0,3766	"	1,1257	1,1
	II	9,30	30	279	163,33	45,57	0,5274	"	1,5322	1,6
6	I	6,60	35	231	150,66	34,80	0,4028	"	1,2034	1,2
	II	3,42	24	82	232,52	19,01	0,2200	"	0,6600	0,7
7	III	6,40	24	154	232,52	85,80	0,4143	"	1,2420	1,2
8	III	2,34	24	57	232,52	13,25	0,1533	"	0,4599	0,4
9	II	4,93	30	238	163,33	38,37	0,4498	"	1,3434	1,3
	III	4,37	24	114	232,52	27,20	0,3148	"	0,9444	0,9
	IV	5,00	30	150	163,33	24,499	0,2835	"	0,8500	0,8
11	II	3,93	30	118	163,33	19,272	0,2280	"	0,6600	0,6
12	II	8,03	30	103	163,33	16,704	0,1933	"	0,5800	0,6
13	II	3,80	30	265	163,33	43,20	0,5000	"	1,5000	1,5

Σ 589,31

2:10

Q = 589,31 m³/s

Q max = 20 l/s

S T A O U E L I - Zone Haute (Horizon 2010)

Répartition des mailles :

Mailles	Population	Surface (ha)	Densité hab/ha
I	9069	41,535	218
II	4782	29,315	163
III	1374	30,820	45

Tableau des débits de consommation pour chaque maille :

Mailles	Populations	Dotation l/j/hab	Consomma- tion do- mestique m ³ /j	Consom- mation collec- tive m ³ /j	Consom- mation munici- pale m ³ /j	Débit de consomma- tion m ³ /j	Débit majo à 15 % m ³ /j
I	9069	200	1813,80	/	/	1813,80	2.085,87
II	4782	200	956,40	87,76	48,15	1092,31	1.256,15
III	1374	200	274,80	145,10	30,50	450,40	517,96
							3.859,98

$$Q = 3859,98 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{max}} = 134 \text{ l/s}$$

Horizon 2010
Zone haute

Calcul des débits de soutirage

pts des rivières	NE de la rivière	surface (ha)	Densité (hab/ha)	population (hab)	consomma- tion spéci- fique l/2	consomma- tion journali- ère m ³ /j	consomma- tion journalière l/2	coeff. de perte K ₂₀	débit capté au volume l/2	de la rivière
1	I	5 115	218	1115	2,000	256,45	2,97	3	8,94	9
	II	7 200	163	1174	262,68	308,39	3,57		46,74	10
2	I	4 340	218	946	230,00	214,58	2,52	3	7,68	8
3	I	6 490	218	1416	230,00	325,68	3,77	3	11,34	11
4	I	3 845	218	795	230,00	182,85	2,11	3	6,33	6
5	I	7 380	218	1740	230,00	400,20	4,63	3	13,89	14
6	I	16 025	218	3057	230,00	703,11	8,14	3	24,23	24
	II	4 340	163	707	262,68	185,72	2,15		6,45	6
7	II	1 45	163	243	262,68	63,83	0,74	3	2,23	2
8	II	1 86	163	303	262,68	79,59	0,92	3	3,46	3
9	II	5 450	163	838	262,68	223,26	2,70	3	8,10	8
	III	3 400	45	153	376,97	57,68	0,67		2,01	2
10	III	3 475	45	151	376,97	114,63	1,66	3	4,98	5
11	III	4 237	45	191	376,97	72,00	0,83	3	2,49	2
12	III	2 870	45	129	376,97	48,63	0,56	3	1,68	2
13	III	4 580	45	206	376,97	77,66	0,89	3	2,64	3
14	III	3 730	45	168	376,97	63,33	0,73	3	2,19	2
15	III	3 240	45	146	376,97	55,04	0,64	3	1,92	2
	II	0,640	163	104	262,68	27,32	0,31		0,93	1
16	II	1 880	163	306	262,68	80,38	0,93	3	2,79	3
17	II	2 530	163	412	262,68	108,22	1,25	3	3,75	4
18	II	3 960	163	645	262,68	169,43	1,96	3	5,88	6

Σ 3859,98

Σ 38

S T A O U E L I

Zone basse - (Horizon 2010)

Répartition des mailles

Mailles	Populations	Surface (ha)	Densité hab/ha
I	7.582	35,750	212
II	6.947	56,695	122
III	6.850	29.235	234
IV	8.947	77,590	115
V	1.050	55,240	19
VI	1.125	84,920	13

Tableau des débits de consommation pour chaque maille :

Maille	Populat.	Dotation l/j/hab	Consomma- tion domes- tique m3/j	Consomma- tion collective m3/j	Consommation municipale m3/j	Débit de consomma- tion m3/j	Débit majoré 15 %
I	7.582	200	1516,40	138,25	20,70	1675,35	1.926,65
II	6.947	200	1389,40	95,50	18,20	1503,10	1.728,56
III	6.850	200	1370,00	94,15	30,40	1494,55	1.718,73
IV	8.947	200	1789,40	143,60	56,30	1989,30	2.287,69
V	1.050	200	210,00	86,85	12,20	309,05	355,41
VI	1.125	200	225,00	97,98	21,12	344,10	395,72
							8.412,76

$Q = 8.412,76 \text{ m}^3/\text{j}$

$Q_{\text{max}} = 292 \text{ l/s}$

CALCUL DES DEBITS DE SOUTIRAGE

N° des noeuds	N° des mailles	surfaces (ha)	densités (hab/ha)	population (hab)	consommation spécifique (l/j)	consommation journalière (m³/j)	consommation journalière (l/s)	coëff de pointe k=3	débit soustré au noeud (l/s)	débit soustré arrondi (l/s)
1	I III	6.76	212	1433	254.11	364.14	4.21	3	12.63	13
		3.62	234	847	250.91	212.52	2.46		7.38	7
2	I	5.60	212	1187	254.11	301.63	3.50	3	10.50	11
3	I	3.47	212	736	254.11	187.02	2.17	3	6.51	7
4	I	5.50	212	1165	254.11	296.04	3.43	3	10.29	10
		2.68	212	568	254.11	144.33	1.67		5.01	5
5	II	9.14	122	1115	248.82	277.43	3.21	3	9.63	10
		4.86	212	1030	254.11	261.73	3.03		9.09	9
6	II	5.19	122	634	248.82	157.82	1.84	3	5.52	6
		6.84	212	1450	254.11	368.46	4.26		12.78	13
7	I II III IV	6.93	122	845	248.82	210.25	2.43	3	7.29	7
		5.95	234	1392	250.91	349.30	4.04		12.12	12
		5.12	115	589	255.69	150.60	1.74		5.22	5
		6.84	122	834	248.82	207.52	2.40		7.20	7
8	II	6.84	122	834	248.82	207.52	2.40	3	7.20	7
9	II	6.02	122	735	248.82	182.88	2.11	3	6.33	6
10	II	6.96	122	849	248.82	211.25	2.44	3	7.32	7
11	II	2.59	122	316	248.82	78.63	0.91	3	2.73	3
12	II	6.43	122	785	248.82	195.32	2.20	3	6.78	7
		14.37	115	1653	255.69	422.65	4.89		14.67	15

CALCUL DES DEBITS DE SOUTIRAGE(SUITE)

N° des noeuds	N° des mailles	surfaces (ha)	densités (hab/ha)	population (hab)	consommation spécifique (l/j)	consommation journaliere (m³/j)	consommation journaliere (l/s)	coeff de pointe k=3	débit soutire au noeud (l/s)	débit soutire arrondi (l/s)
14	IV V	13,57 14,16	115 19	1561 269	255,69 338,48	399,13 91,05	4,62 1,05	3	13,86 3,15	14 3
15	V IV	5,16 0,93	19 115	98 107	338,48 255,69	33,17 27,36	0,38 0,32	3	1,14 0,96	1 1
16	V IV	10,10 4,06	19 115	192 467	338,48 255,69	65,00 119,41	0,75 1,38	3	2,25 4,14	2 4
17	IV	7,00	115	805	255,69	205,83	2,38	3	7,14	7
18	III IV	2,30 32,74	234 115	538 3765	250,91 255,69	135,00 962,67	1,56 11,14	3	4,68 33,42	5 33
19	III	5,04	234	1180	250,91	296,07	3,42	3	10,26	10
20	III	8,32	234	1948	250,91	488,80	5,66	3	16,98	17
21	III	1,84	234	431	250,91	108,14	1,25	3	3,75	4
22	III	2,25	234	527	250,91	132,23	1,53	3	4,59	5
23	V VI	9,24 22,61	19 13	176 294	238,48 351,75	59,57 103,41	0,69 1,19	3	2,07 3,57	2 4
24	VI	21,38	13	278	351,75	97,80	1,13	3	3,39	3
25	VI	21,08	13	274	351,75	96,38	1,11	3	3,33	3
26	V VI	16,10 21,46	19 13	306 279	338,48 351,75	103,57 98,14	1,20 1,13	3	3,60 3,39	4 3

Σ8412,76

Σ292

C H A P I T R E V

5. Calcul du réseau de distribution :

Le calcul du réseau maillé est conduit par approximations successives, selon la méthode de Hardy-Cross qui repose sur 2 lois :

5.1.1. 1ère Loi : En un noeud quelconque du réseau, la somme des débits qui entrent dans ce noeud, est égale à la somme des débits qui en sortent.

Cette loi se rapproche de celle de Kirchhoff en électricité.

5.1.2. 2ème loi : Le long d'un parcours orienté et fermé la somme algébrique des pertes de charges est nulle.

5.2. Méthode de calcul :

Elle consiste à se fixer en premier lieu, une répartition supposée des débits dans chaque maille, ainsi qu'un sens d'écoulement, de manière à satisfaire la 1ère loi.

Diamètres des conduites :

Ils sont choisis de manière à avoir des vitesses raisonnables se situant entre (0,4 et 1,1) m/s

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

où :

Q = débit en m³/s

A = Section de la conduite en m²

V = Vitesse d'écoulement en m/s

ou bien moyennant la table de Colebrook (Dupont II, Page 462) on déduit le diamètre nécessaire en prenant des diamètres normalisés.

Calcul des mailles :

- Les pertes de charge : Sont déterminées par la méthode de Darcy-Weissbach :

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

- Les pertes de Charges singulières : sont exprimées en fonction d'une longueur équivalente (Le \underline{V}) occasionnant une perte de charge lors du passage d'un débit :

$$\Delta H_s = f \cdot \frac{L_e \underline{V} \cdot V^2}{D \cdot 2g}$$

où f : coefficient de **frottement**

V : vitesse d'écoulement

D : diamètre de la conduite

Le \underline{V} : Longueur équivalente

- Les pertes de charge dues aux frottements sont exprimées par la formule

$$\Delta H_f = f \cdot \frac{L G \cdot V^2}{D \cdot 2g}$$

où $L G$: longueur géométrique

- Les pertes de charge totales :

$$\Delta H_T = \Delta H_s + \Delta H_f$$

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

$$L T = L G + 0,15 L G = 1,15 L G$$

d'après l'équation de continuité :

$$Q = V \cdot A \quad V = \frac{Q}{A}$$

par conséquent :

$$\Delta H_T = 1,15 \cdot f \cdot \frac{L G \cdot V^2}{D \cdot 2g} = 1,15 f \cdot \frac{L G \cdot Q^2}{D A^2 2g} = f \cdot \frac{L T \cdot Q^2}{D A^2 2g}$$

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

$$\Delta H_Q = f \cdot \frac{L T}{2g \cdot D A^2} = \frac{\Delta H_T}{Q^2} = 1,15 \cdot f \cdot \frac{L G}{D \cdot 2g \cdot A^2}$$

en système S.I. : ΔH_Q a les dimensions en $m^{-5} s^2$.

Le gradient de la perte de charge débitaire :

$$J_Q = \frac{\Delta H_Q}{L} = 8,28 \cdot 10^{-2} \frac{f}{D^5} = \frac{16}{2 g \bar{M}^2} \cdot \frac{f}{D^5}$$

$$J_Q = f \cdot \frac{L}{2 g D \cdot \bar{M}^2} \cdot \frac{1}{L} = \frac{f}{2 g D \cdot \bar{M}^2}$$

En système S.I. : J_Q a les dimensions : $m^{-6} \cdot s^2$

pour un profil circulaire avec :

$$\bar{M} = 3,14 \text{ et } g : 9,81 \text{ m/s}^2$$

Le gradient de la perte de charge débitaire devient :

$$J_Q = 8,25 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{f}{D^5} \quad (m^{-6} s^2)$$

En zone de pleine turbulence $f = f_r$, ne dépend que de la rugosité absolue et de son diamètre, par conséquent la valeur de J_Q ne sera pas valable dans le cas de régime de transition, :

$$f_r = 2 g \cdot D \cdot \bar{M}^2 \cdot J_Q \text{ avec } \bar{M} : 3,14 \text{ et } g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$f_r = 12,9 \cdot D^5 \cdot J_Q$$

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

$$\Delta H = J_Q \cdot L = J_Q \cdot Q^2 \cdot L = Q^2 \cdot \Delta H_Q$$

$$\Delta H_Q = J_Q \cdot L = r$$

$$r = \Delta H_Q = J_Q \cdot L$$

$$\text{d'où } \Delta H_T = r \cdot Q^2$$

Calcul de r :

Pour une conduite circulaire on a :

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

avec Q en (l/s) et D en (mm)

$$r = \frac{16}{2 g \bar{M}^2} \cdot 10^9 \cdot f \cdot \frac{L}{D^5}$$

5.3. Calcul du coefficient de frottement :

Le coefficient de frottement est calculé à l'aide de la formule de Colebrook :

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

on prend comme première approximation la valeur de f_n calculé par la formule de Nikuradse :

$$f_n = (1,14 - 0,86 \ln \epsilon/Dh)^{-2}$$

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

Ceci est fait à l'aide d'un programme applicable à ^{la} T.159

5.4. Calcul du débit correctif :

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

Cette équation doit être nulle dans chaque circuit fermé, pour satisfaire la 2ème loi :

Soient : Q_0 : le débit supposé en première approximation

Q_1 : le débit corrigé

ΔQ_0 : le terme correctif

pour chacun des tronçons on aura :

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$$

$$\Delta H = r Q_1^2 = r (Q_0 + \Delta Q_0)^2$$

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

le terme ΔQ_0^2 est négligeable par rapport à Q_0

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

$$\text{d'où : } \Delta Q_0 = \frac{\Delta H - r Q_0^2}{2 r Q_0}$$

pour un circuit fermé : $\sum \Delta H = 0$

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

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

donc :

$$\Delta Q_0 = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r \cdot Q_0} \quad \text{m}^3/\text{s}$$

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

- Si dans ce cas la 2ème loi n'est pas vérifiée, il faudrait de nouveau corriger les débits avec la valeur de Q_i
- on n'arrête les calculs qu'une fois $\Delta Q < 1$ et $\sum \Delta H < 1$
- Ceci est valable pour une seule maille, mais en présence de plusieurs mailles adjacentes, on aura des conduites qui seront communes à 2 mailles, dans ce cas les corrections à apporter sont :
 - a/ La correction propre à la maille prise avec son signe
 - b/ La correction de la maille adjacente prise avec le signe contraire pour trouver le même débit dans le tronçon commun aux 2 mailles adjacentes, puis on fait la somme algébrique pour chaque tronçon, pour trouver le débit avec lequel on doit corriger le débit de la maille considérée.
- Les résultats de calcul sont portés sur la planche N° 2, N° 3 et N° 4 ainsi que les schémas des réseaux.

Le calcul du réseau maillé a été mené à l'aide d'un programme applicable à la T.159.

5.4.1. Programme :

2 nd LBL	\sqrt{x}	2 nd π	RCL
A	+	x^2	9
2 nd stflg	RCL	\div	+/-
8	3	9	SUM
RCL	\div	\cdot	9
3	3	8	RCL
\div	\cdot	\div	11
RCL	7	RCL	+/-
0	\div	0	SUM
=	RCL	y^x	11
2 nd log	0	5	RCL
x	=	STO	12
2	2 nd log	7	R/s
+/-	x	R/s	
+	2	X/	
1	+/-	RCL	
\cdot	=	2	
1	x^2	=	
4	1/x	STO	
=	sto	8	
x^2	6	SUM	
1/x	-	9	
STO	RCL	R/s	
5	5	\div	
2 nd LBL	=	RCL	
=	2 nd x	1	
2	INV	=	
\cdot	2 nd $x \gg t$	STO	
5	x^2	10	
1	RCL	SUM	
x	6	11	
RCL	STO	R/s	
0	5	2 nd LBL	
x	GTO	B	
2 nd π	=	RCL	
x	2 nd LBL	9	
RCL	x^2	R/s	
4	RCL	\div	
\div	6	RCL	
4	x	11	
\div	8	R/s	
RCL	x	\div	
1	RCL	2	
2 nd x	1	=	
\div	x^2	+/-	
RCL	\div	STO	
5		12	

1) introduction

$\phi_i \rightarrow$ STO 00
 $Q_i \rightarrow$ STO 01
 $L_i \rightarrow$ STO 02
 $E \rightarrow$ STO 03
 $\gamma \rightarrow$ STO 04

precision $\rightarrow x \gg t$

2) Résultats

Appuyer sur

A $\Rightarrow J_i$

R/s $\Rightarrow \Delta H_i$

R/s $\Rightarrow \Delta H_i$
 Q_i

Répéter la même chose
 pour tous les "n"
 tronçons puis,

appuyer sur

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

R/s $\Rightarrow \sum_{i=1}^n \Delta H_i / Q_i$

R/s $\Rightarrow \Delta \phi = - \frac{\sum \Delta H_i}{2 \sum \frac{\Delta H_i}{Q_i}}$

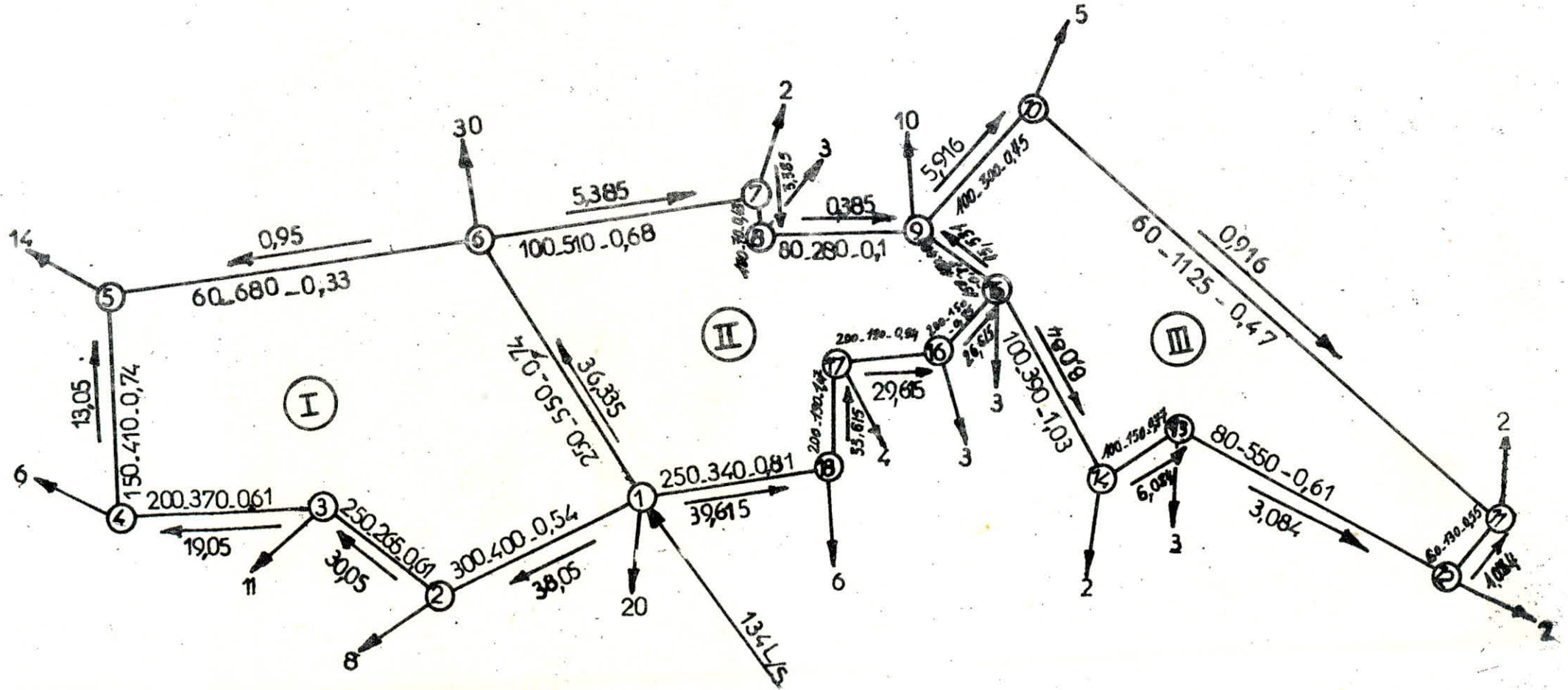
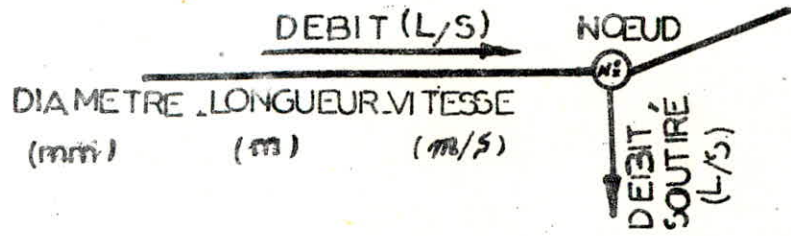
Remarque

