

USTHB

8/81

10x

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

المدرسة لدراسة المظرم الهندسية
- المكتبة -
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

المدرسة لدراسة المظرم الهندسية
- المكتبة -
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DE GUENANESSA BENI OUDRENE ET CHRAIRIYA
WILAYA D'EL-ASNAM

6 PLANS

Proposé par :

S.ET.HY.AL.

dirigé par :

UTRYSCO B.

Etudié par :

FANIT A.

Promotion Janvier 1981

Je dédie ce modeste ouvrage

الدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

المكتبة

A mes parents, qui se sont dépensés, sans commune mesure,

afin de rendre mes études possibles.

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

BIBLIOTHEQUE

A mes freres et soeurs; pour lesquels, je souhaite un

avenir radieux.

Et à tous mes amis.

REMERCIEMENTS

Que tous les professeurs qui ont contribué à ma formation, trouvent ici, l'expression de ma profonde gratitude.

Je tiens à remercier, plus particulièrement, M^F UTRYSKO. B. pour son aide efficace et ses précieux conseils, ainsi que M^F LAPRAY.G. , dont je suis profondément reconnaissant , pour son remarquable cours d'hydraulique.

Je remercie également, la direction et le personnel de la S.ET.HY.AL., notamment l'équipe turque , ainsi que tous ceux qui ont, de près ou de loin, contribué à l'élaboration de ce modeste travail.

FANIT. AMMAR.

Table des matieres

Introduction

CHAPITRE I - Evaluation des besoins en eau des agglomérations.

- I - Ressources en eau
- 2 - Demographie
- 3 - Estimation des besoins

CHAPITRE II - Reseaux d'adduction.

- I - Traces des reseaux
- 2 - Calcul du reseau d'adduction

CHAPITRE III - Reservoirs

- I - Utilite des reservoirs
- 2 - Capacite des reservoirs
- 3 - Equipement des reservoirs

CHAPITRE IV - Etude economique.

- I - Principe de l'etude
- 2 - Travaux de terrassement
- 3 - Evaluation du cout des reservoirs
- 4 - Evaluation du cout global pour chacune des variantes
- 5 - Comparaison technique entre les differentes variantes

CHAPITRE V - Stations de pompage.

- I - Choix des groupes
- 2 - Bâches d'aspiration
- 3 - Temps de fermeture des robinets à flotteur
- 4 - Automatisation de l'installation

CHAPITRE VI - Protection des ouvrages.

- I - Consequences de la presence d'air dans la conduite
- 2 - Entartrage des conduites
- 3 - Etude du coup de belier
- 4 - Principe de calcul du coup de belier dans le cas
d'une adduction gravitaire
- 5 - Coup de belier dans la conduite -BD-
- 6 - Coup de belier dans la conduite -EF-
- 7 - Coup de belier dans la conduite -BC-
- 8 - Protection de la canalisation contre la corrosion

CHAPITRE I

Introduction

Le présent projet consiste à étudier l'alimentation en eau potable de trois (3) agglomérations rurales: CHIRAIRIYA, BENI-ODRENE, et GUENAINESSA, appartenant à la commune de SENDJAS Wilaya d'EL-ASNAM.

I. Evaluation des besoins en eau des agglomérations.

1. Ressources en eau.

L'alimentation des villages cités ci-dessus pourra se faire soit:

-A partir d'un réservoir de 5000 m³ situé au sud de la ville d'EL-ASNAM, ce qui exige une assurance juridique particulière, laquelle oblige le gerant du réservoir à satisfaire en permanence les besoins en eau des agglomérations.

--A partir de l'eau souterraine disponible sur les rives de l'ouéd cheliff ou celles de l'ouéd FODDA, dans les deux cas, deux (2) forages au moins seront nécessaires.

L'adduction à partir des forages à réaliser sur la rive gauche de l'ouéd cheliff ou à partir de ceux à réaliser dans les alluvions de l'oued FODDA, nécessite respectivement une longueur de conduite supplémentaire de 2 et 5 Km, en comparaison avec l'adduction à partir du réservoir d'EL-ASNAM.

Comme on le constate, l'adduction à partir de l'une ou l'autre de ces deux dernières ressources exigerait un investissement supplémentaire, c'est pourquoi

nous avons opté pour l'adduction à partir du réservoir de 5000 m³.

Cependant le recours à l'une ou l'autre de ces deux ressources n'est pas à écarter si par exemple l'accroissement de la ville d'EL-ASNAM est tel qu'il exigerait un volume important d'eau, la solution consisterait alors à relier les forages à un second réservoir juxtaposé au premier et servant à alimenter les villages, réservant de ce fait le premier à la seule ville d'EL-ASNAM.

