

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ALIMENTATION EN EAU POTABLE
ET ASSAINISSEMENT DE LA Z.H.U.N
D'AIN M'LILA

Proposé par :

D. H. W.

D'OUM EL BOUAGHI

Etudié par :

A. HADJI

S. BENSADOUN

Dirigé par :

Y. MOULOUDI

PROMOTION :

JUIN 1985

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

المكنسة

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ALIMENTATION EN EAU POTABLE
ET ASSAINISSEMENT DE LA Z.H.U.N
D'AIN M'LILA

Proposé par :

D. H. W.

D'OUM EL BOUAGHI

Etudié par :

A. HADJI

S. BENSADOÛN

Dirigé par :

Y. MOULOUDI

PROMOTION :

JUIN 1985

DEDICACES

- A mes parents qui ont tout fait pour que je réussisse.
- A mes frères Abbas et Boubakour pour leurs aides et soutiens.
- A mes sœurs, leurs maris et enfants
- A ma famille
- A mes amis, camarades et copains.

A. HADJI.

- A mes parents
- A mes frères et sœurs
- A ma famille
- A tous les amis

S. BENSADOUN.

REMERCIEMENTS.

Nous tenons à exprimer notre gratitude
à tous les professeurs et assistants qui ont
contribué à notre formation

Nous remercions notre promoteur M^{re} NOULOUBI,
ainsi que le personnel de la D. H. W.
D'OUYM EL BOUAGHI en particulier la sous-direction
des études.

A M^{re} LAPRAY pour le soutien qu'il apporte
aux jeunes ingénieurs

Nos remerciements à tous ceux qui ont contribué,
de près ou de loin, à notre formation et à l'élaboration
de ce projet.

ABDEZZAK ET SOFIANE.

SOMMAIRE

PREMIERE PARTIE: A.E.P.

CHAPITRE: I

- INTRODUCTION
- SITUATION GEOGRAPHIQUE
- CLIMATOLOGIE
- LIAISONS SPATIALES
- RELATIONS FONCTIONNELLES
- REPARTITION DE DENSITE
- REPARTITION D'EQUIPEMENT
- ESPACE VERT
- AMENAGEMENT DE LA Z.H.U.N.
- HABITAT.

CHAPITRE: II

- DEMOGRAPHIE
- BESOINS EN EAU
- VARIATION DES DEBITS

CHAPITRE: III

RESERVOIRS

- RÔLE
- EMPLACEMENT
- CAPACITE
- DETERMINATION DU DIAMETRE
- DETERMINATION DE LA COTE DU RADIER
- CHOIX DU TYPE DE RESERVOIRS
- EQUIPEMENTS
- ENTRETIEN
- HYGIENE

CHAPITRE: IV

ADDUCTION

- CHOIX DU TRACÉ
- CHOIX DU TYPE DE TUYAUX
- ETUDE TECHNICO. ECONOMIQUE DES DIAMETRES
 - * METHODE ANALYTIQUE
 - * METHODE GRAPHIQUE

CHAPITRE: V

CHOIX DES POMPES

- POINT DE FONCTIONNEMENT
- ETUDE DE LA CAVITATION
- NOTES SUR LE CHOIX DES POMPES
- CARACTERISTIQUES DES CONDUITES DE REFOULEMENT

CHAPITRE: VI

DISTRIBUTION

- RESEAU DE DISTRIBUTION
- DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE
- CALCUL DU GRADIENT DE PERTES DE CHARGES
- RESEAU MAILLE
- DETERMINATION DES DEBITS SOUTIRES.
- METHODE DE CALCUL
- PERTES DE CHARGES
 - * ANALYTIQUE
 - * GRAPHIQUE
- DETERMINATION DE LA PRESSION AU SOL
 - * PRESSION DE SERVICE
- EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION.

CHAPITRE: VII

PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER.

- ETUDE DU PHENOMENE
- CAUSES ET EFFETS
- MOYENS DE PROTECTION
- INTERPRETATION PHYSIQUE DU PHENOMENE
- METHODE DE CALCUL

CHAPITRE: VIII

- POSE DES CANALISATIONS.
- PROTECTION CONTRE LA CORROSION.

DEUXIEME PARTIE: ASSAINISSEMENT.

CHAPITRE: I: GENERALITES

CHAPITRE: II: PROTECTION DES CANALISATIONS

CHAPITRE: III: POSE DES CANALISATIONS.

- II H A P I T R E = I

-
- 1 - INTRODUCTION
 - 2 - SITUATION GEOGRAPHIQUE
 - 3 - CLIMATOLOGIE
 - 4 - LIAISONS SPATIALES
 - 5 - RELATIONS FONCTIONNELLES
 - 6 - DETERMINATION DU PROGRAMME DE LA Z.H.U.N.
 - ORGANISATION DE LA Z.H.U.N
 - ORGANISATION GENERALE
 - ORGANISATION INTERNE
 - 7 - REPARTITION DE DENSITE DE LOGEMENT ET LES TYPES D'HABITAT
 - 8 - REPARTITION DES EQUIPEMENTS
 - 9 - ESPACE VERT
 - 10 - AMENAGEMENT DE LA Z.H.U.N
 - 11 - HABITAT.

I - INTRODUCTION

L'objet de notre étude consiste à alimenter en eau potable la ZHUN (ZONE D'HABITAT URBAINE NOUVELLE) D'AIN M'LILA.

La ville étant une projection physique d'une société avec ses valeurs, son mode de vie et sa culture. Le P.U.D doit être fidèle aux aspirations de cette Société.

Aussi l'esprit avec lequel notre étude est-elle menée tient compte des options fondamentales de l'Algérie et de formations sociales que le pays est en train de vivre.

Le développement rapide des centres urbains appelle une mobilisation conséquente des ressources en eaux potables et industrielles

L'alimentation en eau potable constitue désormais une **des grands** problèmes de notre époque, elle est aussi **un** service public alors que la consommation de l'eau est de plus en plus insérée dans le mode de vie.

L'importance du problème de l'eau mérite donc que l'on s'y attache et que les multiples questions qui peuvent se poser, seront examinées clairement qu'il est question de captage et de sa protection sanitaire ou de traitement des eaux, où qu'il s'agisse du transport de l'eau et de son stockage et de sa distribution. Il fallait donc réunir tous les éléments nécessaires à la conception et à l'élaboration de ce projet pour qu'on puisse établir son étude tout en lui donnant des garanties nécessaires pour assurer la potabilité des eaux transportés et distribués.

2 - SITUATION GEOGRAPHIQUE

L'agglomération d'AIN M'LILA chef lieu de DAIRA se situe à l'intersection des 2 grands axes routiers

ALGER - TEBESSA et CONSTANTINE - BATNA

La localisation de la ZHUN constitue les conditions favorable pour l'intégration avec la ville existante dans le sens habitat centre ville, habitat travail, et habitat loisirs.

Les études de la ZHUN, la zone industrielle, de la zone SMTF et de la la Zone d'activité nous ont permis de mieux les intégrer entre-elles et à l'agglomération existante et de créer un ensemble urbain, harmonieux, qui favorise les relations spatiales entre les différents secteurs.

3 - CLIMATOLOGIE

La région de AIN M'LILA appartient à un domaine climatique de transition entre les Hauts Plateaux et les Aures, semi-aride avec des hivers frais, on constate de gros écarts de température entre les saisons chaudes et la période d'hiver.

En été le climat est chaud, en hiver les hautes plaines sont plus fraîches, les précipitations sont fréquentes.

4 - LIAISONS SPATIALES

La ZHUN s'étend sur une superficie de 193 hectares, au nord Ouest de l'agglomération existantes. La relation habitat-travail (ZHUN-Zone Industrielle et Zone d'activité) est assurée par 2 boulevards, l'un bordant les 600 logements et l'autre le cimetière Musulman, ainsi que les 2 boulevards de direction Oued-Nord et Nord Ouest

5 - RELATIONS FONCTIONNELLES

Le site choisi pour la ZHUN présente d'énormes avantages en offrant des possibilités d'intégrer les 3 grands ensembles entre eux, à savoir : Agglomération existante, Z.H.U.N, Zone Industrielle La Z.H.U.N n'est que la continuité du tissu urbain existant l'emplacement de la zone industrielle lui permet de bonne relations fonctionnelles.

.../..

6 - DETERMINATION DU PROGRAMME DE LA ZHUN

L'estimation du programme de la ZHUN en logements et en équipements est en fonction des possibilités du site, des besoins de la ville actuelle **ainsi que les** besoins en équipements de base pour les programmes de 600 Logements et du groupement d'habitat individuel en cours de viabilisation

Dans le périmètre de la ZHUN sont inclus

- Centre de formation
- Cimetière
- 600 logements collectifs (~~BEUFIA~~)
- Une partie du lotissement communal

- Organisation de la Z.H.U.N

Dans le but de voir les possibilités d'intégration de la ZHUN dans toutes les structures urbaines existantes et l'organisation interne de la ZHUN, ^{ils ont} nous ~~avons~~ été amenés à étudier deux variantes de structures qui ^{leurs} nous ont permis d'aboutir à une solution définitive.

- Organisation Générale

L'idée directrice d'urbanisation de cette ZHUN est de créer un ensemble urbain vivant équilibré qui permet d'articuler l'ensemble des structures existantes et futures, deux objectifs ^{les} nous ont guidés dans l'organisation globale de la ZHUN

- ZHUN comme étant une partie de l'agglomération existante
- créer un ensemble urbain qui tout étant indépendant soit en relation avec les structures existantes.

Le périmètre de la ZHUN est divisé en trois secteurs A, B, C qui sont eux-mêmes divisés en trois quartiers.

A1, A2, A3, B1, B2, B3, C1, C2, C3

Les aménagements conçus tiennent compte des constructions existantes et le choix de terrain déjà fait particulièrement les 600 logements (~~BEUFIA~~), le lotissement communal et centre de formation SONEGAS.

.../...

- Organisation interne

Dans la position du plan d'aménagement détaillé (plan de masse échelle 1/2000°) cinq points ont été la base de l'organisation interne.

7 - REPARTITION DE DENSITE DE LOGEMENTS ET LES TYPES D'HABITAT

- L'habitat collectif vertical (forte densité) est situé dans les ^{parties} centrales de la ZHUN, les parties périphériques sont occupées par l'habitat collectif en terrasse et individuel (densité moyenne).

Il a été arrêté pour chaque secteur de la ZHUN plusieurs types d'immeubles d'habitations de façon à permettre des possibilités d'organisation spatiale et de casser la monotonie visuelle.

8 - REPARTITION DES EQUIPEMENTS

Les équipements ont été classés en trois catégories, les équipements de base sont en relation directe avec l'habitat, ils sont ~~répartis~~ dans les endroits calmes entre les immeubles d'habitation, ils sont orientés vers les axes piétonniers secondaires.

Les équipements principaux de la ZHUN sont orientés vers les principaux axes piétonniers, les équipements urbains sont situés en même temps le long des boulevards et orientés vers des axes piétonniers (cité administrative, Hopital, daira etc....)

9 - ESPACES VERT

La conception du réseau d'espace vert a été de le créer le long des axes piétonniers et des boulevards, la localisation d'un espace vert marque la présence d'un espace public, et les équipements des places publiques.

10 - AMENAGEMENT DE LA ZHUN

L'aménagement de la ZHUN définit la répartition de la ZHUN entre les différentes fonctions, cette répartition est dégagée dans un plan de masse qui sera un document d'orientation directive pour les architectes opérants pour les programmes retenus dans la ZHUN d'AIN M'LILA.

.../...

11 - L'HABITAT

Dans le plan de masse il a été retenu plusieurs formes d'habitations

- Construction en gradins (R + 3)
- Immeuble point (R + 4)
- Immeuble Bloc (R + 5)
- Immeuble tour (R + 6)
- L'habitat individuel horizontal

Les immeubles résidentiels situés le long d'un axe piétonnier ou d'un boulevard auront le rez-de chaussée libre, réservé pour les équipements de base (commerces, services, salles de consultation etc...)

- II H A P I T R E = I

- 1 - DEMOGRAPHIE
- 2 - DOTATION ET BESOINS EN EAU
- 3 - VARIATIONS DES DEBITS

- ETUDES DES VARIATION DES DEBITS.

I - DEMOGRAPHIE

Notre projet comporte 7128 logements et la ZHUN sera fonctionnelle en l'an 2000 donc notre étude est faite pour l'an 2000, avec la politique nationale de limitation de naissance, on a donné un taux d'occupation par logement qui est égal à 6 d'où on aura comme population à l'an 2000, le nombre de 42768 habitants et puisque c'est une ZHUN alors on n'étudiera pas à l'horizon futur, ni actuel, mais au moment du fonctionnement de la ZHUN

2 - DOTATION ET BESOINS EN EAU

Toutes les dotations des équipements sont portées dans les tableaux suivants ainsi que les besoins en eau.

3- VARIATIONS DES DEBITS

- Etude des variations des débits

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

On distingue :

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

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

- Coefficient d'irrégularité journalière

Ce coefficient est obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière

$$K_j = \frac{\text{Cons. Max. Jour}}{\text{Cons. Moy. Jour}}$$

On Prend

$$K_j = 1,3$$

K_j varie entre 1,1 et 1,3

.../...

	Nbre Logements	population dans l'habitat	Taux d'occupation par Logement
COLLECTIFS	6280	37680	6
INDIVIDUELS	848	5088	6
TOTAL	7128	42768	

Equipements

Catégorie	Equipement	Unité	Capacité	Surfaces (m ²)
I Enseignement	Primaire 500 élèves	10	5000	40 000
	Secondaires 800 élèves	3	2400	36 000
	Lycée 1100 élèves	1	1100	28 000
	Technicum	1	1100	30 000
TOTAL				134 000
II Sanitaire	maternité	2		4000
	pharmacies Salles de consultation	5		2000
	polyclinique	2		4000
	Hopital	1		20000
Total				30000

	N ^{bre} Logements	Population dans l'habitat	Taux d'occupation par Logement
COLLECTIFS	6280	37680	6
INDIVIDUELS	848	5088	6
TOTAL	7128	42768	

Equipements

Catégorie	Equipement	Unité	Capacité	Surfaces (m ²)
I Enseignement	Primaire 720 élèves	13	9360	60 000
	Secondaires 800 élèves	3	2400	36 000
	Lycée 1100 élèves	1	1100	28 000
	Technicum	1	1100	30 000
	C.F.P.A	1	variables	160 000
TOTAL				314 000
II Sanitaire	maternité	2		8000
	pharmacie salle de consultation	9		4500
	polyclinique	2		8000
	Hopital	1		55000
	Total			

Catégorie	Equipements	Unité	Capacité	Surfaces en (m ²)
III Administration	Antenne A.P.C	1		500
	Antenne P.T.T	1		500
	Agence Banque	2		1000
	Comissariat de police	1		500
	Cassob	1		500
	cité administrative "daira"	1		15000
Total				18000
IV Commerce et Service	petitCommerce	100		5000
	centre Commercial	2		5000
	S.N.N.G.A	2		2000
	marché Couvert	2		3000
	marché plein	1		5000
Total				20000

Catégorie	Équipements	Unité	Capacité	Surfaces en m ²
III Administration	Antenne A.P.C	3		1500
	Antenne P.T.T	3		1500
	Ugence Banque	3		1500
	Commissariat de police	1		500
	CASSOB	1		3500
	cité administrative "claira"	1		40000
Total				48500
IV Commerce et Service	petit commerce	184		9200
	Centre commercial	3		7500
	S.N.N.G.A	2		4600
	Marché couvert	2		3500
	Marché plein	2		10.000
Total				34800

Catégorie	Equipements	Unité	Capacité	Surfaces (m ²)
I Socio- culturel et culturel	crèche	2	300	1000
	Jardin d'enfants	2	1250	2500
	maison de jeunes	1	300	1500
	Salle de spectacle	1	600	1000
	centre culturel	1		700
	Bibliothèque	1	400	500
	Cinema	1		500
	mosquée	1		700
	cimetière	1		1600
Total				10000
II Sports Jeux et détente	Terrain de Sport	5		} 24160
	PEPS			
	aires de Jeux et détente			
Total				24160

Catégorie	Equipements	Unité	Capacité	Surfaces (m ²)
Socio-culturel et culturel	Crèche	2	360	2400
	Jardin d'enfants	9	1620	25200
	maison de jeunes	1	300	3000
	Salle de spectacle	1	600	3000
	Centre culturel	1		55200
	Bibliothèque	1	700	500
	Cinema	2		6000
	mosquée	1		9000
	Cimetière	2		58000
Total				162300
Sports Jeux et détente	Terrain de sport	7		} 48642
	PEPS	"		
	aires de jeux et détente	"		
Total				48642

Répartition des surfaces des équipements
Selon Les catégories

Catégorie des équipements	Equipements	Surfaces en "ha"
I	Enseignement	13,40
II	Sanitaire	3,00
III	Administration	1,80
IV	Commerce et Service	2,00
V	Socio-Culturel et Culturel	1,00
VI	Sport Jeux et Détente	2,416
TOTAL		23,616

Répartition des surfaces des équipements
Selon les catégories

Catégorie des équipements	Equipements	Surfaces en "ha"
I	Enseignement	31,40
II	Sanitaire	7,55
III	administration	4,85
IV	Commerce et service	3,48
V	Socio-culturel et culturel	16,23
VI	Sport Jeux et Détente	4,87
Total		68,38

TABLEAU DES BESOINS EN EAU

Equipements	Nombres ou SURFACES (m ²)	Consommation Spécifique	CONSUMMATION Journalière (m ³ /J)
ENSEIGNEMENT	8000	40 l/j/dève	320,00
Sanitaire	30000	5 l/j/m ²	150,00
LOGEMENTS	7128	600 l/j/cg	4276,80
Administration	18000	5 l/j/m ²	90,00
Socio. Culturel et CULTUREL	10000	2 l/j/m ²	20,00
Sport Jeux et DETENTE	24260	2 l/j/m ²	48,52
Commerce et SERVICE	20000	2 l/j/m ²	40,00
TOTAL			= 4945,32
		+ 8%	= 5351,184

TABLEAU DES BESOINS EN EAU

Equipements	Nombres ou SURFACES (m ²)	Consommation Spécifique	Consommation Journalière (m ³ /J)
ENSEIGNEMENT	15060	100 l/j/élève	1506,00
Sanitaire	75500	5 l/j/m ²	387,50
LOGEMENTS	7128	1400 l/j/kg	997,92
Administration	48500	10 l/j/m ²	485,00
Socio-Culturel et CULTUREL	162300	5 l/j/m ²	811,50
Sport-Jeux et DETENTE	48700	2 l/j/m ²	97,40
Commerce et SERVICE	34800	5 l/j/m ²	174,00
TOTAL			= 4459,32
		+20%	= 5351,184

- Coefficient d'irrégularité horaire

Ce coefficient est obtenu par rapport de la consommation maximale horaire et la consommation moyenne horaire

$$K_p = \frac{\text{Cons. Max. hor.}}{\text{Cons. Moy. hor.}}$$

- Coefficient de pointe

Le calcul des canalisations est souvent effectué en prenant comme base une répartition uniforme de la consommation journalière sur 10 heures, ce chiffre peut varier entre 8 heures pour les agglomérations rurales et 12 Heures pour les grandes agglomérations

Kp est donné par le maximum des 2 formules empiriques suivantes :

$$K_{p1} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}} \quad Q_m = \text{débit moyen en l/s}$$

$$K_{p2} = 2,6 - 0,4 \text{ Log } \frac{N}{1000} \quad N : \text{ Nombre de population}$$

$$K_{p1} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{61,935}} = 1,817 \simeq 1,82$$

$$K_{p2} = 2,6 - 0,4 \text{ Log } \frac{42768}{1000} = 1,947 \simeq 1,95$$

Donc le maximum c'est $K_{p2} = 1,95$ qui est notre coefficient de pointe.

Consommation journalière maximale et débit de pointe

$$Q_J^{\text{max}} = K_j \cdot Q_{jn}^{\text{Moy}} \quad Q_j^{\text{Max}} : \text{Débit maximum journalier}$$

$$Q_p = K_p \cdot Q_j^{\text{Moy}} \quad Q_j^{\text{moy}} : \text{Débit moyen journalier}$$

$$Q_j^{\text{max}} = 1,3 \cdot 5351,184 = 6956,539 \text{ m}^3/\text{j} \quad Q_p : \text{Débit de pointe journalier}$$

$$Q_p = 1,95 \cdot 5351,184 : 10434,808 \text{ m}^3/\text{j}$$

.... /....

Consommation moyenne journaliere	5351,184 m ³ /J	61,935 l/s	222,966m ³ /h
Consommation maximale journaliere	6956,539 m ³ /J	80,515 l/s	289,856m ³ /h
Consommation de pointe	10434,808 m ³ /J	120,77 l/s	434,784m ³ /h

CHAPITRE : IIILES RESERVOIRS .

- 1)-Rôle.
- 2)-Emplacement.
- 3)-Capacité des réservoirs.
 - *Méthode analytique.
 - *Méthode graphique.
- 4)-Détermination du diamètre.
- 5)-Détermination de la cote du radier.
- 6)-Choix du type de réservoir.
- 7)-Equipement des réservoirs.
- 8)-Entretien des réservoirs.
- 9)-Hygiène des réservoirs.

RESERVOIRS.

- 1) ROLE: Généralement les installations d'adduction et de distribution d'eau nécessitent un réservoir.

Les réservoirs jouent un rôle important dans l'alimentation en eau potable, ils ont généralement une double fonction, servant comme régulateur à la fois du débit et de la pression, et ils assurent la sécurité de la distribution, soit en cours d'une défaillance d'une courte durée, soit pour fournir une quantité d'eau importante (cas d'incendie).

En outre il est destinée a:

- Ils restituent l'eau emmagasinée pendant les heures creuses aux heures de grandes consommations.
- Servent de tampon entre l'adduction et la distribution
- Assurent une pression suffisante dans le réseau de distribution
- Apportent une contribution à l'économie générale des pompes par effacement de la consommation en énergie électrique aux heures de pointes;

- 2) EMPLACEMENT :

L'emplacement d'un réservoir présente souvent des problèmes délicats à résoudre car on doit tenir compte de plusieurs considérations qui posent des conditions parfois difficiles à concilier.

a) Pour des raisons d'ordre économique, il est préférable que son alimentation se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau suffisamment bas par rapport à la prise.

b) Le réseau de distribution doit se faire par gravité, c'est à dire qu'il doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'il dessert.

Le réservoir sera placé en fonction du relief de ZHUN en tenant compte du point le plus défavorable.

- 3) CAPACITE DES RESERVOIRS:

Les calculs sont faits par la méthode analytique, puis les résultats obtenus sont représentés par un graphe. Cette représentation graphique est appelée parfois : Méthode graphique.

* Méthode analytique:

La détermination de la capacité tient compte de la répartition journalière maximale de débit consommé effectué par des coefficients horaires, le découpage des tranches horaires pendant lesquelles le débit reste constant se fait à l'aide d'un analyseur de débit dans une première approximation on peut admettre la répartition de la consommation

selon les coefficients ($a_h\%$) les coefficients varient selon les différentes heures de desserte et l'importance de la population.

$$V_T = |\Delta V_{max}^+| + |\Delta V_{max}^-| + V_{vri}$$

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

ΔV = volume apport - volume consommé

v_{vri} : volume d'incendie pris à 120 M³ c'est à dire le volume nécessaire pour une durée d'extinction de 2 heures

VOLUME APPORT = VOLUME MAX JOURNALIER

VOLUME CONSOMME = VOLUME D'APPORT $\cdot \frac{AH \cdot 24}{100}$

Les différents calculs sont dans le tableau.

* Methode graphique :

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

$|\Delta V^+| + |\Delta V^-|$ = le volume du reservoir auquel on ajoute le volume de la reserve d'incendie

DONC LE VOLUME DE NOTRE RESERVOIR SERA,

$\frac{1181,163}{100} + \frac{428,986}{100} + 120 = 1610,149$ M³ on prend le volume de 2000 M³

4) DETERMINATION DU DIAMETRE DU RESERVOIR.

On prendra pour le reservoir de volume 2000 M³ une hauteur d'eau H=5M

$$\text{Donc } D = \sqrt{\frac{4V}{\pi h}} \quad D = \sqrt{\frac{4 \times 2000}{3,14 \times 5}} = 22,57 \text{ M}$$

On prend D=22,50 M diamètre interieur.

5) DETERMINATION DE LA COTE DU RADIER.

L'endroit choisi pour édifier le reservoir doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piezometrique.

$$CR = CT + H + P_{MIN} + HWI$$

CR: cote du radier

CT: cote du terrain au point le plus élevé

H: hauteur qui est fonction des étages

P_{MIN}: pression minimale

HWI : pertes de pression.

$$CR = 790 + (5 \times 3,7) + 6,5 + 10 \times 0 = 825 \text{ M}$$

On prend la cote du radier à 825 M

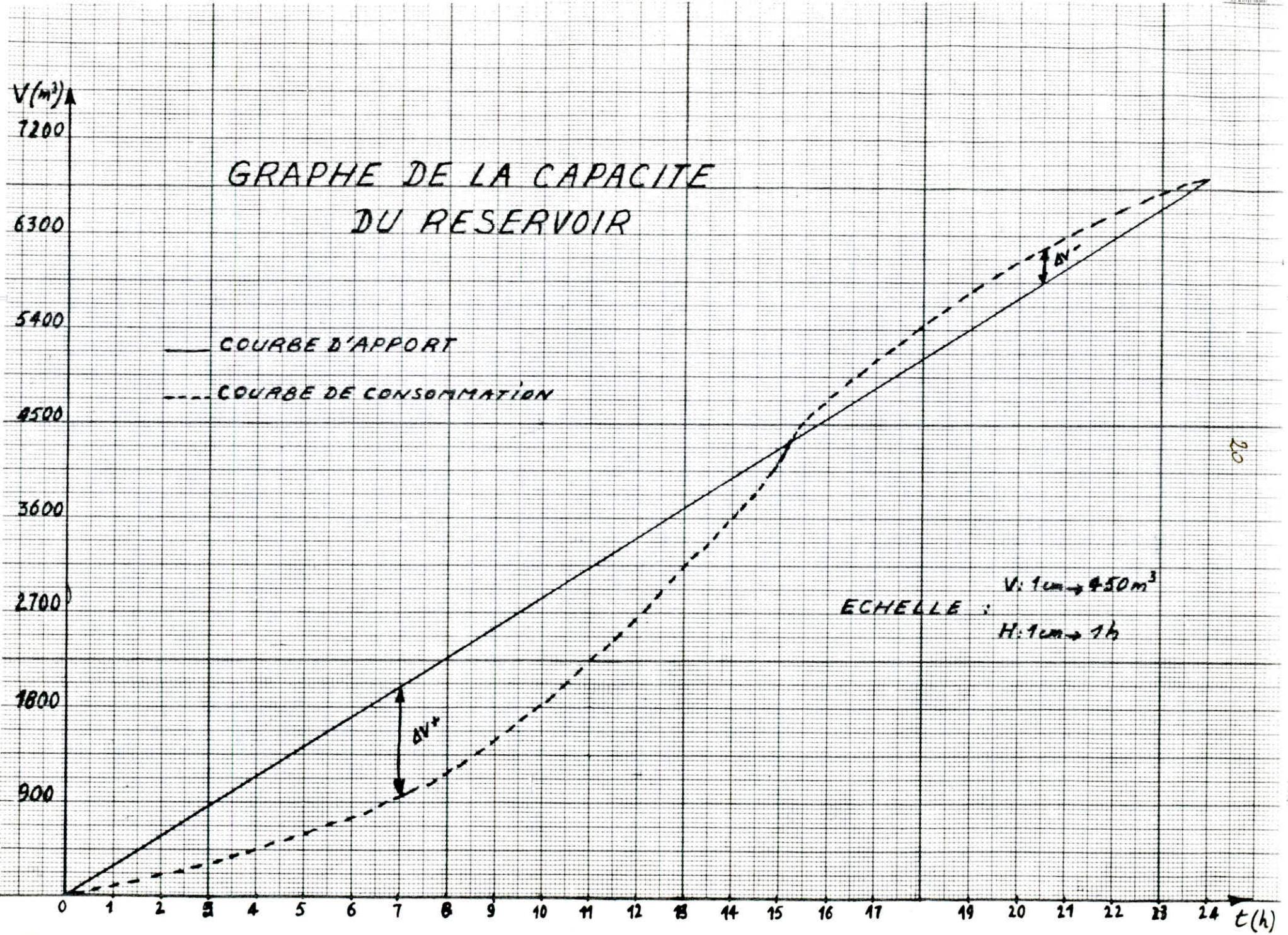
CALCUL DE LA CAPACITE 19
DU RESERVOIR DE " LA Z.H.U.N DE AIN MLILA "

t:1h	an (%)	VOLUME (m ³)		VOLUME CUMULE (m ³)		DIFFERENCE ΔV(m ³)	
		Q.Δt	QΔt.24h24	V apport	V consommé	ΔV ⁺	ΔV ⁻
- 1	1,5	289,856	104,348	289,856	104,348	185,508	
- 2	1,5	"	104,348	579,712	208,696	371,016	
- 3	1,5	"	104,348	869,568	313,044	556,524	
- 4	1,5	"	104,348	1159,424	417,392	742,032	
- 5	2,5	"	173,914	1449,280	591,306	857,974	
- 6	3,5	"	243,479	1739,136	834,785	904,351	
- 7	4,5	"	313,044	2028,992	1147,829	1181,163	
- 8	5,5	"	382,610	2318,848	1530,439	788,409	
3 - 9	6,25	"	434,784	2608,704	1965,223	643,481	
4 - 10	6,25	"	434,784	2898,560	2400,007	498,553	
7 - 11	6,25	"	434,784	3188,416	2834,791	353,625	
1 - 12	6,25	"	434,784	3478,272	3269,575	208,697	
2 - 13	5	"	347,827	3768,128	3617,402	150,726	
3 - 14	5	"	347,827	4057,984	3965,229	92,755	
4 - 15	5,5	"	382,610	4347,840	4347,839	0,001	
5 - 16	6	"	417,393	4637,696	4765,232		127,536
6 - 17	6	"	417,393	4927,552	5182,625		255,079
7 - 18	5,5	"	382,610	5217,408	5565,235		347,827
8 - 19	5	"	347,827	5507,264	5913,062		405,798
9 - 20	4,5	"	313,044	5797,120	6226,106		428,986
20 - 21	4	"	278,262	6086,976	6504,368		417,392
21 - 22	3	"	208,696	6376,832	6713,064		336,232
22 - 23	2	"	139,131	6666,688	6852,195		185,507
23 - 24	1,5	"	104,348	6956,544	6956,543		0,001

GRAPHE DE LA CAPACITE DU RESERVOIR

— COURBE D'APPORT
- - - COURBE DE CONSOMMATION

ECHELLE :
V: 1cm \rightarrow 450 m³
H: 1cm \rightarrow 1h



6) CHOIX DU TYPE DE RESERVOIR.