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

b) ne jamais utiliser la
 touche **CLR**

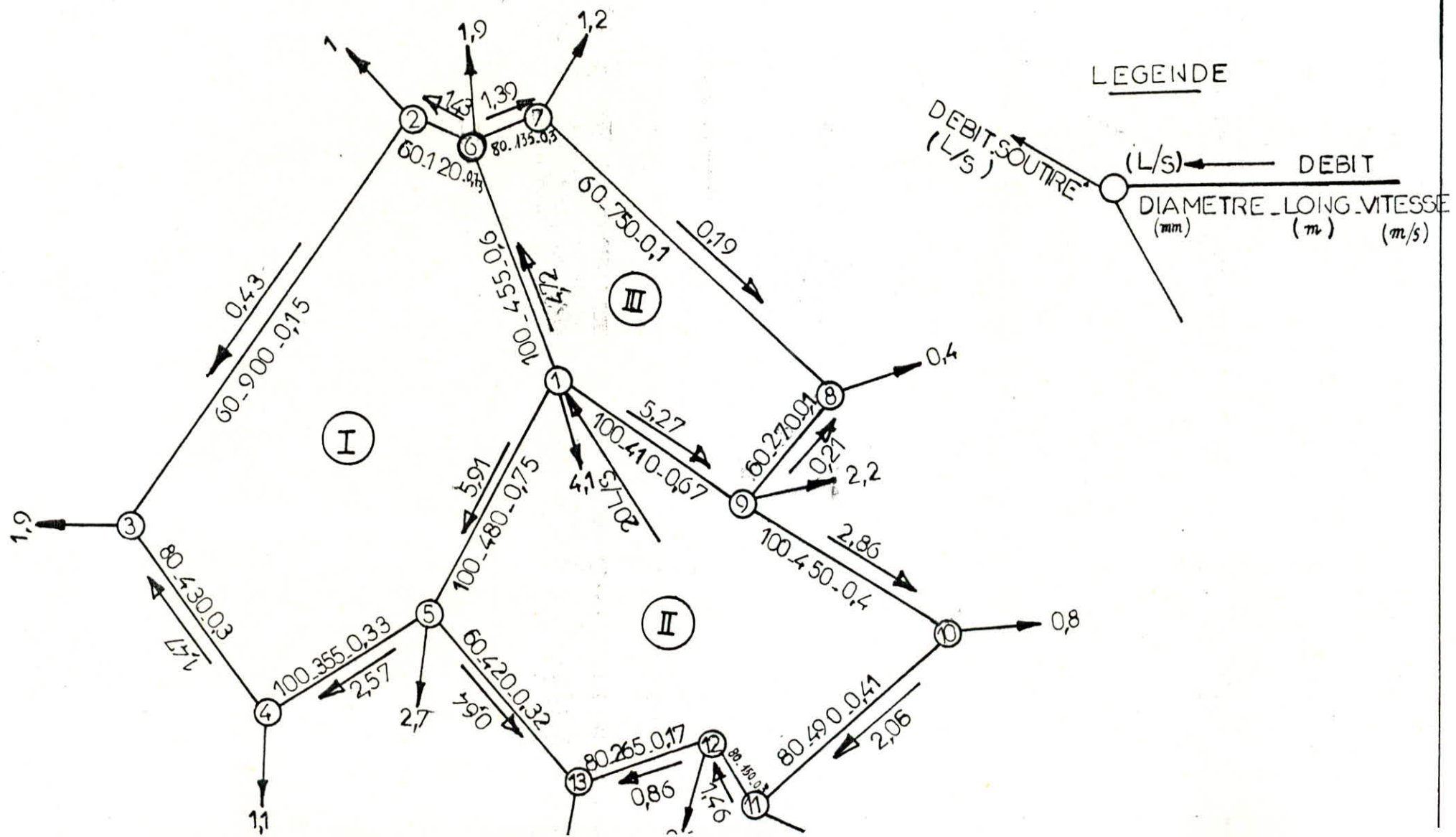
LES DIFFERENTS TRANÇONS DE LA ZONE HAUTE

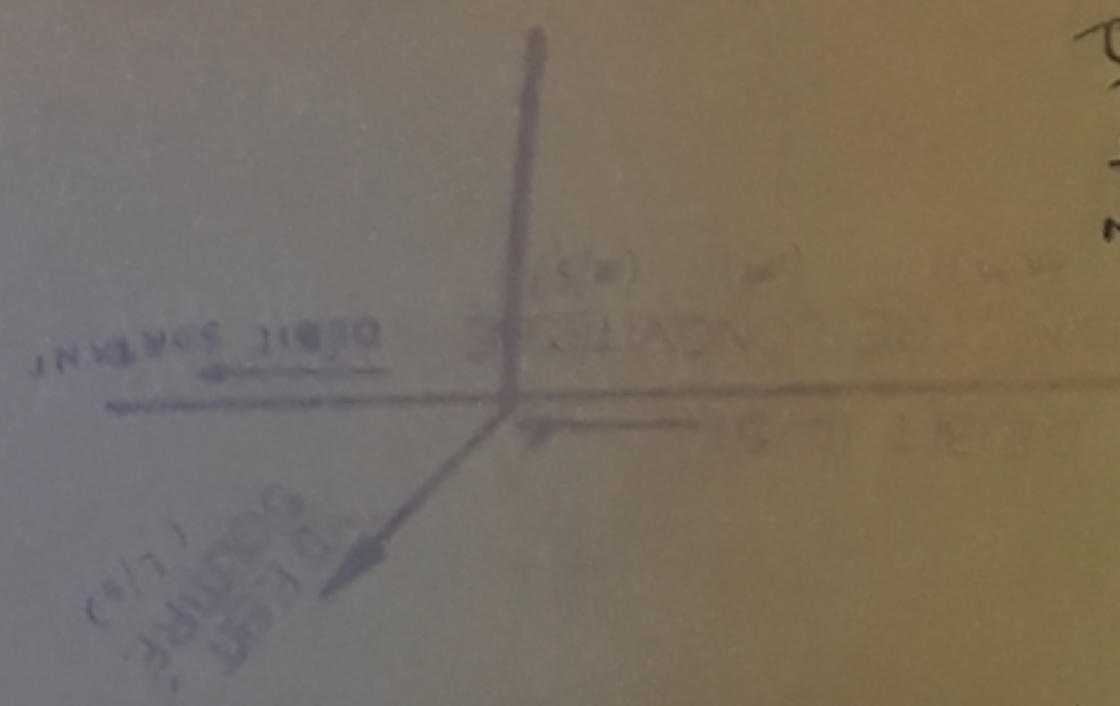
LEGENDE



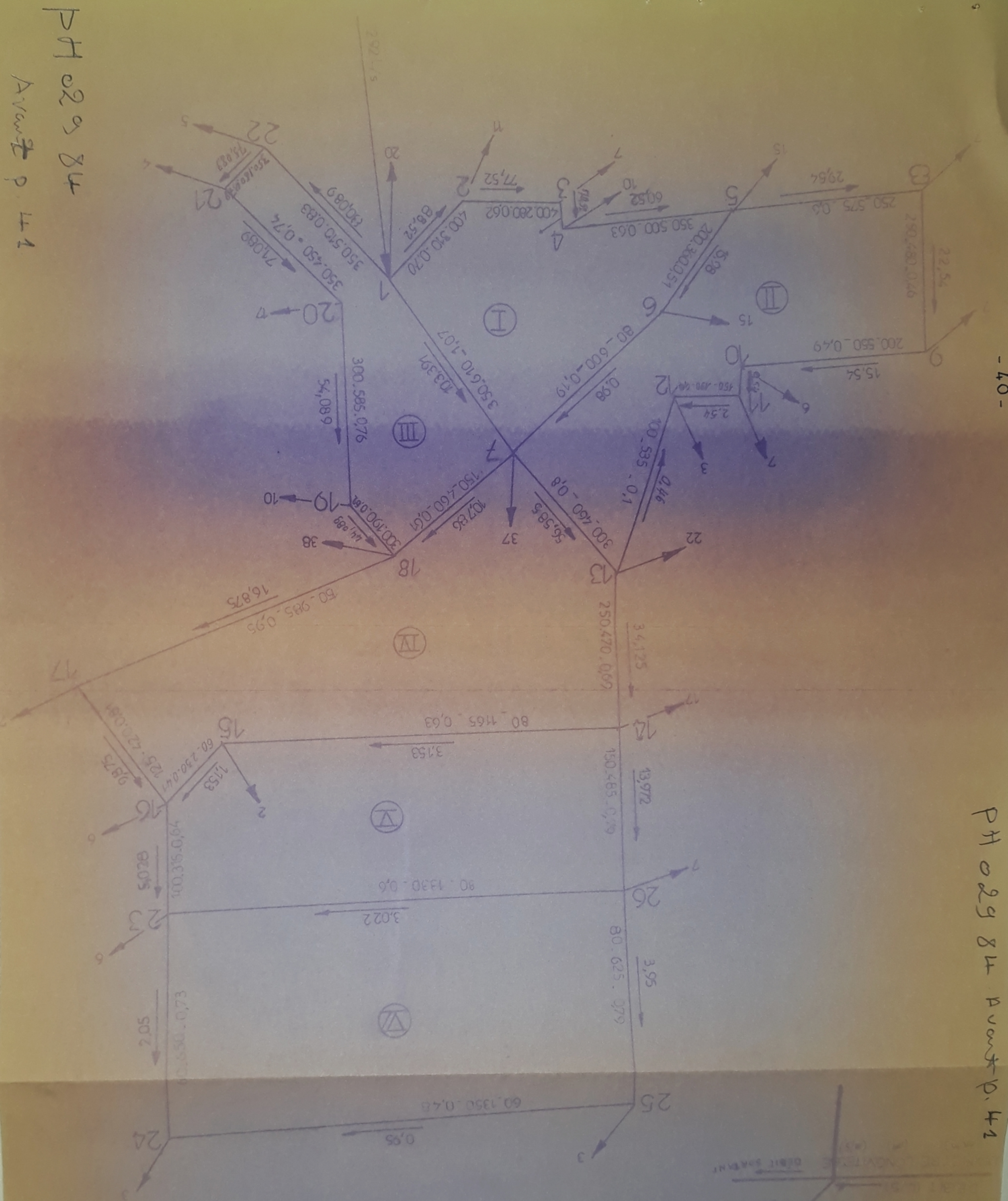
LA BRIDJA

REPARTITION DEFINITIVE DES DEBITS DANS LES DIFFERENTS TRONÇONS





REPARTITION DEFINITIVE DES DEBITS DANS LES DIFFERENTS TRANCONS DE LA ZONE BASSE



PH 029 84

Avant p. 41

5.5. Calculs des pressions au sol :

Le calcul des pressions au sol s'effectue connaissant :

- Les côtes du terrain de chaque nœud de l'ensemble du réseau
- Les pertes de charge dans chaque tronçon
- Les pertes de charge dans la conduite d'amenée

Après avoir déterminé les côtes piézométriques de chaque point, on calcule les pressions au sol :

$$P_{\text{sol}} = \text{côte piézométrique} - \text{côte du terrain.}$$

Les résultats de ces calculs ont été reportés dans les planches :
2, 3 et 4 ou dans les tableaux qui suivent.

5.5.1/ Profils :

Ayant les résultats calculés auparavant, nous avons tracé 3 profils :
(voir planches N° 5, 6 et 7)

Tronçons	Ø (mm)	L _e (m)	Pdc (m)	V (m/s)	IR 10 ⁴	J ‰	coeff de frottement par Nikuradse	coeff de frottement par Colebrook	Δh par Colebrook	cotes du terrain		cotes piezo- métriques		Pressions au sol
										Amont	Aval	Amont	Aval	
1-6	100	455	290	0,60	6,00	5,66	0,02884	0,03075	296	98,80 45,00	45,00 33,00	98,80 85,46	85,46 88,42	40,46 55,42
6-2	60	120	275	0,73	3,65	2,051	0,03570	0,03775	283	33,00	34,00	88,82	91,25	57,25
2-3	60	900	079	0,15	0,90	0,78	0,03368	0,04089	081	34,00	39,00	91,25	92,06	53,06
3-4	80	430	0,92	0,30	2,40	1,98	0,03082	0,03452	098	39,00	38,00	92,06	91,08	53,08
4-5	100	355	070	0,33	3,30	1,79	0,02884	0,03202	073	38,00	53,00	91,08	90,35	37,35
5-1	100	485	482	0,75	7,50	8,73	0,02884	0,03042	487	53,00	45,00	90,35	85,48	40,48

Σ: -0,02

1-9	100	410	3,25	0,67	6,70	7,00	0,02884	0,03058	3,30	45,00	44,00	85,46	82,18	38,18
9-10	100	450	109	0,40	4,00	2,57	0,02884	0,03154	1,33	44,00	41,00	82,18	80,85	39,85
10-11	80	490	199	0,41	3,28	3,60	0,03082	0,03366	2,03	41,00	48,00	80,85	78,82	30,82
11-12	80	150	0,31	0,30	2,40	1,97	0,03082	0,03452	0,34	48,00	49,00	78,82	78,48	29,48
12-13	80	265	0,21	0,17	1,36	0,69	0,03082	0,03671	0,21	49,00	49,00	78,48	78,27	29,27
13-5	60	420	205	0,32	1,60	4,16	0,03570	0,03983	2,01	49,00	53,00	78,27	80,28	27,28
5-1	100	485	482	0,75	7,50	8,73	0,02884	0,03042	487	53,00	45,00	80,28	85,15	40,15

Σ: 0,33

1-6	100	455	289	0,60	6,00	5,66	0,02884	0,03076	296	45,00	33,00	85,46	82,50	49,50
6-7	80	135	0,25	0,30	2,40	1,93	0,03082	0,03452	0,30	33,00	33,00	82,50	82,20	49,20
7-8	60	750	0,15	0,10	0,60	0,37	0,03368	0,04356	0,32	33,00	38,00	82,20	81,88	43,88
8-9	60	270	0,07	0,10	0,60	0,39	0,03368	0,04356	0,12	38,00	44,00	81,88	82,00	38,00
9-1	100	410	3,25	0,67	6,70	7,00	0,02884	0,03058	3,30	44,00	45,00	82,00	85,30	40,30

Σ: 0,16

Tronçons	Ø (mm)	L _e (m)	Pdc (m)	V (m/s)	IR 10 ⁵	J ‰	Coeff de frottement par Nikuradse	Coeff de frottement par Colebrook	Δh Colebrook	cotes du terrain		cotes piezo- métriques		Pressions du sol
										Amont	Aval	Amont	Aval	
R-1 1-2	300	400	0.55	0.54	1.620	1.24	0.02378	0.02499	0.57	98.53 75.00	75.00 70.00	98.53 96.50	96.50 95.93	2150 25.93
2-3	250	265	0.60	0.61	1.525	1.97	0.02497	0.02612	0.60	70.00	60.00	95.93	95.33	3533
3-4	200	370	0.95	0.61	1.220	3.68	0.02656	0.02779	1.12	60.00	59.00	95.83	94.21	3521
4-5	150	410	2.24	0.74	1.110	5.58	0.02884	0.02998	2.63	59.00	45.00	94.21	91.58	4658
5-6	60	680	2.66	0.33	0.198	38.5	0.03844	0.04152	3.01	45.00	55.00	91.58	94.59	3959
6-1	250	550	1.56	0.74	1.850	2.85	0.02497	0.02595	1.83	55.00	75.00	94.59	96.42	2142
Σ=0.08														
1-18	250	340	1.32	0.81	2.025	3.45	0.02497	0.02588	1.35	75.00	82.00	95.13	96.48	1448
1-6	250	550	1.56	0.74	1.850	2.89	0.02497	0.02595	1.83	75.00	55.00	96.42	94.59	3959
6-7	100	510	4.08	0.68	0.680	8.01	0.03259	0.03398	4.70	55.00	54.00	94.59	89.89	3589
7-8	100	70	0.23	0.43	0.430	3.23	0.03259	0.03464	0.26	54.00	58.00	89.89	89.63	31.63
8-9	80	280	0.05	0.10	0.080	0.28	0.03497	0.04249	0.09	58.00	56.00	89.63	89.54	33.54
9-15	150	180	1.59	0.88	1.320	7.87	0.02884	0.02983	1.63	56.00	62.00	89.54	91.17	2917
15-16	200	150	0.85	0.85	1.700	5.04	0.02656	0.02749	0.87	62.00	68.00	91.17	92.04	24.04
16-17	200	190	1.33	0.94	1.880	6.18	0.02656	0.02742	1.35	68.00	68.00	92.04	93.39	25.39
Σ= 0.06														
17-18	200	190	1.71	1.07	2.140	7.96	0.02656	0.02733	1.74	56.00	82.00	93.39	95.13	1343
9-10	100	300	3.31	0.75	0.750	9.71	0.03259	0.03387	3.35	82.00	50.00	89.54	86.19	36.19
10-11	60	1125	12.24	0.47	0.235	9.77	0.04092	0.04336	12.64	50.00	60.00	86.19	73.54	13.54
11-12	60	130	1.71	0.55	0.275	13.31	0.04092	0.04305	1.99	60.00	62.00	73.54	75.53	13.53
12-13	80	550	5.45	0.61	0.488	8.68	0.03497	0.03662	5.49	62.00	65.00	75.53	81.02	16.02
13-14	100	150	1.75	0.77	0.770	10.26	0.03259	0.03384	1.77	65.00	70.00	81.02	82.79	12.79
14-15	100	390	7.98	1.03	1.030	18.17	0.03259	0.03358	8.15	70.00	62.00	82.79	90.94	28.94
15-9	150	180	1.59	0.88	1.320	7.87	0.02884	0.02983	1.63	62.00	56.00	80.94	89.31	33.31
Σ: 0.22														

NE DASSL I REJUNING AU JUL 20

Tronçons	Ø (mm)	L _e (m)	Pdc (m)	V (m/s)	IR 10 ⁵	J %	Coeff de frottement par Nikuradse	Coeff de frottement par Colebrook	Δh Colebrook	cotes du terrain		cotes piezométriques		Pressions au sol
										Amont	Aval	Amont	Aval	
R-1 1-2	400	310	0.51	0.70	2.80	1.43	0.02207	0.02296	0.51	77.58 50.00	50.00 56.00	77.58 69.24	69.94 69.43	19.94 13.43
2-3	400	280	0.36	0.62	2.48	1.12	0.02207	0.02305	0.36	56.00	58.00	69.43	69.07	11.07
3-4	400	75	0.08	0.56	2.24	0.93	0.02207	0.02314	0.08	58.00	54.00	69.07	68.99	14.99
4-5	350	500	0.77	0.63	2.20	1.37	0.02284	0.02385	0.79	54.00	55.00	68.99	68.20	13.20
5-6	200	360	0.75	0.51	1.02	1.86	0.02656	0.02799	0.77	55.00	50.00	68.20	67.43	17.43
6-7	80	600	0.64	0.19	0.15	0.91	0.03497	0.03941	0.63	50.00	43.00	67.43	66.80	23.80
7-1	350	610	2.71	1.07	3.74	3.92	0.02284	0.02349	2.75	43.00	50.00	66.80	69.55	19.55

Σ: 0.39

5-8	250	575	1.25	0.60	1.50	1.92	0.02497	0.02614	1.27	50.00	45.00	68.20	66.93	21.93
8-9	250	480	0.62	0.46	1.15	1.14	0.02497	0.02643	0.63	45.00	38.00	66.93	66.30	28.30
9-10	200	550	1.08	0.49	0.98	1.72	0.02656	0.02804	1.09	38.00	41.00	66.30	65.21	24.21
10-11	150	90	0.31	0.54	0.81	2.99	0.02884	0.03032	0.31	41.00	40.00	65.21	64.90	24.90
11-12	150	190	0.05	0.14	0.21	0.23	0.02884	0.03346	0.05	40.00	41.00	64.90	64.85	23.85
12-13	100	535	0.5	0.10	0.10	0.20	0.03259	0.03953	0.12	41.00	38.00	64.85	64.97	26.97
13-7	300	460	1.39	0.80	2.40	2.68	0.02378	0.02465	1.42	38.00	43.00	64.97	66.39	23.39
7-6	80	600	0.64	0.19	0.15	0.91	0.03497	0.03941	0.63	43.00	50.00	66.39	67.02	17.02
6-5	200	360	0.75	0.51	1.02	1.86	0.02656	0.02799	0.77	50.00	55.00	67.02	67.79	12.79

Σ: 0.41

1-7	350	610	2.71	1.07	3.74	3.92	0.02284	0.02349	2.75	50.00	43.00	69.55	66.80	23.80
7-18	150	460	1.99	0.61	0.91	3.82	0.02884	0.03018	2.02	43.00	42.00	66.80	64.78	22.78
18-19	300	190	0.36	0.62	1.86	1.60	0.02378	0.02485	0.35	42.00	39.00	64.78	65.13	26.13
19-20	300	585	1.62	0.76	2.28	2.42	0.02378	0.02468	1.63	39.00	40.00	65.13	66.76	26.76
20-21	350	450	0.95	0.74	2.59	1.89	0.02284	0.02372	0.98	40.00	54.00	66.76	67.74	13.74
21-22	350	160	0.38	0.76	2.73	2.12	0.02284	0.02368	0.39	54.00	50.00	67.74	68.13	18.13
22-1	350	510	1.37	0.83	2.90	2.37	0.02284	0.02364	1.39	50.00	50.00	68.13	69.52	19.52

Σ: 0.03

NE BASSE PRESSIONS AU SOL

(SUITE)

36 IV -45-

Tringons	Ø (mm)	Le (m)	Pdc (m)	V (m/s)	IR 10 ⁴	J ‰	Coeff de frottement par Nikuradse	Coeff de frottement par Colebrook	Δh Colebrook	cotes du terrain		cotes piézo- métriques		pression au sol
										Amont	Aval	Amont	Aval	
7-13	300	460	139	0.80	2.40	2.68	0.02378	0.02465	1.42	43.00	38.00	64.78	63.36	25.36
13-14	250	470	136	0.69	1.72	2.53	0.02497	0.02601	1.37	38.00	42.00	63.36	61.99	19.99
14-15	80	1165	8.05	0.63	0.50	9.26	0.03497	0.03657	8.40	42.00	34.00	61.99	53.59	19.59
15-16	60	230	1.51	0.41	0.25	5.86	0.03844	0.04100	1.55	34.00	32.00	53.59	52.04	20.04
16-17	125	420	3.96	0.81	1.01	8.45	0.03044	0.03156	4.08	32.00	37.00	52.04	56.12	19.12
17-18	150	985	10.26	0.95	1.42	9.14	0.02884	0.02977	6.35	37.00	42.00	56.12	62.47	20.47
18-7	150	460	1.99	0.61	0.91	3.82	0.02884	0.03018	2.02	42.00	43.00	62.47	64.49	21.49
Σ: 0.29														

14-15	80	1165	8.05	0.63	0.50	9.26	0.03497	0.03657	8.40	42.00	34.00	61.99	70.39	36.39
15-16	60	230	1.51	0.41	0.25	5.86	0.03844	0.04100	1.55	34.00	32.00	70.39	71.94	39.94
16-23	100	315	2.53	0.64	0.64	7.12	0.03259	0.03405	2.58	32.00	33.00	71.94	74.52	41.52
23-26	80	1330	8.66	0.60	0.48	8.41	0.03497	0.03664	8.87	33.00	41.00	74.52	65.65	24.65
26-14	150	485	3.48	0.79	1.18	6.35	0.02884	0.02992	3.54	41.00	42.00	65.65	62.11	20.11
Σ: -0.12														

26-25	80	625	10.09	0.79	0.63	14.44	0.03497	0.03630	10.38	41.00	32.00	65.65	55.27	23.27
25-24	60	1350	11.77	0.79	0.24	10.18	0.04092	0.04331	11.81	32.00	25.00	55.27	43.46	18.46
24-23	60	650	13.11	0.73	0.44	18.13	0.03844	0.04002	13.55	25.00	33.00	43.46	57.01	24.01
23-26	80	1330	8.66	0.60	0.48	8.41	0.03497	0.03664	8.87	33.00	41.00	57.01	65.88	24.88
Σ: -0.23														

Equipement du réseau de distribution :

Elle comprend :

Les ventouses :

La présence d'air dans les conduites, peut provoquer des perturbations de l'écoulement et parfois des détériorations dans la canalisation.

Pour remédier à ce type de problèmes, nous prévoyons des ventouses au droit de chaque point haut, pour éliminer les cantonnements d'air.

Cet appareil est branché au moyen de tés à bride, au point considéré.

Les tés : Ils sont placés à chaque noeud. On utilise des convergents pour pouvoir les placer dans le cas de diamètres différents.

Décharge : Aux points les plus bas on place des robinets pour permettre le vidange. Ils seront placés dans des regards et l'eau sera évacuée dans un réseau d'assainissement ou d'irrigation.

Robinetts vannes : Le rôle de ces appareils est de permettre l'isolement des divers tronçons du réseau, afin de pouvoir effectuer des réparations.

Ils permettent aussi de régler les débits, la manoeuvre de ces robinets s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé.

Bouches d'incendie : On raccorde les bouches et poteaux d'incendie sur les conduites capables d'assurer un débit minimal de 17 l/s avec une pression au sol de 10 m d'eau.

Clapets : Les clapets permettent d'empêcher le retour de l'eau en sens inverse.

Type de canalisation :

Le réseau de distribution est constitué d'un assemblage de tuyaux en acier de diamètres compris entre 60 et 400 mm pouvant supporter une pression aux environs de 50 m.

Coudes :

Permettent la prise des conduites secondaires à partir des canalisations principales.

Cones de raccordements :

Pour raccorder les tuyaux de différents diamètres.

CHAPITRE VI

R E S E R V O I R S

6.1. Rôle des réservoirs :

Le rôle des réservoirs a sensiblement varié au cours des âges, servant tout d'abord de réserve d'eau, leur rôle principal fût ensuite de parer à un incident survenu dans l'adduction.

Les progrès techniques dans la constitution de pose des conduites, les protections automatiques, tendent à transformer l'utilité des réservoirs. Celle-ci peut se résumer comme suit :

- Permettre une marche plus uniforme des pompes
- Assurer l'alimentation du réseau en cas d'indisponibilité des ouvrages à l'amont
- Apporter une contribution à l'économie générale du pays, par effacement de la consommation en énergie électrique aux heures de pointe
- Combattre efficacement les incendies

6.2. Types de réservoirs :

Il existe plusieurs types de réservoirs :

- Enterrés
- Semi-enterrés
- Sur tour

6.3. Capacité théorique des réservoirs :

L'avantage des réservoirs est l'appui qu'ils doivent amener lors des heures de pointe des jours de plus forte consommation.

Les débits demandés lors de la desserte sont variables selon l'heure, le jour et la saison.

Le volume du réservoir doit correspondre au moins au quart de la consommation journalière du réseau qu'il dessert :

6.3.1/ Méthode de calcul :

Le découpage en tranches horaires pendant les quelles le débit reste constant, se fait à l'aide d'un analyseur de débit, dans une première approximation, on peut admettre la répartition de la consommation selon les coefficients.

6.3.2/ Volume du réservoir : (Voir tableau suivant)

Le débit de consommation moyenne journalière pour les différentes zones est :

- Pour la zone basse : $Q_{\text{moy. jour}} = 7314,42 \text{ m}^3/\text{j}$; K : 1,5

Le débit d'apport :

$$Q_{\text{apport}} = \frac{\text{consommation moyenne journalière}}{24} \\ = \frac{7314,42 \times 1,5^{24}}{24} = 457,15 \text{ m}^3/\text{h}$$

d'où $Q_{\text{apport}} = 457,15 \text{ m}^3/\text{h}$

- En ce qui concerne la zone haute :

$$Q_{\text{moy. jour}} = 3357,54 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit d'apport sera donc : $Q_{\text{apport}} = 209,85 \text{ m}^3/\text{h}$

Le volume du réservoir pour la zone basse :

$$VR = |\Delta V^+ \text{ max}| + |\Delta V^- \text{ max}| \\ VR = 1426,31 + 676,58 = 2102,89 \text{ m}^3$$

Il faut prévoir une réserve pour l'extinction des incendies :
de : 120 m^3

Le volume total sera :

$$Vt = 2102,89 + 120 = 2222,89 \text{ m}^3, \text{ soit } 2223 \text{ m}^3$$

Actuellement, il existe un réservoir d'une capacité de 2000 m^3 , qui alimente la zone basse.

Ce réservoir suffira largement à couvrir les besoins de cette zone ; l'exploitation se faisant 24/24 actuellement. Au delà de l'An 2000, nous prévoyons une exploitation de 22/24.

Le volume du réservoir alimentant la zone haute :

$$VR = |\Delta V^+ \text{ max}| + |\Delta V^- \text{ max}| \\ VR = 654,72 + 310,57 = 965,29 \text{ m}^3 \\ Vt = 965,29 + 120 = 1085,29 \text{ m}^3$$

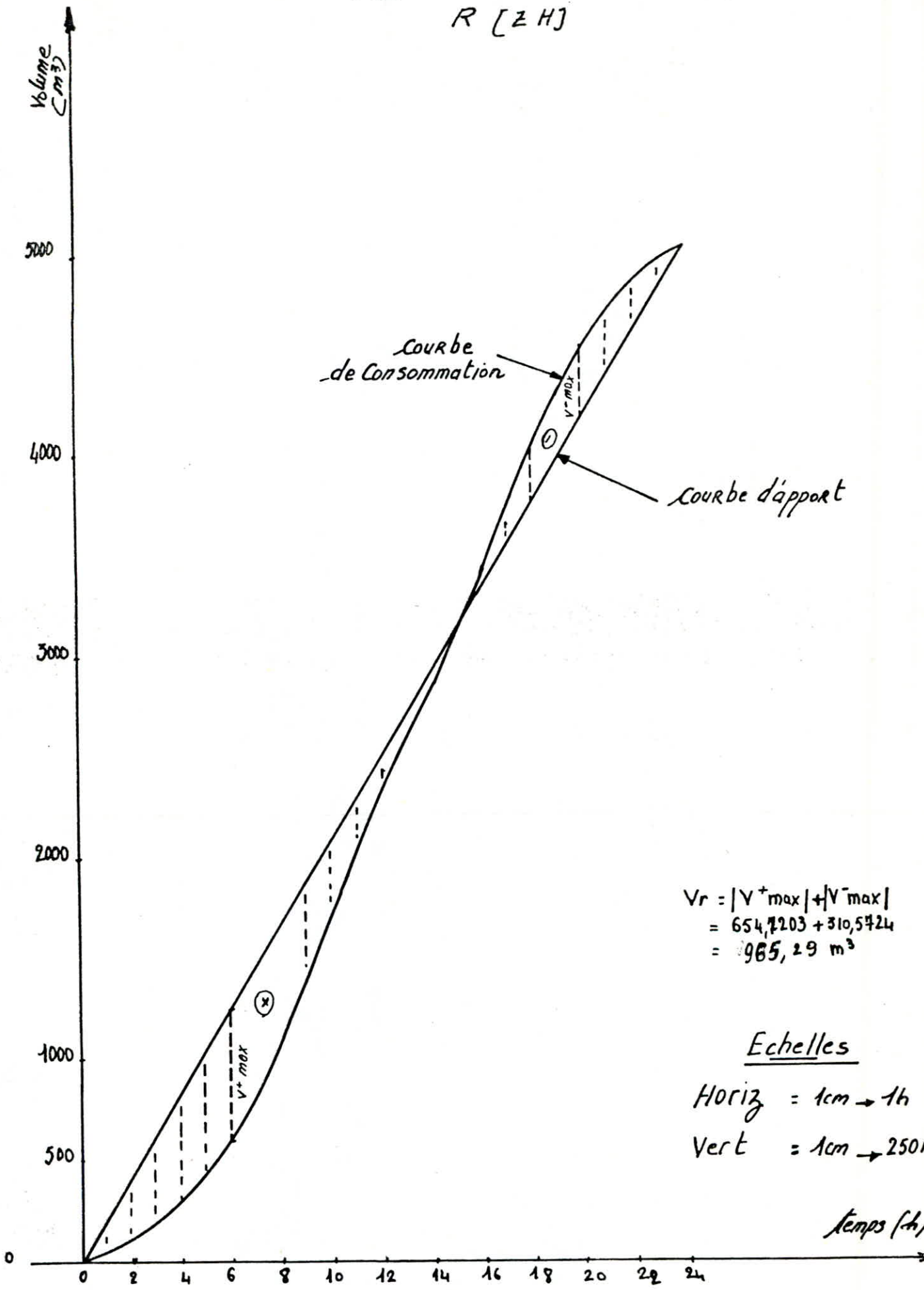
On prendra un volume standard de 1000 m^3

6.4. Emplacement du réservoir projeté pour la zone haute :

En égard à la topographie des lieux, et aux conditions d'extension de la ville, nous projetons un réservoir de type **s**urélévé. Pour faciliter sa construction nous le placerons près de la route, à une altitude de 77 m cet emplacement permet au réservoir de jouer efficacement son rôle.