2. Démographie

Les besoins en eau des trois agglomérations seront estimés pour l'horizon 2000 en conséquence nous devons déterminer l'accroissement de la population durant la même période, celle-ci s'étale du dernier recensement (année - 1977) à l'horizon prévu (l'an 2000).

La population future est calculée moyennant la formule suivante:

$$P = P_0 \cdot (1 + t)^n$$

ou P représente la population future

P₀ = au dernier recensement.

t = le taux d'accroissement de la population.

n = le nombre d'années séparant la date du dernier recensement de celle de l'horizon prévu.

Le taux d'accroissement a été estimé à 3,5% (Moyenne Nationale)

$N = 23$ Ans.

COMMUNE	POPULATION EN			
	1977	1980	1990	2000
CHERAIRIYA	1213	1345	1898	2676
BENI-OUDMENE	832	923	1302	1836
GUENANESSA	700	777	1095	1544
TOTAL	2745	3045	4295	6056

3) ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

S'agissant de petites agglomérations, il a été décidé de leur octroyer une consommation de 150 L par habitant et par jour ($C = 150$ L /HAB-JOUR).

3.1) Etude des problèmes posés par les variations de débits.

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

Coefficient de l'irrégularité de la consommation journalière:

$$K_1 = \frac{\text{Consommation maximale journalière}}{\text{Consommation moyenne journalière}} \quad (\text{jour de l'année où le conso est la plus forte}).$$

Coefficient de l'irrégularité de la consommation horaire:

$$K_2 = \frac{\text{Consommation maximale le horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}} \quad (\text{heure de la journée où le conso est la plus forte}).$$

Par définition, le coefficient de pointe est le produit des deux coefficients précédents :

$$K_3 = K_1 \cdot K_2$$

Dans le cas de notre étude, ces coefficients sont pris égaux à:

$K_1 = 1,5$ qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau de distribution, estimées à 20%, et d'une majoration de 30% (facteur de pointe saisonnier).

.../...

-K2= 2,0 qui tient compte des variations horaires de débit

Le coefficient de pointe est alors égale à $K3 = 1,5 \times 2,0 = 3,0$

3.2) Consommation d'eau des différents villages en l'an 2000

COMMUNE	POPULATION N	CONSUMMATION JOURNALIERE en m3		CONSUMMATION DE POINTE HORAIRE $\frac{N.C.K3(M3/HEURE)}{24}$
		Moyenne N.C	maximale N.C.K ₁	
CHERATRIYA	2576	402	603	$\frac{1206}{24} = 50,25$
BENI-LOUDMENE	1836	276	414	$\frac{828}{24} = 34,50$
GUEMANESSA	1544	232	348	$\frac{696}{24} = 29,0$
TOTAL	6056	910	1365	

Avec la consommation maximale journalière, seront dimensionnés les conduites d'adduction, le volume des réservoirs, la puissance des pompes et des moteurs d'entraînement. Avec la consommation de pointe horaire, seront dimensionnés la conduite principale portant du réservoir et le réseau de distribution.

3.3) Calcul du débit nécessaire à chaque agglomération :

3.3.1/ Durée de pompage.

La durée de fonctionnement des pompes est prise égale à 20 heures c'est à dire une exploitation presque continue.

Ce mode de fonctionnement présente une certaine économie : Dimensions des conduites et des réservoir réduits en comparaison avec ceux d'une exploitation discontinue ; son seul inconvénient réside dans le fait que les groupes de faible puissance ont de mauvais rendements.

3.3.2 Calcul des débits

Commune	Cons. Max Journalière en M3	Débit (L/S)	
		Moyen/ 20heure	de pointe
CHERATRIYA	603	8,38	14,0
BENI-LOUDMENE	414	5,75	9,50
GUEMANESSA	348	4,83	8,10
TOTAL	1365	18,96	

Les debits ont été calculés moyennant la formule suivante:

-Pour l'adduction (fonctionnement des pompes 20 Heures)

$$\text{Debit Moyen} = \frac{\text{Consommation maximale journalière}}{20 \cdot 3600} = \left\{ \frac{\text{L}}{\text{S}} \right\}$$

-Pour la distribution:

$$\text{Debit de pointe} = \frac{\text{Consommation de pointe horaire}}{3500} = \left\{ \frac{\text{L}}{\text{S}} \right\}$$

En résumé les besoins en eau potable sont les suivants:

Horizon 80: $3045 \times 0,15 \times 1,5 = 686 \text{ M}^3 \approx 690 \text{ M}^3$

Horizon 90: $4295 \times 0,15 \times 1,5 = 967 \text{ M}^3 \approx 970 \text{ M}^3$

Horizon 2000: $6056 \times 0,15 \times 1,5 = 1362 \text{ M}^3 \approx 1365 \text{ M}^3$

A Partir de ces chiffres on peut conclure que:

-Les ressources disponibles (reservoir de 5000 M³) sont suffisantes pour l'horizon prévu.