D'après la côte du radier du réservoir qui est de 825 M et le point et le point le plus haut de la région est de 805 M donc on aura un réservoir sur élevé.

alors un réservoir de 2000 M³ sur élevé n'est pas facile à réaliser et en même temps il n'est pas économique. Pour cela on envisage une autre solution.

On place le réservoir de 2000 M³ sur terre et on place un deuxième réservoir sur élevé de 200 M³ à la côte du radier calculée c'est à dire CR = 825 M

calcul du diamètre du ^{reservoir} ~~volume~~ sur élevé.

$$V = 200 \text{ M}^3 \quad H = 5 \text{ M}$$

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi h}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 200}{3,14 \cdot 5}} = 7,14 \text{ M}$$

On prend $D = 7,00 \text{ M}$ de diamètre intérieur.

7) EQUIPEMENT DES RESERVOIRS.

Le reservoir doit être muni de:

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

A) ADDUCTION:

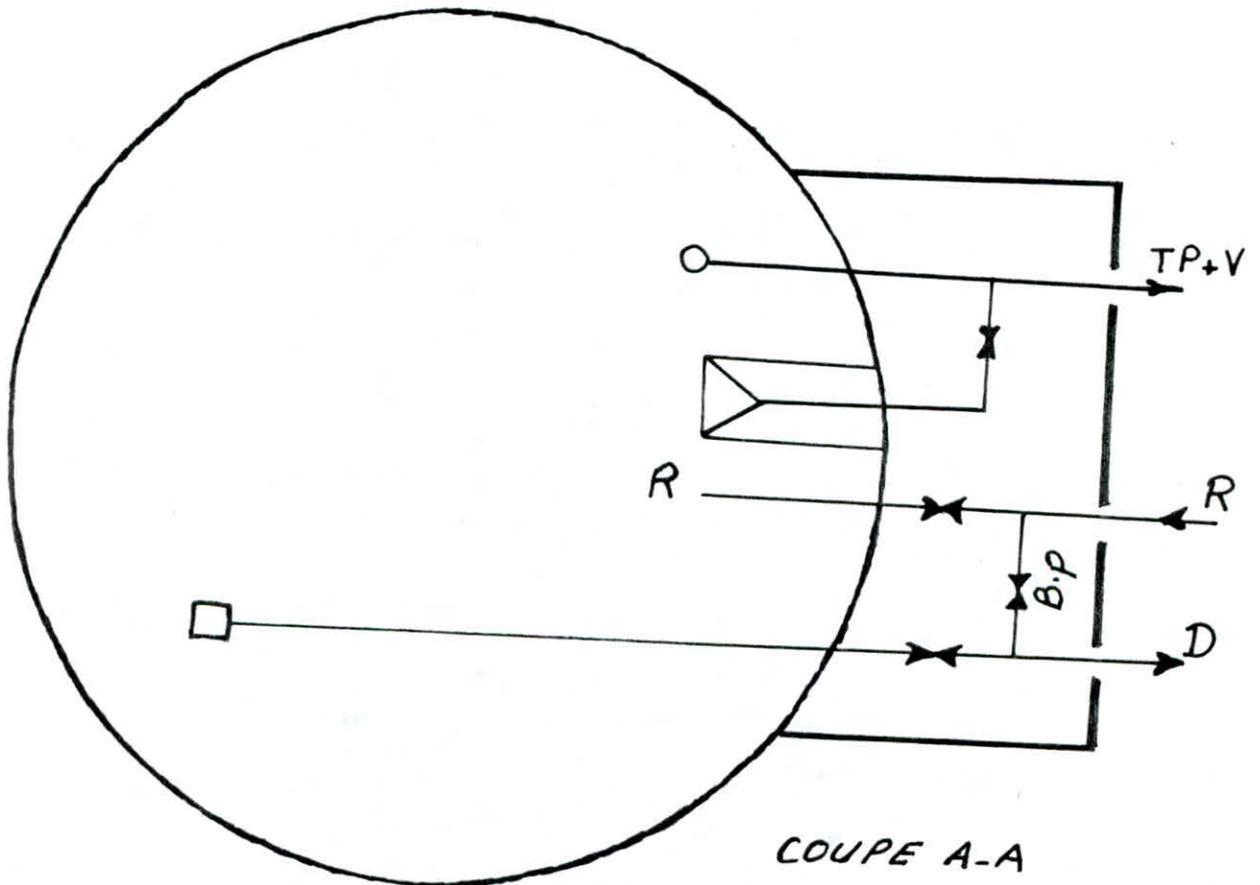
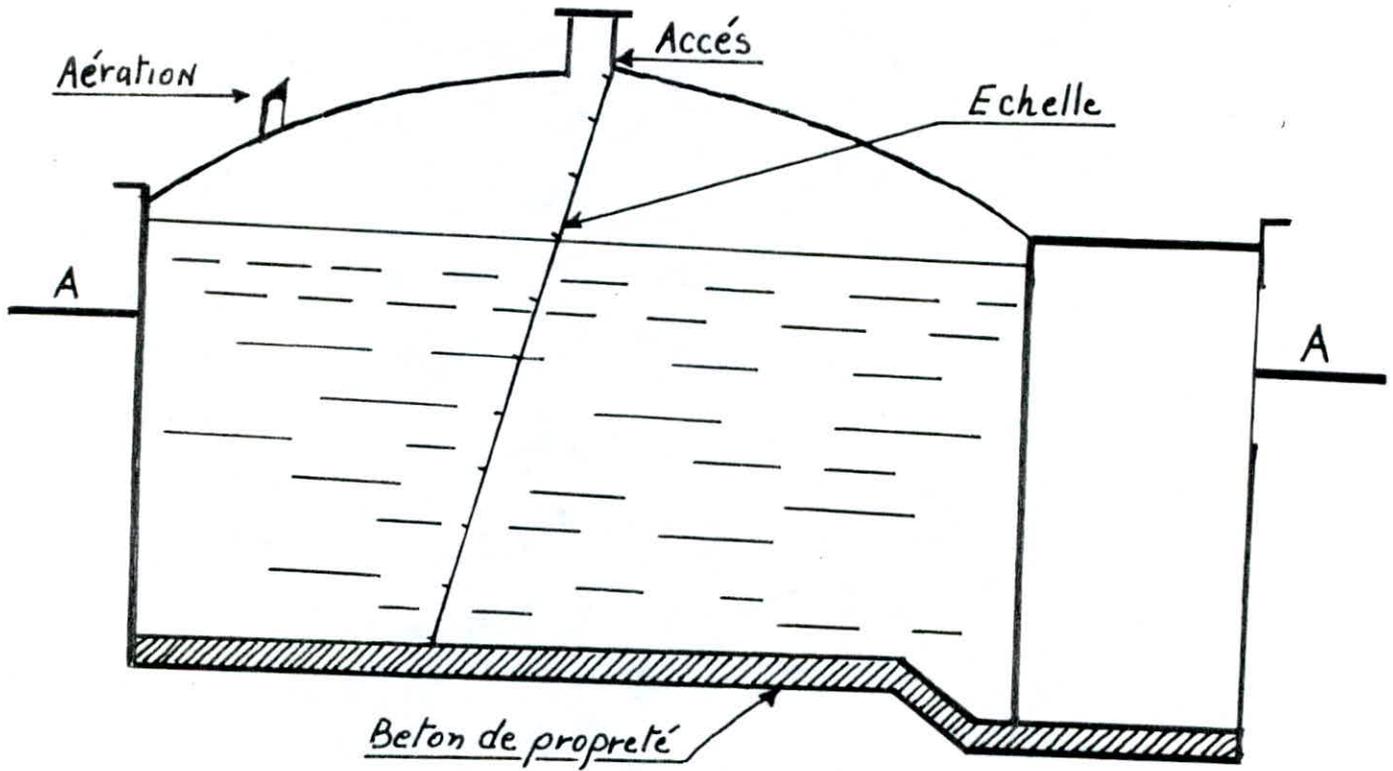
L'arrivée de l'eau dans le reservoir s'effectue par surverse, arrivée noyée, pour préserver l'équilibre carbonique de l'eau et empêcher la précipitation du calcium, néanmoins, cette solution présente un inconvénient qui est celui de vidange par siphonnage lors d'un accident sur l'adduction, on prévoit un clapet anti-retour.

Le robinet flotteur, il permet l'arrêt de l'écoulement dans le reservoir que le niveau d'eau atteint son maximum et son enclenchement quand le niveau descend.

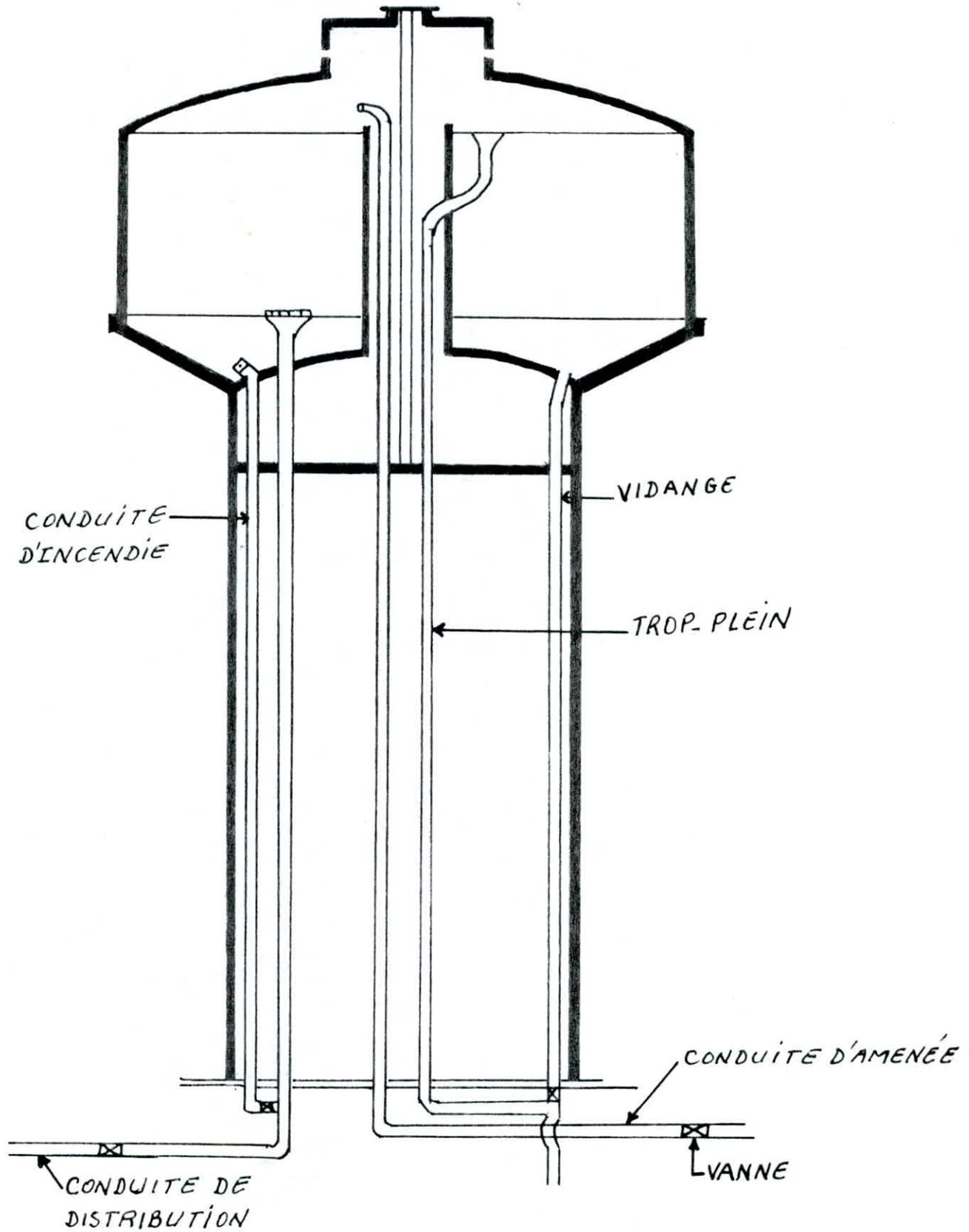
B) distribution.

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20 M au dessus du radier pour empêcher la pénétration de la boue décantée, et faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée.

RESERVOIR SUR TERRE CYLINDRIQUE



RESERVOIR SUR-ELEVE



6) TROP -PLEIN.

La conduite de trop-plein est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir lorsque le niveau dans celui-ci atteint sa limite maximale, un joint hydrolique constitué d'un siphon est prévu à l'extrémité ovale de cette conduite pour éviter l'introduction de corps nocifs dans le réservoir.

D) VIDANGE.

Le réservoir est équipé d'une conduite de vidange raccordée sur la canalisation du trop plein et comportera un robinet-vanne;

MATERIALISATION DE LA RESERVE D'INCENDIE.

En cas de fonctionnement normale; les vannes (b) et (d) ouvertes, vanne (c) fermée.

En cas d'incendie, vannes (b) et (c) ouvertes, vanne (d) fermée.

8) ENTETIEN DES RESERVOIRS:

L'importance des ces installations nécessite un soin particulier tel que:

le nettoyage, le lavage et la désinfection.
Pour cela on doit procéder à plusieurs opérations.

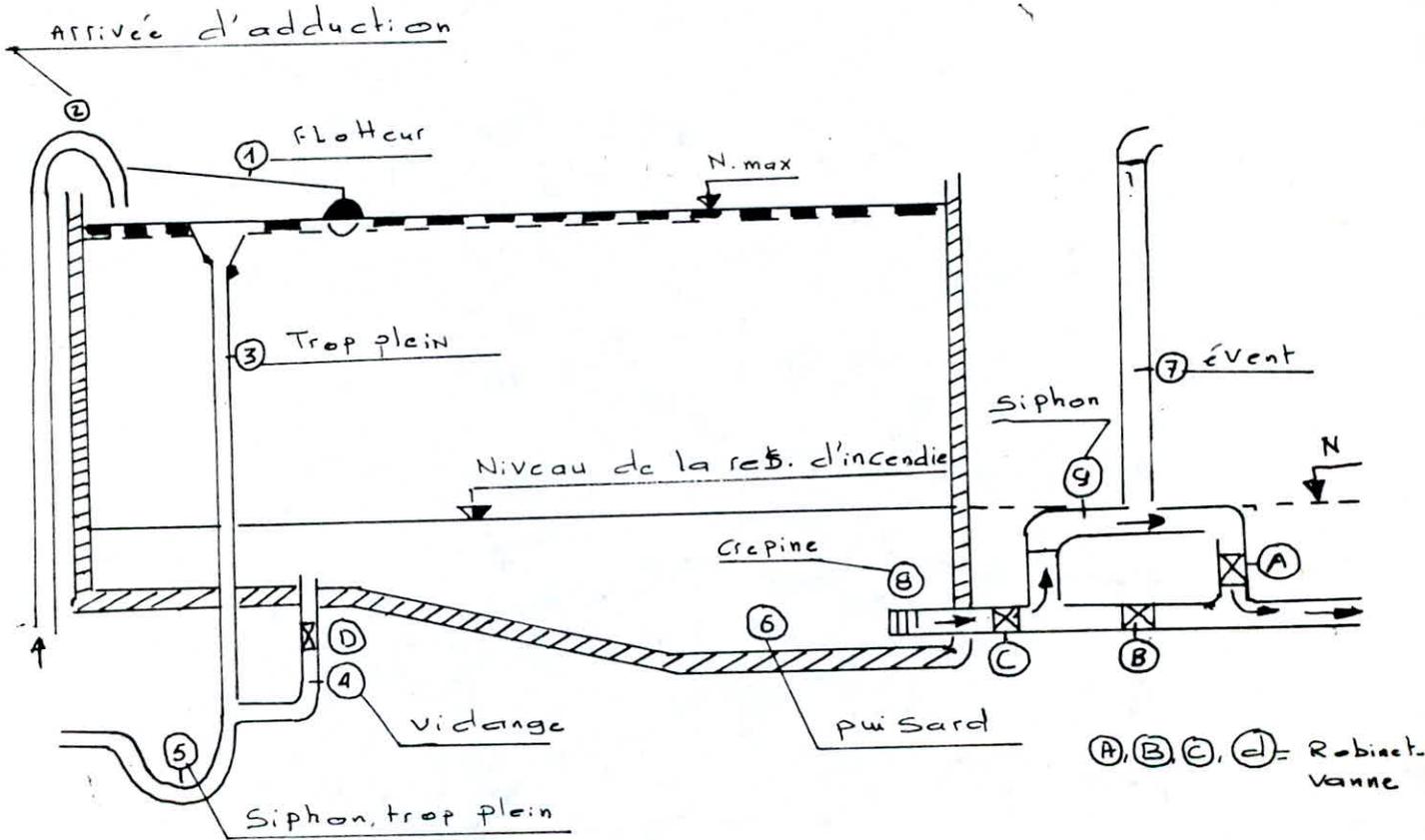
- Isolément et vidange de la cuve
- Élimination des dépôts sur les parois par brossage
- Examen et réparation des parois
- Désinfection
- Rinçage à l'eau potable
- Remise en service

9) HYGIENE ET SECURITE DES RESERVOIRS.

Les réservoirs seront d'une parfaite étanchéité et ne recevront aucune conduit intérieur susceptible d'altérer l'eau qu'ils contiennent. Ils seront couverts pour les protéger contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers. Ils seront à l'abri des contaminations, de l'infiltration des eaux souterraines et des pluies.

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

Équipement d'un réservoir sur terre



Un siphon 8 qui grâce à l'évent 7 ouvert à l'air libre, ne se samorce une fois que le niveau d'eau descend en N.

En cas de service normal le Robinet A est ouvert B est fermé. En cas de sinistre il suffit d'ouvrir B. Il est toujours bon de prévoir un autre Robinet-Vanne C qui permet la répartition de B et A en cas de besoin.

(1)

CHAPITRE : IVADDITION.

- 1)-Choix du tracé.
- 2)-Choix du type de tuyaux.
- 3)-Etude Technico-Economique des diamantes.

.Méthode analytique : 1ère variante.

- a)Méthode de calcul.
- b)Pertes de charges.
- c)Le coefficient de frottement.
- d)Hauteur manométrique totale.
- e)Puissance de la pompe.
- f)Amortissement annuel.

.Méthode graphique.

- a)Hypothèses.
- b)Coût total annuel d'installation.
- c)Fonctionnement.
- d)coût fixe et variable.
- e)Fonction à étudier.
- f)Courbe des diamètres.
- g)Application de la courbe.
- h)Données de base.

ADDUCTION :

1°) Choix du tracé : Pour choisir un tracé, il faut respecter dans la mesure du possible les conditions suivantes :

- Pour réduire les frais d'investissements, il faut que le tracé soit le plus court possible.
- Chercher un profil en long aussi régulier que possible
- Eviter les contre-pentes qui peuvent donner lieu à la formation des poches d'air et qui dans le cas de refoulement lors d'un arrêt brusque peuvent faire apparaître des cavitations.
- Suivre les accotements des routes si c'est possible.

Pour notre cas on a utilisé une carte topographique d'Echelle 1/50000.

Données du forage :

$$Q = 100 \text{ L/S} \quad \text{N.S} = 4,5 \text{ m}$$

$$\text{N.S} = 4,5 \text{ m}$$

$$Z = 775 \quad \text{altitude du puit}$$

$$H = 31,10 \text{ m} \quad \text{hauteur du puit.}$$

2°) Choix du type de tuyaux :

généralement, les tuyaux les plus utilisés pour l'Adduction sont en acier. Ce choix est établi sur les critères d'Ordre Technique (diamètre, pression de service, conditions de pose).

Pour notre cas on a choisi les tuyaux en acier pour les raisons suivantes :

- Les tuyaux en acier s'adoptent mieux avec du relief.
- Les tuyaux en acier sont solides, économiques et résistants
- les tuyaux sont disponibles sur le marché national
- Leur assemblage est facile
- Les tuyaux en acier supportent les pressions élevées.

3°) Etude Technico-Economique des diamètres de refoulement :

L'Etude consiste à déterminer les différents diamètres et prendre le plus économique c'est à dire déterminer le diamètre qui conduit à une optimisation des frais d'exploitation et des frais d'amortissement, dans notre cas on a fait 2 méthodes l'une analytique et l'autre graphique.

Méthode de calcul :

a) Le choix du diamètre économique est basé sur un calcul Technico-économique suivant différentes étapes la gamme des diamètres de notre étude sera donnée par les formules de BONNIN et BRESSE.

$$\text{BONNIN : } D = \sqrt[3]{Q}$$

D : Diamètre de la conduite en (m)

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

Q : Débit à transiter en (m³/s)

$$Q = 6956,539 \text{ m}^3/\text{J} = 289,856 \text{ m}^3/\text{H} = 80,51 \text{ L/s} = 0,0805 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$\text{BONNIN : } D = \sqrt[3]{0,08051} = 0,284 \text{ m} \text{ on prend } D = 300 \text{ mm.}$$

$$\text{BRESSE : } D = 1,5 \sqrt[3]{0,08051} = 0,426 \text{ m} \text{ on prend } D = 500 \text{ mm.}$$

b) Pertes de charges :

Les pertes de charges linéaires sont déterminés par la formule de DARCY-WEISBACH.

$$DH_2 = \frac{F}{D_h} \cdot \frac{v^2 \cdot L_e}{2g}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15 % des pertes de charges linéaires.

$$DH_s = 0,15 DH_l$$

On prend la longueur équivalente $L_e = 1,15 L_g$.

L_g (longueur géométrique).

Dans la formule de DARCY - WEISBACH.

Dh : Diamètre hydraulique qui dans une conduite pleine (circulaire) sera égale à D.

C) Le coefficient de frottement F dépend du régime d'écoulement, qui lui est fonction de la rugosité relative et du nombre de Reynolds ayant on peut déterminer le régime d'écoulement en se referant au diagramme de Moddy

* Pour le régime turbulent rugueux : le coefficient F sera calculé par la formule de NIKURADZE :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D} \Rightarrow f = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2}$$

* Pour le régime de transition le coefficient F est donné par la formule de Colebrook White.

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

ϵ = rugosité en (mm) prise égale à $4 \cdot 10^{-4}$ m

R = nombre de Reynolds

Le nombre de Reynolds :

$$R = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad \nu = \text{viscosité cinématique de l'eau prise égale à } 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

On en utilisant la longueur fluide-dynamique

$$R = \frac{4}{Po} \frac{Q}{\Lambda} \frac{L}{\nu} \quad \Lambda : \text{longueur fluide-dynamique (m)} \\ Po : \text{Paramètre dimensionnel (sans unité) qui multiplié par } \nu \text{ donne le périmètre mouillé.}$$

Pour une conduite circulaire pleine

$$\text{On a : } \Lambda = \frac{a}{a_0} = \frac{D}{D_0}$$

$$\text{et } \psi = \frac{h}{D} \quad h = D \text{ (conduite circulaire pleine)} \\ \psi = 1$$

Au tire les paramètres dimensionnels suivants :

$$D_0 = 1,538723983$$

$$\frac{4}{Po} = 0,827464548$$

$$Po = 4,834043962$$

Pour $V \approx 10^{-6}$ m²/s . On aura pour les conduites circulaires pleines

$$R = 1273239,544 \frac{Q}{D}$$

Ayant R, on calcule le coefficient de Colebrook F puis on calcule les pertes de charge.

$$Dh_t = 1,15 l \frac{F}{D} \frac{\gamma L}{2g}$$

...../.....

d) Hauteur manométrique totale :

$$H_{mt} = H_g + D_{Ht}$$

D_{Ht} : Perte de charge totales

H_g = Hauteur géométrique d'élevation

$$H_g = -(C_t) - (ND) + (CR + H_e + O_{q5}) = -(775 - 4,5) + (805 + 5 + 0,5) = 40 \text{ M}$$

e) Puissance de la pompe

$$P = \frac{\rho g Q}{\eta} H_{mt}$$

η = rendement de la pompe pris égale à 75 %

P = Puissance en Kw

g = acceleration de la pesanteur pris.
(g = 9,8 m/s²)

Q = débit m³/s

Energie consommée par le pompage

$$E = P \cdot t \cdot 365$$

t = temps de pompage pris 24 h

E = Energie en Kw/h

Tarif d'énergie : c = 0,23 DA Kw/h

Frais d'exploitation

$$F_e = E \cdot c$$

F) Amortissement annuel

L'ammité d'amortissement est déterminée par

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

i = Taux d'ammité

$$i = 8 \%$$

n : Nombre d'années d'amortissement

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

On aura :

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

Les calculs sont portés dans le tableau (page 30)

Etude des diamètres économiques : 2ème variante

- Hypothèses

1) le coût de sation de pompage est proportionnel à la puissance installée.

2) Le coefficient de perte de charge est calculé pour une vitesse

$$V_0 = 0,8 \text{ m/s}$$

3) On se limite à un seul système de fonctionnement c'est à dire 24/24h

Remarque : $V_0 = 0,8 \text{ m/s}$ diffère peu des vitesse réelles économiques

TABLEAU DE CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE

DIAMETRE ^(mm)	300	350	400	500
PRIX DU mL (DA)	216,3	301,11	345,17	432,05
LONGUEUR (m)	4250	4250	4250	4250
PRIX DE REVIENT (DA)	919275	1279717,5	1466972,5	1836212,5
ANNUITE (DA)	81631,62	113638,91	130267,15	163055,67
VITESSE (m/s)	1,1389	0,8368	0,6406	0,4100
R	347694,95	292881,37	256271,28	205077,02
E/D	0,00133	0,001142	0,001	0,0008
f _c	0,0222222	0,0216116	0,0211599	0,0205748
J	0,0048970778	0,0022037425	0,0011064413	0,00035256103
ΔH _e (m)	20,81	9,37	4,70	1,50
ΔH _s (m)	3,12	1,41	0,70	0,23
ΔH _t (m)	23,93	10,78	5,40	1,73
H _{mt} (m)	63,93	50,78	45,40	41,73
PUISSANCE (KW)	67,32	53,47	47,81	43,94
ENERGIE (KW/h)	589723,2	468397,2	418815,6	384914,4
PRIX D'ENERGIE (DA)	135636,33	107731,35	96327,588	88530,312
FRAIS AMORTISSEMENT (DA)	81631,62	113638,91	130267,15	163055,67
FRAIS EXPLOITATION (DA)	135636,33	107731,35	96327,588	88530,312
BILAN (DA)	217267,95	221370,26	226594,73	251585,98
DIAMETRE (mm) ECONOMIQUE	300			
VITESSE (m/s)	1,14			

- Coût total annuel d'installation

1) conduite

$$K1 - L.a$$

Où K1 : Coût d'un mètre linéaire de la conduite pose y comprise (DA/ml)

L : Longueur de la conduite en (m)

a : ammité

2) Station de pompage

$$K2 - Pa$$

ou K2 : Coût d'eau Kw installé à la puissance réelle

P : Puissance réelle de fonctionnement en KW

- Fonctionnement :

$$K3 - P.T$$

où K3 : Coût d'un KWh d'énergie électrique

T. temps de fonctionnement

$$\text{nombre d'heures dans l'année } T = 24h \times 365,$$

Puissance réelle

$$P = \frac{P_g}{1000\eta} Q.Hmt \text{ (KW)}$$

$$Hmt = Hg + \frac{fL}{D} \times \frac{8Q^2}{\pi^2 g D^5} = Hg + r.L.Q^2$$

Où r = résistance linéaire de la conduite

$$r = \frac{8f}{\pi^2 g D^5}$$

f : coefficient de frottement moyennant la formule de colebrook : $\frac{1}{\sqrt{f}} = -0,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,17}{R\sqrt{f}} \right)$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -0,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,17}{R\sqrt{f}} \right)$$

Pour une vitesse Vs = 0,8 m/s et une viscosité cinématique

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

- Coût fixe et variable

$$\text{Coût total} = K1 La + K2 Pa + K3 PT$$

$$= K1.L.a + (K2 a + K3 T) \left(\frac{P_g}{103\eta} Q.Hg + \frac{P_g}{103\eta} r.L.Q^3 \right)$$

$$= \underbrace{(K2 a + K3 T) \left(\frac{P_g}{103\eta} Hg \right)}_A Q + \underbrace{K1 La + (K2a + K3T) \left(\frac{P_g}{103\eta} r \right)}_B Q^3$$

A = Coût indépendant des diamètres

B = Coût variable

- Fonctionx à étudier :

...../.....