Détermination du volume du réservoir (zone haute)

Δt 1h	a_h %	Volumen (m ³)		Volumen cumulé (m ³)		Différences ΔV (m ³)	
		$Q \cdot \Delta t$	$Q \Delta t_{0,0,0,24}$	V. apport	V. consom	$\Delta V^{(+)}$	$\Delta V^{(-)}$
0-1	1,50	209,84625	75,54465	209,84625	75,54465	134,3016	
1-2	1,50	"	"	419,69250	151,08930	268,6032	
2-3	1,50	"	"	629,53875	226,63395	402,9048	
3-4	1,50	"	"	839,38500	302,1786	537,2064	
4-5	2,50	"	125,90775	1069,23125	428,08635	621,1449	
5-6	3,50	"	176,27075	1259,07750	604,3572	654,7203	
6-7	4,50	"	226,63395	1468,92375	830,99115	637,9326	
7-8	5,50	"	276,99705	1678,77000	1107,9882	570,7818	
8-9	6,25	"	314,76938	1888,61625	1422,75758	465,85867	
9-10	6,25	"	"	2098,46250	1737,52696	360,93554	
10-11	6,25	"	"	2308,30875	2052,29634	256,01241	
11-12	6,25	"	"	2518,15500	2367,06572	151,08928	
12-13	5,00	"	251,8155	2728,00125	2618,88122	109,12003	
13-14	5,00	"	"	2937,8475	28706,69672	67,15077	
14-15	5,50	"	276,99705	3114,79375	3114,79375	0	
15-16	6,00	"	302,1786	3357,54000	3449,87235		92,33235
16-17	6,00	"	"	3567,38625	3752,05095		184,6647
17-18	5,50	"	276,99705	3777,23250	4029,04800		251,8155
18-19	5,00	"	251,8155	3987,07875	4280,86350		293,78475
19-20	4,50	"	226,63395	4196,92500	4507,49745		310,57245
20-21	4,00	"	201,4524	4406,77125	4708,94985		302,1786
21-22	3,00	"	151,0893	4616,61750	4860,03915		243,42165
22-23	2,00	"	100,7262	4826,46375	4960,76510		134,30135
23-24	1,50	"	75,54465	5036,31000	5036,31000		0



$$V_r = |V^{+max}| + |V^{-max}|$$
$$= 654,7203 + 310,5724$$
$$= 965,29 \text{ m}^3$$

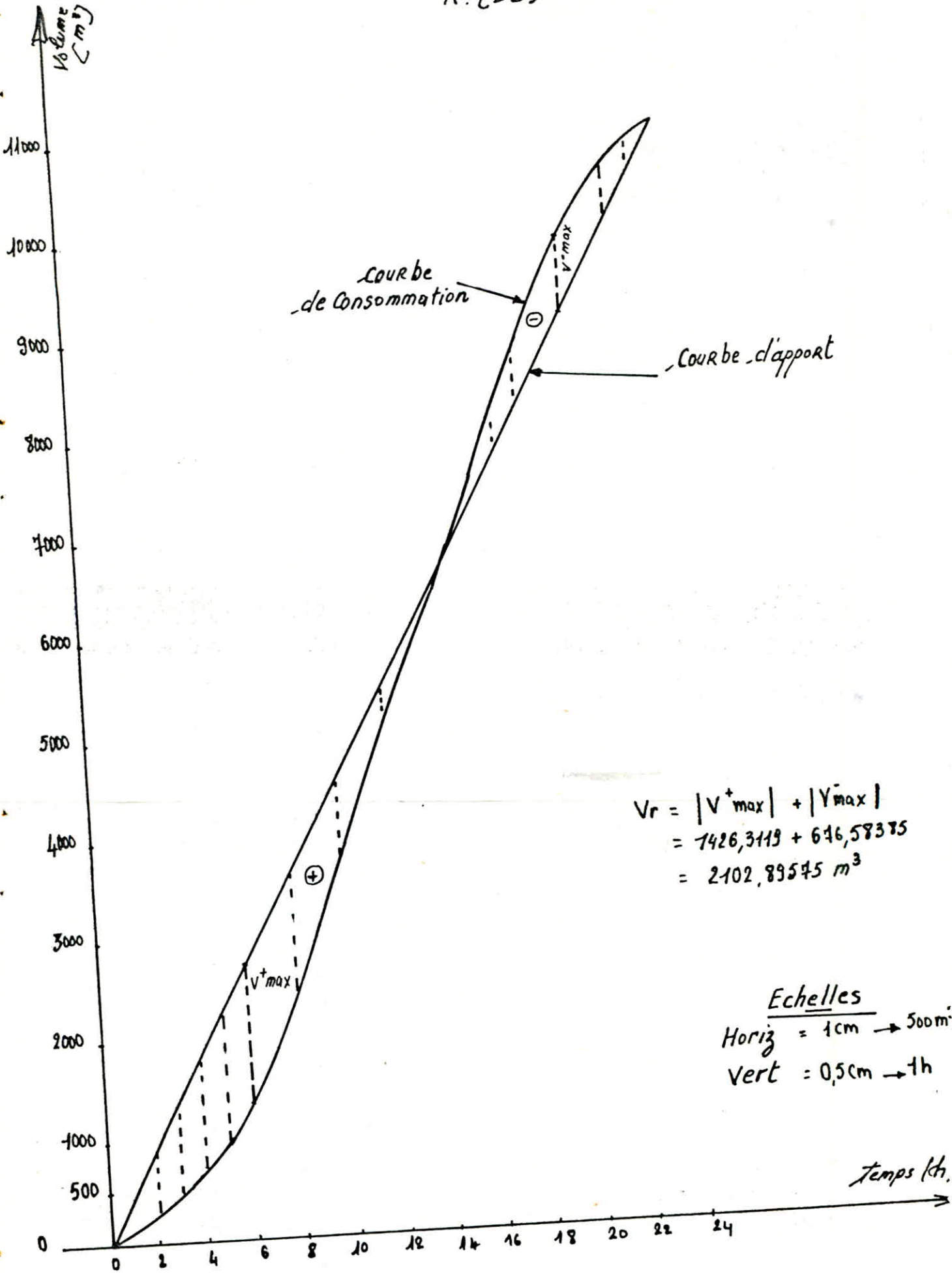
Echelles

Horiz = 1cm → 1h

Vert = 1cm → 250m³

Détermination du volume du réservoir [zone basse]

Δt 1h	q_h %	Volumen (m^3)		Volumen cumulés (m^3)		Différences ΔV (m^3)	
		$Q \cdot \Delta t$	$Q \cdot \Delta t \cdot q_h \cdot 24$	V. apport	V. consomm	ΔV (+)	ΔV (-)
0-1	1,50	457,15125	164,57445	457,15125	164,57445	292,57680	
1-2	1,50	"	"	914,30250	329,1489	585,15360	
2-3	1,50	"	"	1371,45375	493,72335	877,73040	
3-4	1,50	"	"	1828,60500	658,29780	1170,3072	
4-5	2,50	"	274,29075	2285,75625	932,58855	1353,1677	
5-6	3,50	"	384,00705	2742,90750	1316,59560	1453,1677	
6-7	4,50	"	493,72335	3200,05875	1810,31895	1389,7398	
7-8	5,50	"	603,43965	3657,21000	2413,75860	1243,4514	
8-9	6,25	"	685,72688	4114,36125	3099,48548	1014,87577	
9-10	6,25	"	"	4571,51250	3785,21236	736,30014	
10-11	6,25	"	"	5028,66375	4470,93924	557,72451	
11-12	6,25	"	"	5485,81500	5156,66612	329,14888	
12-13	5,00	"	548,5815	5942,96625	5705,24762	237,71863	
13-14	5,00	"	"	6400,1175	6253,82912	146,28838	
14-15	5,50	"	603,43965	6857,26875	6857,26875	0	
15-16	6,00	"	658,2978	7314,42000	7515,56655		201,14655
16-17	6,00	"	"	7771,57125	8173,86435		402,2931
17-18	5,50	"	603,43965	8228,72250	8777,30400		548,5815
18-19	5,00	"	548,5815	8685,87375	9325,88550		640,01175
19-20	4,50	"	493,72335	9143,02500	9819,60885		676,58385
20-21	4,00	"	438,8652	9600,17625	10258,47405		658,2978
21-22	3,00	"	329,1489	10057,32750	10587,62295		530,29545
22-23	2,00	"	219,4326	10514,47875	10807,05555		292,5768
23-24	1,50	"	164,57445	10971,63000	10971,63000		0



$$\begin{aligned}
 V_r &= |V^+_{max}| + |V^-_{max}| \\
 &= 1426,3119 + 646,58375 \\
 &= 2102,89565 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Echelles
 Horiz = 1cm → 500m
 Vert = 0,5cm → 1h

Côte du radier du réservoir :

$$CR = CT + H + P_s + h_{w.e}$$

$$CT = \text{Côte du terrain} = 77 \text{ m}$$

$$H = \text{Hauteur d'eau} = R + 4$$

$R + 4 = \text{Rez-de-chaussée} + 4 \text{ étages à raison de } 3 \text{ m par étage}$

P_s : Pression de service égale à 3 m de colonne d'eau pour les orifices de puisage les plus élevés

$$h_{w.e} = 3,03 \text{ m}$$

La côte du radier du réservoir sera :

$$CR = 77 + 15 + 3 + 3,03 = 98,03 \text{ m}$$

La côte du trop-plein du réservoir :

$$C.T.P. = 98,03 + 6,50 = 104,53 \text{ m}$$

La côte de départ est alors :

$$CD = 98,53 \text{ m}$$

6.5. Dimensionnement du réservoir : (Zone haute)

Le volume du réservoir est de 1.000 m^3 , sa hauteur d'eau peut atteindre jusqu'à 7 à 8 m, nous préconisons une hauteur de 6 m

Le diamètre sera donc :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot VR}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1000}{3,14 \cdot 6}} = 14,57 \text{ m}$$

Capacité (m3)	Niveau ou côte du radier (m)	Niveau ou côte trop-plein (m)	Hauteur d'eau (m)	Diamètre (m)
1.000	98,03	104,53	6	14,57 m

6.6. Dimensionnement de la conduite d'amenée :

Il s'agit de la conduite d'amenée du réservoir au noeud 1

$$L = 140 \text{ m}$$

$$\epsilon = 0,6 \text{ mm}$$

$$Q = 134 \text{ l/s} = 0,134 \text{ m}^3/\text{s}$$

on se propose une vitesse de $1,8 \text{ m/s}$

D'après l'équation de continuité :

$$Q = V \cdot A \quad A = \frac{Q}{V} \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,134}{3,14 \cdot 1,8}} = 0,308 \text{ m}$$

$$D = 0,308 \text{ m}$$

on prendra un diamètre normalisé $D = 300 \text{ mm}$, $V = 1,90 \text{ m/s}$

En utilisant la théorie de la longueur fluïdo-dynamique de G. Lapray :

$$\Lambda = \frac{D}{D_0}$$

Pour un profil circulaire plein $D_0 = 1,539$ (abaque N° 9)

$$\Lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,3}{1,539} = 0,195 \text{ m}$$

Appliquons la formule :

$$\begin{aligned} Q/\sqrt{J} &= \Lambda^{2,5} (15,96 - 8,681 \ln \xi) = \\ &= (0,195)^{2,5} (15,96 - 8,681 \ln (0,6 \cdot 10^{-3})) = 1,111 \text{ m}^3/\text{s} \\ &\qquad\qquad\qquad 0,195 \end{aligned}$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = 1,111 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q = 0,134 \text{ m}^3/\text{s} \text{ donc :}$$

$$\sqrt{J} = \frac{Q}{1,111} \Rightarrow J = \frac{Q^2}{(1,111)^2} = 0,0145$$

Vérifions l'exactitude du résultat en utilisant la méthode classique :

La formule de Darcy - Weissbach :

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

Le coefficient de frottement f se calcule suivant Nikuradsé :

$$f = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D})^{-2} = (1,14 - 0,86 \ln (\frac{0,6 \cdot 10^{-3}}{0,3}))^{-2}$$

$$= 0,0237$$

$$J = \frac{0,0237 \times (1,9)^2}{2 \cdot 9,8 \cdot 0,3} = 0,0145$$

La perte de charge ΔH est égale à :

$$\Delta H = J \cdot L = 0,0145 \cdot 140 = 2,03 \text{ m}$$

On remarque que les deux méthodes donnent les mêmes résultats.

Les caractéristiques de la conduite d'aménée seront donc

$D = 300 \text{ m}$	$Q = 0,134 \text{ m}^3/\text{s}$
$V = 1,9 \text{ m/s}$	$\xi = 0,6 \text{ mm}$
$L = 140 \text{ m}$	$J = 0,0145$
$H = 2,03 \text{ m}$	

coefficient de resistance $= \frac{c}{1} \frac{v^2}{2g} \frac{L}{D}$

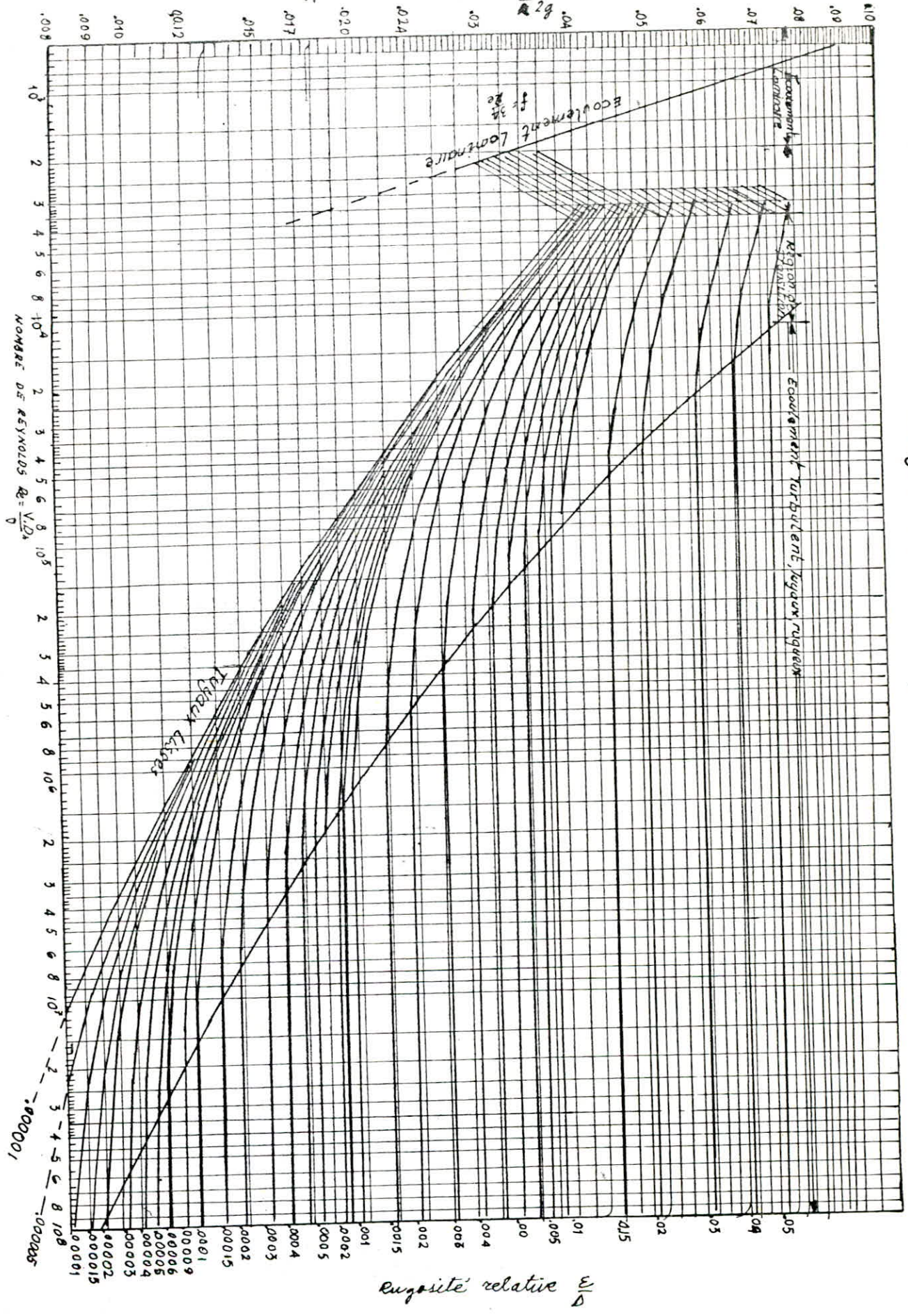
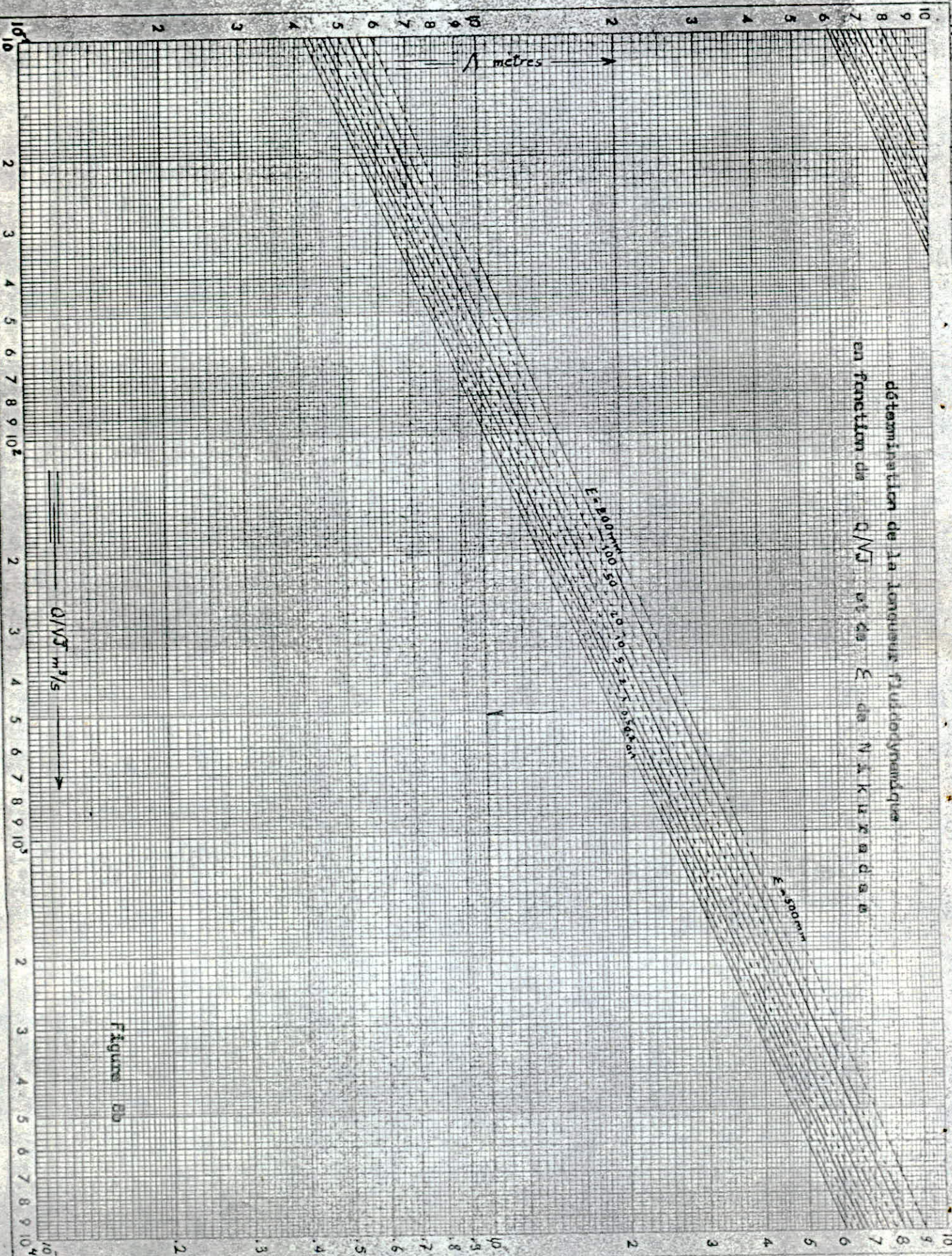


Diagramme de Moody



determination de la longueur hydrodynamique
en fonction de Q/V et de E de N. K. K. R. d. a. a.

Figure 80

6.7. Automatisation : (Voir Figure 6.1)

Le fonctionnement rationnel et économique d'une pompe dépend de deux niveaux d'eau, soit :

- à l'aspiration, le niveau dans la bêche d'aspiration
- au refoulement, le niveau dans le réservoir

Il importe de réaliser :

- l'arrêt du pompage lorsque le plan d'aspiration s'abaisse anormalement
- l'arrêt du pompage quand le réservoir est plein,
- la reprise du pompage dès que les conditions d'aspiration redeviennent normales ou, sitôt que le plan d'eau dans le réservoir s'abaisse au **dessous d'un** certain niveau.

Pour que ces opérations puissent s'effectuer dans le minimum de temps et avec le minimum de surveillance, il est indispensable qu'elles soient en vue d'alerter le personnel d'exploitation dans le cas d'une anomalie de fonctionnement.

- Pour notre projet, on a proposé un système de commande par ligne pilote :
- On dispose d'un flotteur à la partie haute du réservoir, qui est relié par un câble enterré au contacteur du moteur qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur et le déclenche pour un niveau supérieur.
 - Au niveau de la bêche de reprise

Un flotteur est lié à un interrupteur, lui-même raccordé au contacteur de protection des moteurs.

Ce dispositif doit être réglé afin d'interdire toute marche à vide.

6.8. Equipement des réservoirs :

Fontainerie des réservoirs (Figure 62)

Tout réservoir est muni de :

- une conduite d'alimentation
- une conduite de distribution
- une conduite de trop-plein
- une conduite de vidange

Conduite d'alimentation ou d'arrivée :

Elle se fait par surverse, car cette disposition provoque une oxygénation de l'eau souterraine qui, en général est pauvre en oxygène.