Coût annuel par I mètre de longueur de la conduite
fraction variable en fonction des diamètres choisis

$$c = K1.a + (K2.a + K3.T) \frac{Pg}{103 n} \sqrt[3]{Q3}$$

K1 et dépendent du diamètre X, alors

$$\frac{dc}{dx} = \frac{dK1}{dx} a. + (K2.a + K3.T) \frac{Pg}{103 n} \sqrt[3]{Q3} \frac{d}{dx} = 0$$

correspondre à un minimum de coût (pour Q donné)

Si on disposait d'une gamme continue des diamètres x

Le meilleur correspondait à :

$$\frac{dK1}{d} = - \frac{Pg}{103 n} \sqrt[3]{Q3} (K2 + K3 \frac{T}{a})$$

En réalité, le choix du diamètre est limité à la série normalisée, on peut calculer uniquement des valeurs

$\Delta K1$ et Δr (voir tableau ci-après) entre deux diamètres voisins sur la liste des diamètres disponibles.

Pour un débit (Q) donné on peut calculer le membre droit de l'équation et par la suite on cherche le diamètre pour lequel $\Delta K1/\Delta r$ est le plus proche de la valeur calculée.

- Courbe des diamètres économiques

Pour chaque deux diamètres voisins on peut calculer

$\Delta K1/\Delta r$ et trouver un débit

$$Qe3 = - \frac{\Delta K1}{\Delta r} \frac{n}{Pg (K2+K3 \frac{T}{a})} = \frac{\Delta K1}{\Delta r} A.$$

Qui satisfait à l'équation de minimum c'est le débit pour lequel le "diamètre économique" se trouve juste entre deux diamètres étudiés :

Pour chaque paire de diamètre voisins D_i et $D_i + 1$ on calcule

$$\Delta K1/\Delta r \text{ et } Qe = \sqrt[3]{-\frac{\Delta K1}{\Delta r} . A}$$

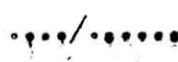
On place le point obtenu, dont les coordonnées sont D et Q

$1/2 (D_i + D_i + 1)$ et Qe , dans le système $D : Q$

Tous les points permettant de tracer la courbe de diamètre économique"

- Application de la courbe

Pour un débit donné, on cherche le diamètre normalisé le plus proche de la courbe optimale



Remarque :

La courbe obtenue sera valable que pour les :

- Paramètres hydrauliques ; rugosité absolue, la viscosité et la vitesse V_0 qui est donnée :
- Paramètres de fonctionnement : Temps, T.
- Paramètres économiques

Tableau des prix des conduites	K1
Prix de station de pompage	K2
Tarif d'électricité	K3
Annuité	a

Données de base :

Rugosité $\epsilon = 0,4$ mm

Vitesse $V_0 = 0,8$ m/s

Viscosité $\nu = 10^{-6}$ m²/s

Temps T = 8760 h (24 x 365)

K1 = 6000 DA/KW

K1 pour la conduite en acier, suivant les différents ϕ

K2 = 6000 DA/KW (pour P = 450 KW)

K3 = 0,23 DA/KW donne par la SONEELGA

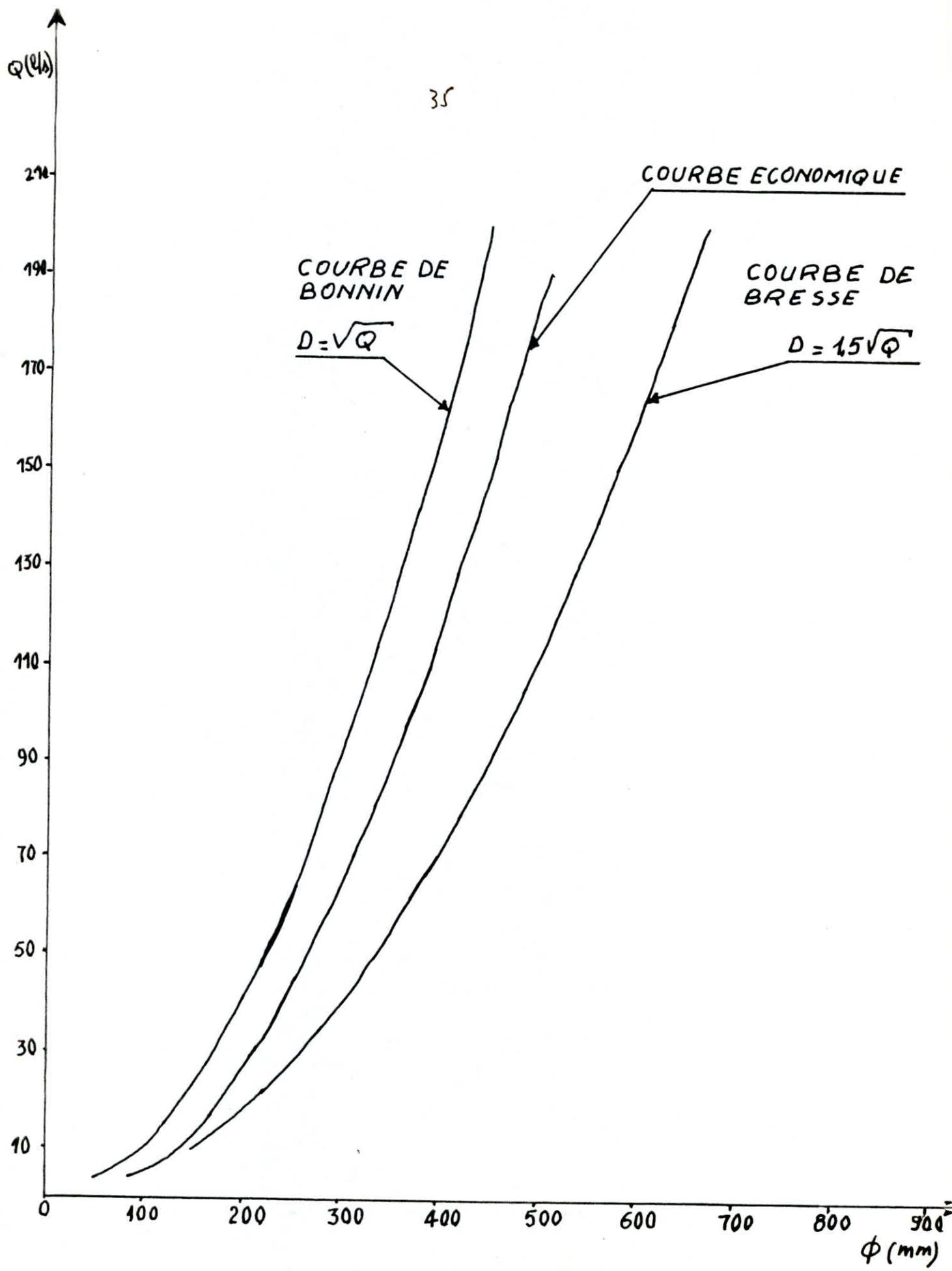
annuité a = 0,0888274

Voir tableau de calcul (page 34)

et graphe (page 35)

DETERMINATION DU DIAMETRE ECONOMIQUE

N°	DIAMETRE (mm)	COUT (K) D'UN ML POSE COMP- RISE (DA)	RESISTANCE UNITAIRE (S ² /M ⁶)	ΔK	$-\Delta r$	$-\frac{\Delta K}{\Delta r}$	DEBIT ECONOMIQUE Q_e (m ³ /s)	COEFFICIENT $a = \frac{D}{\sqrt{Q}}$
1	100	147,31	241,941					
				37,62	213,241	0,176	0,00777	1,42
2	150	184,93	28,700					
				44,63	22,308	2,000	0,0175	1,32
3	200	229,56	6,392					
				37,66	4,382	8,594	0,0284	1,33
4	250	267,22	2,010					
				65,85	1,254	52,512	0,0519	1,21
5	300	333,07	0,756					
				104,53	0,416	251,274	0,0875	1,10
6	350	437,60	0,340					
				62,84	0,170	369,647	0,0995	1,19
7	400	500,44	0,170					
				64,00	0,078	820,513	0,1298	1,18
8	450	564,44	0,092					
				64,01	0,038	1684,474	0,1650	1,17
9	500	628,45	0,054					



CHAPITRE : VCHOIX DES POMPES.

- I Choix des Pompes .
- II Point de Fonctionnement.
- III Etude de la cavitation.
- IV Notes sur le Choix des Pompes.
- IVa Réduction du temps de pompage.
- IVb Vannage.
- IVc Rognage de l'impulseur de la pompe.
- V Caractéristiques des conduites de refoulement.
 - Tableau donnant la variante choisie.
 - Représentation graphique.

I CHOIX DES POMPES :

Pour choisir les pompes, il suffit de reporter les hauteurs manométriques et les débits à assurer sur les courbes caractéristiques des diverses pompes possibles. Ces caractéristiques permettent de choisir le type de pompe convenable ou égard aux conditions de cavitations. Un grand intérêt est porté sur le choix d'une pompe susceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximal, conduisant au coût le plus faible du m³ d'eau.

II POINT DE FONCTIONNEMENT

Le point de fonctionnement d'une pompe est donné par l'intersection des deux courbes.

$Q = f(H)$: courbe caractéristique de la pompe

$Q = f(\Delta H)$: Courbe caractéristique de la conduite

En vue d'adopter la pompe à des conditions de marche données, des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de celle-ci peuvent être apportées :

on compare entre les 3 variantes suivantes :

- 1ère variante : accepter le point de fonctionnement, et réduire le temps de pompage. Le débit relevé sera donc supérieur à celui désiré.
- 2e Variante : Accepter la caractéristique de la pompe et vanner sur le refoulement, la consommation d'énergie augmente.
- 3e Variante : Rogner la roue afin de faire passer la caractéristique de la pompe sur le point de fonctionnement désiré, donc le rendement diminue d'autant que le rognage est important.

III ETUDE DE LA CAVITATION :

Si la pression est très faible dans la pompe, c'est-à-dire, en pratique, si elle est placée trop haut par rapport au niveau d'aspiration et il s'y forme des bulles et poches de vapeur d'eau et d'air :

C'est le phénomène de la cavitation qui altère les caractéristiques de la machine est risqué de l'éroder rapidement. Il se signale par l'apparition de vibration et de bruits typiques.

Pour éviter l'apparition de la cavitation il faut observer la condition suivante :

.../...

N.P.S. Hd) N.P.S. Hv

$$\text{N.P.S. Hd} = \frac{P_0}{\rho g} (H_a + J_a + h_v)$$

N.P.S. Hd : charge nette d'aspiration disponible

$$\text{N.P.S. Hr} = \frac{P_1}{\rho g} - h_r = \text{charge nette aspiration acquise}$$

H a : Hauteur d'aspiration

h r : Tension de vapeur

$\frac{P_1}{\rho g}$: Pression absolue à la bride d'aspiration

Remarque :

- N.P.S. Hr : Courbe caractéristique donnée par le constructeur

- Si le point de fonctionnement de la pompe se trouve à gauche du point d'intersection des 2 courbes N.P.S. Hr et N.P.S. Hd alors le cavitation n'apparaît pas.

IV NOTES SUR LE CHOIX DES POMPES :

Après avoir tracé les caractéristiques de la conduite et de la pompe, il faut voir l'intersection de ces deux courbes.

Si le point d'intersection P (Point de fonctionnement) est décalé du point de fonctionnement désiré P', il faut étudier les différents moyens de rapprochement de ces points.

* RÉDUCTION DU TEMPS DE POMPAGE

Le point d'intersection P donne une hauteur H_p et un débit Q_p .
La hauteur désirée et le débit désiré seront notés par Hd et Qd.

- On calcule le volume pendant 24 h.

$$V = Q_d \cdot 24 \quad (\text{en m}^3)$$

- le temps de pompage

$$T = \frac{V}{Q_p} \quad (\text{en heures})$$

- Calcul de la puissance absorbée :

$$P = \frac{\rho \cdot Q_p \cdot H_{mt} \cdot \eta}{3600} \quad (\text{en Kw})$$

.../...

*) VANNAGE :

Consiste à vanner sur le refoulement en calculant :

- Les pertes de charges

H' étant la hauteur donnée par P' alors :

$$\Delta H = H' - H_d \quad (II)$$

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot d \cdot H' \cdot m \cdot t}{3600 \cdot \eta} \quad (Q_d \text{ en m}^3/\text{h})$$

*) ROGNAGE DE L'IMPULSEUR DE LA POMPE :

- On calcule $m = \left(\frac{Q_p''}{Q_d} \right) \cdot 0,5$

- le pourcentage de rognage $1 - \eta$ (%)

- Puissance absorbée $P = \frac{\rho \cdot Q_p'' \cdot H_d}{3600 \cdot \eta}$

Après calcul, on a choisi une pompe de type ME 200 - 500, 1450 tr/min. avec un rendement de $\eta = 75\%$ et une roue de diamètre $\phi 452$ mm et d'après le tableau (page 40)

On a choisi la variante 1" qui est la plus économique et qui représente la diminution du temps de pompage.

Alors on doit avoir au minimum deux pompes pour assurer une sécurité.

TABLEAU DE CALCUL PERMETTANT DE TRACER LA COURBE
CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE

Q (m ³ /h)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	R	f _c	J	ΔH _c (m)	ΔH _t (m)	H _{mt} (m)
50	0,0139	0,2007	60210	0,0215078	0,0001472	0,6256	0,71944	40,72
100	0,0278	0,4013	120390	0,0215087	0,0005885	2,5011	2,876265	42,88
150	0,0417	0,6020	180600	0,021509	0,0013243	5,6283	6,472545	46,47
200	0,0556	0,8027	240810	0,0215091	0,0023545	10,0066	11,50759	51,51
250	0,0694	1,0019	300570	0,0215092	0,0037945	16,1266	18,54559	58,55
300	0,0833	1,2025	360750	0,0215093	0,0052841	22,4574	25,82601	65,83
350	0,0972	1,4033	420990	0,0215093	0,0071963	30,5843	35,171945	75,17
400	0,1111	1,6039	481170	0,0215093	0,0094007	39,9530	45,94595	85,95

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

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

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

$$E/D = 0,00133$$

$$f_N = 0,0214028$$

$$f_N = (1,14 - 0,36 \ln(E/D))^{-2}$$

$$L = 4250 \text{ m}$$

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

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

$$Q = V \cdot A$$

$$J = \frac{f V^2}{2gD}$$

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

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

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

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

$$R = \frac{V D}{J}$$

$$\Delta H_c = J \cdot L$$

$$\Delta H_t = 1,45 \Delta H_c$$

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

ah

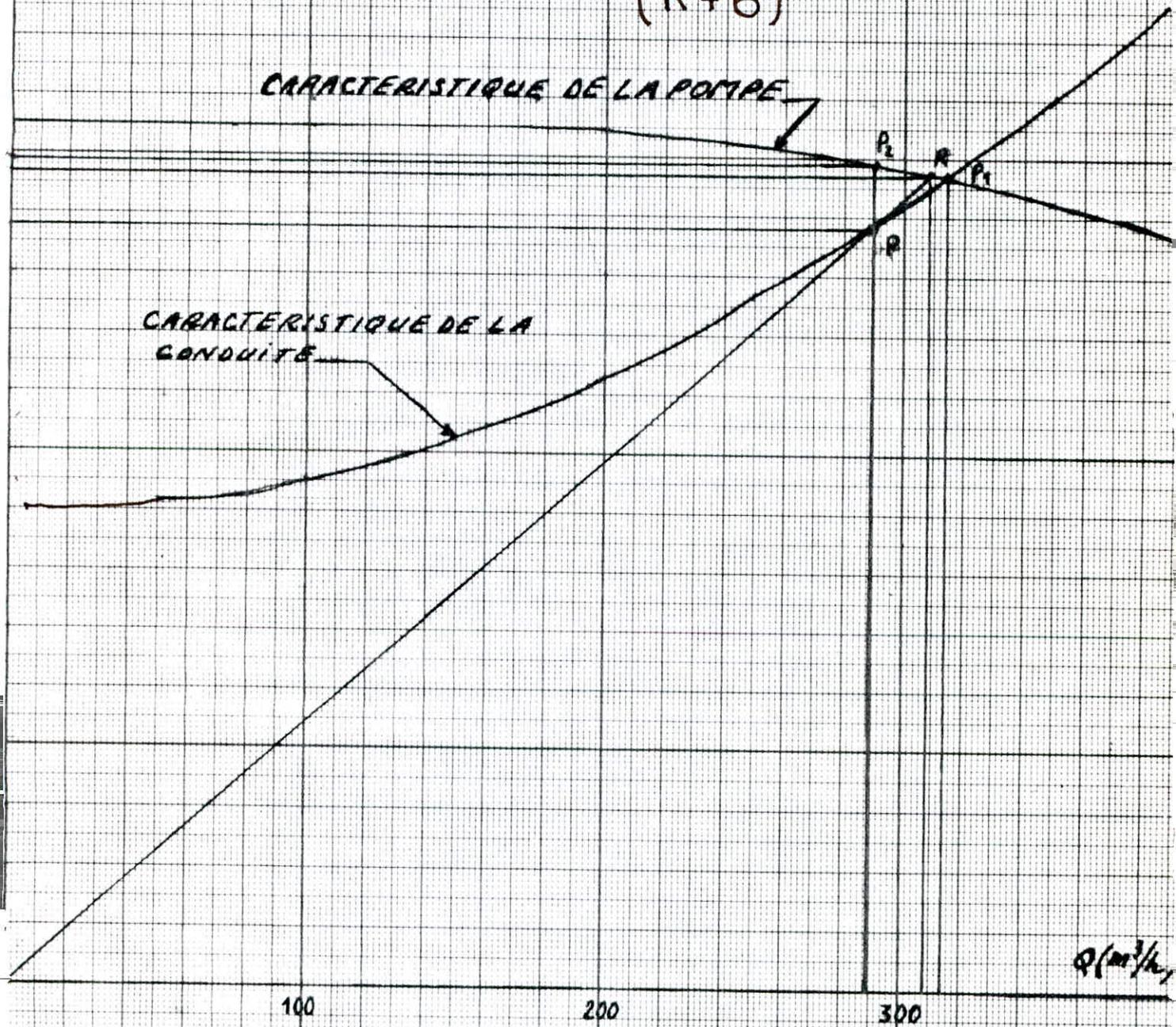
H(m)

CHOIX DE LA POMPE DU FORAGE

à la recherche de la hauteur

(R+6)

CARACTERISTIQUE DE LA POMPE

CARACTERISTIQUE DE LA
CONDUITE

POMPE: ME 200-500 JEUMONT-SCHNEIDER

 $N = 1450 \text{ tr/min}$ $\eta = 75\%$

Q_d	DEBIT DESIRÉ m^3/h	289,856
H_{mtd}	HAUTEUR DESIRÉE m	63,93
	TYPE DE POMPE	ME 200-500
N	VITESSE DE ROTATION tr/min	1450
η	RENDEMENT $\%$	75
1 ^{ère} = VARIANTE	DEBIT A RELEVER Q_p m^3/h	314
	HAUTEUR CORRESPONDANTE H_p m	68,5
	VOLUME D'EAU (en 24h) m^3	6956,544
	DUREE DE POMPAGE $T = \frac{V}{Q_p}$ h	22 ^h 15'
	ENVOISANCE $= \frac{9Q H_{mt}}{3600 \eta}$ ($Q m^3/h$) KW	72,14
2 ^{ème} = VARIANTE	HAUTEUR CORRESPONDANTE H'' m	69,5
	PERTES DE CHARGES $\Delta H = H'' - H_{mtd}$ m	5,57
	ENVOISANCE $P = \frac{9Q H_{mt}}{3600 \eta}$ ($Q m^3/h$) KW	73,19
3 ^{ème} = VARIANTE	DEBIT A RELEVER Q_p m^3/h	308
	HAUTEUR CORRESPONDANTE H_p m	68,5
	ROGNAGE $m = \left(\frac{Q_p}{Q_d}\right)^{0,5}$	0,970
	POURCENTAGE DE ROGNAGE $1 - m$ $\%$	3
	PUISSANCE $P = \frac{9Q H_{mt}}{3600 \eta}$ KW	72,14.
	VARIANTE CHOISIE	1 ^{ère} VARIANTE

CHAPITRE VI

DISTRIBUTION

- RESEAU DE DISTRIBUTION
- DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE
- CALCUL DU GRADIENT DE PERTES DE CHARGES
- RESEAU MAILLE
- DETERMINATION DES DEBITS SOUTIRES
- METHODE DE CALCUL
- PERTES DE CHARGES
 - * ANALYTIQUE
 - * GRAPHIQUE
- DETERMINATION DE LA PRESSION AU SOL
 - * PRESSION DE SERVICE
- EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION.

RESEAU DE DISTRIBUTION

Après avoir amenés l'eau au voisinage de l'agglomération à desservir ; il convient d'en assurer la répartition dans les conditions adéquates aux circonstances de lieu et de temps.

Le réseau de distribution devra en principe assurer un service continu, la desserte intermittente ne représente qu'une solution imparfaite ou transitoire.

Le réseau de distribution est l'ensemble des canalisations qui font suite au réservoir, l'eau part de ce dernier très souvent par une seule conduite qui se prolonge à travers l'agglomération en formant une conduite maîtresse qui distribue dans un réseau de canalisation sur lequel les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés, ce réseau comporte des canalisations qui présentent un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles. Les conduites devront transiter les plus forts débits instantanés en tenant compte du débit de pointe calculé avec un coefficient de pointe

$$K_p = 1,95$$

$$Q_p = Q_j \text{ moy} \times K_p$$

Le calcul des diamètres sera établi en se référant aux diamètres normalisés (ne pas descendre au dessous de 60mm)

La vitesse de l'eau dans la conduite sera de l'ordre de 0,5 à 1,5 m/s

DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE DE DISTRIBUTION

I) Calcul du diamètre de la conduite --

L = Longueur de la conduite --

ϵ = Rugosité absolue

Q_p = Débit de pointe

V = Vitesse moyenne supposée

$$\epsilon = 0,0004 \text{ m} \quad V = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$Q_p = 3351,84 \times 1,95 = 6536,088 \text{ m}^3/\text{J}$$

D'après l'équation de la continuité --

$$Q = V.A. \quad A = \frac{Q}{V} \quad \text{alors } A = \frac{\pi D^2}{4}$$

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

Dimensionnement de la Conduite de distribution

2.1 Méthode de calcul.

Donné Nous avons dans la formule de Darcy-WEISBACH 3 inconnues f, D, v

$$\Delta H = J \cdot L = \frac{f}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot L \quad \text{avec } v = \frac{Q}{A}$$

$$\Delta H = \frac{f}{D} \cdot \frac{Q^2}{2g(\frac{\pi D^2}{4})^2} \cdot L = 0,0828 \frac{f \cdot L \cdot Q^2}{D^5}$$

Dans cette dernière formule nous avons les inconnues qui sont ΔH_T ; f et D et on procède comme suit on se fixe une pression au sol et on a ΔH_T ensuite on donne a f une valeur et on calcule D une fois D calculée et d'après le nombre de Reynolds $Re = \frac{4Q}{\pi \cdot v \cdot D}$ et $\frac{\epsilon}{D}$ nous trouvons un nouveau coef de frottement f .
Nous répétons le procédé jusqu'à l'obtention des

$$f_i = f_{i-1}$$

Tableau de calcul (II)

m^3/s	L (m)	ΔH (m)	P (m)	f	D (mm)	v (m/s)	$Re \cdot 10^5$	$\epsilon/D \cdot 10^4$	f
121	300	1,99	26	0,02	325	1,454	4,73	12,30	0,02
"	"	"	"	0,0195	323	1,476	4,77	12,38	0,0195

$$\Delta H_T = 0,09522 \times f \cdot L \cdot \frac{Q^2}{D^5}$$

$$\Delta H_T = 1,65 \text{ m} ; D = 350 \text{ mm} ; v = 1,2562 \text{ m/s}$$

$$\lambda_J^{5,3} = \frac{F_c}{FN}$$

$$F_c = \left(-0,86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{1R \sqrt{FN}} \right) \right)^{-2}$$

$$FN = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D_n} \right)^{-2} = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{0,0004}{0,350} \right)^{-2} = 0,02060I$$

$$F_c = \left(-0,86 \ln \left(\frac{0,0004}{3,7 \times 0,35} + \frac{2,51}{4,397 \times 10^5 \times 0,02060I} \right) \right)^{-2} = 0,02076$$

$$J = J_r \lambda_J^{5,3} = \lambda_J^{5,3} = \frac{F_c}{FN} = \frac{0,02076}{0,02060I} = 1,0077$$

$$J = 1,0077 \times 0,0047575 = 0,004794I2$$

Vérification -

$$J = \frac{F}{D_h} \times \frac{V^2}{2g} \Rightarrow J = \frac{0,02060I}{0,350} \times \frac{(1,2562)^2}{2 \times 9,8I} = 0,0047$$

Donc la perte de charge sera

$$D H t = 1,15 \times J \times L$$

$$D H t = 1,15 \times 0,004794I2 \times 300 = 1,65m$$

~~2. METHODE GRAPHIQUE~~
~~VOIR PAGE SUIVANTE~~

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION/

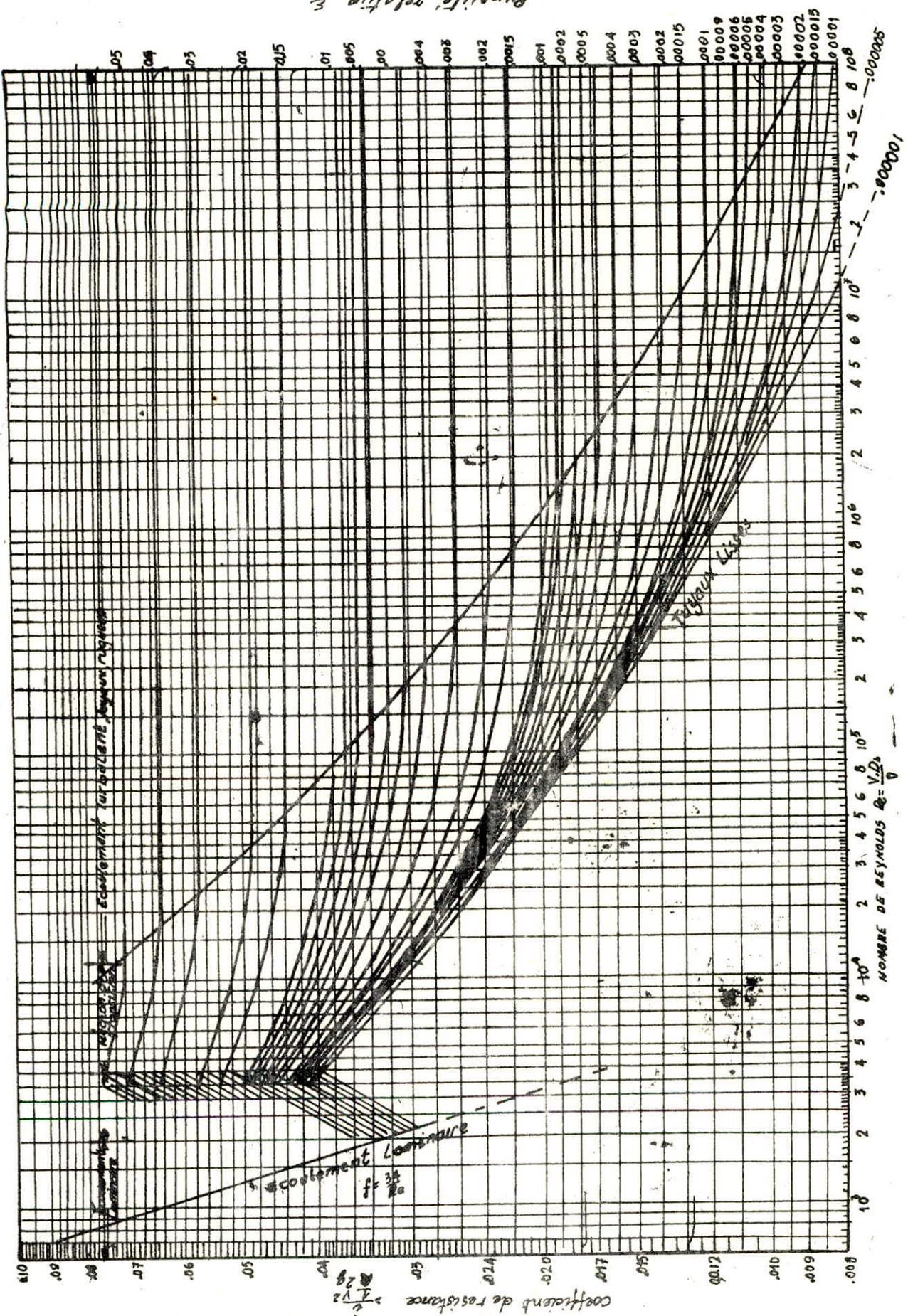
1) -- Généralités : Le réseau de distribution de la Z.H.U.N de AIN-M'lila est du type maillé.

2) -- Détermination des débits soutirés : on procède comme suit :

- En premier lieu on commence à calculer la superficie desservie pour chaque Noeud, en utilisant la méthode des médiatrices.
- Cette méthode consiste en la médiatrice des tronçons des conduites constituant le réseau ; ainsi on obtient un contour fermé autour de chaque Noeud ce contour, représente la superficie desservie par le Noeud, connaissant la superficie de chaque Noeud et la dotation spécifique, on détermine le débit soutiré pour chaque Noeud.

.../...

Diagramme de Moody

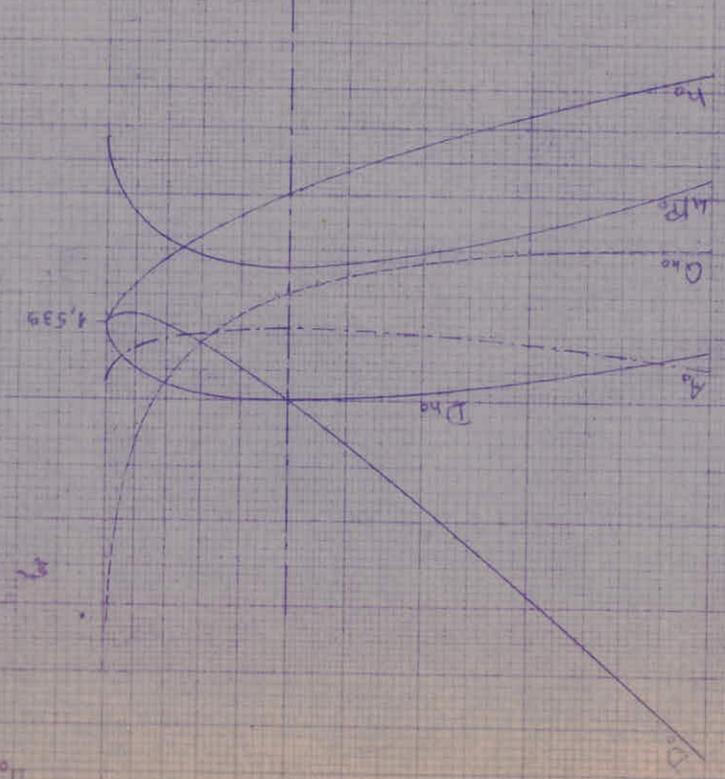


PROFIL CIRCULAIRE PARTIELLEMENT MOULÉ

$\lambda_{opt} = 0,8$

paramètres de dimension

$D_0, h_0, D_1, h_1, D_2, h_2, D_3, h_3, D_4, h_4, D_5, h_5, D_6, h_6, D_7, h_7, D_8, h_8, D_9, h_9, D_{10}, h_{10}$



$\lambda_{opt} = 0,550$

Figure 9

$\lambda = h/D$

- En deuxième lieu connaissant la surface limitée par le périmètre d'urbanisme et la population totale ; on calcule la densité -.

- A partir de cela on peut répartir les débits au niveau du réseau et donner la première approximation.

- Calcul des débits soutirés aux noeuds :

* Consommation spécifique -

$$q = \frac{Q_n}{N_n} \quad \begin{array}{l} q : \text{consommation spécifique (C/J/hab)} \\ Q_n : \text{consommation moyenne par maille} \\ N_n : \text{nombre d'habitants par maille -} \end{array}$$

* densité

$$d = \frac{N_n}{S_n} \quad \begin{array}{l} d = \text{densité (hab/ha)} \\ S_n = \text{surface de la maille correspondante (ha)} \end{array}$$

* population possible

$$p = S.d \quad \begin{array}{l} P = \text{population} \\ S = \text{surface desservie par le Noeud -} \end{array}$$

3) Méthode de calcul -

Dans chaque maille on effectue une répartition des débits et on choisit un sens d'écoulement de manière à satisfaire la 1ère loi, à savoir que en un noeud quelconque du réseau la somme des débits qui entrent est égale à la somme des débits qui sortent :

Le calcul de ce réseau maillé est fait par approximation successives selon la méthode de HARDY - CROSS

La 2ème loi nous dit que le long d'un parcours orienté et fermé la somme algébrique des pertes de charges est nulle.

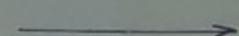
a) Diamètre des conduites :

Ils sont choisis de manière à avoir des vitesses raisonnables se situant entre 0,6 à 1,5 m/s

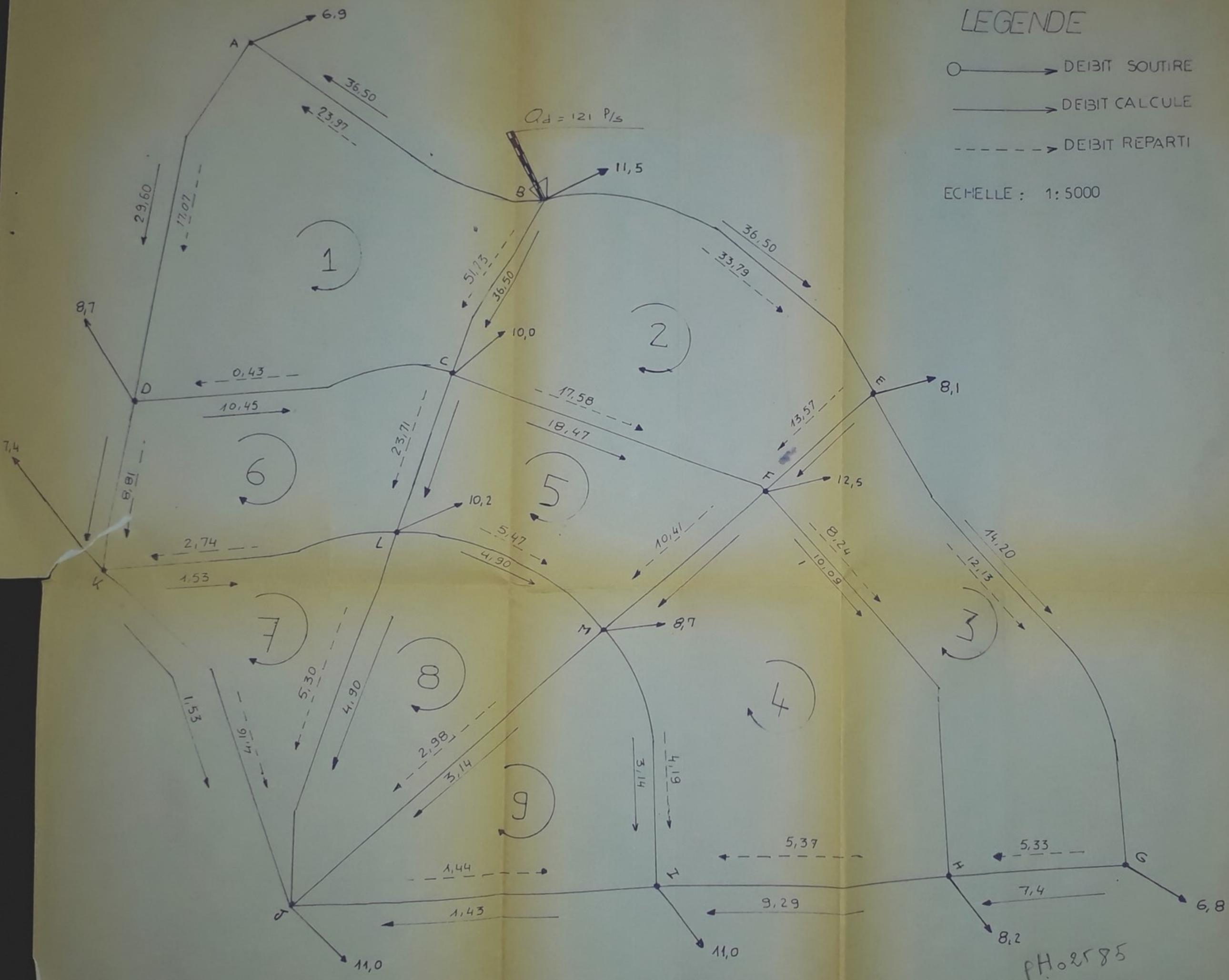
$$\text{donc } Q = V.A = \frac{\pi D^2}{4} V \quad \begin{array}{l} Q = \text{débit m}^3/\text{s} \\ A = \text{Section en m}^2 \\ V = \text{Vitesse d'écoulement M/s} \end{array}$$

DETERMINATION DEFINITIVE DES DEBITS DANS LES DIFFERENTS TRONCONS

LEGENDE

-  DEBIT SOUTIRE
-  DEBIT CALCULE
-  DEBIT REPARTI

ECHELLE : 1 : 5000



PH. 02585
Avant p. 50

CALCUL DES DEBITS SOUTIRES 50

NOEUDS	MAILLES	SURFACES (ha)	CONSOMMAT SPECIFIQUE (l/s)	DENSITE (hab/ha)	POPULATION (hab)	CONSOMMAT PAR ZONE (l/s)	CONSOMMAT PAR NOEUD (l/s)	COEFFICIENT DE POINTE	DEBITS SOUTIRES (l/s)	DEBITS ARRONDIS (l/s)
A	1	10,985	125	222	24939	3,53	3,53	1,95	6,88	6,9
B	1	7,000	"	"	1554	2,25	5,92	"	11,54	11,5
	2	11,425	"	"	2536	3,67				
C	1	4,620	"	"	1026	1,48	5,09	"	9,92	10,0
	2	4,060	"	"	901	1,30				
	5	3,670	"	"	815	1,18				
	6	3,520	"	"	781	1,13				
d	1	6,420	"	"	1425	2,06	4,44	"	8,66	8,7
	6	7,400	"	"	1643	2,38				
E	2	8,460	"	"	1878	2,72	4,18	"	8,15	8,1
	3	4,565	"	"	1013	1,46				
F	2	5,180	"	"	1150	1,66	6,4	"	12,48	12,5
	3	4,810	"	"	1068	1,54				
	4	5,535	"	"	1229	1,78				
	5	4,415	"	"	980	1,42				
G	3	10,805	"	"	2409	3,48	3,48	"	6,79	6,8
H	3	3,990	"	"	886	1,28	4,20	"	8,19	8,2
	4	9,080	"	"	2016	2,92				
I	4	9,100	"	"	2020	2,92	5,62	"	10,96	11,0
	9	8,400	"	"	1865	2,70				
J	9	6,110	"	"	1356	1,96	5,66	"	11,04	11,0
	8	5,560	"	"	1234	1,78				
	7	5,975	"	"	1326	1,92				
K	7	6,850	"	"	1521	2,20	3,78	"	7,37	7,4
	6	4,910	"	"	1090	1,58				

SUITE DES D.S

L	5	3,220	125	222	715	1,03	5,25	1,95	10,24	10,2
	6	2,559	"	"	568	0,82		"		
	8	8,060	"	"	1789	2,59		"		
	7	2,530	"	"	562	0,81		"		
M	4	4,860	"	"	1079	1,56	4,47	"	8,72	8,7
	5	3,795	"	"	842	1,22		"		
	9	2,410	"	"	535	0,77		"		
	8	2,700	"	"	599	0,87		"		
		$\Sigma=193$			$\Sigma=42850$					$\Sigma=121$

b) - Pertes des charges totales -

D'après la formule de DARCY-WEIBACH

$$DH = \frac{f \times L \times V^2}{D \times 2 \times g}$$

c) Pertes des charges singulières -

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

$$DH = \frac{F \times L_g}{D} \times \frac{V^2}{2g}$$

F : coefficient de frottement
 L_g : longueur géométrique
 V : vitesse d'écoulement
 D : diamètre de la conduite

d) Pertes de charges totales -

$$DHT = DHc + DH$$

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

$$Ley = 0,15 l_g \quad Lt = L_g + 0,15 l_g = 1,15 l_g$$

$$DHT = 1,15 \times F \times \frac{L_g}{D} \times \frac{V^2}{2g} = 1,15 \times f \times \frac{L_g \times Q^2}{D \times A^2 \times 2g}$$

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

$$* DHq = \frac{DHT}{Q^2} = 1,15 f \times \frac{L_g}{D A^2 \times 2g}$$

* le gradient de perte de charge débitaire est égal -

$$Jq = \frac{DHq}{L} = \frac{F}{2g D^5} \quad (m^{-6} s^2)$$

Pour un profil circulaire et avec II = 3,14 et g = 9,81m/s² on a

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

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

$$DH \approx J \cdot L_e = Jq \cdot Q^2 \cdot L = DHq \cdot Q^2$$

$$DHq = Jq \cdot L_e = V \text{ alors on a } DH = v Q^2$$

$$\text{avec } v = DHq = Fc \times \frac{L_e}{D A^2 \times 2g} = fc \times \frac{L_e}{D \left(\frac{II \cdot D}{4}\right)^2 \times 2g}$$

$$V = 0,0828 \times \frac{f \text{ CXL}}{D^5}$$

e) Calcul du coefficient de frottement -

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

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

On prend comme approximation la valeur f calculée par la formule de Nikuradsé

$$F_N = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D_n} \right)^{-2}$$

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

f) - Calcul du débit correctif

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

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

On a :

Q₀ : débit supposé en 1ère approximation -

Q₁ : débit corrigé -

ΔQ_0 : débit de correction pour chacun des tronçons on a :

$$\Delta H = Q_0 + \Delta Q_0$$

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

Le terme ΔQ_0^2 est négligeable par rapport aux 2 autres termes donc on a :

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

Le terme ΔQ_0^2 est négligeable par rapport aux 2 autres termes donc on a :

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

or pour un circuit fermé on a :

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

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

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

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

- Correction propre à la maille (C.P.M.) avec son signe -

- Correction de la maille adjacente prise avec le signe contraire,

pour trouver le même débit dans le tronçon commun aux deux mailles adjacentes, puis on fait la somme algébrique pour chaque tronçon pour trouver le débit avec lequel on fait la correction de notre débit -

$$DQ < 0,56/s \quad \sum \Delta H < 0,5M$$

* Surface en ha dans chaque maille -

- maille 1	S1	=	29,025 ha
- " 2	S2	=	29,125 ha
- " 3	S3	=	24,170 ha
- " 4	S4	=	28,575 ha
- " 5	S5	=	15,100 ha
- " 6	S6	=	18,389 ha
- " 7	S7	=	15,355 ha
- " 8	S8	=	16,320 ha
- " 9	S9	=	16,920 ha

* Densité uniforme -

$$d = \frac{NI}{SI} = \frac{42768}{193} = 221,59 \approx 222$$

* Population dans chaque maille

$$P = S.D$$

...../.....

- Maille I	P1	=	6443,55	R	6443
- " 2	P2	=	6465,75	R	6466
- " 3	P3	=	5365,74	R	5366
- " 4	P4	=	6343,65	R	6344
- " 5	P5	=	3352,2	R	3352
- " 6	P6	=	4082,358	R	4082
- " 7	P7	=	3408,81	R	3409
- " 8	P8	=	3623,04	R	3623
- " 9	P9	=	3756,24	R	3756

- PROGRAMME RESCROSS -

- Pour le calcul du réseau maillé, nous avons eu recours à l'ordinateur HP de l'école. Il permet de résoudre des réseaux complexes maillés mixtes ou ramifiés à un ou plusieurs réservoirs pourvus de pompes et de vannes de réglage.

- Le procédé de calcul appliqué est celui de CROSS

- Le coefficient des pertes de charges linéaires est calculé à chaque approximation par la formule de COCEBROOK.

- Les pertes de charges singulières doivent être définies par des coefficients constants.

- Le programme donne comme résultat, les sens et les valeurs des débits dans toutes les branches, les vitesses d'écoulement et les pertes de charges correspondantes.

.../....

PREPARATION DES DONNEES :

- On dresse un schéma du réseau en numérotant toutes les branches, on calcule les longueurs équivalentes de chaque branche, on donne les diamètres de la 1ère approximation et les débits ; cette approximation doit satisfaire les équations de continuité dans tous les noeuds.

- On calcule le nombre des mailles MO et le nombre de branches Bo ; on établit le tableau de structure du réseau comme suit (voir tableau)

- Chaque ligne concerne une maille et contient le nombre de branches précédés d'un signe moins, si le sens d'écoulement admis en 1ère approximation est contraire au sens de circulation dans cette maille.

Les instructions suivantes contiendront :

IOIO DATA - MO , Bo , le tableau de la structure écrit,

On continue ligne par ligne, le nombre des données dans cette instruction doit être égal à $2 + Bo + MO$ (nombre des branches adjacentes).

CONDITIONS GENERALES/

- Les calculs sont poursuivis jusqu'à ce qu'on arrive à des erreurs dans les équations des mailles, inférieures à 0,02 et des corrections des débits inférieurs à 0,1 l/s

$$\begin{aligned} \text{rugosité } \varepsilon &= 0,0004 \text{ m} \\ \nu &= 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \end{aligned}$$

Nbre de mailles $M_0 = 9$

Nbre de Branches $B_0 = 21$

Tab (1)

Mailles	nbre de Branches				
1	4	-1	2	-3	-4
2	4	5	6	-7	-2
3	4	8	9	-10	-6
4	4	10	11	-12	-13
5	4	7	13	-14	-15
6	4	3	15	-16	-17
7	3	16	19	-18	
8	3	14	20	-19	
9	3	12	21	-20	

Tableau (2)

N° des Branches	l_e [m]	d [mm]	Q [l/s]
1	759	250	36,50
2	460	250	36,50
3	667	125	10,45
4	782	200	29,60
5	897	250	36,50
6	322	150	14,20
7	701,5	200	18,47
8	862,5	150	14,20
9	372,6	100	7,4
10	885,5	125	10,09
11	614,1	125	9,29
12	540,5	100	3,14
13	437	125	10,09
14	496,8	100	4,90
15	356,5	200	18,47
16	609,5	100	1,53
17	414	125	10,45
18	1012	100	1,53
19	805	100	4,90
20	851	100	3,14
21	745,5	100	1,43

A - B = 1

F - C = 7

M - F = 13

J - L = 19

B - C = 2

E - G = 8

M - L = 14

M - J = 20

C - D = 3

G - H = 9

L - C = 15

J - I = 21

D - A = 4

H - F = 10

L - K = 16

B - E = 5

H - I = 11

K - D = 17

E - F = 6

I - M = 12

K - J = 18

Structure De reseau

59

Maille 1	Branches :	- A-B	B-C	C-D	-D-A
Maille 2	" :	B-E	E-F	-F-C	-C-B
Maille 3	" :	E-G	G-H	-H-F	-F-E
Maille 4	" :	F-H	H-I	-I-M	-M-F
Maille 5	" :	C-F	F-M	-M-L	-L-C
Maille 6	" :	-D-C	C-L	L-K	-K-D
Maille 7	" :	-K-L	L-J	-J-K	
Maille 8	" :	L-M	M-J	-J-L	
Maille 9	" :	M-I	-I-J	-J-M	

Branche	Diamètre (mm)	débit [L/s]	Vitesse [m/s]	perte de charge [M]
A-B	250	23,974	0,488	0,874
B-C	250	51,733	1,054	2,330
C-D	125	0,435	0,035	0,014
D-A	200	17,074	0,543	1,469
B-E	250	33,793	0,688	2,016
E-F	150	13,567	0,768	1,711
F-C	100	17,577	0,559	1,395
E-G	150	12,126	0,686	3,681
G-H	100	5,326	0,678	2,618
H-F	125	8,244	0,672	4,580
H-I	125	5,370	0,437	1,383
I-M	100	4,191	0,533	2,380
M-F	125	10,410	0,848	3,566
M-L	100	5,472	0,697	3,676
L-C	200	23,712	0,755	1,271
L-K	100	2,742	0,349	1,183
K-D	125	8,808	0,718	2,434
K-J	100	4,160	0,530	4,385
J-L	100	5,298	0,674	5,587
M-J	100	2,981	0,380	1,941
J-I	100	1,439	0,183	0,422

Aproximation 25 erreur Max de H = 0,030352942104

Max de Q = 0,00654540871667

DETERMINATION DE LA PRESSION AU SOL :

La pression desservie au sol devra être déterminée en tenant compte de la hauteur des immeubles. Elle ne devra pas être inférieure à 10 m. Pour les immeubles très élevés, les organismes logeurs se trouvent dans l'obligation d'installer des surpresseurs dans le sous-sol.

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

$$\text{Pression au sol} = C_p - C_t$$

La pression au sol dans tous les points du réseau ne devra pas dépasser la valeur de

EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

TYPE DE CANALISATION :

Le réseau de distribution se constituera d'un assemblage de tuyaux en acier, ces types de tuyaux permettent une pose beaucoup plus souple, ils sont découpables, soudables et cintrables à la demande, ce qui permet d'approvisionner très peu de pièces spéciales pour le chantier de pose. Le joint entre tuyauterie s'effectue par simple soudage des extrémités bout à bout, par contre les tuyaux en acier sont plus sensibles à la corrosion et doivent de ce fait être revêtus intérieurement et extérieurement (enduit en bitume).

-- Organes accessoires des réseaux
pour permettre l'isolement des divers tronçons du réseau lors d'éventuelles réparations, on équipera le réseau de robinets vannes posés en des endroits accessibles.

-- poteaux ou bouches d'incendie :
Ils sont installés en bordure des trottoires espacés de 200 m. Ces appareils sont branchés sur des canalisations pouvant fournir une pression au sol d'au moins 1 bar.

-- Robinets de décharges :
Ils sont placés au point bas du réseau afin de faciliter la vidange des canalisations et l'évacuation des dépôts.

-- Ventouses
La présence d'air dans les conduites lors de son remplissage et également l'air abandonné par l'eau, ou il se trouvait dessous quand la conduite est en fonctionnement peut provoquer parfois des ruptures de l'écoulement, des ventouses sont donc prévues aux points hauts pour empêcher le contournement d'air. En outre ils doivent permettre l'admission de l'air dans la conduite lorsqu'on procède à sa vidange (voir fig A)

-- **Clapets :**
Ils empêchent l'écoulement en sens inverse à l'écoulement normal (voir figB).

DETERMINATION DE LA PRESSION 62
AU SOL

Maille	tronçon	COTE DU TERRAIN		P.D.C (m)	COTE PIEZOMETRIQUE		P. de sol	PRESSION
		AMONT	AVAL		AMONT	AVAL		
1	R_B		797,01	1,650	825	823,35	B	26,34
	B_C	797,01	793,80	2,330	823,35	821,02	C	27,22
	C_D	793,80	785,60	0,014	821,02	821,01	D	35,41
	D_A	785,60	802,50	-1,469	821,01	822,48	A	19,98
	A_B	802,50	797,01	-0,874	822,48	823,35	B	26,34
2	B_E	797,01	789,00	2,016	823,35	821,33	E	32,33
	E_F	789,00	784,00	1,711	821,33	819,62	F	35,62
	F_C	784,00	793,80	-1,395	819,62	821,02	C	27,22
	C_B	793,80	797,01	-2,330	821,02	823,35	B	26,34
3	E_G	789,00	785,70	3,681	821,33	817,65	G	31,95
	G_H	785,70	777,50	2,618	817,65	815,03	H	37,53
	H_F	777,50	784,00	-4,580	815,03	819,62	F	35,62
	F_E	784,00	789,00	-1,711	819,62	821,33	E	32,33
4	H_I	777,50	770,82	1,383	815,03	813,65	I	42,83
	I_M	770,82	776,75	-2,380	813,65	816,03	M	39,28
	M_F	776,75	784,00	-3,566	816,03	819,62	F	35,62
	F_H	784,00	777,50	4,580	819,62	815,03	H	37,53
5	F_M	784,00	776,75	3,566	819,62	816,03	M	39,28
	M_L	776,75	781,40	-3,676	816,03	819,71	L	38,31
	L_C	781,40	793,80	-1,271	819,71	821,02	C	27,22
	C_F	793,80	784,00	1,395	821,02	819,62	F	35,62
6	C_L	784,00	781,40	1,271	821,02	819,71	L	38,31
	L_K	781,40	782,00	1,183	819,71	818,53	K	36,53
	K_D	782,00	785,60	-2,434	818,53	821,01	D	35,41
	D_C	785,60	793,80	-0,014	821,01	821,02	C	27,22
7	K_L	782,00	781,40	-1,183	818,53	819,71	L	38,31
	L_J	781,40	778,02	5,587	819,71	814,13	J	36,11
	J_K	778,02	782,00	-4,385	814,13	818,53	K	36,53
8	L_M	781,40	776,75	3,676	819,71	816,03	M	39,28
	M_J	776,75	778,02	1,941	816,03	814,13	J	36,11
	J_L	778,02	781,40	-5,587	814,13	819,71	L	38,31
9	M_I	776,75	770,82	2,380	816,03	813,65	I	42,83
	I_J	770,82	778,02	-0,422	813,65	814,13	J	36,11
	J_M	778,02	776,75	-1,941	814,13	816,03	M	39,28

CHAPITRE: VII

PROTECTION CONTRE LE COUP
DE BELIER.

- ETUDE DU PHENOMENE
- CAUSES ET EFFETS
- MOYENS DE PROTECTION
- INTERPRETATION PHYSIQUE
DU PHENOMENE
- METHODE DE CALCUL.

PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER :

1) Etude du phénomène :

Le coup de belier est un phénomène oscillatoire qui se propage dans le milieu constitué par l'eau, les variations du régime d'écoulement sont dues au changement instantané du régime hydraulique et engendrent une onde de propagation ou célérité.

2) Causes et effets :

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

- Arrêt brusque du groupe électro-pompe (par disjonction)
- Fermeture ou ouverture instantanée d'une vanne
- Démarrage simultané ou séparé d'une ou plusieurs électro-pompes.

Le coup de belier peut dans de nombreux cas provoquer une rupture de la canalisation soit par :

- Ecrasement : suite à une forte dépression
- Eclatement : suite à une surpression

Les variations de pressions peuvent aussi donner lieu à

- un déboîtement de la conduite
- une rupture des joints
- un bruit désagréable dans la conduite
- Mis à part le bruit tous les effets entraîneront une perte d'eau qui peut-être considérable.

3) Moyen de Protection :

Toutes ces considérations nous montrent qu'il est impératif de prendre des précautions afin d'atténuer les effets du coup de belier, aussi il est nécessaire de prévoir certaines dispositions, parmi les procédés et les dispositifs les plus utilisés on distingue :

- Les volants d'inertie : liés à l'arbre de la pompe, ils permettent d'augmenter (en restituant l'énergie accumulée durant le fonctionnement normal) la durée de la période d'arrêt, ceci permet une réduction de la dépression.
- Les soupapes de décharges : c'est un organe qui s'ouvre dès que la pression dépasse une valeur prédéterminée (onde de pression positive).

- Les cheminées d'équilibres : il s'agit d'un réservoir d'air ouvert à l'air libre dont la cote maximale est supérieure à la surpression maximale. Cette cheminée va injecter de l'eau dans la conduite en cas de dépression et recevra l'eau en cas de surpression
- Les réservoirs d'air : c'est une capacité destinée à assurer l'alimentation de la veine liquide après disjonction du groupe électro-pompe afin d'atténuer les dépressions.
- Fermeture lente de la vanne dans le cas d'une adduction gravitaire.