Commande par ligne pilote

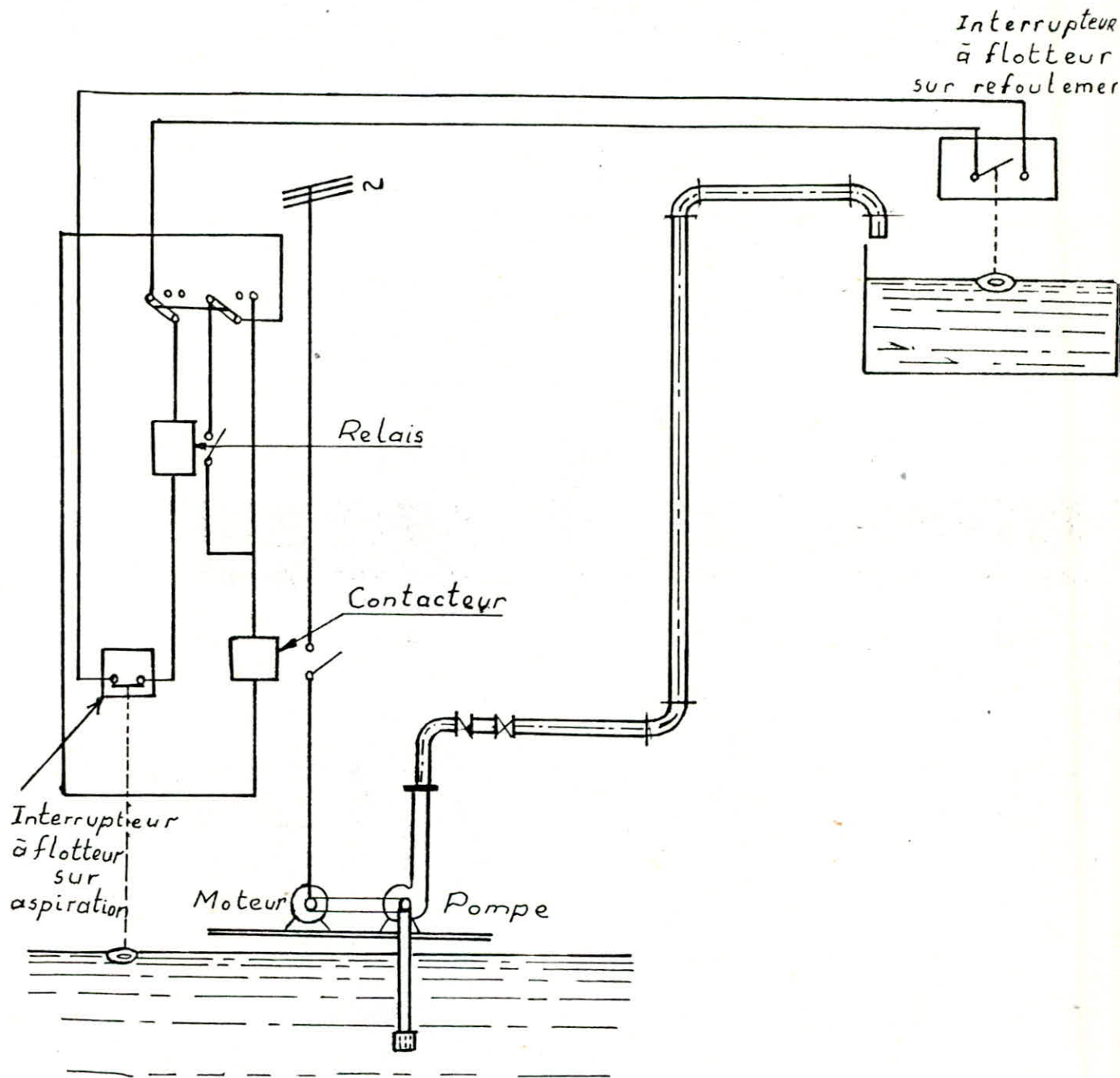


FIG : 6.1

Conduite de distribution ou de départ :

Pour éviter la pénétration du sable ou des boues à l'intérieur de la conduite de distribution qui pourraient se décanter dans la cuve, ce départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20 m au-dessus du radier. On prévoit aussi une hauteur de 0,60 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau pour éviter la pénétration d'air dans la conduite de distribution. Pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée de la conduite d'adduction. Une vanne-papillon à commande hydraulique automatique sera disposée sur le départ de la conduite pour pouvoir isoler rapidement le réservoir en cas d'accident dans la conduite maîtresse de distribution qui peut causer de graves dommages.

Evacuation du trop-plein

En cas de défaillance du système d'arrêt des pompes, un trop-plein doit pouvoir évacuer tout le débit arrivant au réservoir pour empêcher l'eau de dépasser un certain niveau admis.

La section horizontale sera située à une distance h du niveau ne devant pas être dépassé dans la cuve. A son départ elle aura une forme conique, dont la plus grande circonférence formera un déversoir pour le passage du débit sous la hauteur h . Cette conduite évacue un débit de : $Q = 27,828 \mu.R. h^{3/2}$

Selon le rapport h/R les valeurs de μ ne diffèrent que sensiblement. Q peut donc être égal à $Q = 11,15 . R . h^{3/2}$.

Pour éviter toute pollution ou pénétration d'insectes ou animaux dans le réservoir, on prévoit un siphon (joint hydraulique) qui maintient en eau le tronçon du trop-plein.

Vidange :

Cette conduite part du point le plus bas du réservoir et se raccorde avec la canalisation du trop-plein, elle comportera un robinet-vanne.

By-pass entre adduction et distribution :

En cas de réparation ou de nettoyage du réservoir il est à prévoir une communication entre la conduite d'adduction et de distribution.

Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour éviter que la réserve d'incendie ne soit utilisée pendant le soutirage et passer dans la distribution, un dispositif sera adapté :

Un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint, grâce à un évent ouvert à l'air libre, de cette façon la réserve ne serait pas entamée ; elle se renouvelle constamment.

En cas de sinistre (voir Figure 6.2) il suffit d'ouvrir la vanne 2. Une vanne 3 ; doit être prévue pour isoler le système en cas de réparation.

Robinet flotteur :

Pour éviter une surveillance pendant le remplissage on doit équiper le réservoir d'un robinet flotteur qui obture la conduite d'arrivée lorsque le niveau maximum est atteint et s'ouvre quand ce niveau descend.

Entretien et désinfection des réservoirs

Hygiène des réservoirs : Les réservoirs doivent être couverts et aérés. L'aération s'effectue par des ouvertures grillagées ou équipées d'épaisses plaques en verre. Les parois doivent être étanches sans pour cela utiliser un produit susceptible d'altérer la qualité de l'eau. La stagnation doit être évitée en créant une circulation.

Entretien des réservoirs :

L'importance de ces installations nécessite un soin particulier, tel que lavage, nettoyage et désinfection pour cela il faut :

- l'isolement et vidange de la cuve
- élimination des dépôts sur les parois par brossage
- examen et réparation éventuelle des parois
- désinfection
- rinçage à l'eau potable
- remise en service

Désinfection :

L'élimination des dépôts se fait par brossage manuel ou par projection d'eau sous pression, après on utilise le chlore ou le permanganate. Dans ce cas la présence d'un chimiste reste obligatoire.

SCHEMA DE LA FONTAINERIE

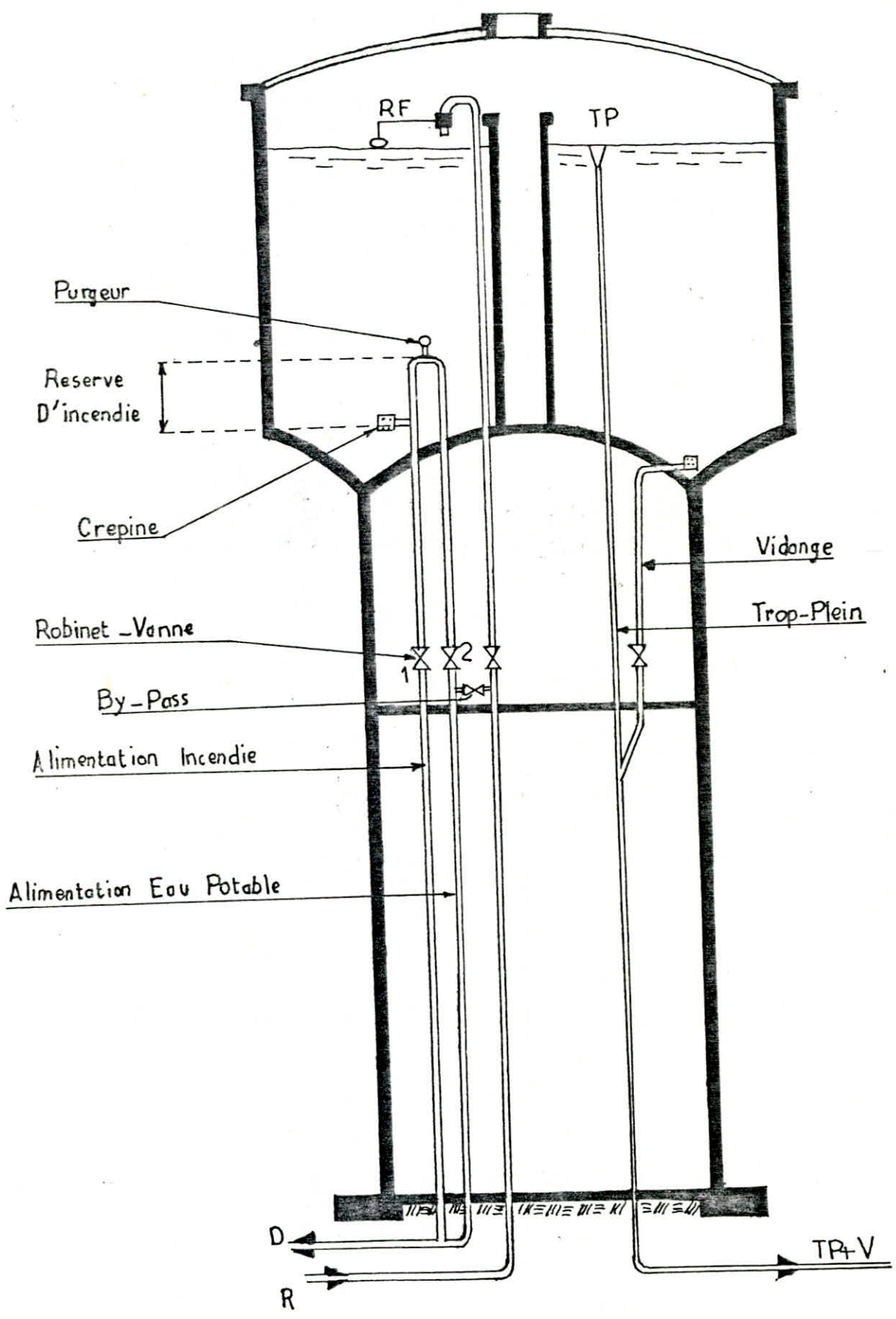


FIG: 6.2

C H A P I T R E VII

ADDUCTION

7.1. Choix du tracé : En vue de l'établissement de la conduite de refoulement il y aura lieu de tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter :

7.1.1. Conditions techniques :

- Choisir un tracé court avec une rampe toujours dans le même sens, vers le réservoir d'accumulation
- Eviter les contre-pentes, qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer (cavitation)
- Suivre les accotements des routes, si cela est possible
- Eviter les profils horizontaux
- Chercher un profil en long aussi régulier que possible

Toutes ces conditions ont influencé le choix de notre tracé.

7.1.2. Conditions économiques :

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

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

7.2. Choix du type de tuyaux : Toutes les conduites ont été prises en acier. Généralement on utilise dans les adductions des conduites en fonte, en acier ou en amiante-ciment. On a opté pour des tuyaux en acier, vu leur disponibilité sur le marché, de plus ils sont plus économiques que les tuyaux en fonte et s'adaptent mieux dans les adductions au niveau de la ville.

7.3. Choix du diamètre économique : Il est basé sur un calcul technico-économique suivant des étapes différentes :

- On détermine le diamètre approximatif par la relation de Bonnin :

$$D = \sqrt[3]{Q}$$

où Q : Débit à transiter en m³/s

D : Diamètre approximatif en m

- On se fixe une série de 4 ou 5 diamètres normalisés, sur laquelle portera notre étude technico-économique.

7.3.1. Calcul de diamètre économique :

$$D = \sqrt[3]{Q}$$

La vitesse moyenne d'écoulement : $V = \frac{Q}{A} = \frac{4 Q}{\pi \cdot D^2}$

Le nombre de Reynolds : $R = \frac{V \cdot D}{\nu}$

ν = Viscosité cinématique

La nature du régime d'écoulement, est fonction du nombre de Reynolds et de la rugosité absolue.

Ayant ces deux paramètres, on peut déterminer le régime d'écoulement, tout en se référant au diagramme de Moody. En cas de régime turbulent rugueux, le coefficient de frottement sera donné par la formule de Nikuradsé :

$$f_n = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\Sigma}{D h})^{-2}$$

ou : Σ : rugosité absolue

Dh : diamètre économique

En régime transitoire, le coefficient de frottement est donné par la formule de Colebrook :

$$f_c = \left(0,86 \ln \left(\frac{\Sigma}{D h \cdot 3,7} + \frac{2,51}{R \sqrt{f_c}} \right) \right)^{-2}$$

Pour la détermination des pertes de charge totales, occasionnées dans la conduite d'écoulement, nous avons utilisé les formules suivantes :

- Le gradient de la perte de charge suivant Darcy-Weissbach :

$$J = \frac{f \cdot V^2}{2 g \cdot D} = \frac{8 f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5}$$

- Les pertes de charges linéaires :

$$\Delta H_l = J.L.$$

où : L : Longueur de la conduite de refoulement

- Les pertes de charges singulières sont estimées à 15 % des pertes de charges linéaires :

$$\Delta H_s = 0,15 \Delta H_l$$

- Les pertes de charges totales s'obtiennent :

$$\Delta H_t = 1,15 \Delta H_l$$

N.B./ Les pertes de charges totales sont calculées, suivant un programme applicable à la T.I.59, celui-ci nous donnera aussi les valeurs des coefficients de frottement f et J , le gradient de la perte de charge. (voir page suivante).

programme pour T.I 59

2nd LbL	2nd LbL	STO	2ndLbL
A	B	8	D
1	(GTO	x
.	RCL	B	.
1	7	2ndLbL	1
4	÷	RCL	5
-	3	RCL	=
.	7	9	R/S
8	7	x	2ndLbL
6	+	RCL	E
x	2	3	+
(.	x ²	RCL
RCL	5	÷	11
1	1	1	=
÷	÷	9	R/S
RCL	RCL	.	
2	6	6	
)	÷	÷	
STO	RCL	RCL	
7	8	2	
lnx	√x	=	
=)	STO	
x ²	lnx	10	
1/x	x	R/S	
STO	.	2ndLbL	
5	8	C	
STO	6	RCL	
8	=	10	
RCL	x ²	x	
3	1/x	RCL	
x	STO	4	
RCL	9	=	
2	-	STO	
÷	RCL	11	
RCL	8	R/S	
0	=		
=	2nd x		
STO	INV		
6	2nd x)t		
R/S	RCL		
	RCL		
	9		

Exécution

1. stockage des données:
 $\sqrt{\quad} \rightarrow 00$; $\varepsilon \rightarrow 01$; $D \rightarrow 02$
 $V \rightarrow 03$; $L_g \rightarrow 04$
 précision $0,000001 \times st.$

Résultats

2. appuyer sur:

$\boxed{A} \Rightarrow R_e; 06$ $\boxed{B} \Rightarrow J$

$\boxed{C} \Rightarrow \Delta h_l$ $\boxed{D} \Rightarrow \Delta h_s$

$\boxed{E} \Rightarrow \Delta h_t$

$F_r \leftarrow 05$ $F_t \leftarrow 09$

P

- Calcul de la hauteur manométrique totale de refoulement :

$$H_{mt} = H_g + 1,15 \Delta H_l = H_g + \Delta H_t$$

où H_g : est la hauteur géométrique de refoulement :

H_g est égale à la différence des niveaux d'eau du plus haut au plus bas

$$H_g = (T.P. + 0,5) - N_{min}$$

T.P. : Trop-plein du réservoir

Après détermination de H_{mt} , on se référant au catalogue des pompes, nous obtiendrons la H_{mt} pratique et le rendement de la pompe correspondante, en fonction de H_{mt} et Q .

- Calcul de la puissance absorbée de la pompe :

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} \quad (\text{Kilowatts}) \cdot g = 9,8 \text{ m/s}^2$$

η = rendement de la pompe pris égal à 70 %

- Calcul de l'énergie (E) : (annuelle)

$$E = P \cdot 24.365$$

- Tarif de l'énergie (d'après la Sonelgaz)

$$e = a + c \cdot P_c + d \cdot P_a + \sum e h \cdot \eta h$$

où a : redevance fixe : 28 DA/Mois

$C \cdot P_c$: puissance mise à disposition

$d \cdot P_a$: puissance absorbée

eh : coefficient de pondération

avec $C = 2,10 / \text{KW/Mois}$

$$d = 9,8 \text{ DA/KW/Mois}$$

$CP_c + dpa$ = terme de puissance

$\sum eh \cdot \eta h$: consommation effective de l'énergie (DA/KW/h)

le terme eh à 3 tarifs au cours de la journée :

* heures de pointe : 17 h - 21 h ; $eh_1 = 0,4735 \text{ DA/KWh}$

$$\eta h_1 = 4/24 = 0,167$$

* heures pleines 6 h - 17 h $eh_2 = 0,0981 \text{ DA/KWh}$

$$\eta h_2 = 12,5/24 = 0,521$$

* heures creuses 22 h 30 - 6 h $eh_3 = 0,0248 \text{ DA/KWh}$

$$\eta h_3 = 7,5/24 = 0,312$$

BORDEREAU DES PRIX DES CONDUITES

EN ACIER
Lot adduction

Diamètre Φ (mm)	Tuyau (m) (DA)	Soudure (DA)	Terrassement (DA)	Pose (DA)	Transport et manutention (DA)	Prix de revient au m l (DA)
100	84,44	1,70	50,00	4,00	7,17	147,31
150	104,39	2,61	60,00	8,00	9,93	184,93
200	137,59	4,32	65,00	10,00	12,65	229,56
250	162,32	5,75	67,00	16,00	16,15	267,22
300	216,63	7,30	70,00	20,00	19,14	333,07
350	301,11	9,26	72,00	30,00	25,23	437,60
400	345,17	11,27	75,00	40,00	29,00	500,44
500	432,05	17,22	85,00	60,00	34,18	628,45

RUGOSITE ABSOLUE DES CONDUITES

	Matériau	Tuyau nouveau ϵ (mm)	Tuyau ancien ϵ (mm)
Adduction	Acier ou fonte	0,1 à 0,4	1,0 à 1,5
Réseau	Acier ou fonte	0,4 à 1,0	1,5 à 3,0
Adduction	Amiante- ciment	0,03 à 0,1	0,1 à 0,4
Réseau	Amiante- ciment	0,1 à 0,4	0,4 à 1,0
Adduction	P.V.C	0,0 à 0,03	0,03 à 0,1
Réseau	P.V.C	0,03 à 0,1	0,1 à 0,4
Adduction	Béton-armé	0,03 à 0,1	0,1 à 0,4
Réseau	Béton-armé	#	#

$$\text{Donc : } \sum e h_i \cdot n h_i = e h_1 \cdot n h_1 + e h_2 \cdot n h_2 + e h_3 \cdot n h_3 = \\ = 0,1379 \text{ DA/KWh}$$

$$e = a + C \cdot P_c + d P_a + e h_i \cdot n h_i$$

$$= 28 + 9,8 + 2,10 + (0,1379 \cdot 24 \cdot 30) = 139,188 \text{ DA KW/Mois}$$

$$e = 0,19 \text{ DA/KWh (prix du KWh)}$$

- Prix de l'énergie :

$$P_E = E \cdot e$$

- Frais avec annuité :

L'annuité est calculée suivant la formule :

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

où i = taux d'annuité = 8 % (adopté en Algérie)

n = nombre d'années d'amortissement $n = 30$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,088827 \text{ DA}$$

- Le prix de la conduite : $P_u \cdot L$

P_u = prix de revient du mètre linéaire de la conduite (voir tableau suivant)

- Le prix total de la conduite :

$$P_{t c} = E \cdot e + A'$$

Le diamètre économique est celui qui converge vers la plus faible somme des frais d'amortissement et ceux d'exploitation.:

Pour notre adduction, nous proposerons deux variantes d'emplacement de la bache de reprise.

La prise d'eau se fera par piquage sur une conduite d'adduction des eaux de Mazafran dont le diamètre est de 450 mm. La conduite passe à l'amont de Staoueli, le point de prise est situé à une altitude de 49 m.

- Première variante :

La longueur de la conduite de refoulement est $L = 395$ m.

La hauteur géométrique H_g est égale à 51 m.

TABLEAU DONNANT LA HAUTEUR MANOMETRIQUE
DE REFOULEMENT

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	f _r	f _t	L (m)	$J = f \frac{V^2}{2gD}$	Δh_L (m)	Δh_S (m)	Δh_t (m)	$H_{mt} = H_g + \Delta h_t$
150	0,0447	2,53	379500,0	0,02570	0,02623	395	0,05710	22,554	3,383	25,937	76,94
200	"	1,42	284000,0	0,02378	0,02453	"	0,01262	4,98	0,75	5,73	56,73
250	"	0,91	227500,0	0,02243	0,02346	"	0,00396	1,57	0,23	1,80	52,80
300	"	0,63	189000,0	0,02142	0,02275	"	0,00154	0,61	0,09	0,70	51,70

FRAIS D'AMORTISSEMENT

D (mm)	Prix au ml (DA)	L (m)	Prix de la conduite (DA)	Annuité (DA)
150	184,93	395	73.047,35	$73.047,35 \times 0,088827 = 6488,58$
200	229,56	"	90.676,20	$90.676,20 \times \alpha = 8054,49$
250	267,22	"	105.551,9	$105.551,9 \times \alpha = 9375,86$
300	333,07	"	131.562,65	$131.562,65 \times \alpha = 11686,32$

FRAIS D'EXPLOITATION

D (mm)	H n t (m)	P (KW)	PX24X365 = E KWh -annuels	Prix de l'énergie à 0,19 DA le KWh
150	76,94	48,15	421794,0	80.140,86
200	56,73	35,50	310980,0	59.086,20
250	52,80	33,04	289430,4	54.991,776
300	51,70	32,35	283386,0	53843,34

B I L A N

Diamètres (mm)	150	200	250	300
Amortissement	6.488,58	8.054,49	9.375,86	11.686,32
Exploitation	80.140,86	59.086,20	54.991,776	53.843,34
Totaux	86.639,44	67.140,69	64.367,636	65.529,66
Diamètre Economique			D ECONOMIQUE	

- Deuxième variante :

La longueur de la conduite de refoulement $L = 480$ m

La hauteur géométrique $H_g = 56$ m

On prendra pour les deux variantes :

$$\xi = 0,4 \text{ mm} ; \nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

Les calculs technico-économiques sont dressés dans les tableaux suivants ;
avec un diamètre approximatif suivant Bonnin : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,04469} =$

$$0,211 \text{ m}$$

On prendra un diamètre normalisé de 200 mm.

Comparaison des deux variantes :

On remarque, que les deux variantes donnent le même diamètre économique ;
qui est de 250 mm. Toutefois, pour la première variante, pour un même dia-
mètre, les frais sont moindres, par rapport à la deuxième. Nous prendrons
donc, la première variante qui est de loin la plus économique.

TABLEAU DONNANT LA HAUTEUR MANOMETRIQUE
DE REFOULEMENT

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	f _r	f _t	L (m)	J	Δh _l (m)	Δh _s (m)	Δh _t (m)	H _{mt} = H _g + Δh _t
150	0,0447	2,53	379500,0	0,02570	0,02623	480	0,05710	27,408	4,111	31,52	87,52
200	"	1,42	284000,0	0,0237	0,02453	"	0,01262	6,0576	0,9086	6,97	62,97
250	"	0,91	227500,0	0,02243	0,02346	"	0,00396	1,9029	0,2854	2,19	58,19
300	"	0,63	189000,0	0,02142	0,02275	"	0,00154	0,7370	0,1105	0,85	56,85

FRAIS D'AMORTISSEMENT

Variantes II

$A = 0,088827$

D (mm)	Prix au ml (DA)	L (m)	Prix de la conduite (DA)	Annuité (DA)
150	184,93	480	88.666,4	$88.766,4 \times 0,088827 = 7884,85$
200	229,56	"	110.188,8	$110.188,8 \times A = 9787,74$
250	267,22	"	128.265,6	$128.265,6 \times A = 11.393,45$
300	333,07	"	159.873,6	$159.873,6 \times A = 14.201,09$

FRAIS D'EXPLOITATION

D (mm)	Hmt (m)	P (KW)	KWh annuels $P \times 24 \times 365 = E$	Prix de l'énergie à 0,19 DA le KWh
150	87,52	54,77	479.785,2	91.159,188
200	62,97	39,41	345.231,6	65.594,004
250	58,19	36,42	319.039,2	60617,448
300	56,85	35,58	311.680,8	59.219,352

B I L A N

Diamètres (mm)	150	200	250	300
Amortissement	7.884,85	9.787,74	11.393,45	14.201,09
Exploitation	91.159,188	65.594,004	60.617,448	59.219,352
Totaux	99.044,038	75.381,744	72.010,898	73.420,442
Diamètre Economique			D Economique	

7.4. Bâche de reprise :

7.4.1. But : La bâche de reprise a pour but de régulariser la variation due à la différence des durées de pompage.

Pour notre cas, elle servira comme réservoir pour le piquage et comme reprise pour la station de pompage.

7.4.2. Capacité et dimensionnement :

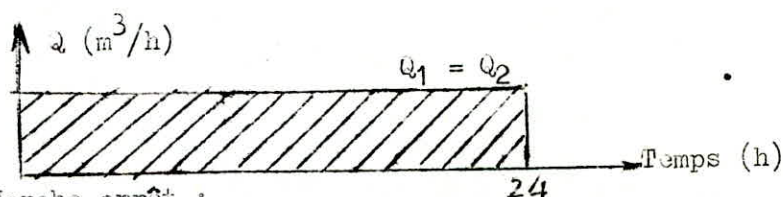
Notre bâche de reprise sera dimensionnée selon tous les déficits
Le volume de la bâche est fonction des débits d'arrivée et de départ.

Q_1 = Débit d'arrivée.

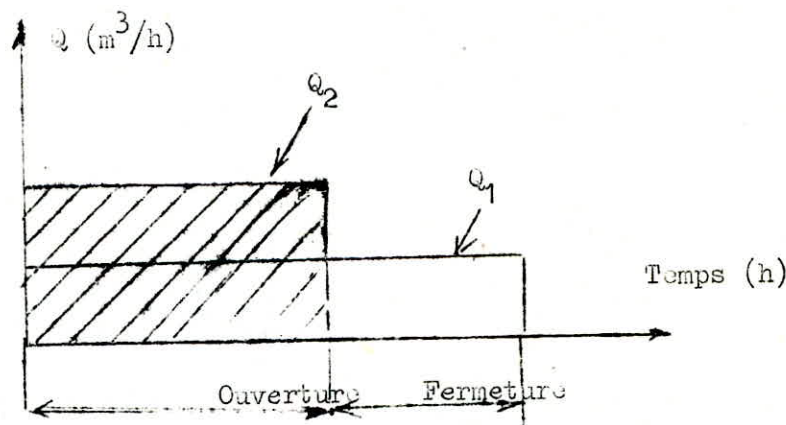
Q_2 = Débit de départ.