INTERPRETATION PHYSIQUE DU PHENOMENE :

Supposons, la colonne liquide constituée de tranches infiniment rapprochées, en cas d'arrêt brusque du groupe électro-pompe (cas de refoulement) quatre phases sont à envisager :

1ere phase : par suite de son inertie la colonne va poursuivre son avancement, mais coupée suite à l'arrêt, il en résulte une dépression chaque tranche considérée de la conduite se contracte successivement et une onde de dépression prend naissance et se propage de la pompe au réservoir avec une célérité a et un temps $t = \frac{l}{a}$,

à ce moment (quand l'onde atteint le réservoir) toute la conduite est en dépression et l'eau immobile.

2° Phase : Au fait de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche, et ceci en partant du réservoir au bout d'un temps égale à $\frac{2l}{a}$ (temps considéré depuis l'origine du phénomène). Toute l'eau est redescendue dans la conduite et va se trouver bloquée par le clapet qui s'est fermé entre temps.

3° Phase : En raison de cet arrêt (eau bloquée par le clapet) la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée, en trainant une dilatation de la conduite, les tranches suivantes subiront le même sort avec les mêmes conséquences pour la conduite. L'onde de pression de proche en proche, dans le sens pompe-réservoir au bout d'un temps $\frac{3L}{a}$ temps compté à partir de l'origine du phénomène, toute la conduite sera dilatée avec une surpression et l'eau est immobile.

4° Phase : Grâce à son élasticité (agissant à la manière d'un ressort) la conduite reprend de proche en proche à partir du réservoir son diamètre primitif au bout d'un temps $\frac{(4L)}{a}$ temps compté à partir de l'origine.

-Le phénomène se reproduira indéfiniment s'il n'est pas freiné par les pertes de charges, ainsi donc la propagation ou célérité est donnée par la formule suivante :

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

a : célérité de l'onde (m/s)

D : diamètre intérieure de la conduite (m)

E : Module d'élasticité de la conduite ^{longitudinale} (E=210¹¹Pa pour l'acier)

K : Coefficient de compressibilité de l'eau K= 2,15.10⁹Pa

ρ : Masse volumique de l'eau 10³ Kg/m³

e : Epaisseur de la conduite

K/ ρ : Célérité des ondes de pression pour le cas des tuyaux très rigides.

$$\frac{1}{\sqrt{1 + \frac{KD}{E \cdot e}}}$$

Traduit la contribution de l'élasticité dans la conduite.

Ce phénomène d'oscillation peut atteindre une valeur maximale

$$b = aV_0/g$$

V₀ : Vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s)

g : accélération de la pesanteur.

La valeur maximale de la pression dans la conduite peut s'exprimer par :

-cas de surpression Hg+b

-cas de dépression Hg-b

Hg : pression dans la conduite avant l'apparition du coup de belier.

ARRÊT BRUSQUE DU GROUPE ELECTRO-POMPE.

Après disjonction des groupes, l'alimentation continue de la veine liquide, s'effectue à l'aide du réservoir d'air accumulé sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée avec la conduite de refoulement à l'aval du clapet.

Au moment d'un arrêt brusque de la pompe, le clapet se ferme une partie d'eau est chassée dans la conduite, en ce moment la pression d'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite du réservoir.

La vitesse diminue progressivement et s'annule, l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche. La dissipation de l'énergie de l'eau est obtenue par le passage de cette-ci à travers un organe d'étranglement.

METHODE DE CALCUL :

Les valeurs de ^{la}dépression et de ^{la}surpression seront déterminées par l'épure de BERGERON, après avoir fixé les caractéristiques du réservoir d'air en régime normal et son ^{de}dispositif d'étranglement. Cette méthode consiste à déterminer par approximation successives, la vitesse de l'eau dans la conduite au niveau des réservoirs d'air. L'intervalle de temps entre les vitesses est :

$$\emptyset = \frac{2L}{a} \quad (\text{temps d'un aller-retour d'une onde}).$$

En passant d'un volume initial du réservoir d'air arbitrairement choisi, en utilisant la valeur choisie pour la vitesse finale (Vf) de l'eau dans l'intervalle de temps considéré.

On calcule successivement à la fin de cette intervalle, la pression dans le réservoir, puis celle en aval de l'étranglement et en aval du diagramme fictif représentatif des pertes de charges dans la conduite. On vérifie en menant une horizontale passant par la valeur de pression finale, que cette droite coupe $\frac{a}{q}$ au droit de VS

- Vitesse moyenne pour chaque intervalle

$$VSM = \frac{VS (n-1) + VS (n)}{2}$$

- Les pertes de charges au niveau de ^{la tuyère} ~~clapet se ferme~~ et les pertes de charges sont fonction du rapport m de la section contractée diamètre (d) et la tubulure (diamètre D).

Cette perte de charge peut s'exprimer par

$$DH = \frac{CxV^2}{2g}$$

C : Coefficient de perte de charge déterminé par l'abaque (des coefficients de pertes de charges dans une tuyère voir (fig. p. 69))

DEMARRAGE DU GROUPE ELECTRO-POMPE :

Tout comme à l'arrêt brusque, la conduite de refoulement doit-être protégée contre les effets néfastes du coup de boulier au démarrage du groupe electro-pompe.

Le coup de belier à l'arrêt brusque étant plus dangereux qu'au démarrage nous nous sommes limités à l'étude de ce phénomène pour l'arrêt brusque.

Quant au démarrage il se fera à vanne fermée qu'on ouvrira lentement.

Données de Base :

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

$$L = 4250 \text{ m}$$

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

$$e = 4 \cdot 10^{-4}$$

$$D = 10^6$$

$$Q = 0,08051 \text{ m}^3/\text{s} = 289,856 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V = 1,14 \text{ m/s}$$

Pour une conduite en acier $e = 5 \text{ mm}$

$$\rho = 10^3 \text{ Kg/m}^3$$

1) Calcul de la célérité

$$a = \frac{\sqrt{K/\rho}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Ee}}}$$

E = module d'élasticité de la conduite $E = 2 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$

$$a = \frac{\sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^9}{10^3}}}{\sqrt{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \times 0,3}{2 \cdot 10^{11} \times 5 \cdot 10^{-3}}}} = 1143,24 \text{ m/s}$$

2) Le temps d'un aller retour de l'onde.

$$t = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 4250}{1143,24} = 7,435$$

3) La valeur maximale que peut atteindre le coup de Belier.

$$h_{\max} = \frac{a \cdot v}{g} = \frac{1143,24 \times 1,14}{9,81} = 132,853$$

4) Un moments du retour de l'onde la surpression peut atteindre-
 $H_g + h_{\max} = 40 + 132,853 = 172,853$

5) La dépression pût atteindre

$$H_g - h_{\max} = 40 - 132,853 = -92,853 \text{ m}$$

6) Dimensionnement du dispositif d'étranglement.

$$D = \frac{\phi}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

d sera choisi de telle manière que le coefficient du débit K reste compris entre 15 et 20.

A la montée de l'air la tuyère à un coefficient de débit $K=0,92$.

$$K = \frac{V1}{Vf} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{D^2}{(0,92d)^2}$$

$$K = 18$$

$$\frac{VA}{Vf} = K = \frac{\varnothing^2}{(0,92d)^2} = 18 \quad d = \sqrt{\frac{\varnothing^2}{(0,92)^2 \cdot 18}}$$

$$d = \sqrt{\frac{0,32}{(0,92)^2 \times 18}} = 77 \text{ mm}$$

Dans ce cas la valeur de K sur :

$$K = \frac{(0,3)^2}{(0,92)^2 \cdot (0,077)^2} = 17,93$$

$$\frac{V}{Vf} = \frac{\varnothing^2}{d^2} = \frac{\varnothing^2}{(0,92d)^2} = 17,93 \quad V1 = 17,93 Vf$$

7) perte de charges du niveau de la tuyère

les pertes de charge varient suivant que l'eau monte dans le réservoir ou qu'elle descende.

a) p.d.c à la montée de l'eau :

ch_c est calculée en fonction du Rapport m de section de la veine contractée ($D=d$) et de la tubulure ($\varnothing=D$)

$$m1 = \frac{(d1)^2}{(D)^2} = \frac{(0,92 \cdot 0,077)^2}{(0,15)^2} = 0,22.$$

de l'abaque donnant le coefficient de perte de charge dans une tuyère on tire C

$$C = 0,61$$

$$DH1 = \frac{0,61 \times V1^2}{19,5} = 0,0311V1^2$$

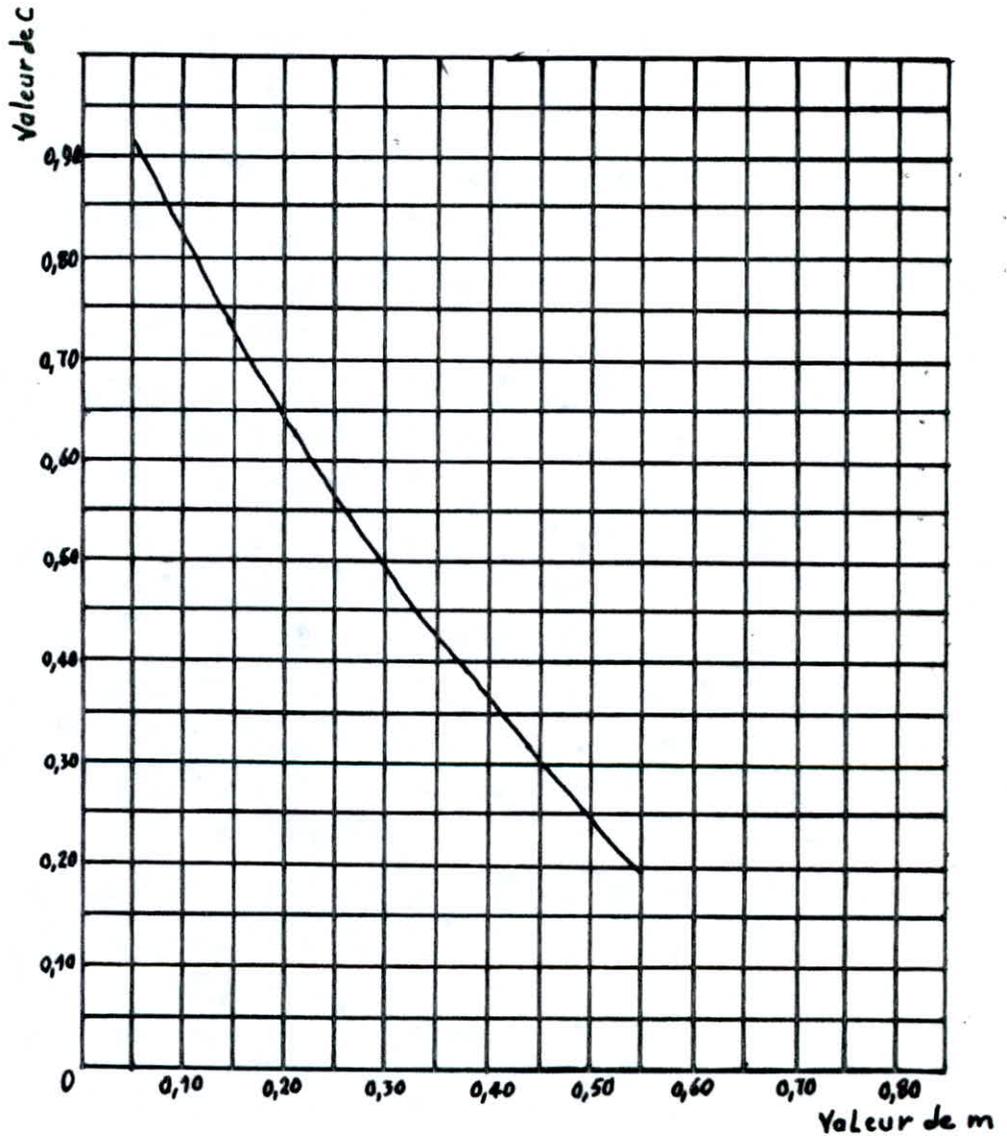
b) p.d.c à la descente de l'eau.

à la descente de l'eau la tuyère de $\varnothing = 77 \text{ mm}$

incorporée dans la tubulure de diamètre $D=150\text{mm}$

agit comme un ajutage rentrant de BORDA avec un coefficient de contraction de 95.

COEFFICIENT DE PERTE DE CHARGE "C"
DANS UNE TUYÈRE



$$\frac{V2}{Vf} = K1 = \frac{u \frac{D^2}{4}}{u \cdot 0,5 \frac{d2}{4}} = \frac{2 \frac{D^2}{\phi 2}}{d^2} = \frac{2(300)^2}{(101,117)^2} = 30,36$$

$$\frac{V2}{Vf} = 30,36 \quad V2 = 30,36vf$$

V2 = Vitesse dans la tuyère lors de la descente

$$m1 = \frac{0,5 d2}{D^2} = \frac{0,5 (77)^2}{(150)^2} = 0,1318 = 0,132$$

m1 = 0,132 de l'abague donnant le coefficient de p.d.c. dans une tuyère on tire c :

$$m' = 0,132 \quad c' = 0,77.$$

$$Dh2 = \frac{V2^2}{29g} - c' = \frac{0,77 V2^2}{19,62} = 0,03925V2^2$$

8) Variation du volume d'air dans le Réservoir.

$$u = S \cdot Um.o \quad \theta = \frac{2L}{a}$$

Vm = Vitesse moyenne qui est égal à la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin de chaque intervalle.

$$Vmi = \frac{Vfi + Vf}{2}$$

$$\text{au 1er temps de l'écoulement } Vm = \frac{Vo + Vpi}{2}$$

Vo = Vitesse de l'écoulement avant la disjonction

Vf = Vitesse finale choisie

$$\pm Du = S \cdot Vm \cdot \theta = 0,07065 \times 7,435 Vm$$

$$\pm Du = 0,525 2827 Vm$$

9) Volume d'air dans le réservoir.

u = u - Du (quand l'eau monte dans le réservoir)

u = u + Du (quand, l'eau descend du réservoir).

$$\text{en général } un = Un-1 \pm Du.$$

10) pression dans la conduite avec p.d.c.

$$a) \text{ montée } = Z - Dh' = Z - 0,0311V1^2$$

$$b) \text{ descente } = Z + DH2 = Z + 0,03925V2^2$$

11) pression dans le réservoir d'eau.

Cette pression est exprimée en admettant que la détente de l'eau s'effectue conformément à la loi de poisson.

$$Z = \frac{(Z0 + DH)}{u^{1,4}} \quad Uo^{1,4}$$

Zo = pression absolue en marche normale

Zo = uo = 10m (Uo : hauteur géométrique).

DA = p.d.c. dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

Uo = volume d'air choisi emboitement

Uo = 1m³

Z = pression dans le réservoir d'air.

$$Z = \frac{(40 + 25,82601) - 11,4}{U^{1,4}} = \frac{65,826}{u^{1,4}}$$

12) p.d.c. dans la conduite de refoulement

$$f = 1,15 f_c \frac{L}{D} + \frac{V^2}{2g}$$

$$f = (1,15 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^2$$

$$f_c = \left(-0,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2151}{Re \sqrt{f}} \right) \right)^{-2}$$

13) Détermination de la pente.

$$h = \frac{a}{gs} = \frac{1143,24}{9,81 \cdot 0,0707} = 1648,35 \text{ m}$$

14) Echelle des pressions :

elle est graduée à raison de 1 cm pour 5 m

$$\left. \begin{array}{ll} 1\text{cm} & 5\text{m} \\ x\text{cm} & 1648,35\text{m} \end{array} \right\} x = 329,67\text{cm}$$

15) Echelle des vitesses

cette échelle est graduée à raison de 2cm pour 0,1m/s on transforme l'échelle des vitesses en échelles des débits.

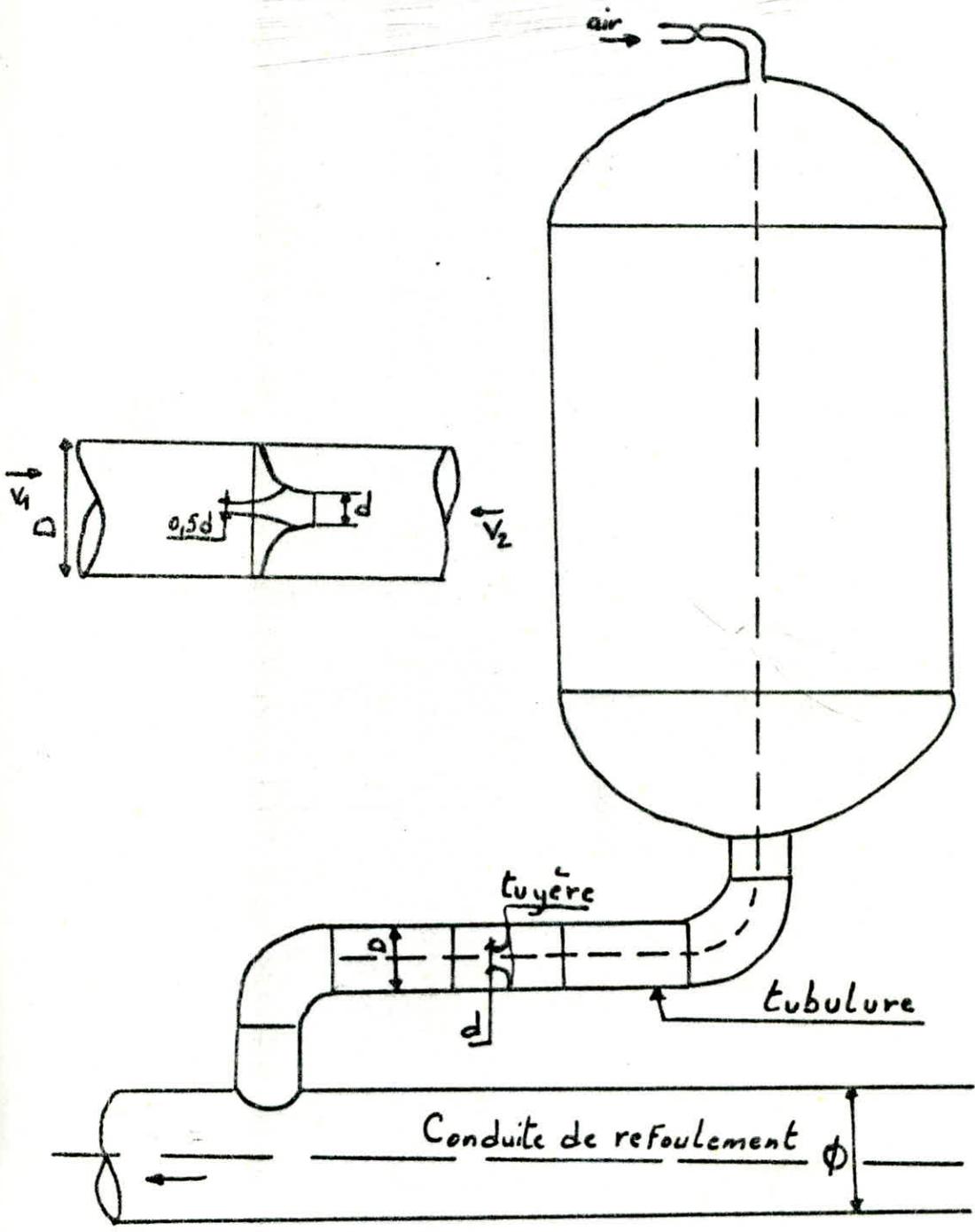
$$q = VS = 0,1 \times 0,0707 = 7,07 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$\left. \begin{array}{ll} 15 \text{ cm} & 7,07 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{S} \\ x & 1 \text{ m}^3/\text{S} \end{array} \right\} X = 212,164$$

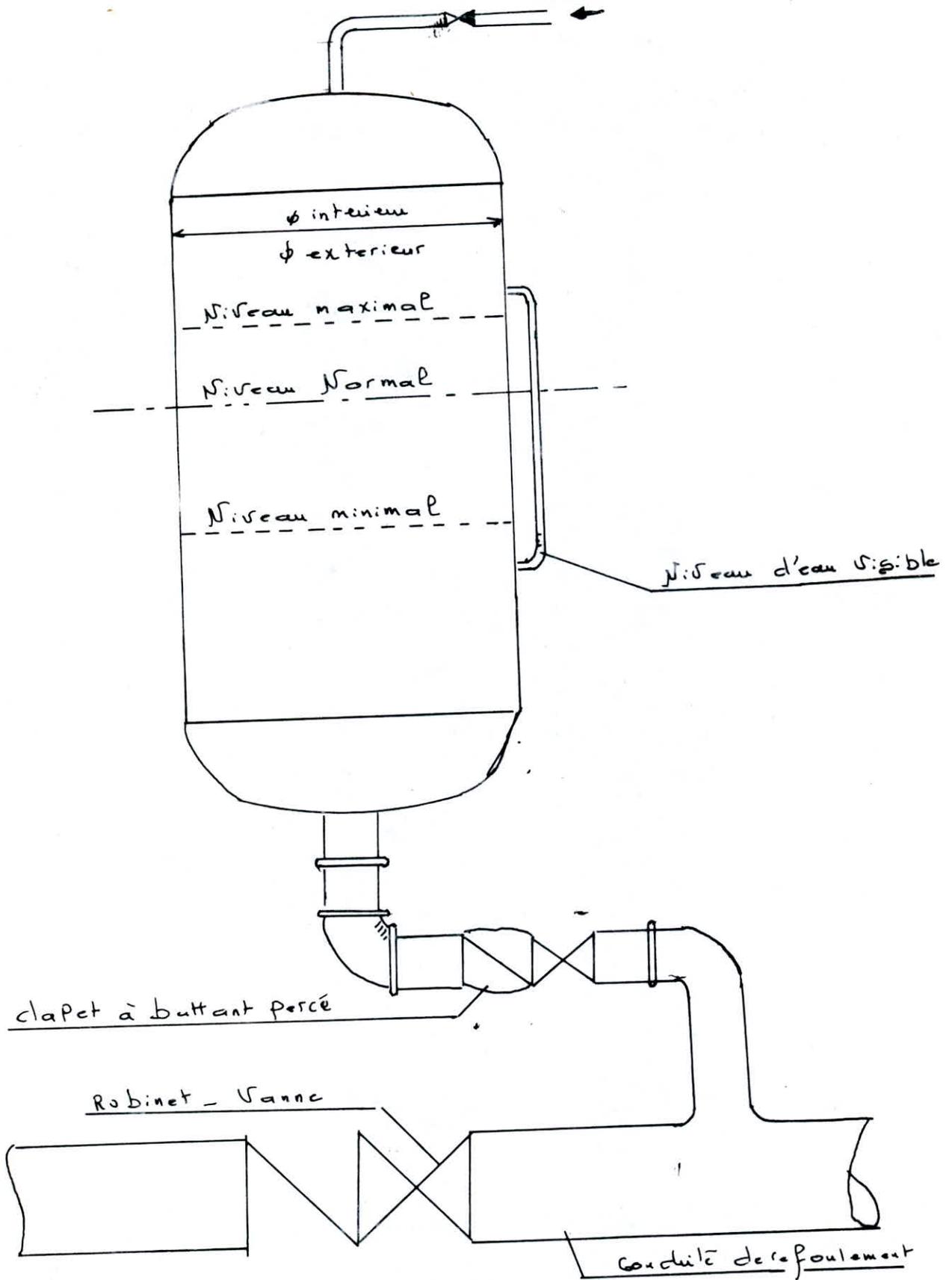
$$\text{tg} \alpha = \frac{SV}{9} = \frac{329,67}{212,164} = 1,5538446$$

$$X = 57,24$$

Schéma d'un réservoir d'air



73



Exécution

1) Stoker

la précision absolue dans le registre II

K en 00 : coefficient d'élasticité de l'eau (Pa)

E en 01 : module d'élasticité de la conduite (Pa)

t' en 02 : épaisseur de la conduite (m)

en 03 : rugosité de la conduite (m)

Dc en 04 : diamètre de la conduite (m)

m en 05 : coefficient de contraction de l'orifice

d en 06 : diamètre de l'orifice (m)

dt en 07 : diamètre de la tubulure (m)

L en 08 : Longueur de la conduite (m)

hg + hatm en 09 - Il en 10 - hasp en 11 - uo en 12

90 en 13.

2) Appuyer sur A : 0 à l'affichage

RCL 14 : Z' pression dans le réservoir d'air à l'arrêt en (m)

RCL 15 : Z0 : pression dans le réservoir d'air en f et en (m)

RCL 16 : Uo : Volume d'air du réservoir en f et (m³)

RCL 33 : C : célérité de propagation des ondes (m/s)

RCL 34 : tr : temps d'aller retour de l'onde dans la conduite.

RCL 35 : constante de calcul : $Z^1_0 U_0^{1,14}$

RCL 36 : $9/C$ - RCL 37 : L - RCL 38 :

RCL 40 : AC Tr

RCL 39 : Ac : Section de la conduite

3) Afficher une valeur hypothétique V5 de VZip.

Appuyer sur B : affichage de Ni

V (éi+1) R 18 - U :-' 19 - 8 : 20 - 8c : 21 - V2ip : 23

Vm : 24 - Dui 25 - ui26 - Zi27 - Hi28

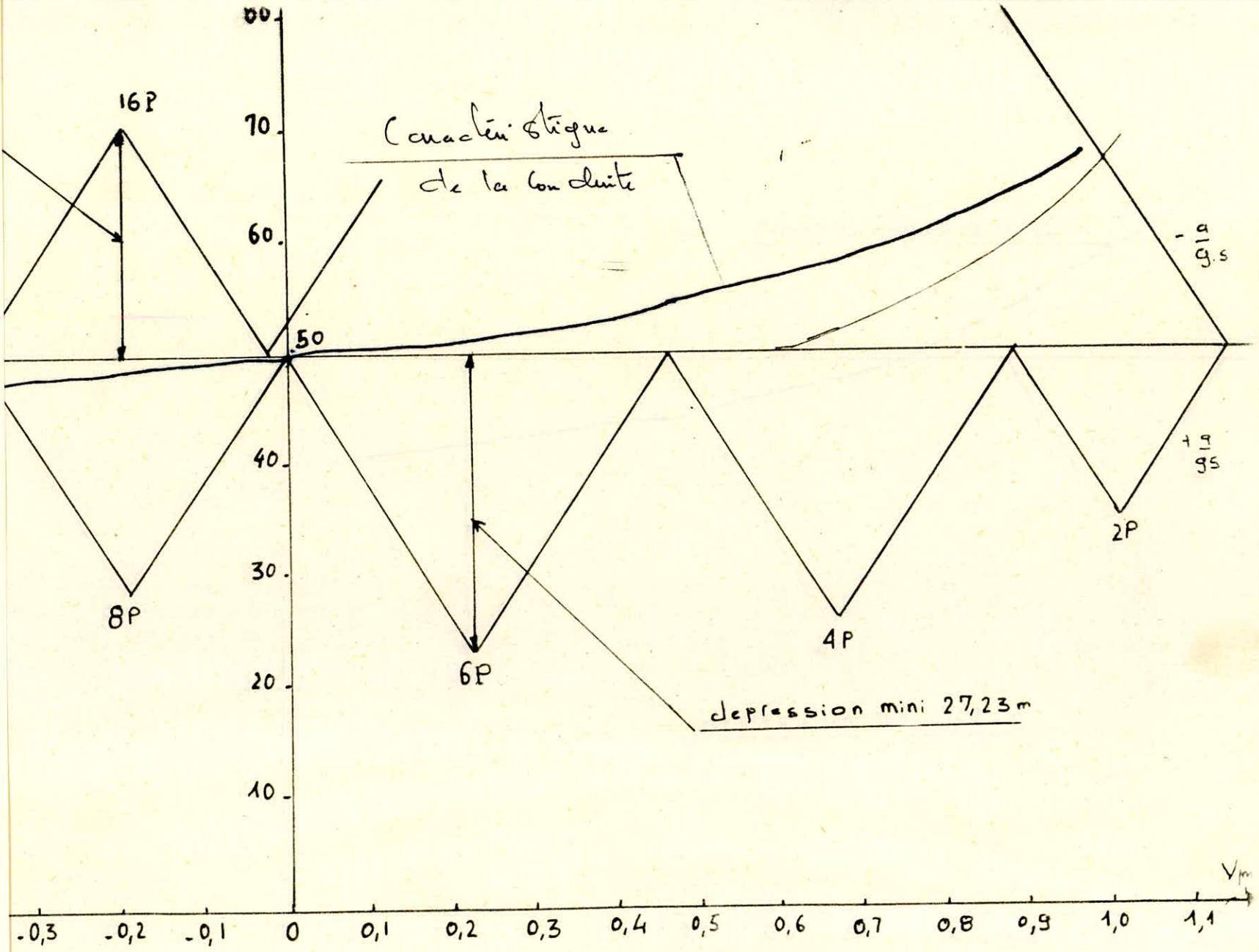
DV : 29 - DYi 30 - Ni 31 - Ti32 - Q2ip 41

Recommencez le processus 3, pour le calcul du pas suivant pour recommencez les calculs depuis l'arrêt des pompes appuyer sur A.

Le Tableau de Calcul du Coup de Belier à l'arrêt brusque

Intervalle de Temps Δt	$V_{z i+1}$	U_{i-1}	Perte de charge dans l'orifice γ	Perte de charge dans le tuyau δ	Vitesse réelle $V_{z i P}$	Vitesse moyenne V_m	Variation du Volume d'air ΔU_i	Volume d'air U_i	Pression dans le réservoir d'air Z_i	Pression dans la conduite sans pipe H_i	Variation de la vitesse ΔV_i	Δy_i	Temps d'aller t_i	Retour de l'oncle de l'état final $Q_{z i P}$	N_i point
					1,14					50					
10	0,670	1,311	0	12,665	0,904	1,022	0,537	1,311	31,834	34,834	-0,234	-27,332	14,870	0,064	2 P
20	0,212	1,664	0	3,013	0,441	0,673	0,354	1,664	22,786	25,786	-0,229	-26,726	22,305	0,031	4 P
30	-0,228	1,778	0,002	-0,001	-0,008	0,216	0,114	1,778	20,773	23,774	-0,221	-25,724	29,740	-0,001	6 P
40	-0,544	1,674	3,199	-2,313	-0,386	-0,190	-0,104	1,674	22,598	28,797	-0,157	-18,389	37,175	-0,027	8 P
50	-0,633	1,418	7,421	-5,366	-0,589	-0,480	-0,256	1,418	28,516	38,937	-0,044	-5,196	44,610	-0,042	10 P
60	-0,528	1,111	7,227	-5,226	-0,581	-0,580	-0,307	1,111	40,147	50,374	-0,052	6,100	52,045	-0,041	12 P
70	-0,242	0,856	3,179	-2,299	-0,385	-0,483	-0,254	0,857	57,744	61,923	0,143	16,723	59,480	-0,027	14 P
80	0,165	0,745	0,032	-0,023	-0,038	-0,190	-0,111	0,745	70,180	71,212	0,203	23,735	66,915	-0,003	16 P
90	0,414	0,811	0	1,297	0,289	0,125	0,066	0,811	62,327	65,327	0,124	14,531	74,350	0,020	18 P

75



ETUDE DU COUP DE BELIER - "ARRET BRUSQUE DE LA POMPE"

Programme

Nbre de pas utilisés : 329

Nbre de mémoire utilisées : 42

000 76 2nd LBL	046 34 \sqrt{x}	092 42 sto	138 65 x	184 12 B
001 11 A	047 42 sto	093 36 36	139 43 rcl	185 42 sto
002 43 RCL	048 33 33	094 43 rcl	140 35 35	186 22 22
003 09 09	049 35 $1/x$	095 63 03	141 95 =	187 77 2nd x7,6
004 75 -	050 65 x	096 55 :	142 22 INV	188 68 2nd NoF
005 43 rcl	051 02 2	097 43 rcl	143 45 y^x	189 33 x^2
006 10 10	052 65 x	098 04 04	144 01 1	190 65 x
007 75 -	053 43 rcl	099 95 =	145 93 .	191 43 rcl
008 43 rcl	054 08 08	100 23 LAX	146 04 4	192 38 38
009 11 11	055 95 =	101 65 x	147 95 =	193 95 =
010 95 =	056 42 sto	102 93 .	148 42 sto	194 42 sto
011 42 sto	057 32 32	103 08 8	149 19 19	195 20 20
012 14 14	058 42 sto	104 06 6	150 42 sto	196 61 6to
013 65 x	059 34 34	105 75 -	151 16 16	197 95 =
014 43 RCL	060 65 x	106 01 1	152 43 rcl	198 76 2nd LBL
015 12 12	061 53 (107 93 .	153 05 05	199 68 2nd NoF
016 45 y^x	062 89 2nd π	108 01 .	154 35 L/x	200 00 0
017 01 1	063 65 x	109 04 4	155 55 :	201 42 sto
018 93 .	064 43 rcl	110 95 =	156 43 rcl	202 20 20
019 04 4	065 04 04	111 35 L/x	157 06 06	203 76 2nd LBL
020 95 =	066 33 x^2	112 33 x^2	158 33 x^2	204 95 =
021 42 sto	067 55 :	113 65 x	159 75 -	205 43 rcl
022 35 35	068 04 4	114 43 rcl	160 43 rcl	206 22 22
023 43 rcl	069 54)	115 08 08	161 07 07	207 65 x
024 00 00	070 42 sto	116 55 :	162 35 L/x	208 50 2nd 1x1
025 55 .	071 39 39	117 01 1	163 33 x^2	209 65 x
026 01 1	072 95 =	118 09 9	164 95 =	210 43 rcl
027 00 0	073 42 sto	119 93 .	165 33 x^2	211 37 37
028 00 0	074 40 40	120 06 6	166 55 :	212 95 =
029 00 0	075 43 rcl	121 55 :	167 01 1	213 42 sto
030 35 .	076 13 13	122 43 rcl	168 09 9	214 21 21
031 53 (077 55 :	123 04 04	169 93 .	215 43 rcl
032 01 1	078 43 rcl	124 95 =	170 06 6	216 22 22
033 85 +	079 39 39	125 42 sto	171 65 x	217 85 +
034 43 rcl	080 95 =	126 37 37	172 43 rcl	218 43 rcl
035 00 00	081 42 sto	127 65 x	173 04 04	219 17 17
036 65 x	082 17 17	128 43 rcl	174 45 y^x	220 95 =
037 43 RCL	083 42 sto	129 17 17	175 04 4	221 55 :
038 04 04	084 18 18	130 33 x^2	176 95 =	222 02 2
039 55 :	085 09 9	131 85 +	177 42 sto	223 95 =
040 43 rcl	086 93 .	132 43 rcl	178 38 38	224 42 sto
041 01 01	087 08 8	133 14 14	179 00 0	225 24 24
042 55 :	088 55 :	134 95 =	180 42 sto	226 65 x
043 43 rcl	089 43 rcl	135 42 sto	181 31 31	227 43 rcl
044 02 02	090 33 33	136 15 15	182 91 r/s	228 40 40
045 95 =	091 95 =	137 35 L/x	183 76 2nd LBL	229 95 =

Programme (suite)

230	42 sto	244	43 rcl	258	95 =	272	23 23	286	43 rcl	300	29
231	25 25	245	35 35	259	42 sto	273	75 -	287	23 23	301	29
232	85 +	246	95 =	260	30 30	274	43 rcl	288	42 sto	302	95 =
233	43 rcl	247	42 sto	261	65 x	275	22 22	289	17 17	303	42 sto
234	19 19	248	27 27	262	43 rcl	276	95 =	290	65 x	304	18 18
235	95 =	249	75 =	263	36 36	277	50 2nd(x)	291	43 rcl	305	43 rcl
236	42 sto	250	43 rcl	264	95 =	278	22 INV	292	39 39	306	26 26
237	26 26	251	21 21	265	42 sto	279	77 2nd x>t	293	95 =	307	42 sto
238	45 y ^x	252	85 +	266	29 29	280	69 2nd op?	294	42 sto	308	19 19
239	01 1	253	43 rcl	267	85 +	281	43 rcl	295	41 41	309	43 rcl
240	93 .	254	20 20	268	43 rcl	282	23 23	296	43 rcl	310	27 27
241	04 4	255	75 -	269	18 18	283	12 B	297	23 23	311	85 +
242	94 +/-	256	43 rcl	270	95 =	284	76 2nd LBL	298	85 +	312	43 rcl
243	65 x	257	14 14	271	42 sto	285	2nd op	299	43 rcl	313	20 20
314	43 rcl	316	95 =	317	42 sto	319	01 1	321	31 31	324	44 sum
315	10 10	317	42 sto	318	28 28	320	44 sum	322	43 rcl	325	32 32
										327	31 31
										328	91 1/5

tt

CHAPITRE ! VIIIPOSE DES CANALISATIONS ET LEURS PROTECTION CONTRE LA CORROSION.I) POSE DES CANALISATIONS.

- 1)-Pose en terre.
- 2)-Traversée des routes.
- 3)-Mise en place et alignement.
- 4)-Descente en fouille.
- 5)-Essais hydrostatiques.
- 6)-Remblai.
- 7)Butées.

II) -PROTECTION CONTRE LA CORROSION.

- 1)-Protection externe.
- 2)-Protection cathodique.
- 3)-Protection par anoderéative.
- 4)-Protection par soutirage *de courant*
- 5)-Protection interne.

-POSE DES CANALISATIONS ET LEUR PROTECTION
CONTRE LA CORROSION-

-I-POSE ENTERRE :

1-La pose en terre des canalisations s'effectue généralement en tranchée

La largeur de la tranchée doit être réduite de façon à limiter les emprises, elle doit être cependant suffisante pour permettre aux poseurs de travailler normalement, cette largeur est rarement inférieure à 0,80 m, pour permettre le matage des joints ou serrage de boulons, ou exécuté à l'endroit de chaque joint une fosse de largeur suffisante pour le travail doit se faire à sec c'est à dire sans la présence de l'eau dans l'endroit de travail les parois des tranchées doivent être verticales.

Pour protéger les canalisations contre les dégradations extérieures et conserver la fraîcheur de l'eau et la mettre à l'abri du gel, ou pratique des profondeurs de tranchée variant suivant le profit et qui peuvent varier de 0,60m à 1,20 m (Voir Fig page 80) et pour le profit type (Voir Fig page 80).

Pour prévoir une bonne tenue des canalisations, on doit tenir compte de la qualité du lit de pose. En effet, il faut régler avec soin le fond de fouille, essayer d'avoir un fond plat tout le long d'une même pente, et le purger de tous les corps durs rencontrés telles que pierres, maçonnerie, pour éviter d'abîmer l'enveloppe protectrice.

-Pour le lit de pose, on prévoit

-Du gravier dans les terrains ordinaires

-De la pierre cassée jouant le rôle des drains dans les terrains imperméables et rocheux.

-Du béton ou béton armé pour les terrains marécageux ou vaseux ou rocheux avec une grande pente.

-2 -Traversée des routes :

En raison des différentes charges supportées par la conduite,

La traversée des routes peut l'endommager, généralement la conduite est protégée par les buses avec un diamètre supérieur à celui de la conduite et cela pour évacuer les eaux de fuites éventuelles hors de la chaussée et protéger la conduite contre tout choc et vibration.

-3-Mise en place et alignement :

Pour la mise en place des canalisations, on transporte les conduites et on les place sur les supports équidistants (souvent en bois) on doit veiller à l'alignement parfait des tubes. Pour l'assemblage, il se fait momentanément par pointage, c'est à dire avec des points de soudure.

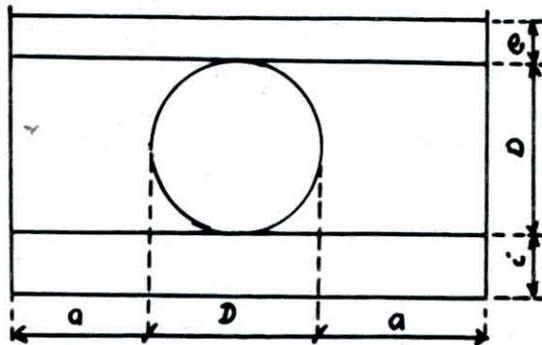
Pour les coudes, il est nécessaire de confectionner à proximité des chantiers des coudes à la demande au moyen d'une cintreuse, car dans certains cas, la plasticité élastique de la canalisation est insuffisante pour atteindre le rayon de courbure exigé par la trace.

-4- Descente en fouille.

La pose s'effectue par tronçons successifs en commençant par les points hauts afin d'assurer l'écoulement naturel des eaux d'infiltration si elles ont lieu.

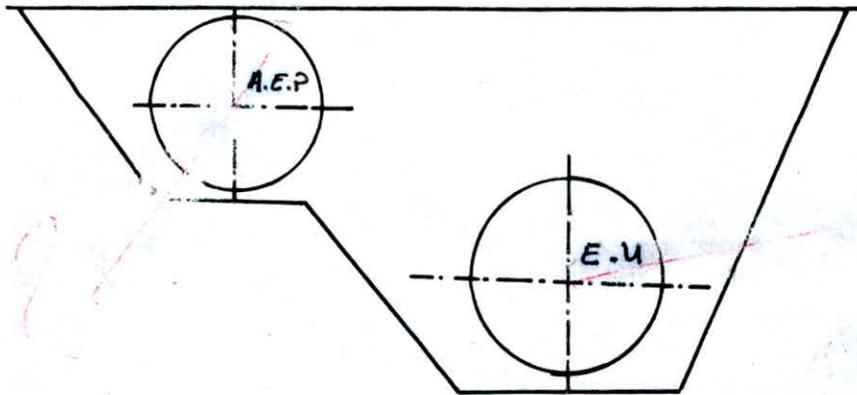
Pose de la conduite

Pose dans une tranchée

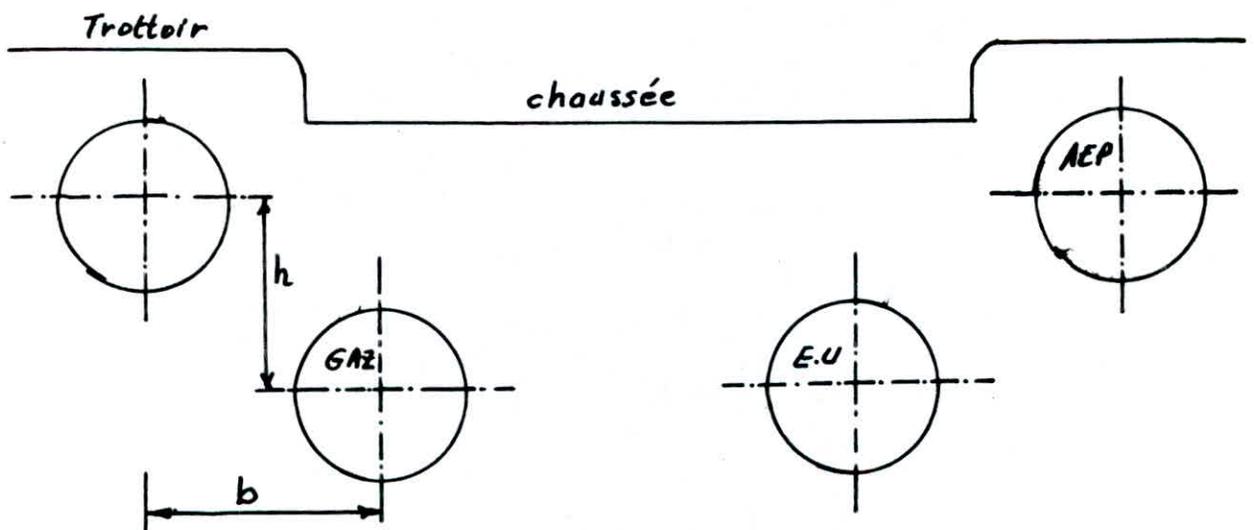


$e = 0,6 \div 1,0 \text{ m.}$
 D : diamètre de la conduite
 i : épaisseur du lit = $0,15 \text{ m.}$
 $a = 0,3 \div 0,4 \text{ m.}$

Pose à proximité d'une conduite d'eau usée



Profil type



$b \geq 0,50 \text{ m}$

$h \geq 0,50 \text{ m}$

.../...

-La descente en fouille s'opère sur les tronçons de grandes longueurs, l'élasticité des tubes facilite généralement la tâche on évite la mise en fouille pendant les heures chaudes de la journée. On rappelle qu'il est utile de poser la canalisation en compression, c'est à dire d'enfermer les tronçons dont la longueur est supérieure à celle de la tranchée. Cela facilitera les raccordements des tronçons successifs qui ont lieu au fond des fouilles. Les deux conduites étant coupées à la demande au moment de leur soudure.

-5- Essais Hydrostatiques :

Des essais hydrostatiques doivent être faits avant le remblaiement de la tranchée, les essais permettent de détecter les fuites et de repérer dans le cas échéant les joints mal exécutés, ou les tuyaux poreux. Ces essais sont effectués sur des tronçons d'une longueur variant entre 300 et 400M

La pression d'essai est généralement égale à la pression de service majorée de 50%.

-6- Remblaiement de la tranchée

On pratique un ramplaiement partiel de la canalisation, ou le fait avec de la terre meuble. Après l'essai, on achève le remblaiement, on tasse ensemble le remblai légèrement avec des dames pneumatiques.

-7 B U T E E S-

Dans les changements de direction et dans les branchements il y a tendance sous la poussée exercée par l'eau, à un déboîtement des joints (réseau de distribution) où la rupture des soudures (adduction). On prévoit alors la construction de butées en béton en béton qui s'opposeront à ces efforts (voir fig p. 82).

-D E S I N F E C T I O N DE LA CANALISATION.

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

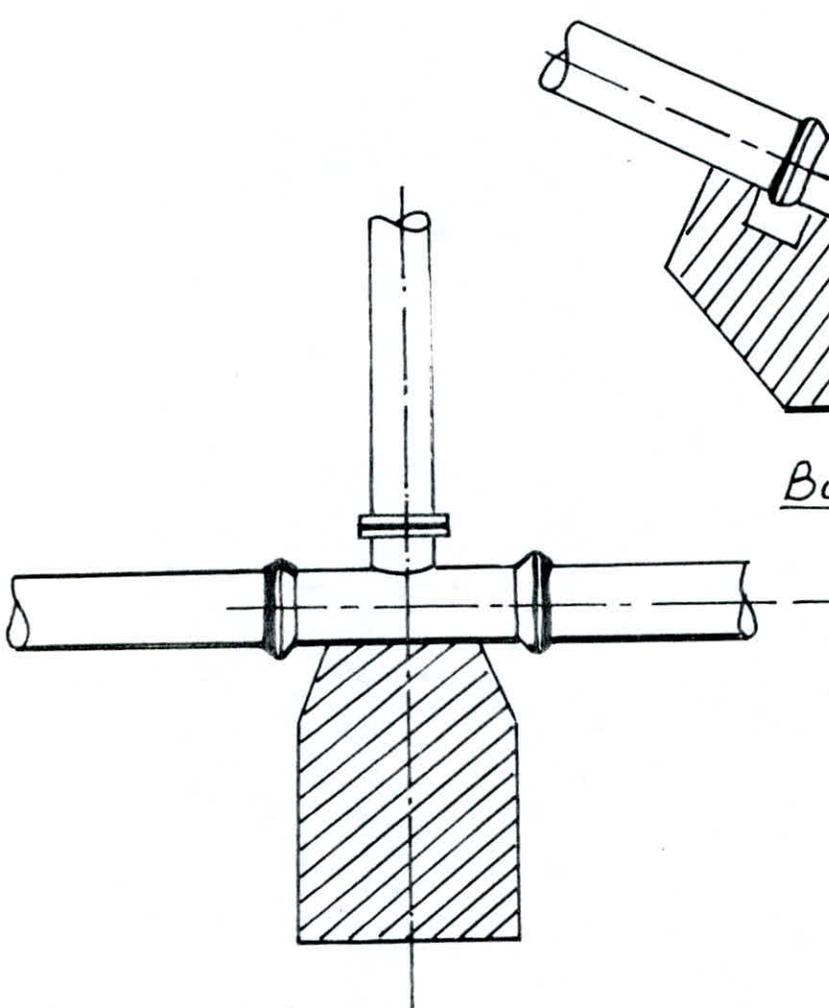
II -PROTECTION CONTRE LA CORROSION :

La corrosion est une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs ou intérieurs, en liaison soit avec la nature du sol (formation de piles géologiques), soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'A.E.P., soit avec la nature de l'eau transportée.

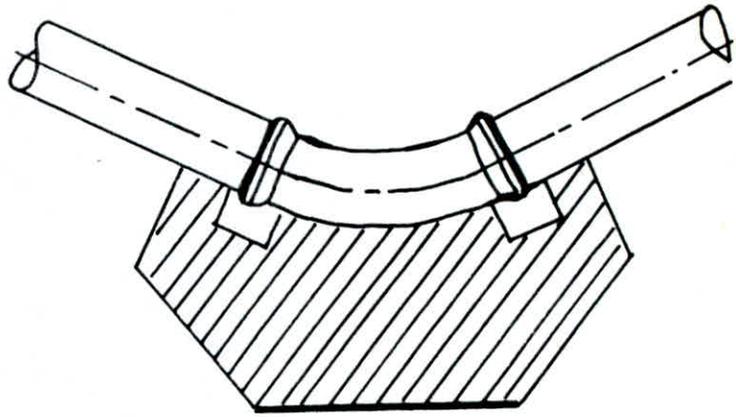
1) PROTECTION EXTERNE :

On prévoit le revêtement des conduites d'une enveloppe en laque de verre et de bitume, on assurera la continuité de cet enrobage au niveau des joints. La corrosion de la paroi externe des canalisations est principalement due à des phénomènes électriques, soit à l'humidité du sol. Chargé en sol, forme avec la conduite et d'autres pièces métalliques présente une pile électrique, soit que des courants vagabonds provoquent une électrolyse dans le sol. Pour lutter contre ces dangers prend la protection cathodique qui est appliquée en Algérie (Voir fig p. 85) donnée par ENPR).

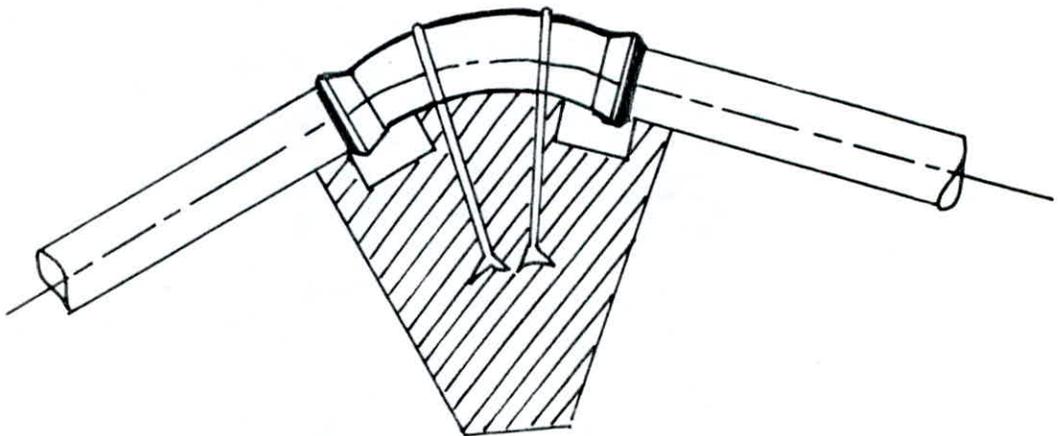
88 82



Butée sur un branchement



Butée sur un coude horizontal



.../...

2) PROTECTION CATHODIQUE : ELLE CONSISTE A :

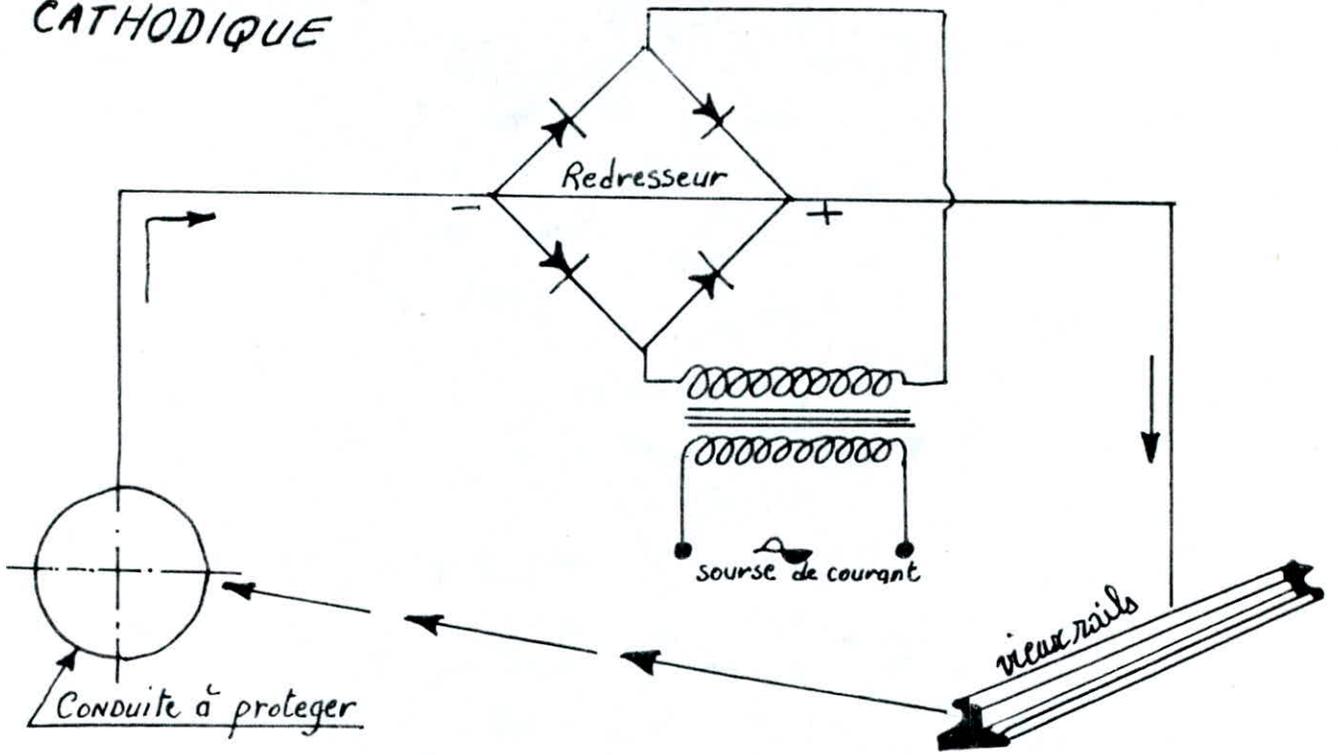
-Soit à constituer, avec un métal plus électronégatif que le fer, une pile ou le fer jouera le rôle de la cathode.

-Soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie électrique extérieurs, d'autre part, à une anode enfoncée dans le sol est destinée à se corroder.

-Le fer est rendu cathodique quant le potentiel minimal, par rapport à une électrode de référence au sulfate de cuivre à pour valeur -0,80 volts voir fig page 2594).