On étudiera deux formes d'exploitation :

- Exploitation continue :



- Marche arrêt :



Le débit de consommation total journalier pour la zone haute :

$$Q_t = 3861,17 \text{ m}^3/\text{j} = 44,689 \text{ l/s} = 44,70 \text{ l/s}$$

On va étudier 3 différentes sortes d'exploitation :

- Exploitation continue (24/24) ; on aura : $Q_2 = 44,70 \text{ l/s} = 160,92 \text{ m}^3/\text{h}$

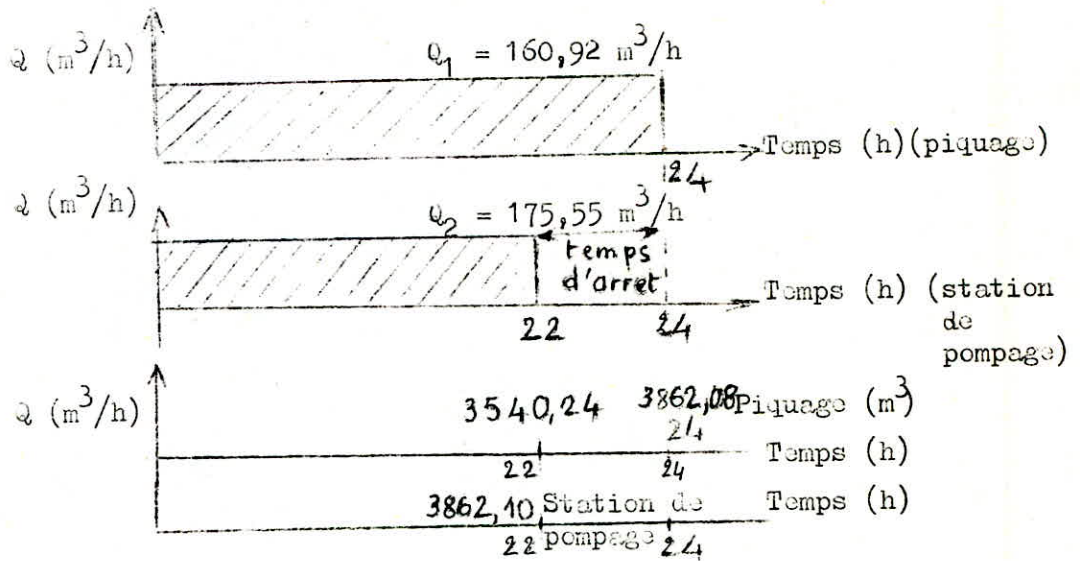
- Exploitation en (18/24) ; $Q_2 = 214,56 \text{ m}^3/\text{h} = 59,60 \text{ l/s}$

- Exploitation en (16/24) ; $Q_2 = 214,38 \text{ m}^3/\text{h} = 67,05 \text{ l/s}$

Pour une exploitation continue (24/24)

$$Q_1 = Q_2 = 160,92 \text{ m}^3/\text{h}$$

7.4.2.1. Capacité de la bêche de reprise : pour une exploitation continue de 22 h et d'un arrêt du groupe de la station de pompage de 2 h



Le volume théorique de la bêche de reprise pendant le démarrage de la pompe, devra être de :

$$3862,08 - 3540,24 = 321,84 \text{ m}^3$$

Le volume arrivant à la bêche de reprise pendant l'arrêt de la pompe est de :

$$160,92 \times 2 = 321,84 \text{ m}^3$$

Le volume standard de notre bêche de reprise sera donc de 500 m^3 .

7.4.2.2. Dimensionnement :

$$h = 5 \text{ m} ; V = 500 \text{ m}^3$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 500}{3,14 \cdot 5}} = 11,28 \text{ m}$$

$$D = 11,28 \text{ m}$$

La bêche de reprise comporte une conduite de trop-plein et une conduite de vidange.

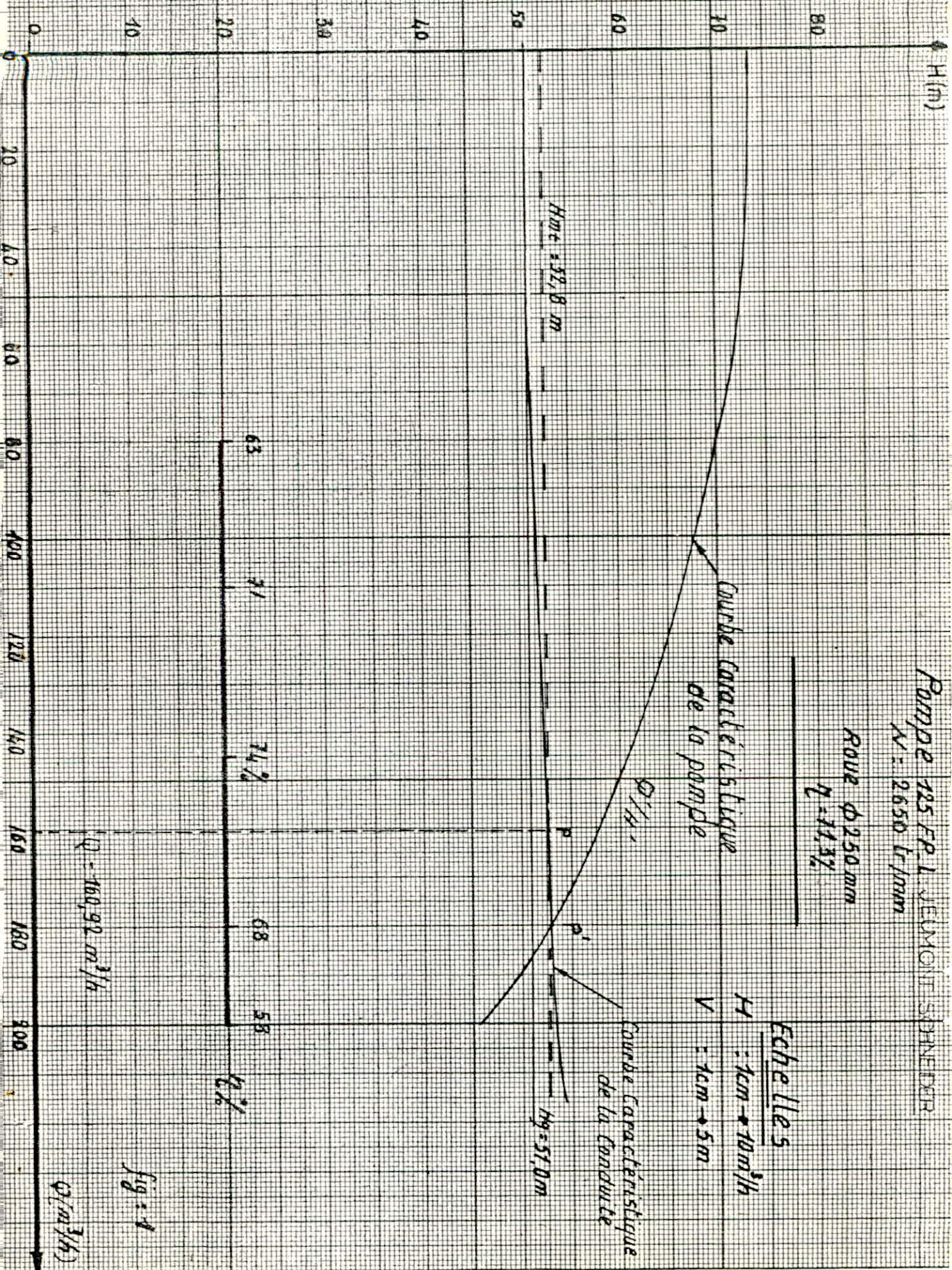
7.5. Choix des pompes :

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 :

... débit à refouler, hauteur d'élévation et rendement.

... Pour notre projet, nous avons équipé la bêche de reprise d'une pompe à axe horizontal à un étage

17/1/77



On installera une seconde pompe de même type pour le secours, en cas de panne de la première.

7.5.1. Type de pompe :

Caractéristiques:

$$Q = 0,0447 \text{ m}^3/\text{s} = 160,92 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{mt} = 52,80 \text{ m}$$

Les catalogues Jeumont-Schneider, pour les pompes à axe horizontal, nous ont permis de choisir le type de pompe qui répond le mieux à ces caractéristiques, il s'agit d'une pompe 125.F.P-L

$$N = 2650 \text{ tr/min}$$

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

$$n = 71,3 \%$$

Sur la figure N° 1 ; nous avons le point P qui représente le point de fonctionnement désiré avec un débit $Q = 160,92 \text{ m}^3/\text{h}$ et $H = 52,80 \text{ m}$

La courbe (Q'/H') passe un peu plus haut que le point P, et coupe la courbe caractéristique de la conduite au point P

Vu la différence qui existe entre les points P et P', on étudiera, les différentes possibilités pour les rapprocher.

Première solution :

Si on gardera le point de fonctionnement P', on devra diminuer le temps de pompage.

Pour le point P', on a :

$$Q = 180 \text{ m}^3/\text{h} = 0,05 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = 53 \text{ m}$$

Pour le point P, on a :

$$Q = 160,92 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H = 52,80 \text{ m}$$

Le volume entrant au réservoir pendant 24 h est de $3862,08 \text{ m}^3$.

Le temps de pompage se réduira et sera de :

$$t = \frac{3862,08}{180} = 21,456 \text{ h soit } 21 \text{ h } 50'$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$W_p = \frac{9,8 \cdot Q \cdot H}{n} = \frac{9,8 \cdot 0,05 \cdot 53}{0,68} = 38,19 \text{ kW}$$

Pour prévenir certains imprévus d'exploitation, il sera prudent de majorer la puissance absorbée par la pompe de 10 % pour une puissance W_p supérieure à 20 KW.

$$\text{Donc } W_p = 42,009 = 42 \text{ KW}$$

Deuxième solution :

Elle consiste à vaner sur le refoulement pour créer une perte de charge égale à $PP'' = 58 - 52,8 = 5,2 \text{ m}$

ce qui provoquera une augmentation de Hmt, en gardant le débit désiré, dans ce cas, on aura un gaspillage d'énergie.

$$W_p = \frac{9,8 \times 0,0447 \times 58}{0,713} = 35,63 \text{ KW}$$

avec une majoration de 10 %, $W_p = 39,19 \text{ KW}$.

Troisième solution :

Si l'on désire faire passer la courbe (Q'/H') par le point P, la solution consistera à régler la roue de la pompe :

en conservant la même vitesse de rotation (N) et d'après les relations :

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

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

En posant $d = m \cdot D$

où m : coefficient de réglage

l'expression (1) devient :

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

Ayant les triangles semblables OPQ et OP''' Q''', on peut écrire :

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

Sachant Q , on lit la valeur de Q''' sur la figure (2), la valeur de m sera égale à :

$$m = \sqrt{Q/Q'''}$$

$$\text{Pour } Q = 0,0447 \text{ m}^3/\text{s} = 44,70 \text{ l/s}$$

$$Q''' = 170 \text{ m}^3/\text{h} = 47,22 \text{ l/s}$$

$$m = \sqrt{\frac{Q}{Q''}} = \sqrt{\frac{44,70}{47,22}} = 0,97$$
$$m = 0,97$$

Le pourcentage de rognage sera donc :

$$1 - 0,97 = 0,03 \text{ soit } 3 \% < 20 \%$$

La nouvelle courbe (Q'/H') pourra être facilement tracée

Puisque : $OP = m^2 \cdot OP''$

Le diamètre de la roue rognée est :

$$d = m \cdot D = 0,97 \times 250 = 242,5 \text{ mm}$$

La puissance absorbée par la pompe :

$$W_p = \frac{9,8 \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} = \frac{9,8 \times 0,0447 \times 52,8}{0,713} = 32,44 \text{ KW}$$

avec une majoration de 10 %, la puissance sera :

$$W_p = 35,68 \text{ KW}$$

CONCLUSION : On constate bien que la puissance absorbée par la pompe obtenue par rognage, est inférieure à celles des deux autres solutions.

On optera donc pour la troisième solution, qui consiste au rognage de la roue de la pompe, avec un pourcentage de rognage de 3 %

TABLEAU DE LA CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE
DE REFOULEMENT

$\phi = 250 \text{ mm}$ $\Sigma = 0,4 \text{ mm}$ $L = 395 \text{ m}$

$Q(\text{m}^3/\text{s})$	$Q(\text{m}^3/\text{h})$	$V(\text{m/s})$	Re	f_r	f_t	$J = \frac{8f v^2}{g \pi^2 D^5}$	$\Delta h_1 = J \cdot L$ (m)	$\Delta h_t = 1.15 \Delta h_1$ (m)	Hmt (m)
0,02	72	0,4076	101900,00	0,02243	0,02445	0,000829	0,3275	0,3766	51,38
0,03	108	0,6115	152875,0	"	0,02387	0,001822	0,7195	0,8274	51,83
0,04	144	0,82	203825,0	"	0,02355	0,003196	1,2623	1,4517	52,45
0,0447	160,92	0,91	227775,0	"	0,02345	0,003974	1,5696	1,800	52,80
0,05	180	1,02	254775,0	"	0,02336	0,004952	1,9561	2,2495	53,25
0,06	216	1,22	305725,0	"	0,02323	0,007090	2,8008	3,220	54,22

-81-

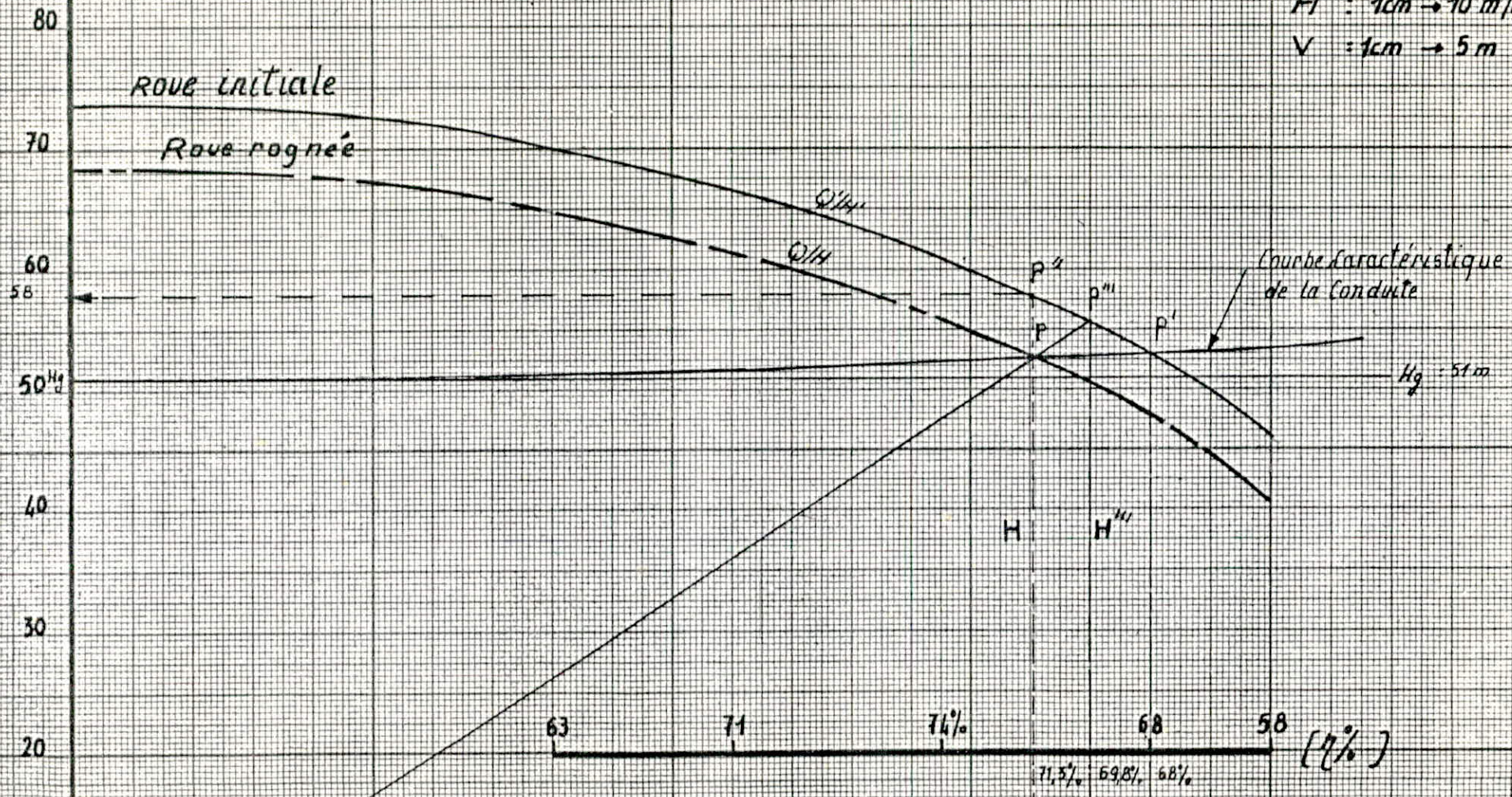
H(m)

Determination du rognage de la roue

Echelles

H : 1cm → 10 m³/h

V : 1cm → 5 m



$$\frac{OP''}{OP} = \frac{Q''}{Q} = \frac{1}{m^2} \frac{1}{(0.97)^2} = 1.06$$

Q = 160.92 (m³/h)

Q'' = 170 m³/h

Q' = 180 m³/h

fig 2

10
10
82

CHAPITRE VIII

Protection des conduites contre les coups de bélier

8.1. Phénomène du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont :

- Arrêt brutal : par disjonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupes électro-pompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir, démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obstruction placé en bout d'une conduite d'adduction.

Les conduites de refoulement doivent être examinées et étudiées de manière à être protégées contre les coups de bélier, dont les valeurs peuvent être égales à plusieurs fois la pression de service, dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures des tuyaux ou la détérioration des pompes.

- La dépression peut conduire à un aplatissement de la conduite, si celle-ci ne présente pas une épaisseur suffisante.

8.2. Moyens de protection des installations :

- Il n'est pas 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 appareils anti-béliers devront avoir pour effet :

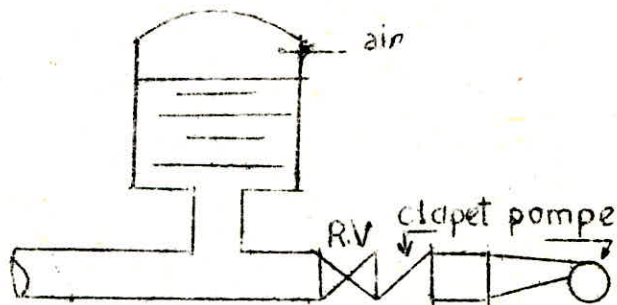
- de limiter la dépression
- de limiter la surpression

Les appareils 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.

8.3. Réservoir d'air :

8.3.1/ Principe : l'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement, immédiatement à l'aval du clapet



À la disjonction, le clapet se ferme, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. Après diminution progressive, puis annulation de la vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche. Ce dispositif est excessivement simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les suppressions.

8.3.2/ Calcul simplifié d'un réservoir d'air :

EN faisant abstraction des pertes de charge dans la conduite de refoulement, en négligeant l'élasticité de la conduite et la compressibilité de l'eau .

- En outre, le réservoir ne comporte pas d'organe d'étranglement
- En marche normale, les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air sont données par Z_0 et U_0 ;

Z_0 : étant la pression absolue exprimée en mètre d'eau (si on néglige la hauteur de l'eau dans le réservoir d'air au-dessus de l'axe de la conduite)

$$Z_0 = H_0 + 10 \text{ m (} H_0 : \text{ hauteur géométrique)}$$

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \cdot \frac{L S}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

U_0 = Volume de l'air en m^3

L = Longueur de la conduite en m

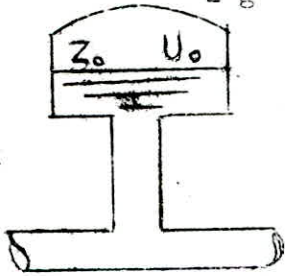
S = Section de la conduite en m^2

$$f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \left(\frac{Z_0}{Z_{\min}} - 1 - \log \frac{Z_0}{Z_{\min}}\right)$$

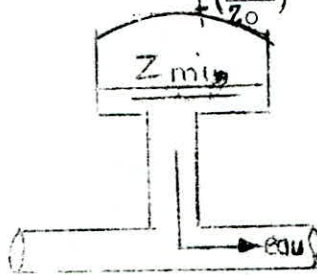
l'expression donnant U_0 a fait l'objet d'un abaque de A. Vibert pour l'établissement de cette abaque, la formule a été mise sous la forme :

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{V_0^2}{2g} \cdot \frac{1}{Z_0} - \frac{1}{f \left(\frac{Z}{Z_0} \right)}$$

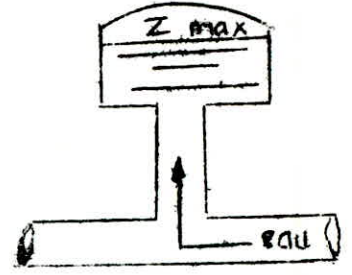
en posant $\frac{V_0^2}{2g} = h_0$; $\frac{U_0}{LS} = \frac{h_0}{Z_0} - \frac{1}{f \left(\frac{Z}{Z_0} \right)}$



marche normale



Fin de la dépression

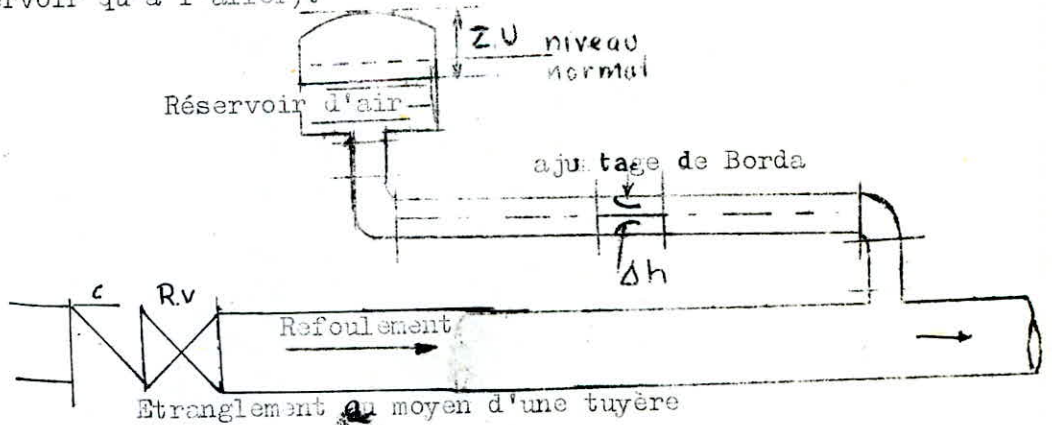


Fin de la supression

8.3.3/ Calcul normal d'un réservoir d'air :

Les hypothèses citées ci-dessus ne peuvent s'appliquer pour des installations très importantes. On arrive rapidement à des volumes de réservoir énormes, donc il y'a lieu de tenir compte du phénomène et de sa propagation ondulatoire. Il sera donc nécessaire de disposer à la base de la cloche. Un étranglement qui amortira rapidement les oscillations et permettra aussi de réduire le volume de la cloche.

Cet étranglement sera constitué, par une tuyère fonctionnant au retour de l'eau comme un ajustage rentrant de Borda, permet théoriquement d'avoir une perte de charge quatre fois plus grande au retour qu'à l'aller (il y'a intérêt d'avoir, une plus grande perte de charge au retour de l'eau dans le réservoir qu'à l'aller).



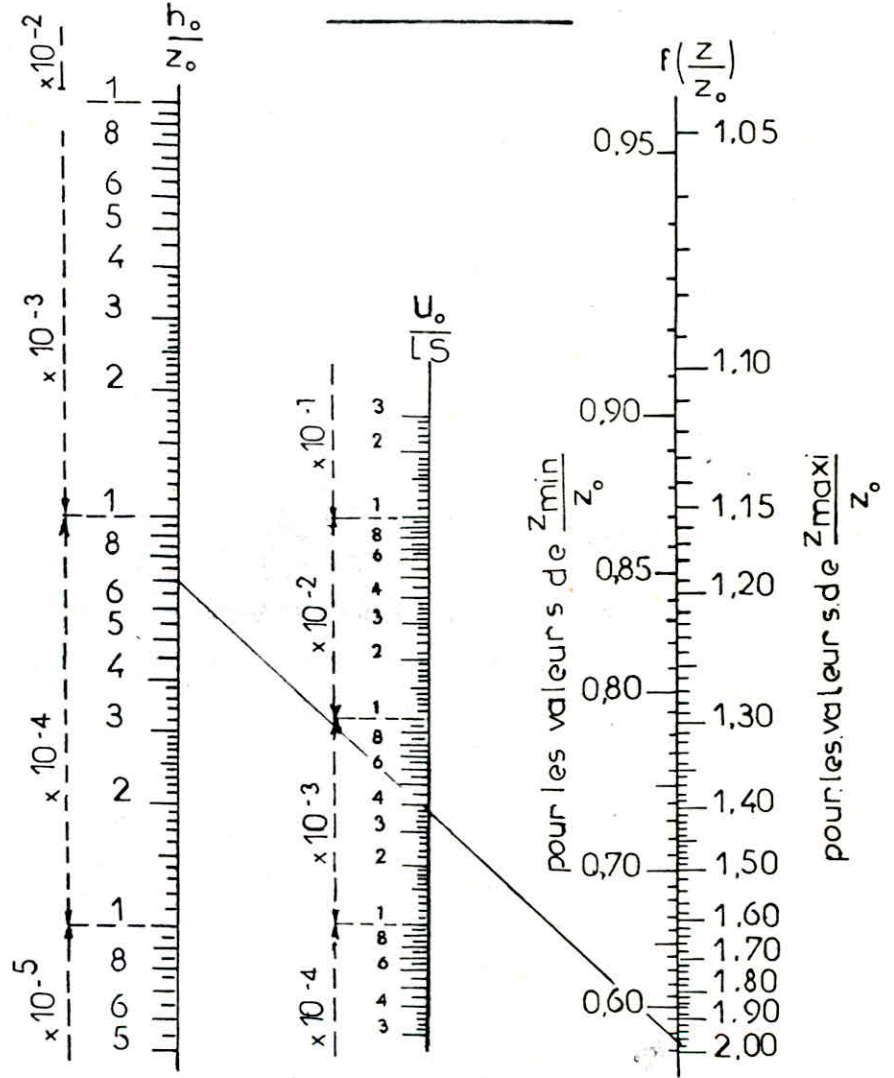
- Le coefficient de contraction de l'ajustage est de 0,5

Les organes d'étranglement sont disposés sur une tubulure reliant le réservoir d'air à la conduite, un robinet-vanne permet d'isoler le réservoir d'air de la conduite en cas de besoin.