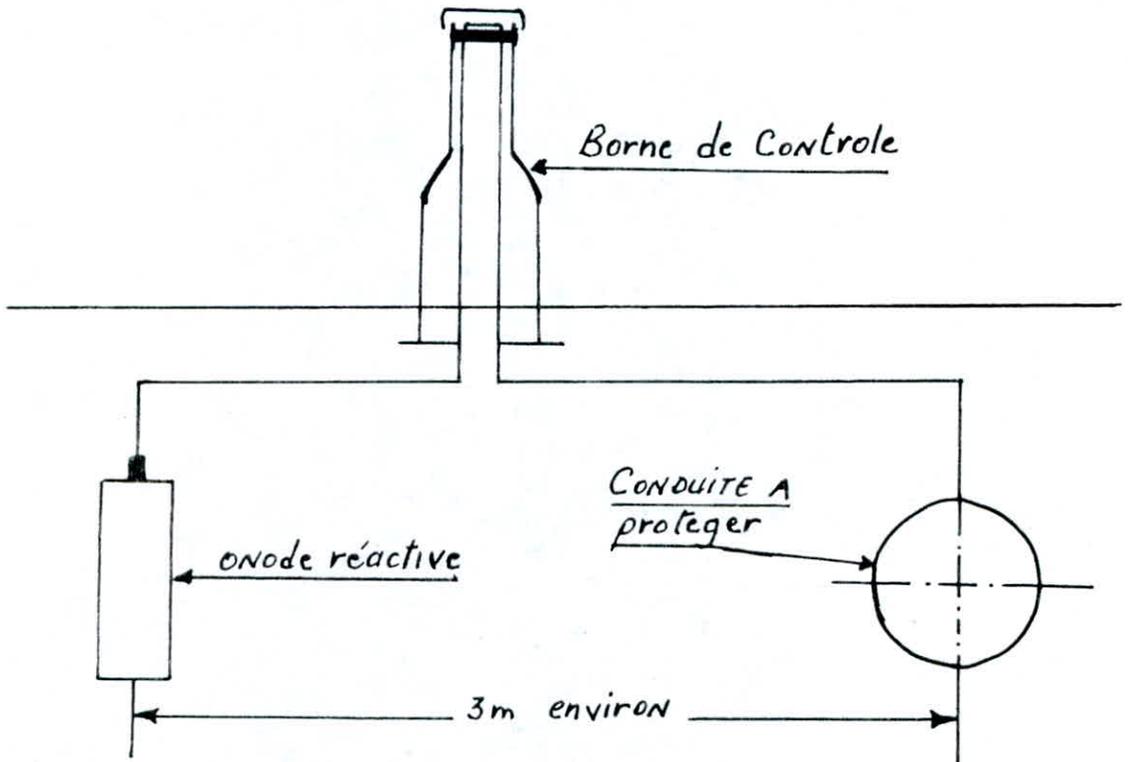
PROTECTION CATHODIQUE

84



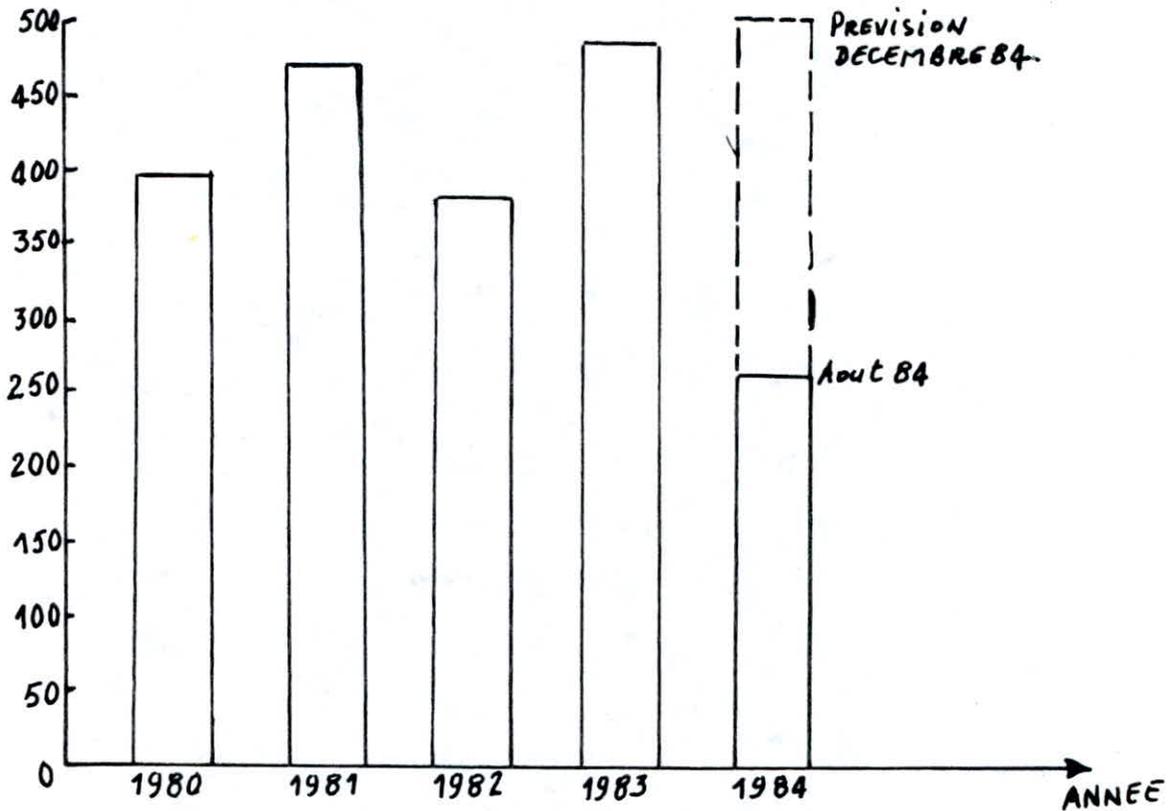
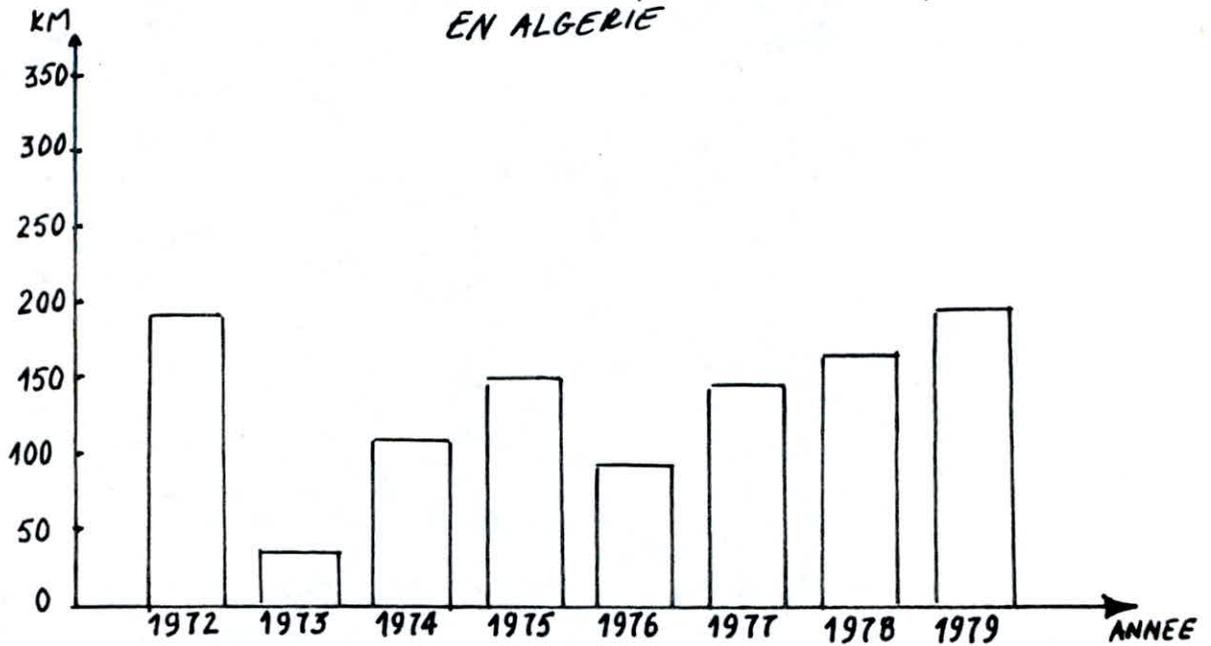
Schema de protection par soutirage de courant

Schema de protection par anode réactive



208 85

EVOLUTION DE LA PROTECTION CATHODIQUE EN ALGERIE



3) PROTECTION PAR ANODE REACTIVE;

Elle est basée sur un principe simple qui consiste à relier électriquement la conduite à une pièce métallique plus électronégative que l'acier, cette pièce va se corroder en jouant le rôle d'anode, au profit de la conduite.

4) PROTECTION PAR SOUTIRAGE/

Le procédé consiste à relier électriquement la conduite au pôle négatif d'une source de courant continu, le pôle positif étant raccordé à une prise de terre continue par des pièces métalliques enfoncées dans un milieu humide. Le courant en quittant la prise de terre regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et ce sont les pièces métalliques qui vont se corroder au profit de la conduite.

5) PROTECTION INTERNE,

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

Pour cela une protection interne est nécessaire, elle consiste au revêtement interne de la conduite à base de bitumé.

P A R T I E A S S A I N I S S E M E N T

CHAPITRE I : GENERALITES

- 1) FONCTION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT
- 2) CONDITIONS DE FONCTIONNEMENT DU RESEAU
- 3) TYPE D'EAU A EVACUER
- 4) EAUX PLUVIALES
- 5) INTENSITE DE PLUIE
- 6) EAUX USEES
- 7) CONDITIONS DE TRANSPORT DES EAUX USEES
- 8) TYPE DE CANALISATION
- 9) CALCUL DU RESAU
- 10) EQUIPEMENT DU RESEAU
- 11) RECOMMANDATIONS GENERALES

CHAPITRE II : PROTECTION DES CANALISATIONSCHAPITRE III : POSE DES CANALISATIONS

- 1) IMPLACEMENT
- 2) EXECUTION DE LA TRANCHEE
- 3) POSE DES CONDUITES
- 4) ESSAI DU RESEAU
- 5) REVELAI DES TRANCHEES
- 6) EMPLOI DU RESEAU

I) GENERALITES

Notre étude propose l'assainissement des eaux usées et pluviales de la zone d'habitation urbaine nouvelle (Z. H. U. N) qui est projetée dans la partie Nord-Ouest de la ville d'Aïn M'Lila.

1) Fonction du réseau d'assainissement

Le réseau d'assainissement de l'agglomération est par définition une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique, le plus rapidement possible, et sans stagnation, les eaux usées d'origine domestiques et pluviales provenant d'une agglomération humaine, de telle façon que ces eaux évacuées ne puissent souiller l'environnement. Ainsi sur la base de ces recommandations que notre étude d'assainissement de la Z.H.U.N. d'Aïn M'Lila se fera.

2) CONDITIONS DE FONCTIONNEMENT DU RESEAU :

Le réseau d'assainissement doit dans la mesure du possible être autocurateur de telle manière que les sables soient automatiquement entraînés pour le débit moyen des eaux usées. Notons que la condition d'auto-curage ne serait satisfaite que pour des vitesses entre 0,6 m/s et 4m/s.

.../...

.../...

3) TYPE D'EAU A EVACUER :

Notre Z.H.U.N. ne dispose pas d'industrie, donc les seules eaux à évacuer seront

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

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

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

Les débits des eaux usées sont facilement calculées d'après les eaux consommées. Selon les normes 20% des eaux asservies seront perdu au cours de l'utilisation, ainsi 80 % des eaux consommées seront rejetées. *pour notre cas on a choisi le système unitaire*

4) EAUX PLUVIALES

Les calculs sont effectués selon la méthode dite rationnelle.

$$Q_1 = C.I.S. \quad (l/s)$$

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

I : Intensité des précipitations (l/s /ha)

S : Surface du bassin versant (ha)

5) INTENSITE DE PLUIE :

Le problème du choix d'une formule intensité, durée, fréquence n'est pas visé. En effet il n'est pas possible d'obtenir les résultats des mesures de pluviographe.

Dans ce cas-ci des pluviomètres ne donnent pas de résultats intéressants.

On propose la méthode suivante : pour déterminer la courbe intensité-durée, on a constaté que dans presque tous les cas cette courbe peut s'exprimer par la formule suivante.

$$i = \frac{a}{t+b}$$

i : INTENSITE pluviométrique en mm/min

t : Durée de la pluie

a,b : Paramètres dépendant de la région et de la période de retour successivement.

La période de retour choisie a été de 10 ans ceci revient à dire qu'en admet que le réseau d'assainissement soit insuffisant une fois tous les 10 ans. C'est la valeur généralement admise pour des ouvrages d'importance moyenne, dont le disfonctionnement n'est pas catastrophique.

Ainsi nous avons obtenu l'intensité de la pluie décennale $i = 24mm/h$ pour le temps $t = 15 \text{ min}$, nous déduisons que l'intensité de la pluie $i = 160 \text{ l/s/ha}$.

.../...

.../...

6) EAUX USEES :DESCRIPTION DE LA SOLUTION

Le périmètre de la Z.H.U.N. est en pente, la plus grande partie vers la route nationale N°3 (Aïn M'Lila - Constantine)

Cette partie sera drainée par l'intermédiaire d'un réseau d'égoût raccordé au collecteur principal qui traverse la R.H. N°3, et la zone industrielle, pour rejeter dans l'oued.

Une partie du périmètre de la Z.H.U.N. est en pente vers la route C.W. 17 (Aïn M'Lila - TELEROMA). Cette partie sera drainée par l'intermédiaire du réseau d'égoût raccordé au réseau d'égoût existant *de la Ville*

En se basant sur les résultats relatifs aux consommations totales journalières d'eau potable (Voir partie AEP), et en respectant les délimitations des bassins, on calcule les quantités d'eau potables consommées pour chacun des bassins.

Dans notre projet nous avons divisé la Z.H.U.N. en 35 bassins versants. Chacun de ces bassins versants est drainé par un égoût qui déversera dans les collecteurs principaux.

- Tous les bassins versants permettent d'évacuer les eaux usées domestiques et pluviales étant donné que le rejet se fait gravitairement, on n'a pas besoin de station de relevage.

7) CONDITIONS DE TRANSPORT DES EAUX USEES :

Les eaux usées d'origine domestique contiennent des matières en suspension décautables et des matières organiques, il y aura donc lieu :

- d'éviter les dépôts en satisfaisant les conditions d'auto-ouillage (vitesse minimale 0,6 m/s).
- De ne pas dépasser la vitesse d'érosion, ou de corrosion mécanique qui est de 4 M/s pour les tuyaux en béton armé.
- D'éviter les fermentations en assurant une bonne ventilation.

8) TYPE DE CANALISATION :

Les canalisations composant les collecteurs en béton armé sont de profil circulaire. Ce matériau présente une bonne étanchéité et résiste bien aux attaques mécaniques, statiques et chimiques du sol et des eaux transportées.

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

9) CALCUL DU RESEAU

Consommation totale journalière (voir AEP)

$$Q_p = 121 \text{ l/s.}$$

Or 80 % de la consommation totale journalière d'eau potable sera évacuer par le réseau d'égoût, nous avons donc :

$$Q_{\text{Pusée}} = 121 \times 0,8 = 96,80 \text{ l/s.}$$

$$Q_{\text{usée}} = \text{Consommation journalière} \times 0,8$$

Consommation journalière = Nombre d'habitant x dotation

Nombre d'habitant = densité x surface

pour notre Z.H.U.N. densité uniforme.

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

.../...

.../...

- Colonne 1 : Désignation des collecteurs.
(C1)
- C2 : Numéro des bassins versants
- C3 : Surface des bassins versants (ha)
- C4 : Coefficient de ruissellement qu'on désigne par

$$C = \frac{A_{imp}}{A_b} = \frac{\text{Surface imperméable}}{\text{Surface totale}}$$
- C5 : Intensité de pluie $i = 180 \text{ l/s/ha}$
- C6 : Débit des eaux pluviales en l/s. $Q_p = C.I.S.$
- C7 : Débit des eaux usées domestiques, 80 % des eaux consommées : Q_u
- C8 : Débit des eaux usées rejetées par l'industrie dans notre cas nul
- C9 : Débit total $\Rightarrow Q_t = Q_u + Q_p$
- C10 : Curul du débit total
- C11 : Longueur du tronçon (m)
- C12 : Cote amont du terrain
- C13 : Cote aval du terrain
- C14 : Profondeur amont de la tranchée
- C15 : Profondeur aval de la tranchée
- C16 : Pente du tronçon
- C17 : Diamètre de la conduite en (mm) d'après l'annexe ~~MANING-SCHICKER~~
BAZIN
- C18 : Débit plein-section Q_{ps} (m³/1)
- C19 : Vitesse plein-section V_{ps} (m/1) d'après l'annexe ~~MANING-SCHICKER~~
BAZIN
- C20 : Rapport du débit d'eau usée et du débit en plein-section.
- C21 : Rapport de hauteur de remplissage sur l'annexe ~~de~~ BAZIN
- C22 : Rapport des vitesses. Sur l'annexe ~~de~~ de BAZIN.
- C23 : Produit du diamètre et de 5 H
- C24 : Vitesse d'eau pour le débit $Q_u = V_{ps}$. Rapport des vitesses
- C25 : Vitesse d'eau pour 1/10 du débit en plein-section = $V_{ps} \cdot 0,6$.

.../...

.../...

10) EQUIPEMENT DU RESEAU :

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

- Les regards de visite : ceux-ci seront disposés à tous les points de jonction, de changement de direction, de changement de pente et à tous les 50m, en vue de la surveillance de la ventilation et du nettoyage du réseau.

- Joints : le raccordement des tuyaux va être assuré par des joints dont l'étanchéité est assurée par un anneau en elastomise placé dans une rainure de l'about mâle. Cette étanchéité est obtenue par la compression régulière de l'anneau au cours de l'emboîtement. Ce joint souple accepte les légères déviations angulaires résultants des mouvements possible du terrain.

- Dégrilleurs : ils sont destinés à retenir les déchets les plus lourds, l'emplacement des dégrilleurs trouve pour interprétation dans le fait que les eaux usées drainées vers les collecteurs proviennent aussi des surfaces cultivées, donc ces eaux peuvent transporter des branches, des feuilles etc....

- Bouches d'égouts : elles servent à l'absorption de l'eau de la surface de la rue et du trottoir, garantissant une meilleure aération du réseau.

11) RECOMMANDATIONS GENERALES :

Les jonctions doivent être à angle aigu inférieur à 70° par rapport au sens d'écoulement.

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

II PROTECTION DES CANALISATIONS :

Les moyens de protection les plus couramment utilisés sont des revêtements à base de résines, époxydes ou de Brai Eposcy.

Les premières sont moins souples par contre les secondes présentent une bonne souplesse résistant mieux à l'abrasion.

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
- la mise en oeuvre d'une solution chaude de silicate de Sodium
- l'emploi de fluorure de silicium
- la fixation de plaques préfabriquées en matières plastiques
- revêtement de caoutchouc chloré.

III POSE DES CANALISATIONS :

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

2) Exécution de la tranchée : la largeur de la tranchée doit être égale au diamètre extérieur de la canalisation plus 0,5 m.

.../...

.../...

3) Pose des conduites : Les tuyaux doivent-être posés à partir de l'avale, l'emboîtement s'il existe doit-être dirigé vers l'amont, le calage provisoire des tuyaux doit s'effectuer à l'aide de mottes de terre tassée.

4) Essai du réseau : Cet essai portera sur les conditions d'écoulement et sur le fonctionnement de l'appareillage. Un bon écoulement est vérifié en versant dans le regard à intervalle successif de 10 à 20 l d'eau selon le diamètre de la conduite, ce qui permettra de vérifier le passage des ondes, dans le regard aval pour chaque déversement.

5) Remblai des tranchées : Il doit être effectué jusqu'à une hauteur de 0,15 m au-dessus de la génératrice supérieure, et se fera à la main avec des déblais expurgés des éléments nuisibles à la conduite ou bien avec du sable, de la terre fraîche ou du gravier, puis on fait le remblai avec des engins mécaniques.

6) NETTOYAGE DU RESEAU :

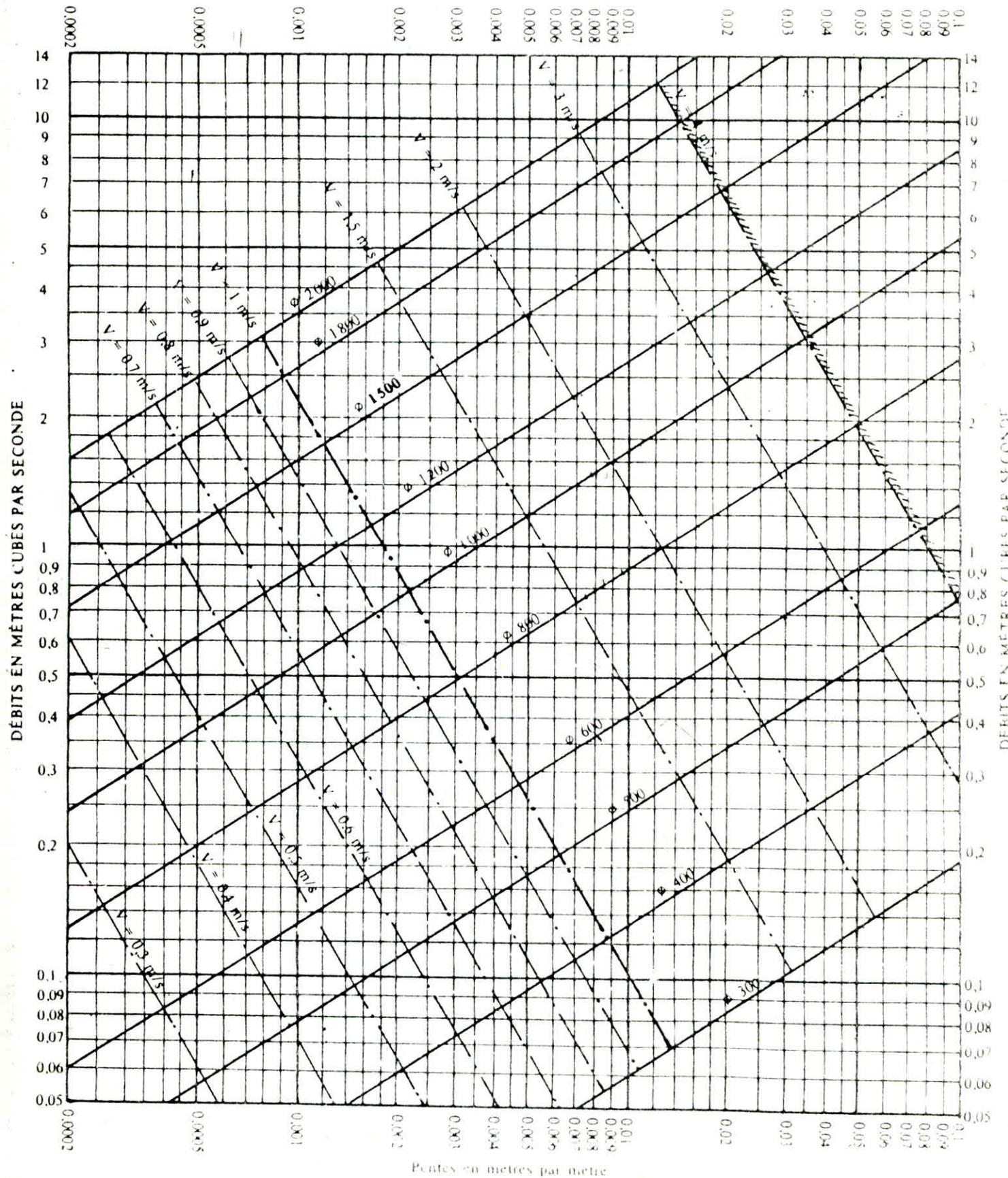
Des nettoyages périodiques doivent-être effectués sur les tronçons de canalisation, ce nettoyage se fait au moyen de l'eau sous très forte pression de 40 à 100 bars, selon le cas. En utilisant, alors des engins comportant une citerne à eau, une pompe entraînée par un moteur électrique, un tuyau de refoulement.

CONCLUSION :

Pour une éventuelle réalisation et exécution de cette étude, il faudra assurer les données suivantes :

- Levé topographique où ils seront situés exactement les raccordements du réseau.
- Rapport géologique pour la proposition de la pose des tuyaux.

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

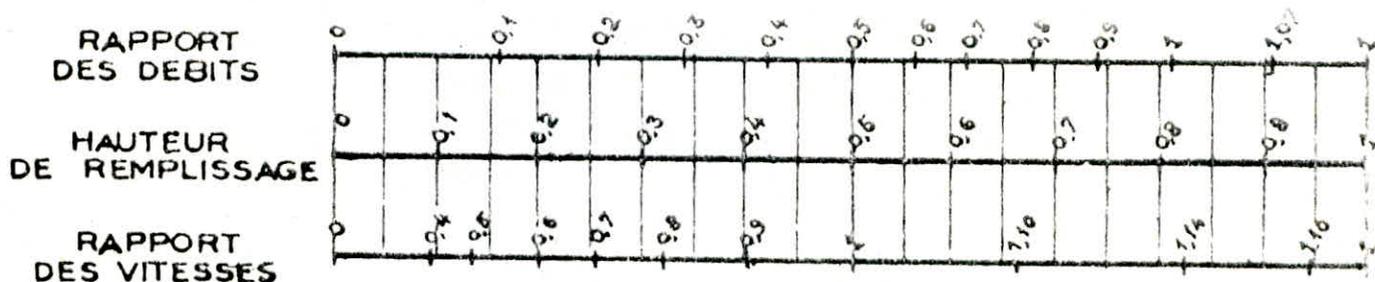


ANNEXE X

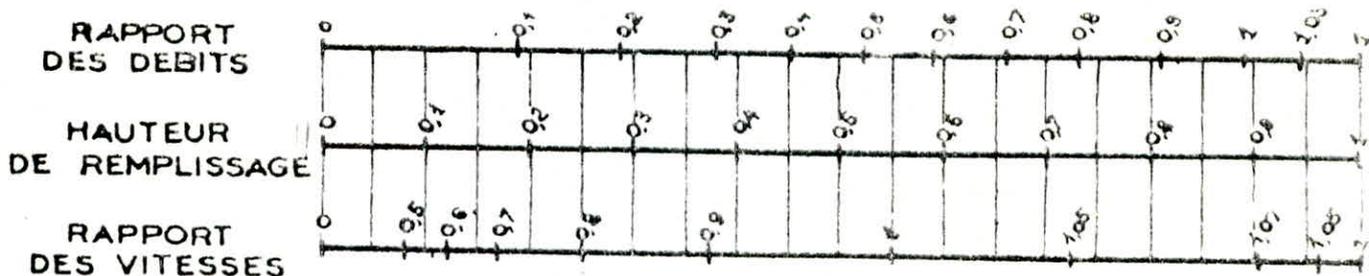
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

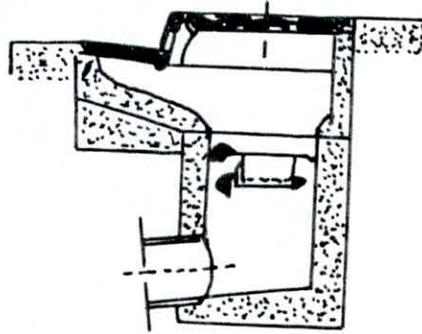
a) Ouvrages circulaires



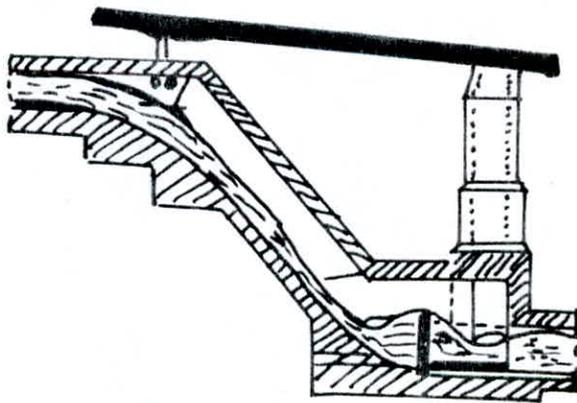
b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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



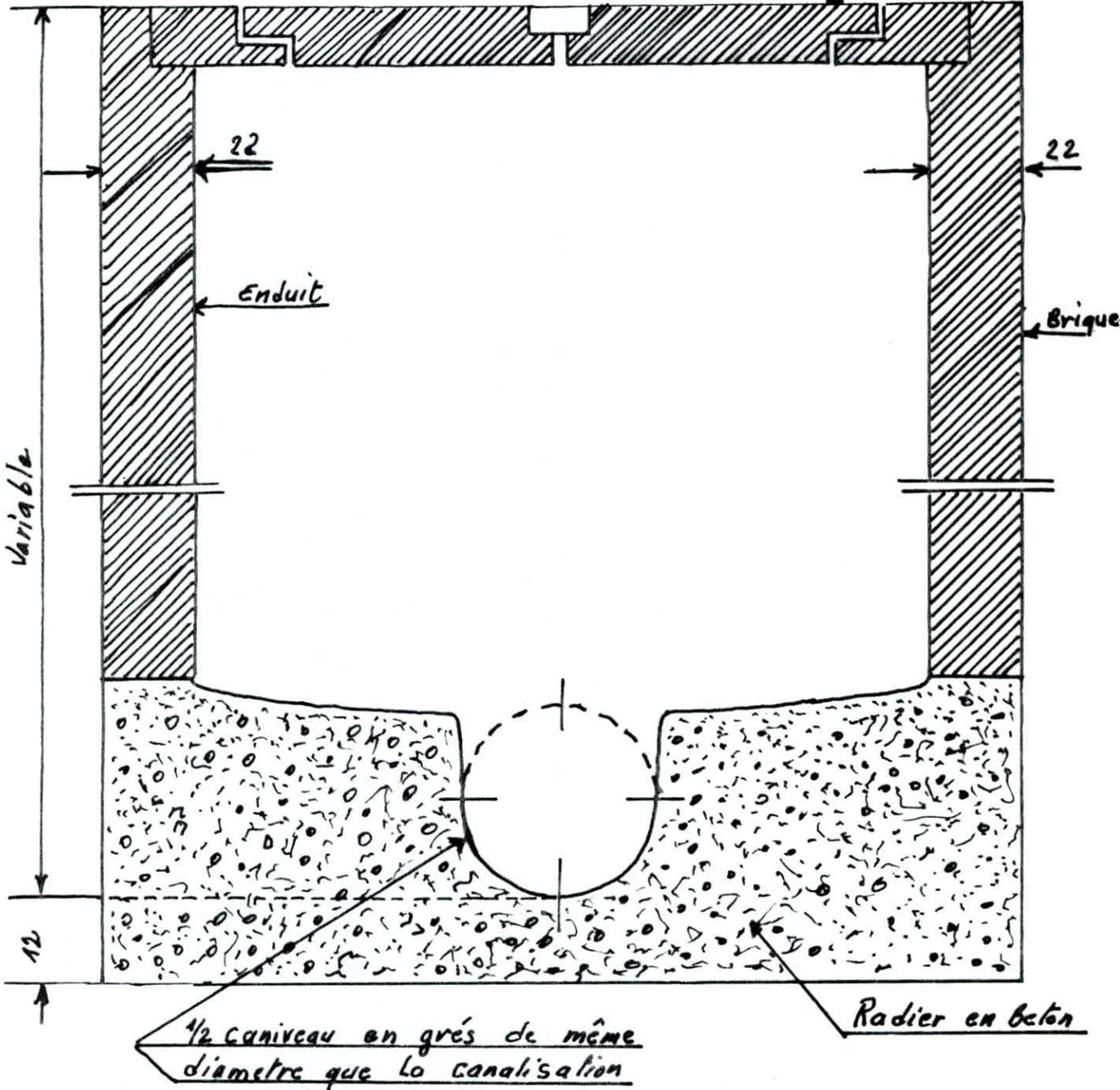
Schema de bouche d'égout
unodore PAG sous plaque
de recouvrement et grille