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ DES RESERVOIRS D'AIR



8.4. Principe de calcul :

Le calcul consiste, par approximations successives à tracer l'épure de Bergeron, afin de déterminer les dépressions et les suppressions maximales, après avoir fixé un volume d'air U_0 .

- On considère qu'au cours d'un aller-retour d'onde l'intervalle de temps $\theta = \frac{2L}{a}$ (a : célérité en m/s)

La vitesse finale de l'eau après l'intervalle θ est (V_f)

- Nous partons d'un volume initial arbitraire du réservoir d'air U_0 , on se fixe la vitesse finale V_f et on calcule à la fin de l'intervalle, la pression dans le réservoir d'air, puis la pression dans la conduite en ajoutant ou en retranchant les pertes de charges suivant le cas.

On vérifie sur le diagramme de Bergeron la pression finale correspondant à la vitesse V_f . Si la pression ne correspond pas à la vitesse, on doit refaire les calculs en choisissant une autre vitesse V_f .

- Les temps se suivent selon les valeurs de $\theta = \frac{2L}{a}$

- L'augmentation ΔU du volume d'air du réservoir d'air, ou sa diminution est exprimée par le volume correspondant de l'eau, il n'est autre que le volume d'eau qui circule dans la conduite de refoulement de section S pendant le temps θ et avec une vitesse V_m .

- Pour le premier intervalle θ , on a : $V_{m1} = \frac{V_0 + V_f}{2}$

- Il faut faire attention aux vitesses négatives quand l'eau revient vers le réservoir d'air.

Le volume U d'air du réservoir sera égal, à la fin du premier intervalle θ , à $U_0 + \Delta U$, pour les autres intervalles, les volumes s'ajoutent quand l'eau monte puis se retranchent quand l'eau descend.

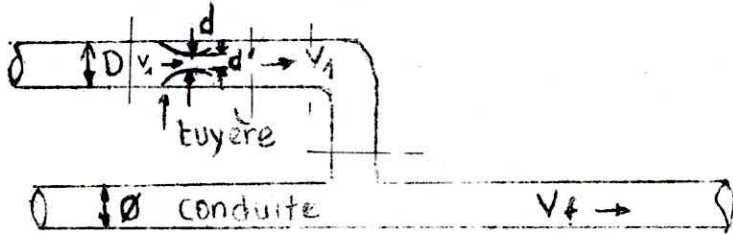
- La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée en admettant que la détente du fluide s'effectue conformément à la loi de Poisson :

$$(Z_0 + \delta_0) U_0^{1,4} = Z U^{1,4}$$

δ_0 : pertes de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

l'organe d'étranglement, il est de l'une tuyère



À la montée de l'eau, on a la valeur de la vitesse V_1 en fonction de la vitesse finale V_f dans la conduite, on évaluerait la vitesse V_2 à la descente de l'eau.

À la montée de l'eau, la tuyère ayant un coefficient de débit de 0,92

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

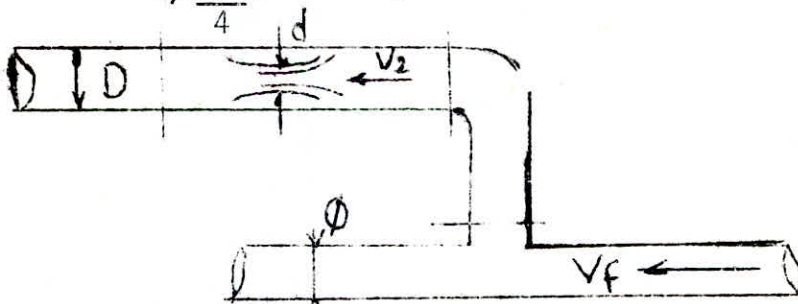
d : sera choisi pour que K reste compris entre 15 et 20.

- La perte de charge Δh_1 , à la montée de l'eau s'évalue en fonction du rapport m des sections de la veine contractée (d') et de la tubulure (D). On détermine le coefficient des pertes de charges C du graphe

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

À la descente de l'eau, la tuyère agit comme un ajustage rentrant de Borda avec un coefficient de contraction de 0,5.

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{\frac{\pi \phi^2}{4}}{0,5 \frac{\pi d^2}{4}} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = K'$$

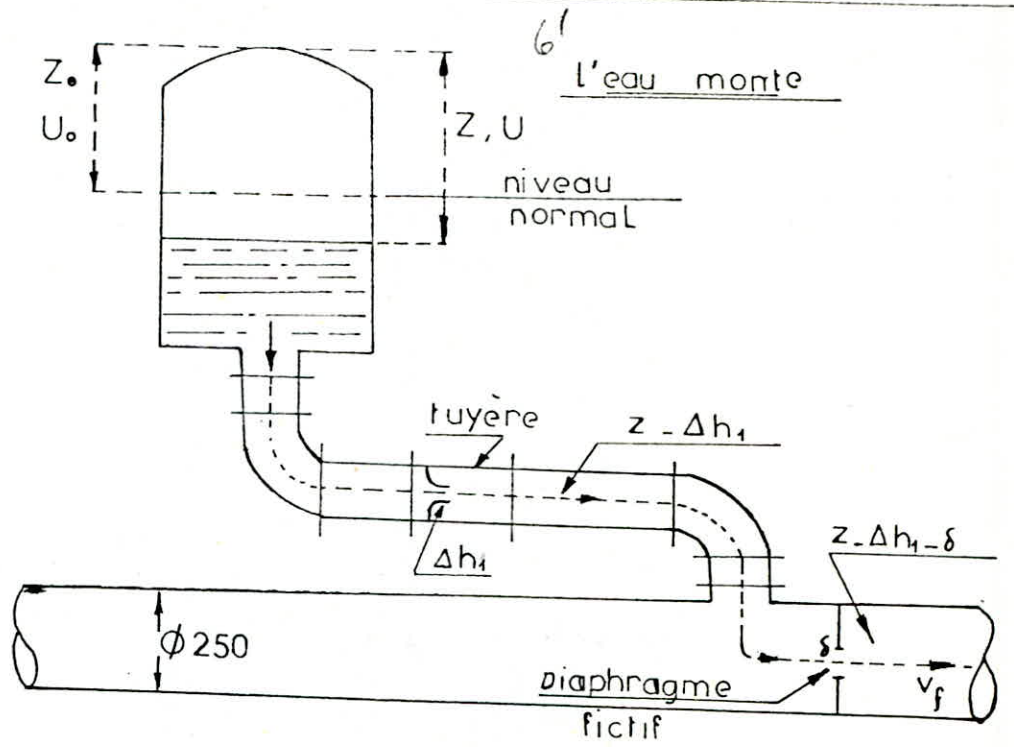


- Dans la tuyère K' est lié à K ; $K = 1,7 k'$

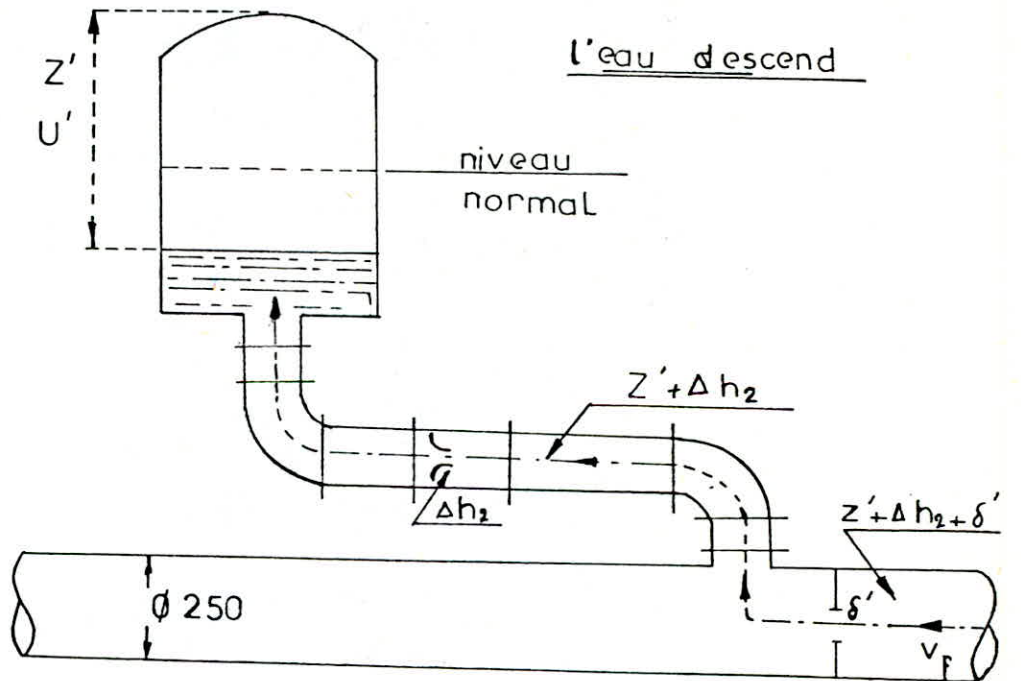
$$\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} \cdot C'$$

La pression absolue dans la conduite se déduit de =

- $Z - \Delta h_1$, quand l'eau monte
- $Z' + \Delta h_2$, quand l'eau descend



PERTES DE CHARGE SUCCESSIVES À LA MONTEE DE L'EAU DANS LA CONDUITE



perles de charges successives à la descente de l'eau dans le reservoir

- La pression manométrique, exprimée en mètres d'eau, s'obtient en déduisant 10 m des valeurs ainsi trouvées.

- On cherche, sur la parabole des pertes de charges dans la conduite, la valeur δ pour la vitesse finale V_f considérée,

- La pression finale absolue dans la conduite, sera :

$$- Z - \Delta h_1 - \delta ; \quad \text{quand l'eau monte .}$$

$$- Z + \Delta h_2 + \delta ; \quad \text{quand l'eau descend .}$$

- Par cette valeur de la pression finale absolue, sera menée l'horizontale qui coupera la droite $\frac{+a}{gs}$

Pour notre cas :

La longueur = 395 m

Le diamètre = 250 mm

(Section) $S = \frac{\pi D^2}{4} = 3,14 \cdot \frac{(0,25)^2}{4} = 0,049 \text{ m}^2$

Le volume : $395 \times 0,049 = 19,35 \text{ m}^3$

$Q = 0,0447 \text{ m}^3/\text{s}$

$V_0 = Q/S = \frac{0,0447}{0,049} = 0,91 \text{ m/s}$

Hg : 51 m

Pour une conduite en acier $e = 5 \text{ mm}$, $K = 0,5$ pour l'acier,

La valeur de la célérité sera :

$$a = \frac{9.900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} = \frac{9.900}{\sqrt{48,3 + 0,5 \cdot \frac{0,25}{0,005}}} = 1.156 \text{ m/s}$$

$$\theta = \frac{2 L}{a} = \frac{2 \cdot 395}{1156} = 0,68 \text{ s}$$

Le coup de bélier peut atteindre la valeur maximale :

$$h_{\max} = \frac{a \cdot V_0}{g} = \frac{1.156 \times 0,91}{9,81} = 107,23 \text{ m d'eau}$$

Au moment de retour de l'onde, la pression peut atteindre : $51 + 107,23 = 158,23 \text{ m d'eau}$.

soit 16 bars environ.

Si l'on suppose, ne pas dépasser pour la conduite, une pression de 110 m, soit 11 bars, le calcul du réservoir s'effectuera comme suit :

$Z_0 = 51 + 10 = 61 \text{ m}$

$Z_{\max} = 110 + 10 = 120 \text{ m}$

$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{120}{61} = 1,97 \text{ m}$

$\frac{h_0}{Z_0} = \frac{0,042}{61} = 0,0007$

$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{(0,91)^2}{2 \cdot 9,81} = 0,042 \text{ m}$

Les alignements 1,97 lus sur l'échelle $\frac{Z_{max}}{Z_0}$ et 0,007 lu sur l'échelle $\frac{Z_0}{h_0}$ donnent sur l'abaque:
 $\frac{U_0}{L S} = 0,0038$ et $\frac{Z_{min}}{Z} = 0,575$

$$L.S = 395 \times 0,049 = 19,36 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 0,0038 \times 19,36 = 0,074 \text{ m}^3 \text{ ou } 74 \text{ l}$$

$$U_{max} = \frac{0,074}{0,575} = 0,129 \text{ m}^3 \text{ ou } 129 \text{ l}$$

$$(U_0 \cdot Z_0 = U_{max} \cdot Z_{min})$$

- La considération de la valeur de Z_{min} permet de trouver la valeur de la dépression à l'origine du refoulement :

$$\frac{Z_{min}}{Z_0} = 0,575$$

$$Z_{min} = 0,575 \times 61 = 35,075 \text{ m d'eau absolue}$$

La pression restante est donc de :

$$35,075 - 10 = 25,075 \text{ m d'eau}$$

et la dépression de :

$$51 - 25,075 = 25,925 \text{ m d'eau} > 0$$

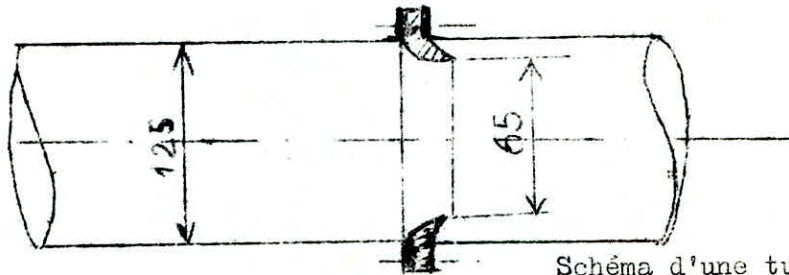


Schéma d'une tuyère

on dispose d'une tuyère incorporée dans une tubulure de diamètre : $D = \frac{\phi}{2} = \frac{250}{2} = 125 \text{ mm}$

A la montée de l'eau, la tuyère ayant un coefficient de débit de : 0,92

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 d)^2} = K = 18 ; 15 < K < 20$$

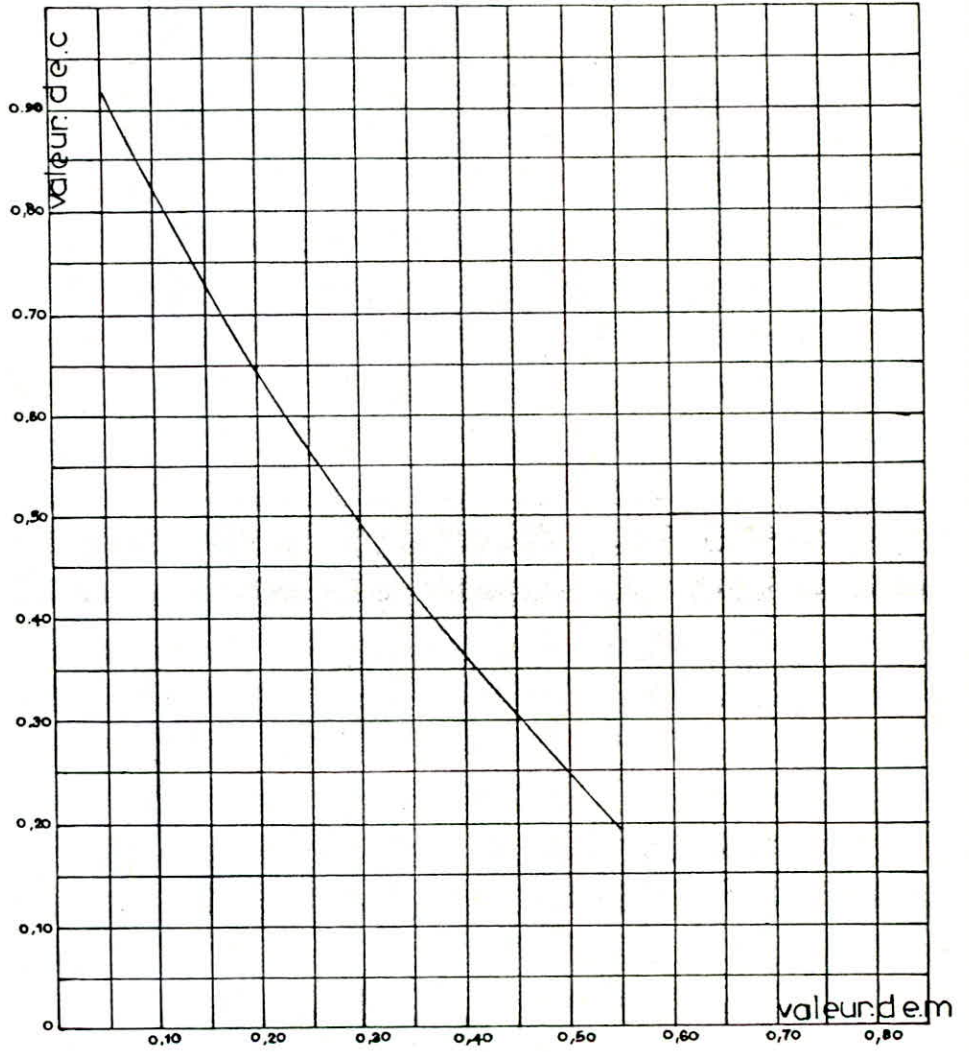
$$d = 64,0495 \text{ soit } 65 \text{ mm}$$

Dans ce cas la valeur de $K = \frac{(250)^2}{(0,92 \times 65)^2} = 17,48$

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 d)^2} = K$$

$$V_1 = 17,48 V_f$$

coefficient de perte de charge c dans une tuyère



Par ailleurs :

$$m = \frac{d'^2}{D^2} = \frac{(0,92 \times 65)^2}{(125)^2} = 0,2289 = 0,23$$

du graphe donnant C, on lit pour m = 0,23 ,

$$C = 0,6$$

$$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cdot C \text{ donne } \Delta h_1 = 0,6 \cdot \frac{V_1^2}{2g} = 0,0306 V_1^2$$

Descente de l'eau :

$$V_2 = \frac{\pi D^4}{4 \cdot 0,5 \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = K' = 2 \cdot \frac{(250)^2}{(65)^2} = 29,586$$

$$V_2 = 29,586 \text{ V f}$$

$$m_2 = \frac{0,5 d'^2}{d^2} = \frac{0,5 (65)^2}{(125)^2} = 0,1352$$

ayant m, du graphe, on lit C' = 0,75

$$\text{donc } \Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} \cdot C' = \frac{0,75}{19,62} \cdot V_2^2 = 0,0383 V_2^2$$

8.5. Construction de l'épure de Bergeron :

Le diagramme de Bergeron ou l'axe des abscisses est gradué selon les vitesses de l'eau.

La droite a part du point de coordonnées (Vo, Ho + 10) respectivement ^{g.s} vitesse et pression absolue de l'écoulement normale (pertes de charge non comprises).

L'intersection de la droite a avec l'horizontale passant par la valeur de la pression régnant dans la conduite, donne un point à partir duquel la droite a se réfléchit sur l'horizontale passant par la valeur Zo = Ho + 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 bélier est maximale)

Pente de la droite : $\frac{a}{g \cdot s}$

$$D = 0,250 \text{ m} \quad , \quad S = 0,049 \text{ m}^2$$

$$g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s} \quad , \quad a = 1156 \text{ m/s}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{a}{g \cdot s} = \frac{1156}{9,81 \cdot 0,049} = 2.404,88$$

Echelle des pressions :

$$1 \text{ Cm} \quad \text{---} \quad 5 \text{ m} \quad \text{d'où } x = 480,976 \text{ Cm}$$

$$x \quad \text{---} \quad 2404,88$$

Echelle des vitesses : Elle est graduée à raison de 1 Cm pour 0,05 m/s soit 0,05 X 0,049 = 0,000 245 m³/s

Donc un m³/s sera représenté par 408,163 Cm

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{L}{q} = \frac{480,976}{409,163} = 1,178392$$

$$\alpha = 49,68 = 50^\circ$$

$$\alpha = 50^\circ$$

8.6. Conclusion :

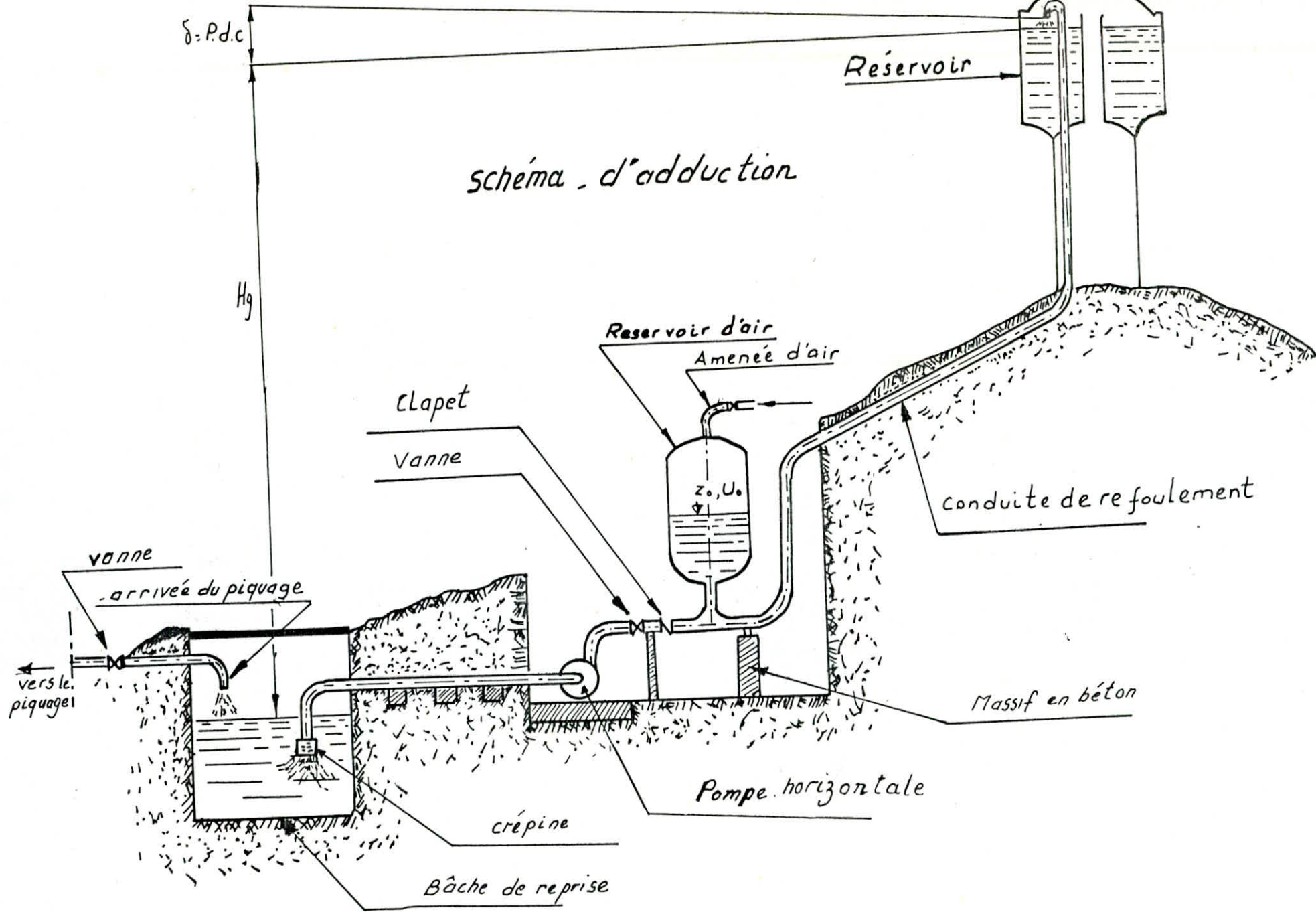
L'examen du tableau montre que l'air peut occuper un volume maximal de $0,120 \text{ m}^3$. Puisque l'air occupe ce volume, il doit en rester de l'eau dans le réservoir, nous proposons donc une cloche d'une capacité de $0,2 \text{ m}^3$.

Le démarrage se fera par ouverture progressive de la vanne.