Regard avec chute

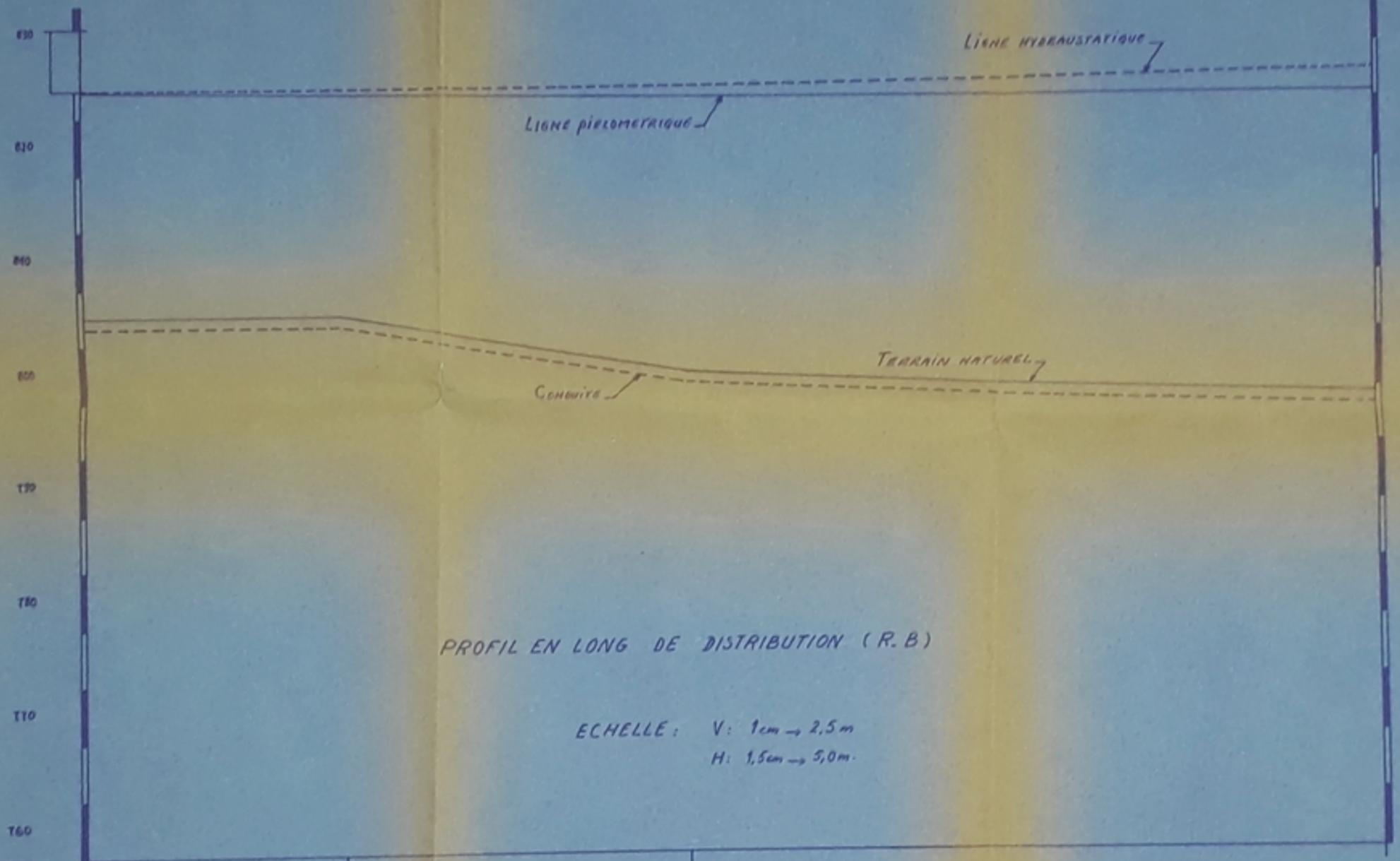
REGARD DE VISITE

Tampon fonte ou B.A.



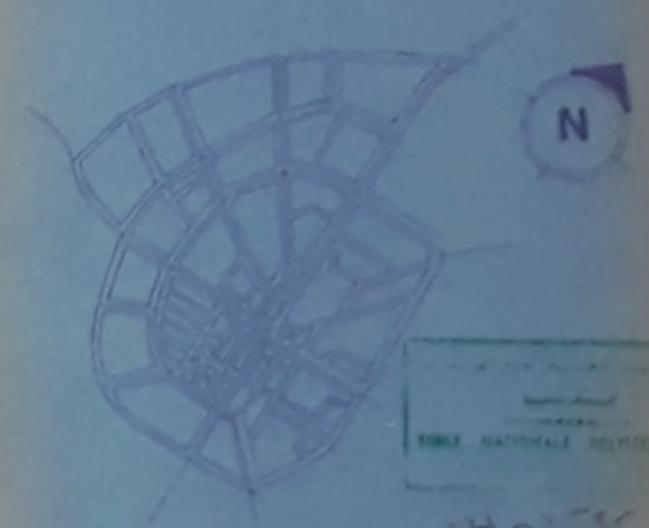
BIBLIOGRAPHIE

- A. DUPONT HYDRAULIQUE URBAINE (TOME II)
(EDITIONS EYROLLES 1979)
- G. GOMELLA DISTRIBUTION DES EAUX DANS
et LES AGGLOMERATIONS
H. GUERRÉE (EDITIONS EYROLLES 1978)
- C. GOMELLA LES EAUX USEES DANS LES
et AGGLOMERATIONS URBAINES
H. GUERRÉE ET RURALES (TOME I LA COLETTE)
(EDITIONS EYROLLES 1978)
- B. LAPRAY POLYCOPE D'HYDRODYNAMIQUE
GRAPHIQUE (1975)
- J. SCHENEIDER CATALOGUE DES POMPES.



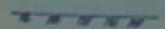
N° DES POINTS	R	I	I	B
DISTANCES ENTRE LES POINTS (m)		60	80	140
DISTANCES CUMULÉES (m)		60	140	280
COTES DU TERRAIN	825,00	824,00	823,00	821,00
COTES PIEZOMETRIQUES	825,00	824,00	823,00	821,00
DIAMETRES (mm)			350	
PENTES ‰		0,00	62,5	21,36

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE
AIN M'LILA Zone d'habitat
 Urbain Nouvelle



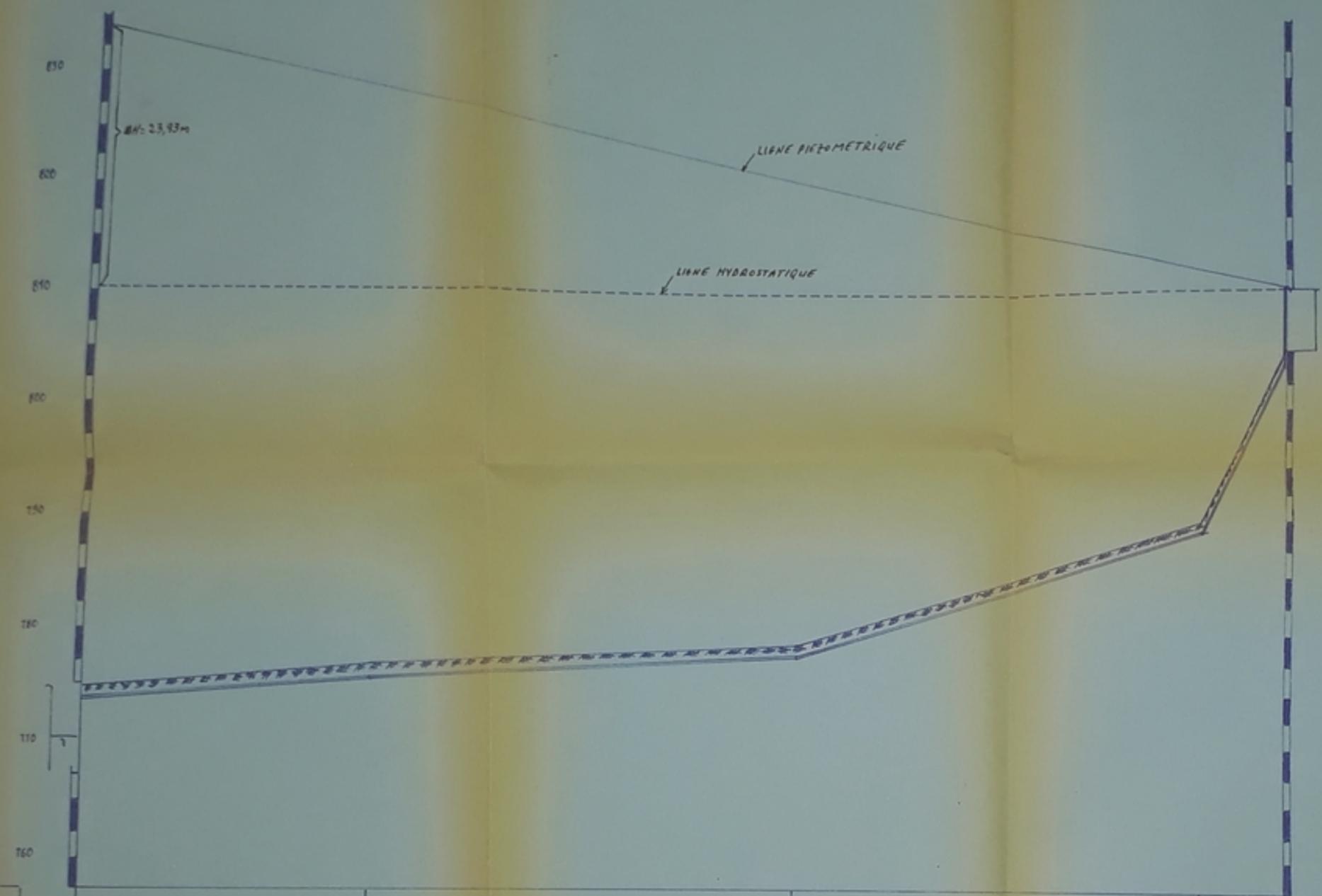
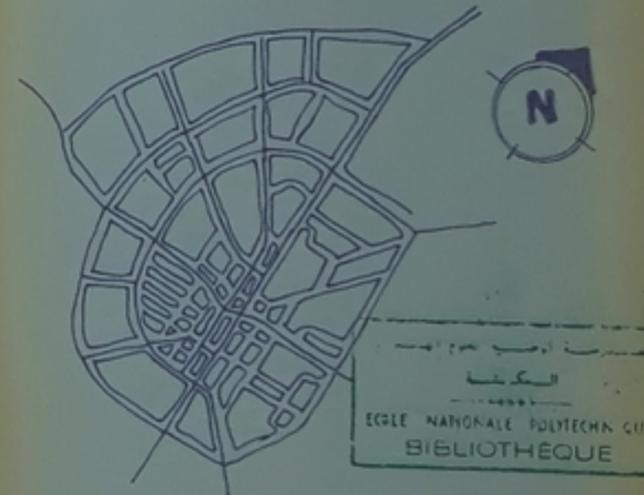
PROJET DE FIN DE COURS	
PROFIL EN LONG DE DISTRIBUTION	
ANNOUÉ ET S. BENVARDON	
AEP DE LA ZONE D'HAUTS ANJOU	
PHOTOS	
- 1 -	

LEGENDE

-  TERRAIN NATUREL
-  CONDUITE
-  LIGNE HYDROSTATIQUE
-  LIGNE PIEZOMETRIQUE
-  RESERVOIR SUR TERRE
-  FORAGE

ECHELLE : V: 1/250
H: 1/10000

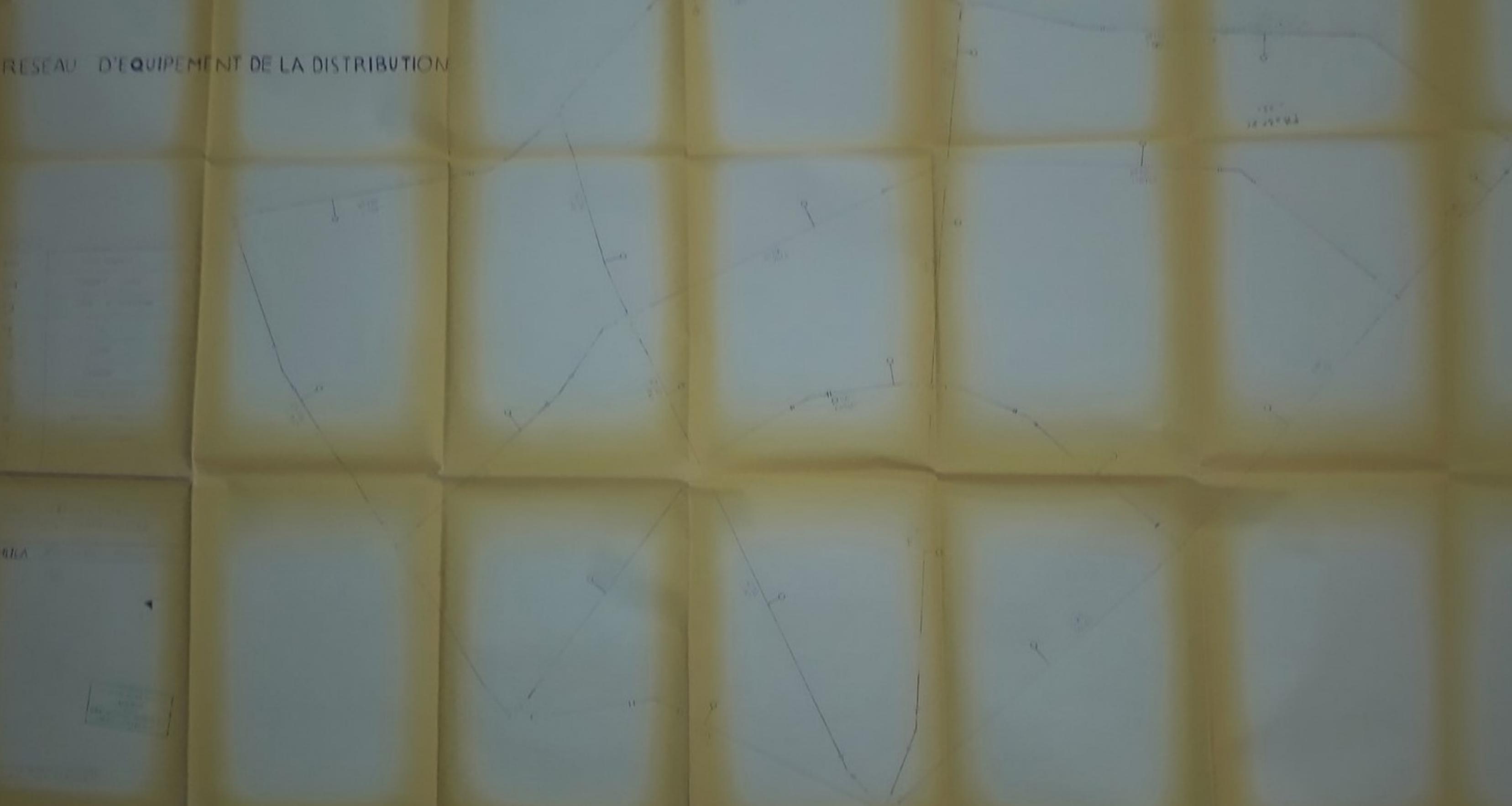
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE
AIN M'LILA Zone d'habitat
Urbain Nouvelle



N° DES POINTS	F	I	A	III	R
DISTANCES ENTRE LES POINTS (m)		1000	1500	1450	300
DISTANCES CUMULÉES (m)		1000	2500	3950	4250
COTES DU TERRAIN	85,93	77,70	77,90	79,00	80,00
COTES PIEZOMETRIQUES		82,95	82,95	81,25	81,00
DIAMETRE (mm)		300			
PENTES ‰		2,00	1,33	7,59	50,00

TITRE DU DESSIN	PROJET DE FIN D'ETUDE	
DESSINER PAR	PROFIL EN LONG DE L'ADDUCTION	
TITRE	A. HADJI ET S. BENSADOUN	
PROMOTEUR	AEP DE LA ZHUN DE AIN M'LILA	
	Y. MOULOUDI	N° 2

RESEAU D'EQUIPEMENT DE LA DISTRIBUTION



1000

1000

plément au vu de son potable et
aménagement de la 2^e Hm
d au - 0.64

DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS PRINCIPAUX

40
385804d

N°	DESIGNATION DES COLLECTEURS	NUMERO DU BASSIN RESEAU	AIRES EN m²	COEF DE RUUSSELMEN	INENSITE DES PLUES L/ha.P	DEBITS FLUVIAUX Q.CLS L/S	EAUX USEES		DEBIT TOTAL L/S	LONGUEUR DES TRONCONS m	COTES m				PENTES	Ø en mm	PLEINE SECTION L/S		$R_0 = \frac{Q}{Q_{PS}}$	$R_H = \frac{H}{H_{PS}}$	$R_V = \frac{V}{V_{PS}}$	H=0.5	V=0.5	R _V	VIT. DE L'EAU POUR Q _{PS}			
							Q _{dom.}	INDUSTR.			Q _{USEE}	Q _P	CUMULE	SOL			RADIER									Q _{PS}	V _{PS}	
														AMONT			AVAL	AMONT										AVAL
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25										
I	A	1	4.82	0.45	100	390.42	2.38	0.00	392.83	392.80	0.00	800.60	797.01	797.60	791.51	0016	600	0.48	1.70	0.81	0.68	1.104	40.8	1.87	1.5			
II	A _{VI}	2	0.70	0.50	"	63.00	0.35	"	63.35	741.38	372	797.01	794.00	791.51	786.00	0007	800	0.75	2.00	0.88	0.73	1.115	58.4	2.23	1.20			
	A	3	9.20	0.50	"	738.00	4.03	"	742.03	1483.43	776	794.00	784.00	786.00	778.00	0023	1000	2.00	1.8	0.74	0.64	1.089	64.0	1.96	1.08			
IV	A	4	2.17	0.60	"	558.36	2.55	"	560.91	2478.31	286	784.00	776.75	778.00	773.75	0011	1500	2.60	3.40	0.95	0.77	1.128	115.5	3.83	2.04			
	A _{VI}	5	4.00	0.60	"	432.00	1.97	"	433.97	6315.24	384	776.75	774.80	773.75	772.20	1800	7.80	3.06	0.81	0.68	1.104	122.4	3.38	1.84				
A _{VI}	6	5.65	0.60	"	610.20	2.79	"	612.99																				
A _{VI}	7	6.52	0.45	"	528.12	3.22	"	531.34																				
A _{VI}	8	3.18	0.45	"	419.58	2.56	"	422.14																				
A _{VI}	9	6.2	0.70	"	238.32	3.27	"	241.59																				
A _{VI}	10	6.87	0.50	"	591.30	3.24	"	594.54																				
A _{VI}	11	3.87	0.50	"	348.30	1.91	"	350.21																				
A _{VI}	12	2.15	0.50	"	193.50	1.06	"	194.56																				
A _{VI}	13	5.42	0.60	"	585.36	2.67	"	588.03																				
A _{VI}	14	3.70	0.45	"	299.70	1.83	"	301.53																				
VI	A	15	1.82	0.60	"	174.6	0.80	"	175.76	8660.81	140	774.80	770.82	772.20	768.82	1800	8.67	3.45	0.99	0.81	1.135	145.8	3.92	2.07				
	A _{VI}	16	0.42	0.45	"	520.02	3.17	"	523.19																			
	A _{VI}	17	4.27	0.40	"	307.45	2.11	"	309.55																			
	A _{VI}	18	1.52	0.50	"	145.80	0.80	"	146.60																			
	A _{VI}	19	1.20	0.50	"	171.00	0.94	"	171.94																			
	A _{VI}	20	3.85	0.40	"	277.20	1.90	"	279.10																			
	A _{VI}	21	4.80	0.40	"	345.60	2.37	"	347.97																			
VII	A	22	3.85	0.40	"	277.20	1.90	"	279.10	13686.83	342	770.82	768.82	2000	14.00	1.65	0.98	0.73	1.115	14.60	1.84	0.99						
	A _{VI}	23	5.40	0.40	"	318.60	2.66	"	321.46																			
	A	24	6.15	0.40	"	493.20	3.38	"	496.58																			
	A _{VI}	25	13.15	0.50	"	1183.50	6.49	"	1189.99																			
	A _{VI}	26	13.52	0.60	"	1460.16	6.67	"	1466.83																			
	A _{VI}	27	0.50	0.50	"	40.50	0.22	"	40.72																			
	A _{VI}	28	6.30	0.40	"	453.60	3.11	"	456.71																			
VIII	B	29	6.80	0.40	"	489.60	3.35	"	492.95	2306.01	300	782.00	780.00	780.00	0008	1000	1.98	2.55	0.89	0.74	1.117	74.0	2.85	1.53				
	B	30	5.50	0.40	"	306.00	2.71	"	313.71																			
IX	B	31	6.67	0.40	"	480.24	3.29	"	483.53	1163.59	0.00	791.53	785.60	789.03	783.10	0015	1000	1.76	2.15	0.65	0.59	1.065	59.0	2.29	1.29			
	B	32	16.12	0.40	"	1160.64	7.95	"	1168.59																			
X	B	33	8.32	0.40	"	599.04	4.10	"	603.14	1771.73	402	785.60	782.00	783.30	780.00	0008	1000	1.98	2.55	0.89	0.74	1.117	74.0	2.85	1.53			
	B	34	2.65	0.40	"	190.80	1.31	"	192.11																			
XI	B	35	4.72	0.40	"	339.84	2.33	"	342.17	2306.01	300	782.00	780.00	780.00	0008	1200	2.42	2.14	0.95	0.77	1.128	92.4	2.71	1.28				
	B	36	4.72	0.40	"	339.84	2.33	"	342.17																			

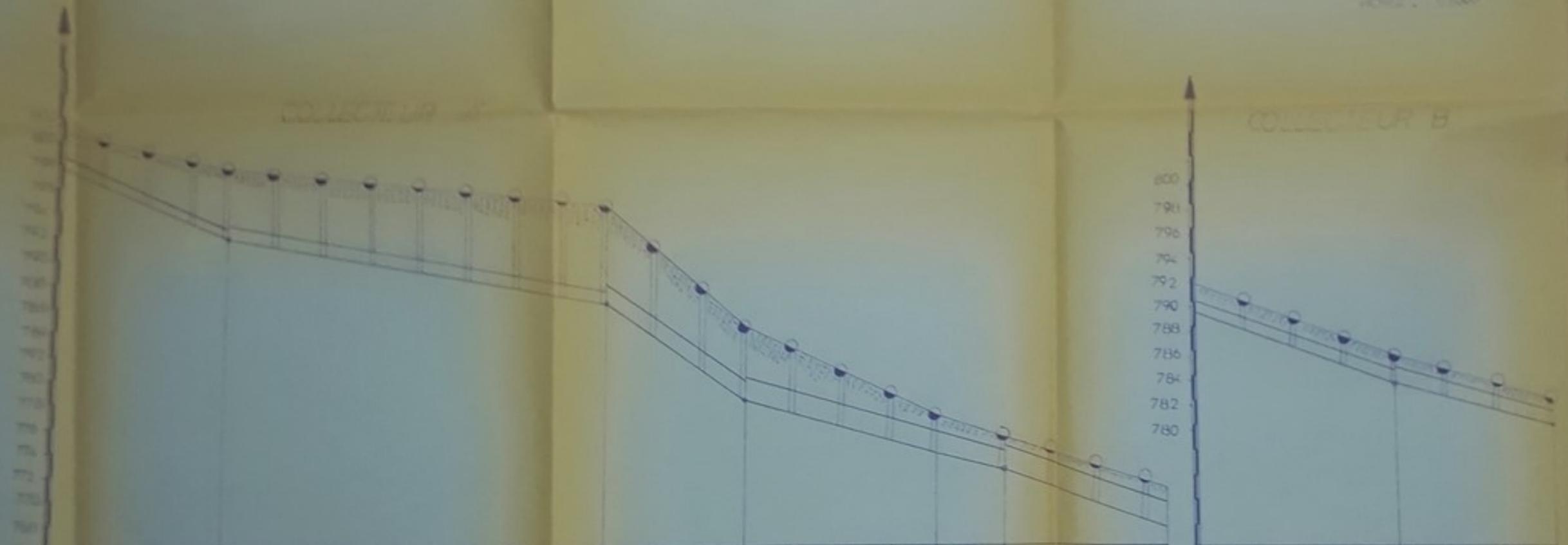
LEGENDE

- REGARD DE VISITE
 - RACCORDEMENT ENTRE 2 TRONCONS
 - RADIERS
 - RADIERS DU COLLECTEUR
- SCHELLE
 VERT : 1/200
 HORIZ : 1/500

PH 02730
-07

COLLECTEUR A

COLLECTEUR B



DISTANCES ENTRE REGARDS	100	100	100	72	100	100	100	100	100	100	100	100	76	100	100	86	100	100	100	84	140	100	100	100	42	
COTES DU TERRAIN				78.6									78.6													
COTES DU RADIERS				78.6									78.6													
DISTANCES	372												286								140				342	
DISTANCES CUMULEES	372												1434								1758				2300	
PENTES	0.016												0.028								0.011				0.009	
DIAMETRES	800												1500								1500				2000	

ÉCOLE
 DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

AIN M'LILA Zone d'habitat Urbain Nouvelle



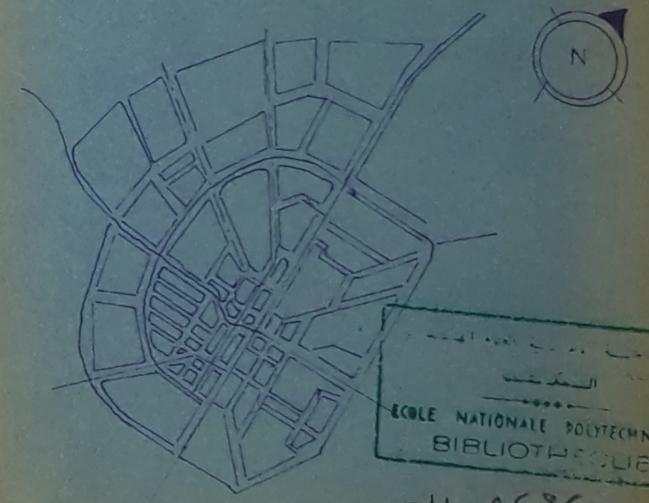
PROJET DE FIN D'ÉTUDE
 TITRE ASSAINISSEMENT DE LA ZONE D'AIN M'LILA
 DESSIN PROFILS DES COLLECTEURS PRINCIPAUX
 DESSINÉ PAR A. YADOU ET S. BENSABOUN
 PRONC. K. MOULDI



- LEGENDE
- LIMITE DU TERRITOIRE A DRAINER
 - NUMERO ET SURFACE DU BASSIN VERSANT
 - EGOUT EXISTANT
 - EGOUT PROJETE
 - LIMITE DES BASSINS VERSANTS
 - COLECTEURS PRINCIPAUX

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

AIN M'LILA Zone d'habitat
 Urbain Nouvelle



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 BIBLIOTHÈQUE

PH 02585
 -06-

PROJET DE FIN D'ÉTUDE	
TITRE	ASSAINISSEMENT DE LA ZONE D'AIN M'LILA
DESSIN	SCHEMA DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT
DESSINEUR	A. HADJI ET S. BENSADOUN
PROMO.	Y. MOULOUDI
échelle	1:500