ARRET BRUSOUE DU GROUPE (BR-R.P)

intervalle de temps θ	variation du volume d'air $\Delta U = v \cdot m \cdot \theta = 0.0333 \cdot v \cdot m$	volume d'air U (m ³)	pressions dans le reservoir d'air $z = 1.7656 / U^{1.4}$	vitesse dans la tubulure de branchement $v = 7.48 \cdot v_f$ descente = 29.586 v_f	P.d.c dans la tuyere montee: $\Delta h_1 = 0.0306 \cdot v_f^2$ descente $\Delta h_2 = 0.0383 \cdot v_f^2$	pression dans la conduite avec P.d.c. montee: $Z - \Delta h_1$ descente: $Z + \Delta h_2$	P.d.c de refoulement (δ)	pression dans la conduite sans p.d.c montee: $Z - \Delta h_1 - \delta$ descente: $Z + \Delta h_2 + \delta$	vitesse (V_f) lue sur le graphe	points	vitesse moyenne (V_m)	vitesse finale choisie (V_f)
θ	0	$U_0 = 0.078$	$Z_0 + \delta_0 = 62.800$	—	—	62.800	1.800	61.000	0.910	1R	—	—
θ	0.027	0.105	41.422	12.236	4.581	36.841	1.158	35.683	0.700	2P	0.8050	0.700
2 θ	0.015	0.120	34.359	-3.146	0.303	34.056	0.079	33.977	0.180	4P	0.4400	0.180
3 θ	-0.002	0.118	35.171	-9.468	3.433	38.604	0.270	38.874	-0.320	6P	-0.0700	-0.320
4 θ	-0.015	0.103	42.545	-18.195	12.680	55.225	0.826	56.051	-0.615	8P	-0.4675	-0.615
5 θ	-0.020	0.083	57.568	-17.752	12.069	69.637	0.606	70.243	-0.600	10P	-0.6075	-0.600
6 θ	-0.015	0.068	76.103	-8.579	2.819	78.922	0.199	79.121	-0.290	12P	-0.4450	-0.290

- 45 -



$S = P.d.c$

Réservoir

schéma d'adduction

H_g

Reservoir d'air

Amenée d'air

Clapet

Vanne

conduite de refoulement

vanne

arrivée du piquage

vers le piquage

Massif en béton

Pompe horizontale

crépine

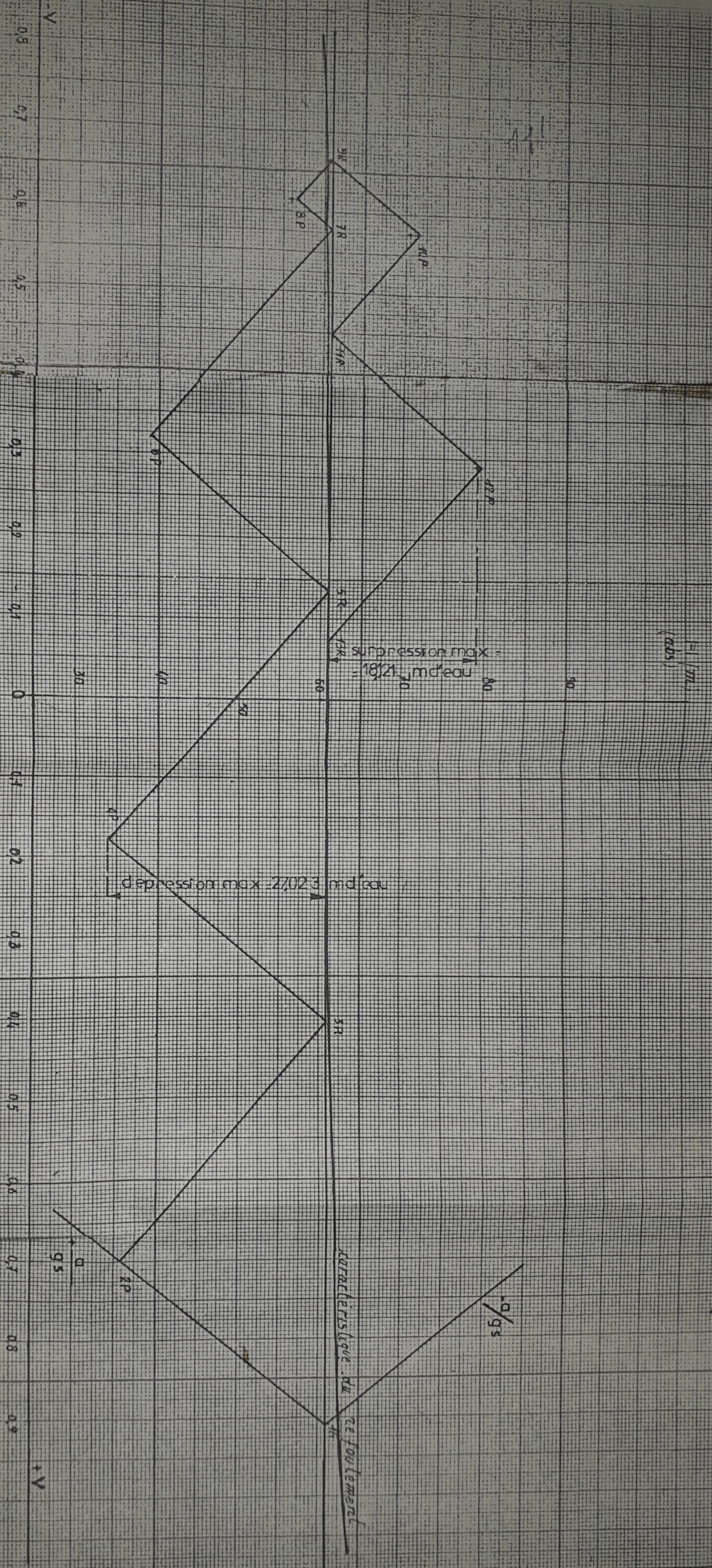
Bâche de reprise

CALCUL DU RESERVOIR D'AIR

PH 02984

Avant p. 97

H (m)
(abs)



CHAPITRE - IX

POSE DES CONDUITES

L'étude du projet montre qu'il n'existe pas d'obstacles tels que rivières, terrains marécageux. Cependant les conduites traversent des routes. Pour cela nous envisageons les différents types de poses à exécuter.

9.1. Pose des conduites en tranchée :

La plupart des conduites sont posées en terre, cette opération doit s'effectuer comme suit :

- Effectuer une tranchée de largeur suffisante (0,60 m minimum) pour faciliter la pose
- Ce travail débute généralement 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
- La profondeur de la tranchée varie en fonction du diamètre, de plus elle est choisie de façon à protéger la conduite contre les sollicitations des charges mobiles.

Pour notre cas, nous proposons que la profondeur de la tranchée soit égale au diamètre de la conduite plus 1 m au-dessus de la génératrice supérieure, 0,10 m en terrain meuble ou 0,20 m en terrain rocheux qui servira de lit de pose, ce dernier est constitué de sable, bien pilonné et nivelé suivant les côtes du profil en long, qui servira de drain pour les terres imperméables.

Nous préconisons un remblai de sable ou terre tamisée qui sera damée et arrosée par couches jusqu'à 30 Cm au-delà de la conduite, le reste du remblai sera exécuté à l'aide d'une terre tout venant expurgée de gros éléments et damée.

Pour que la pose de la canalisation soit correcte, il est recommandé que la distance la séparant des conduites d'autres natures soit au minimum égale à 0,50 m.

9.2. Traversée des routes :

En raison des charges à supporter qui peuvent causer des ruptures, et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, il sera prévu des gaines (buses de diamètres supérieurs) dans lesquelles les conduites seront introduites afin de protéger les canalisations contre les chocs et les vibrations.

9.3. Désinfection des conduites :

Avant la livraison de l'eau à la consommation publique, il sera recommandé de procéder à la désinfection des conduites suivant les instructions du laboratoire. Les eaux doivent être traitées avant d'être distribuées.

C H A P I T R E - X

Protection des conduites contre la corrosion

La pose des conduites dans un sol, nécessite certaines données du terrain, pour pouvoir mettre en évidence le phénomène de corrosion et l'éviter par un des moyens de protection adaptant à ce cas.

10.1. Généralités :

La corrosion des canalisations en acier se traduit par la destruction progressive de ces dernières sous l'action du milieu ambiant.

Corrosion chimique : c'est une combinaison directe du métal et du milieu ambiant.

Corrosion électrochimique : elle est due à l'influence des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

10.2. Corrosion par formation de pile :

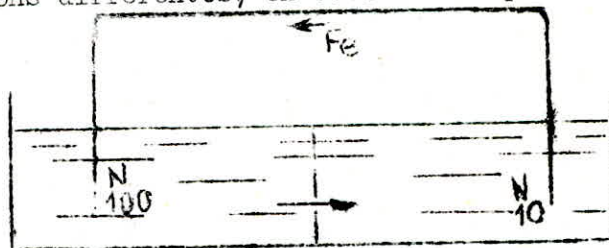
Dans ce cas la corrosion se présente sous deux aspects :

- Couple galvanique : piles constituées de métaux différents
- Deux métaux à potentiels d'équilibre différents, reliés électriquement et plongés dans un électrolyte, forment une pile. (Cas du réseau en acier, branchement des abonnés en cuivre).

L'acier se corrode parce qu'il a un potentiel plus négatif (anode) et le cuivre (cathode) se trouve protégé.

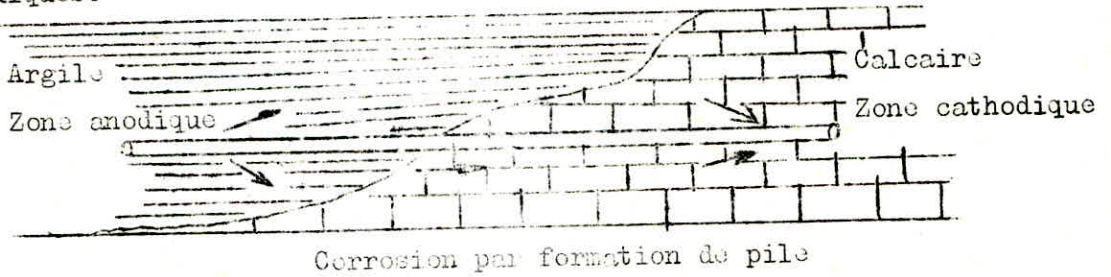
Pile de concentration ou pile géologique :

Quand on plonge deux électrodes de même métal dans un électrolyte à concentrations différentes, on obtient une pile de concentration.



Pile de concentration

Le sol, en raison de son humidité relative qui y règne, constitue un électrolyte présentant une conductibilité plus ou moins grande. Aussi il a été constaté que les terrains argileux, marécageux, humides et peu aérés sont anodiques et que les terrains calcaires, sableux, secs et bien aérés sont cathodiques.



10.3. La corrosion sous l'influence d'une installation électrique extérieure

La corrosion se produit sous l'action des courants vagabonds émis par des sources électriques de courant continu, ces sources sont situées généralement à proximité des canalisations.

10.4. Protection contre la corrosion :

Une bonne protection d'un réseau en acier, consistera à un enrobage des tuyaux d'une enveloppe isolante, et à assurer au droit des joints, une parfaite continuité de l'enrobage.

10.4.1. Qualité du terrain :

L'agressivité du terrain est déterminée en fonction de la résistivité du sol le long de la canalisation.

Quand la résistivité du sol est de :

- $\rho < 50 \Omega \cdot m$: terrain agressif en grand (le risque de corrosion est d'autant plus grand que la résistivité est faible)
- $50 < \rho < 100 \Omega \cdot m$: le terrain est faiblement agressif
- $\rho > 100 \Omega \cdot m$: le terrain est considéré non agressif

La résistivité du sol est donnée par la formule :

$$f = 4 \pi \cdot R \cdot C.$$

où R : Résistance mesurée au pont

f : Résistivité du terrain

C : Capacité électrique constituée par deux barres à mines.

10.4.2. Protection cathodique :

En plus des dispositions qu'il faut prendre, en vue d'éviter les cas de corrosion cités précédemment, on doit procéder nécessairement à une protection cathodique. Elle consistera :

- soit à constituer, avec un métal plus électro-négatif que le fer, une pile où le fer jouera le rôle de cathode
- soit à relier la conduite d'une part, à une source d'énergie électrique extérieure et d'autres parts à une anode enfouie dans le sol et destinée à se corroder.

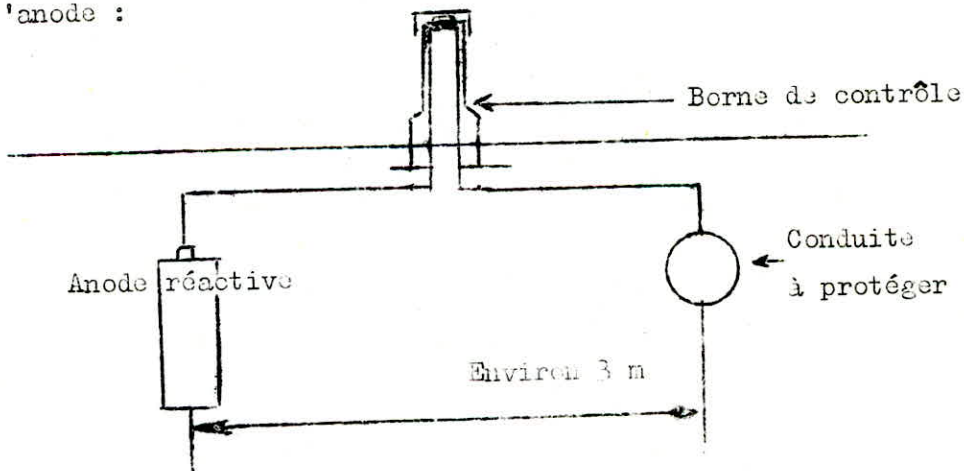
Remarque : Le fer est rendu cathodique quand le potentiel minimal par rapport à une électrode de référence au sulfate de cuivre, a pour valeur $-0,850$ Volt

- il faut que le potentiel de la conduite atteint partout cette valeur minimale.

a/ Protection cathodique par anode réactive :

Il suffit de relier, de place en place, la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer (zinc ou magnésium) de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de la cathode.

On dispose dans les zones de terrains agressifs des anodes réactives cylindriques de 15 à 30 Kg à 3 m environ de la conduite, entourées d'une bouillie à base d'argile colloïdale, pour garder une humidité favorable autour de l'anode :



Les deux relations pour le calcul de la masse et le nombre d'anodes qu'il faut pour la protection. La masse nécessaire d'anodes à dissoudre pour une certaine durée de passage de courant est donnée par la loi de Faraday :

$$m = \frac{I \cdot t \cdot M}{F \cdot V}$$

- I : Intensité du courant (A)
- M : Masse atomique du métal de l'anode en (g)
- t : Temps de passage du courant (s)
- V : Valence du métal de l'anode
- F : 1 Faraday : 96500 coulombs
- m : Masse dissoute de l'anode (g)

Le nombre d'anodes nécessaires pour la protection est donné par la formule :

$$n = \frac{S \cdot i}{I}$$

- S : Surface de la canalisation à protéger (m²)
- i : Densité de courant (mA/m²)
- I : Courant probable de l'anode (m.A)

Cette protection n'est valable que pour des réseaux de petits diamètres et de faibles longueurs.

b/ Protection cathodique par soutirage de courant :

Le procédé consiste, à partir d'une source électrique de courant continu, à relier la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive est reliée à une anode métallique (vieux rails par exemple) enterrée d'une certaine distance (une centaine de mètres environ).

Le courant en partant de l'anode, traverse le sol, est capté par la canalisation et retourne à la source de courant.

La canalisation est rendue négative par rapport au sol dans lequel elle est enterrée, la corrosion est reportée sur l'anode. Cette protection est efficace, elle évite la corrosion des réseaux de toute nature en présence de courants vagabonds.

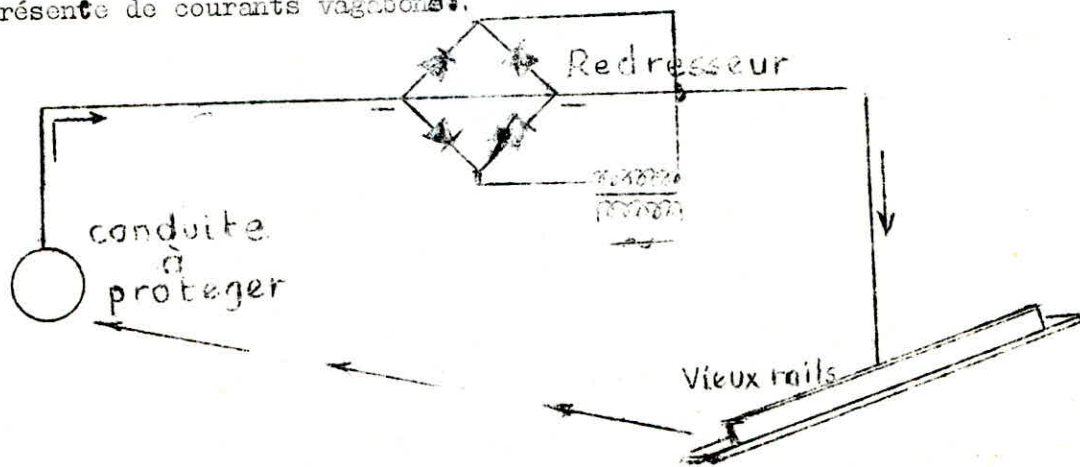


schéma de protection par soutirage de courant

10.4.3. Corrosion interne des canalisations :

- Les eaux fortement minéralisées provoquent, dans la canalisation des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent autant de petites piles dans un milieu bon conducteur, il en résulte des attaques locales de métal et, notamment des perforations.
- Il faut prendre garde aux eaux présentant à la fois une faible résistivité (inférieure à 2.000 Ω m) et une teneur en fers, même faible. Ces eaux sont capables de détériorer rapidement un réseau.
- Eviter toutes les entrées d'air ou dégagements gazeux, tous les tourbillons.
- En vue de remédier à ces inconvénients, il est indispensable d'exiger un revêtement intérieur très soigné des canalisations.
- Protection des conduites aux points hauts et aux points bas.
- Afin d'éviter la perturbation de l'écoulement de l'eau provoquée par l'air qui s'accumule aux points hauts, ou prévoir l'installation des ventouses qui permettront l'évacuation de cet air.
- Ou prévoir des robinets de décharges aux points bas de la conduite, en cas de nécessité de vidange de celle-ci.

DEUXIEME PARTIE

ASSAINISSEMENT

CHAPITRE - I

GENERALITES

1.1. Introduction :

La croissance démographique liée au vigoureux essor économique du pays a conduit à des besoins en eau de caractère exponentiel qui est traduit par un accroissement permanent du volume des rejets polluants dont l'abondance et la diversité des produits nocifs qu'ils charrient neutralisent une fonction de plus en plus importante de la masse limitée par avance de la ressource globale en eau.

Dans le souci de préserver cette ressource et de prévenir la dégradation de l'environnement nous projetons dans ce modeste travail, l'assainissement des agglomérations de STAOUELI, Chef-lieu et du village agricole de la Bridja.

1.2. Données de base :

Nous avons utilisé les plans et documents suivants :

- Carte à l'échelle 1/5.000
- Les données fournies par le P.U.P (périmètre d'urbanisme provisoire)
- Les plans des réseaux existants
- Les données d'accroissement de la population

Ainsi que le nombre d'habitants, selon les calculs effectués dans la partie A.E.P. pour l'horizon 2010.

-Les dotations en eaux, les consommations totales prises aussi, des résultats trouvés en première partie.

--Pour le calcul des quantités des eaux pluviales les données pluviométriques des deux agglomérations d'après les informations données par la station pluviométrique de Bizmandreis, sont similaires à celles d'Alger à cause de la position géographique et hydraulique qui est la même.

CHAPITRE - II

RECONNAISSANCE

2.1. Présentation des deux agglomérations :

La situation géographique de Staoueli et de la Bridja a été étudiée dans la partie A.E.P. Néanmoins quelques précisions seront nécessaires concernant leurs natures et importances .

La ville de Staoueli et le village agricole de la Bridja se trouvent en zone urbaine et sont sujets à des extensions considérables .

2.1.1. La ville de staoueli : se présente comme une zone partiellement urbanisée sous forme d'un tissu continu organisé en damier, elle est peu dense, son état général est assez bon.

2.1.2. Le village agricole de la Bridja : est en assez bon état. Cependant les anciennes habitations sont pour la plupart vétustes et mal intégrées, mise à part la voirie nouvellement construite avec le V.A.R.A, les liaisons sont inexistantes entre ce dernier et l'ancien réseau.

2.2. Relief

2.3. Climat

2.4. Pluviométrie

2.5. Hydrologie

Ces données naturelles caractérisant la région ont été étudiées en A.E.P.

2.6. Réseaux actuels :

Le réseau collectif d'égout et des eaux usées de Staoueli, existant bien avant l'indépendance a été complètement renoué par les Services de l'A.P.C dans le cadre du 1er Plan quadriennal, d'une longueur de plus de 5 kms, des buses armées de ϕ 500 desservant tous les quartiers, le réseau à son collecteur principal en ϕ 1.000, déversant à l'Oued Boukara lequel se rejette dans la mer, entre la plage de Staoueli et le Club des Pins.

En dehors du noyau central, le réseau de voirie étant défectueux, les problèmes d'A.E.P. et d'assainissement se posent de manière aigue.

L'étude du réseau d'assainissement de la Bridja a été réalisée en 1976 par la D.H.W d'ALGER.

Les eaux usées sont collectées en une conduite principale en ϕ 500 et rejetées à l'Oued Bridja qui a son tour déverse dans la mer.

2.7. Population actuelle et son activité :

Selon les renseignements fournis par le P.U.P., en 1983 les populations des deux agglomérations ont été estimées à :

Staoueli : 16.552 habitants

La Bridja: 1.200 habitants

La majeure partie de ces populations travaille en agriculture et en tourisme.

2.8. Conclusion :

Les collecteurs principaux qu'on étudiera doivent être construits à cause des exigences sanitaires et en faveur du développement des deux agglomérations.

Les collecteurs serviront à l'avenir comme base du réseau d'assainissement développé.

Pour des contraintes d'ordres topographiques et économiques, nous avons estimé nécessaire, d'évacuer les eaux d'égout de Staoueli dans un collecteur indépendant du réseau actuel et qui se rejette, pour des considérations sanitaires, hors de la ville.

En ce qui concerne le village agricole de la Bridja, nous préconisons l'étude d'un collecteur principal qui collectera les eaux d'égouts des zones qui ont fait l'objet d'extensions.

Ce collecteur sera relié au collecteur principal existant.

Nos réseaux d'égout seront dimensionnés suivant le système unitaire pour les avantages suivants :

- Les réseaux actuels sont en système unitaire
- Afin d'éviter tout risque d'erreur de branchements ultérieurs
- Afin d'éviter des dépenses onéreuses

La construction d'une station d'épuration ne serait pas économique pour la seule région de Staoueli.

Les eaux usées seront versées sur les oueds.

Actuellement le D.H.W. d'Alger étudie un projet d'une station d'épuration à Beni-Messous qui recevra les eaux usées de toute la région du Sahel.

Cette station d'épuration sera exploitable à partir de l'An 2010.

2.9. Conditions de fonctionnement du réseau d'égout :

Le réseau d'assainissement doit fonctionner selon le mode gravitaire.

Un réseau d'égout du type unitaire doit, dans toute la mesure du possible être autocureur de telle manière que :

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

La condition d'autocurage ne serait satisfaite que pour des vitesses se situant entre 0,6 m/s et 4 m/s.

Toutefois, dans le souci de prévenir la dégradation des joints des ouvrages non visitables ou d'assurer la sécurité du personnel des ouvrages visitables, la vitesse de l'eau ne devra pas dépasser 4 m/s.

En principe le diamètre minimum des collecteurs est de 300 mm pour les réseaux en système unitaire.

Si la pose du réseau est faite conformément aux prescriptions techniques, on peut adopter une pente minimale de 2 mm/m à condition de vérifier que la vitesse d'auto-curage est bien satisfaite.

CHAPITRE - III

ETUDE PRELIMINAIRE

3.1. Population estimée à l'horizon 2010 (voir partie A.E.P)

Stouéli : 47.726 habitants

La Bridja : 3.460 habitants

3.2. Calcul des débits :

3.2.1. Type d'eaux à évacuer : Les deux agglomérations ne possédant pas d'industrie. Les seules eaux à évacuer seront :

- Les eaux pluviales ou de ruissellement
- Les eaux usées d'origine domestique

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

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- Les eaux ménagères (eaux de lessive, de cuisine, de toilette etc...)
- Les eaux vannes (en provenance des W.C., matières fécales et urines)

Les débits des eaux usées de ces deux agglomérations sont calculés d'après d'après les données obtenues de l'étude de l'alimentation en eau potable.

Selon les normes 20 % de l'eau asservie seront perdus au cours de l'utilisation, 80 % seulement, seront rejetés par le réseau.

3.2.2. Méthodes de calcul des réseaux :

3.2.2.1. Les eaux pluviales : Le calcul des eaux pluviales, pour l'horizon 2010 est effectué selon la méthode "rationnelle" faisant intervenir :

i = intensité des précipitations (l/s/ha)

s = surface du bassin d'apport en (ha)

c = coefficient de ruissellement varie selon l'inclinaison, le genre et la densité de la surface à drainer.

Pour notre cas, le choix du coefficient C a été fait suivant la densité des bassins d'apport :

$$Q = C. i. S$$

où Q = débit à l'exutoire (l/s)

Intensité de pluie :

Une précipitation pluviale est caractérisée par son intensité, sa durée et sa fréquence de dépassement. Les pluies les plus intenses étant les plus courtes :

Nos calculs ont été menés avec une durée de pluie $t = 15$ mn. Le dimensionnement de nos réseaux unitaires a été effectué pour une période de retour de 2 ans (biennale) la relation fréquence, durée, intensité est :

pour $t = 15$ mn ; $n = 0,5$ (fréquence de dépassement)

$$i = 63 \text{ mm/h} = 175 \text{ l/s/ha}$$

Le débit à l'exutoire de Staoueli est : $Q = 3976,35 \text{ l/s}$

et à celui de la Bridja : $Q = 384,14 \text{ l/s}$

3.2.2.2. Les eaux usées :

En se basant sur les résultats acquis en A.E.P. les consommations totales journalières d'eau potable sont :

Staoueli : $142,05 \text{ l/s}$

La Bridja: $6,82 \text{ l/s}$

Ces résultats sont calculés pour l'horizon 2010.

Or 80 % de la consommation totale journalière d'eau potable seront évacués par le réseau d'égouts.

Nous aurons donc :

$$\text{Pour Staoueli} = 142,05 \times 0,80 = 113,64 \text{ l/s}$$

$$\text{et Pour la Bridja} = 6,82 \times 0,80 = 5,46 \text{ l/s}$$

Nous prenons en compte un coefficient de Pointe égal à 2,4 correspondant à l'écoulement de la quantité journalière de 10 h.

Cette valeur est souvent prise en compte :

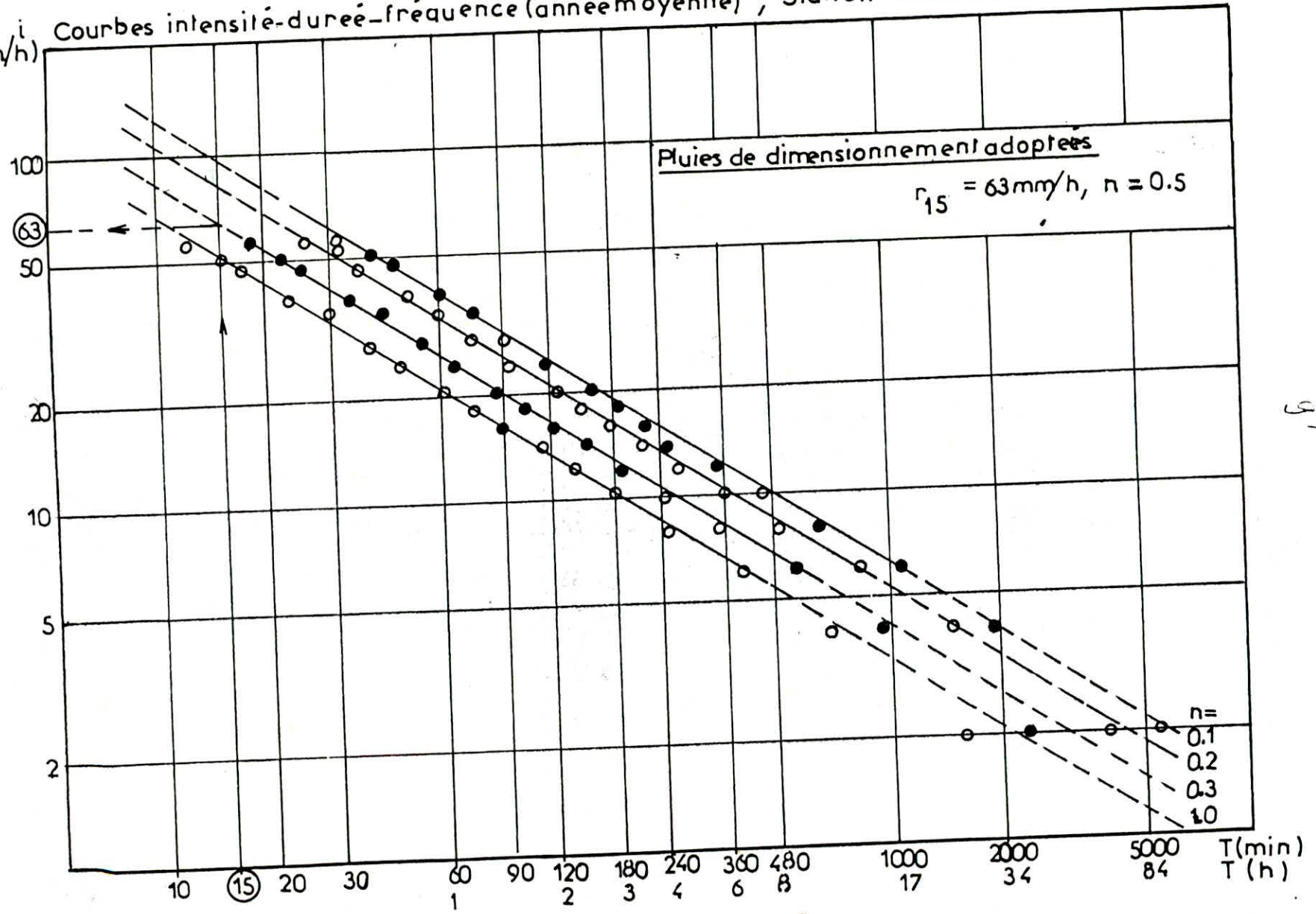
$$K = 2,4$$

Les débits de pointe seront alors :

$$\text{Pour Staoueli} : Q_p = 113,64 \times 2,4 = 272,74 \text{ l/s}$$

$$\text{pour la Bridja} : Q_p = 5,46 \times 2,4 = 13,10 \text{ l/s}$$

Courbes intensité-durée-fréquence (année moyenne), Station CLAIRBOIS(1951-1980)



-112-

91

N.B. / Compte tenu de la faible importance des débits d'eaux usées par rapport à celui des eaux pluviales, le dimensionnement de nos réseaux unitaires est effectué, comme pour les réseaux d'eaux pluviales en système séparatif.

Débits spécifiques des eaux usées : Ils se calculent d'après la formule :

$$q_{sp} = Q_p / L = (l/s.m)$$

où L : longueur totale des tronçons en (m)

Pour le calcul du débit des eaux usées évacué par chaque tronçon du collecteur, nous multiplions le débit spécifique par chaque longueur de ce tronçon :

$$Q_{\text{eaux usées}} = q_{sp} \times L = (l/s)$$

C H A P I T R E - IV

D I M E N S I O N N E M E N T D E S C O L L E C T E U R S
P R I N C I P A U X

4.1. Notes de calcul : (voir tableaux 1 et 2)

Nos calculs sont récapitulés dans un tableau de 27 colonnes réparties comme suit :

Colonne 1 : Numérotation des tronçons

Colonne 2 : " des points d'apport

Colonne 3 : Aires des bassins versants en (ha)

Colonne 4 : Cumul des aires des bassins versants en (ha)

Colonne 5 : Coefficient de ruissellement C

Colonne 6 : Aires réduites en (ha) obtenues en multipliant les colonnes (4) et (5)

Colonne 7 : Longueurs partielles des tronçons en (m)

Colonne 8 : Longueurs cumulées de ces tronçons en (m)

Colonne 9 : Intensité des pluies i en (l/s/ha)

Colonne 10 : Débits de pluie obtenus par multiplication des colonnes (6) et (9)

Colonne 11 : Côte amont du terrain

Colonne 12 : " avale "

Colonne 13 : Côte amont du radier

Colonne 14 : Côte avale du radier

Colonne 15 : Pente du terrain en %.

Colonne 16 : Diamètres ϕ en mm déduites à partir de l'abaque de Manning-Strickler (Annexe IX, La Collecte) tenant compte des résultats des colonnes (10 et 15)

Colonne 17 : Débits en pleine section en (m^3/s) obtenus d'après l'abaque (Annexe VII, La Collecte) en fonction des résultats des colonnes (15 et 16)

Colonne 18 : Vitesses en pleine section en (m/s) ; déduites de la même façon que celle de la colonne (17)

Colonne 19 : Rapport du débit des eaux pluviales au débit des eaux pluviales en pleine section

Colonne 20 : Rapport de la hauteur de remplissage en fonction de la colonne (19) à partir de l'abaque (Annexe X, La Collecte)

Colonne 21 : Rapport des vitesses s'obtient de la même manière que la colonne précédente

Colonne 22 : Hauteur de remplissage en (m) égale au produit des colonnes (16) et (20)

Colonne 23 : Vitesse en (m/s) résultant du produit des colonnes (18) et (21)

Colonne 24 : Elle exprime la vitesse de l'eau pour le dixième du débit à pleine section ; d'après l'annexe X, pour un rapport des débits de 0,1, le rapport des vitesses est de 0,6.

La colonne (24) se déduit donc de la colonne (18) en multipliant les valeurs mentionnées par 0,6.

N.B. / L'examen des tableaux 1 et 2 montre :

- que la vitesse de l'eau est acceptable dans tous les tronçons
- que la vitesse fixée pour l'autocourage — 0,60 m/s — est respectée, si on admet comme acceptable la vitesse de 0,54 m/s dans le tronçon (1-2) du tableau N° 2

Les colonnes 25 et 26 : représentent respectivement les débits partiels et cumulés des eaux en (l/s)

La colonne 27 : est la colonne réservée aux observations faites sur le calcul de chaque tronçon du réseau.

4.2. Profils : Les profils en long des deux agglomérations sont représentés dans les planches : 11 et 12.

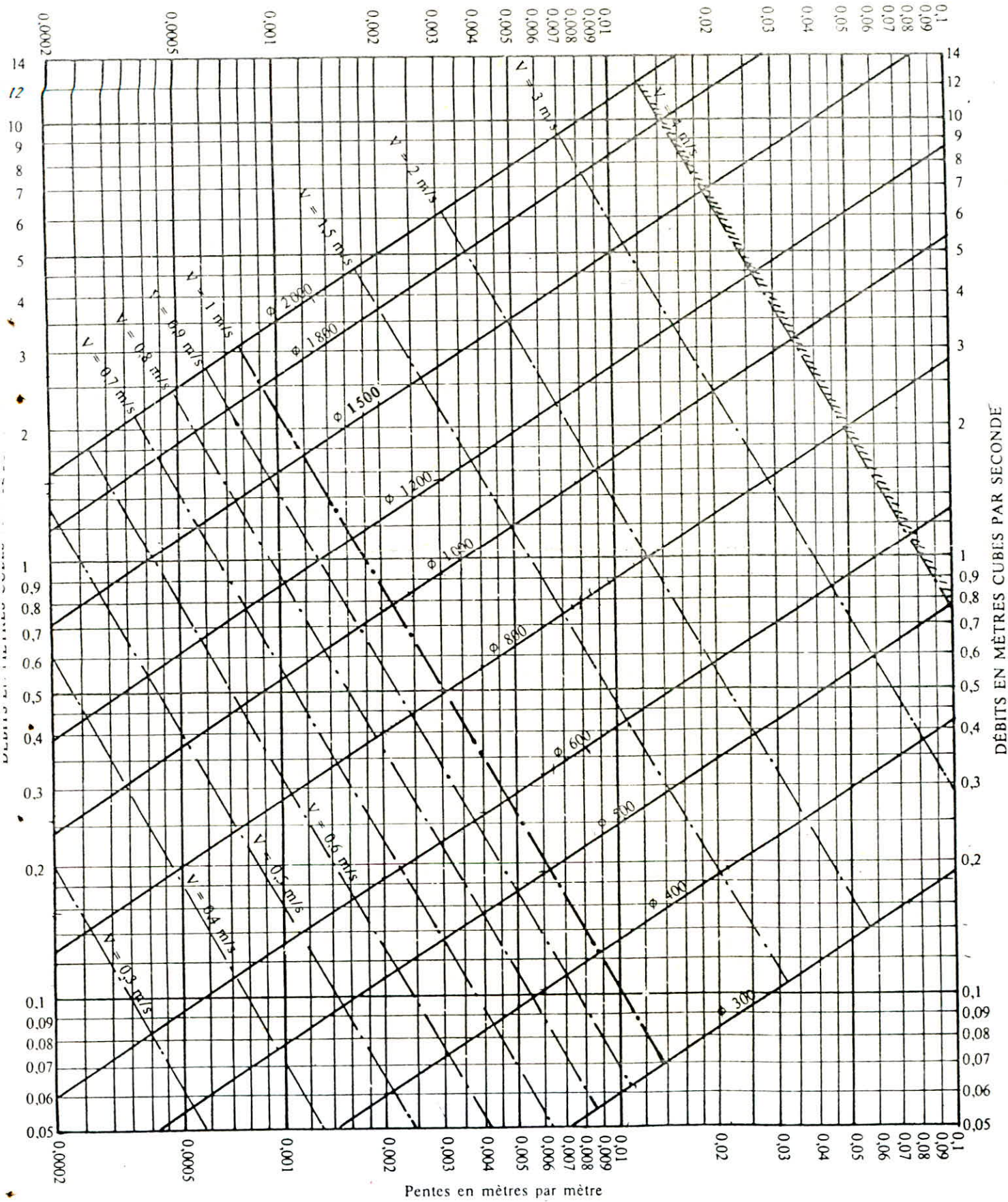
Ils schématisent toutes les indications contenues dans les tableaux 1 et 2

D'autre part, les côtes du radier ont été déterminées en diminuant à la côte du terrain 1,5 m de recouvrement, augmenté du diamètre de la conduite.

Le choix de 1,5 m de recouvrement a été adopté en fonction de l'importance des routes et des valeurs des diamètres.

Pour le village de la Bridja, 1 m seulement de recouvrement a été adopté à cause des faibles valeurs des diamètres et des routes considérées à moyenne circulation.

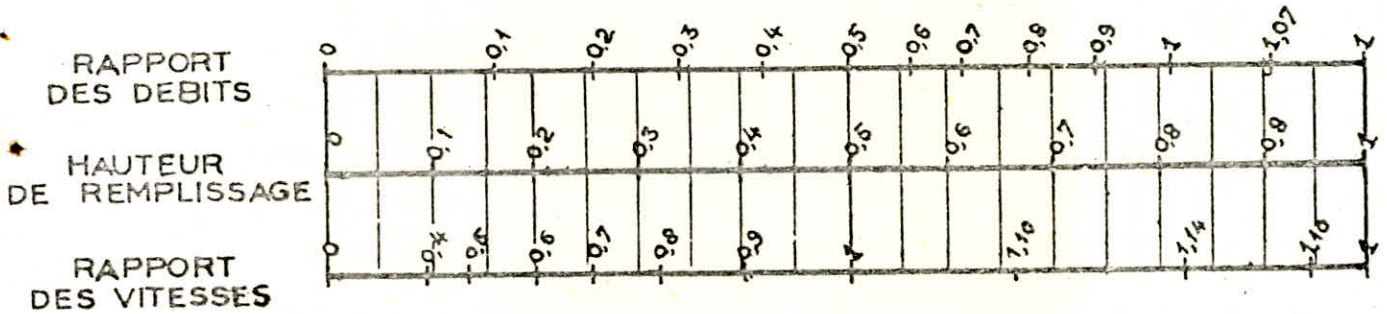
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)



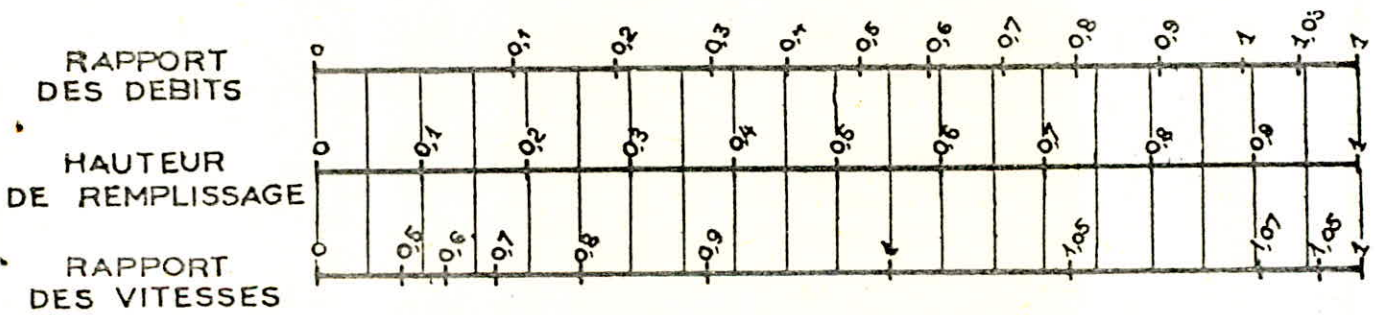
ANNEXE X

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

DIMENSIONNEMENT DU COLLECTEUR PRINCIPAL DE LA BRIDJA

TRONçons	Point départ	AIRES (ha)	AIRES cumulees (ha)	coefficient de ruissellement C	AIRES réduites (ha)	LONGUEURS des tronçons		Intensité des pluies l/s/ha	Débits Pluviaux l/s	COTES (m)				Pente du terrain %	Diamètre ϕ (mm)	PLEINE SECTION						OBSERVATIONS				
						Partielles (m)	cumulées (m)			du terrain		du radier				R ₀	R _H	R _V	H (mm)	V (m/s)	V _g (g/s)		DÉBIT EAUX (l/s)			
										Amont	Aval	Amont	Aval											Q _{ps} (l/s)	V _{ps} (m/s)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
1	1	3806	3806	0,15	0,781	700	700	175	92,91	50,00	45,00	48,00	43,00	7,14	400	110	0,35	0,7	0,513	1,06	1,10	0,58	1,04	2,08		
2	2	5891	9697	0,10	0,970	900	1000	175	169,75	45,00	42,00	43,00	40,00	8,00	500	275	0,30	0,73	0,700	1,04	1,10	1,25	0,72	3,02		
3	3	4937	14,634	0,15	2,195	300	1300	175	361,34	42,00	35,00	40,00	35,00	25,33	500	340	0,20	0,68	0,677	1,07	1,10	1,40	0,72	4,42		

PH 02984
 Avant p. 120
 - 1.

DIMENSIONNEMENT DU COLLECTEUR PRINCIPAL DE STAOUELI

TRON- GONS	Point d'appart	AIRES (ha)	AIRES cumulées (ha)	Coefficient de ruissellement C	AIRES réduites (ha)	LONGUEURS des tronçons		Intensité des pluies l/s/ha	Débits Pluviaux l/s	COTES (m)				Pente du terrain ‰	Diamètre ϕ (mm)	PLEINE SECTION		r_Q	r_H	r_V	H (mm)	V (m/s)	γ (1/10) Q_{ps} (m/s)	DEBITS DES EAUX USEES		OBSER- VATIONS
						Partielles (m)	cumulées (m)			du terrain		du radier				Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)							Partiels (l/s)	cumulés (l/s)	
										Amont	Aval	Amont	Aval													
	1	7025	7025	0.90	6.02	290	290	175	1100.28	60.00	56.00	57.00	52.00	17.24	900	1200	250	0.92	0.760	1.12	608	2.81	1.0	25.07	25.07	27
	2	11.61	18.67	0.40	9.04	315	606	175	1470.70	55.00	53.00	52.00	50.00	6.35	1000	1500	200	0.98	0.800	1.13	800	2.6	1.0	27.23	52.30	
	3	0.45	19.12	0.23	7.325	275	880	175	1287.96	53.00	51.00	50.00	48.00	7.27	1000	1420	200	0.90	0.750	1.12	750	2.24	1.0	23.77	76.07	
	4	17.50	36.62	0.40	14.240	300	1180	175	2492.00	51.00	46.20	43.00	43.20	16.00	1000	2100	300	0.99	0.815	1.14	815	3.42	1.0	25.93	102.00	
	5	7.82	44.44	0.23	9.870	550	1730	175	4727.25	46.20	39.20	43.00	36.70	7.82	1000	1750	240	0.99	0.815	1.14	815	2.74	1.0	47.54	149.55	
	6	5.190	49.63	0.20	8.80	150	1880	175	4694.97	39.20	38.00	36.70	35.00	4.67	1200	1900	155	0.89	0.750	1.12	900	1.74	0.93	12.97	162.52	
	7	10.72	60.35	0.15	10.300	475	2355	175	4310.71	38.00	35.00	35.00	33.20	6.31	1200	2200	300	0.83	0.700	1.11	840	3.33	1.80	41.06	203.58	
	8	15.031	75.38	0.13	10.260	200	2555	175	4597.65	35.00	35.00	33.00	32.00	5.00	1200	1900	250	1.01	0.815	1.14	978	2.85	1.50	17.20	220.87	
	9	33.79	109.17	0.23	21.083	200	2755	175	3531.15	35.00	33.40	32.00	30.40	8.00	1250	3600	320	0.98	0.800	1.13	1000	3.52	1.12	17.28	238.16	
	10	35.32	144.49	0.23	22.500	225	2980	175	3680.00	33.40	31.50	30.40	28.50	8.45	1500	4600	270	0.80	0.675	1.10	1012.5	2.98	1.60	19.45	257.61	
	11	7.125	151.62	0.90	22.722	75	3155	175	3078.35	31.50	29.40	28.50	26.40	10.00	1500	5500	320	0.72	0.625	1.09	937.5	3.49	1.92	15.13	272.74	

4.3. CONCLUSION : Le collecteur principal de Staoueli à son exétoire en ϕ 1500 et se daverse hors de la ville, dans l'oued Boukara.

Quant à celui de la Bridja, il se raccorde en ϕ 500 avec celui du réseau actuel, lui-même en ϕ 500, les deux se deversant en ϕ 600, à l'oued Bridja.

C H A P I T R E - V

ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU
D'EGOUT

Les éléments constitutifs du réseau d'égout se subdivisent en :

- ouvrages principaux
- ouvrages annexes

5.1. Ouvrages principaux : Ils comprennent les tuyaux cylindriques ou ovoïdes préfabriqués normalisés.

Pour notre étude, nous avons préconisé des tuyaux cylindriques en béton armé pour leur résistance aux charges permanentes et pour la gamme de diamètres fabriqués de ϕ 250 jusqu'à 3000 mm et au-delà.

Ceci correspondrait bien à notre cas où les diamètres se situent entre 400 mm et 1.500 mm.

Ces tuyaux de longueur utile d'au moins 2 m, sont normalement assemblés par joints souples préfabriqués réalisés avec bagues d'étanchéité en élastomère, livrées avec les tuyaux.

5.2. Ouvrages annexes : Parmi les ouvrages, on a utilisé des regards de visite (voir schéma : planche n° 12).

5.2.1. Rôle : Ils permettent d'assurer l'entretien et la ventilation des réseaux. Ils comportent, en partie supérieure, un dispositif de fermeture constitué d'un cadre et d'un tampon.

5.2.2. Espacement et emplacement : Sur les canalisations un regard de visite doit être installé :

- à chaque changement de direction,
- à chaque jonction de canalisation,
- dans les parties droites et en pertes régulières tous les 80 m, au maximum.

CHAPITRE - V I

POSE DES CANALISATIONS

6.1. Emplacement : Dans les rues de moins de 15 m de largeur, les égouts sont placés, en général, dans l'axe de la chaussée ; les branchements d'immeubles ont, de ce fait, la même longueur.

Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.

6.2. Exécution de la tranchée : La largeur de la tranchée doit être égale, au minimum à 0,60 m ou au diamètre extérieur de la canalisation augmenté de 0,50 m.

Pour les mauvais terrains, la pose des canalisations de grand diamètre se fait dans une tranchée de 6 m de profondeur.

Dans le cas de la pose en terrain sableux dans lequel existe une nappe phréatique, le fond des tranchées doit être normalement arasé à 0,10 m, au moins, au-dessous de la cote prévue pour le fil d'eau. Le lit de pose doit être constitué de sable contenant moins de 12 % de particules inférieures à 0,1 mm.

Dans le cas de pose en tranchées en terrain aquifère, il peut s'avérer nécessaire de le consolider en exécutant un drainage à l'aide de drains placés sous la conduite, le tout étant entouré d'une épaisseur suffisante de graviers ou de tout autre matériau approprié.

Si le fond de fouille est instable, même après drainage, l'exécution d'un béton de propreté, de berceaux ou de dalles de répartition, s'avère nécessaire.

6.3. Pose des canalisations en tranchée :

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

Dans les chantiers importants, le laser peut être utilisé pour établir l'alignement et la pente des canalisations.

6.4. Pose des canalisations en élévation :

Les tuyaux posés en élévation reposent sur des tasseaux et doivent, s'il y'a lieu, être retenus par des colliers, des ancrages peuvent se révéler nécessaires pour la bonne tenue de la canalisation.

6.5. Confection des joints :

Les joints doivent être confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux. Dans le cas de joints au mortier de ciment sur des canalisations dont le diamètre est supérieur ou égal à 0,60 m, le joint doit faire l'objet, à l'intérieur de la canalisation d'un ragréage au mortier de ciment.

6.6. Epreuve des canalisations et essais du réseau :

Elle doit avoir lieu avant remblaiement sur des tronçons compris entre deux regards consécutifs.

L'épreuve à l'eau est la plus pratique. Lors de l'essai à l'eau chaque tronçon essayé est fermé, à son extrémité aval par un tronçon étanche, le regard amont étant complètement rempli d'eau, il ne doit se produire aucune fuite durant 3 mn.

Cependant dans le cas des joints au ciment, cette méthode est déconseillée.

6.7. Remblaiement des tranchées :

Un premier remblaiement doit être effectué jusqu'à une hauteur de 0,15 m au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation ; il doit être réalisé à la main avec la terre des déblais expurgée des éléments susceptibles de porter atteinte aux tuyaux, ou avec du sable, terre franche, gravier.

Ce remblai doit être soigneusement damé à la main.

L'épaisseur maximale de chaque couche de remblai ne doit pas excéder 0,30 m.

CHAPITRE - VII

ENTRETIEN DES RESEAUX D'EGOUT

L'exploitation des réseaux d'égout comprend des opérations d'entretien courant telles que :

- débouchages accidentels
- curage journalier
- nettoyages périodiques
- réparation des fuites

- 7.1. Débouchages accidentels : ce sont les opérations ponctuelles qui n'ont lieu qu'en cas d'obstructions causées par des dépôts importants ou par des racines. Elles se font à l'aide des jones manoeuvrés à la main.
- 7.2. Curages journaliers : la solution idéale des curages journaliers des canalisations d'égout, afin d'éviter les dépôts de boues et les fermentations, consiste en l'auto-curage de celles-ci.
- 7.3. Nettoyages périodiques : En ce qui concerne les nettoyages, en dehors des procédés anciens utilisant divers accessoires et en particulier le hémisson, on fait appel, de plus en plus au nettoyage sous forte pression d'eau, à l'aide d'engins comportant une pompe entraînée par un moteur thermique ou électrique.
- 7.4. Recherches des fuites, réparation : Les tuyaux peuvent, sous l'effet d'un tassement différentiel du sol, se fissurer ou se rompre. Il est, actuellement, possible de procéder à un examen intérieur par caméra de télévision qui permet de localiser avec précision la nature des dommages.

C H A P I T R E VIII

PROTECTION DES CANALISATIONS

Les moyens de protection les plus couramment utilisés sont des revêtements à base de brai epoxy ou de résines époxydes.

Les premiers présentent une bonne souplesse, résistent mieux à l'abrasion, les secondes sont, par contre, moins souples.

Divers autres moyens de protection ont été utilisés, parmi lesquels peuvent être cités :

- La mise en place de mortier de ciment alumineux ;
- L'utilisation de fluosilicates de zinc ou de magnésium (fluatation) ;
- La mise en oeuvre d'une solution chaude de silicate de sodium (silicatation) ;
- L'emploi de fluorure de silicium (ocretation) ;
- La fixation de plaques bréfabriquées en matière plastique ;
- Le revêtement en caoutchouc chloré.

Nomenclature des planches /

A.E.P /

Planche 1

Plan d'ensemble de staoueli et de la bridja

Planche 2

Calcul du réseau maillé de la Bridja

Planche 3

Calcul du réseau maillé de la zone haute

Planche 4

Calcul du réseau maillé de la zone basse

Planche 5

Profil en long des tronçons R-1-6-7-8-9-10-11-12-13-5 du
réseau de la Bridja .

Planche 6

Profil en long des tronçons R-1-2-3-4-5-6-7-8-9-10 du réseau
de la zone haute .

Planche 7

Profil en long des tronçons : R-1-2-3-4-5-6-7-18-19-20-21-22
du réseau de la zone basse

Planche 8

Profil en long de la conduite d'adduction .

.../...

Planche 9

Schema de l'equipement du réseau de distribution

Assainissement :

Planche 10

Profil en long du collecteur principal de la Bridja

Planche 11

Profil en long du collection principal de Staueli

Planche 12

Schéma du regard de visite

Planche 13

Plan d'implantation du résent d'égout .

BIBLIOGRAPHIE .

A.E.P .

- * Hydraulique urbaine Tome II A. Dupont .
- * Théorie de la longueur flindodynamique . G.LARRAY
- * Hydraulique urbaine J. BONNIN
- * Distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et
rurales C.COVELLA et
M. GUERREE.
- * Catalogues des pompes Jeumont
SCHUELDER.
- * Périmètre d'urbanisme provisoire C.N.E.R.U
Birmandreis .

Assainissement :

- * Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou
rurales Tome I C.COVELLA - H.GUERREE.
- * Cours d'assainissement urbain Université
Stuttgart .
- * Assainissement Documentation Française
du Bâtiment (éditions des
Moniteur .