CHAPITRE II

II Réseaux d'Adduction

1 Tracés des reseaux

Les differents tracés ont été effectués conformément aux directives suivantes:

- La recherche de la possibilité d'alimenter les Villages gravitairement ou du moins sur la plus grande longueur possible.
- Suivre, si possible, les chemins existants (routes, pistes) facilitant ainsi l'acheminement du matériel et l'accès aux reservoirs.
- Eviter, dans la mesure du possible, les contre-pentes qui, au droit des points hauts ainsi formés peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air, ce qui nécessiterait la mise en place d'autres accessoires (ventouses etc)
- La recherche dans le cas d'un refoulement, d'un profil en long aussi regulier que possible pour les mêmes raisons avancées précédement de plus en cas d'arrêt inopuré (panne de courant électrique) il peut apparaitre en ces points hauts, en regime transitoire, par suite de la dépression régnant dans la conduite, une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de Canalisations au cours de la phase de surpression qui succede.
- Les traces en plan sont conçus de manière à ce que les coudes soient largement ouverts et ce, afin d'éviter les butées importantes.
- N.B les tracés ont été etudies sur une carte eltimetrique établie à l'échelle 1/25000

2 - Calcul du Reseau d'Adduction

Dans les differents tracés etudies, l'Adduction se fait par refoulement sur Certains tronçons et gravitairement sur d'autres (le relief étant accidenté)

2.1 Calcul des Conduites de refoulement:

Le diamètre de telles conduites a été calculé d'après la formule de Bresse:

$D = 1,5 \sqrt{Q}$ où :

- D: Diamètre de la Conduite en (m)

- Q: Debit d'écoulement en m³ /S

Le diamètre retenu est celui normalise, immédiatement inferieur ou superieur à celui calcule et dont la vitesse est compatible avec celle corespondant à la formule de Bresse:

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot Q}{\pi (1,5 \sqrt{Q})^2} = 0,57 \text{ m/S}$$

2.2. Pertes de charge

Les pertes de charge sont calculées moyennant la formule de Darcy-Weibach :

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

ou f est donné par la formule de Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \text{Log} \left(\frac{\epsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

Avec $Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$ Nombre adimensionnel caractérisant le régime de l'écoulement.

Où V : Vitesse de l'écoulement en m/s

D : Diamètre de la conduite en m

f : Coefficient de frottement

g : Accélération de la pesanteur en m/s²

ν : Viscosité cinématique de l'eau à 20° C en m²/s

ϵ : Rugosité absolue en m.

2.3. Choix de la rugosité (ϵ)

En général les conduites du réseau de distribution comportent assez de pièges spéciales (robinets, ventouses et pièces de raccords).

- La vitesse dans certains tronçons peut avoir de faibles valeurs

- Les irrégularités au droit des joints.

Les facteurs précités sont de nature à augmenter les pertes de charge, ainsi la valeur de la rugosité à considérer est de 10⁻³ m

Au contraire les conduites d'adduction comportent moins d'accessoires, aussi une rugosité de 4. 10⁻⁴ m paraît convenable.

2.4. Conséquences du choix de la rugosité

Si la perte de charge disponible est de 10m/ Km, les débits calculés (moyennant la formule de Colebrook) sont donnés par le tableau suivant:

$$J = \frac{f \cdot V^2}{D \cdot 2 \cdot g} = \frac{f \cdot Q^2}{2 \cdot g \cdot \left(\frac{\pi D^2}{4}\right)^2 D} = \frac{f \cdot 8}{g \cdot \pi^2 D^5} \cdot Q^2$$

Pour une même conduite, le terme $\frac{8 \cdot f}{g \cdot \pi^2 D^5}$ est constant, on peut donc écrire $J = c \cdot Q^2$

Le passage d'un débit Q_1 donne lieu à une perte de charge unitaire:

$$J_1 = c \cdot Q_1^2$$

Le passage d'un débit Q_2 donne lieu à une perte de charge unitaire: J_2 Tel

que:

$$\frac{J_1}{J_2} = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^2$$

Diamètre (mm)	100	125	150	200
Debit $\epsilon = 4 \cdot 10^{-4}$ en l/S	6,1669	11,2182	18,3319	39,0543
Debit $\epsilon = 10^{-3}$ en l/S	5,6295	10,1119	16,4218	35,3020
Variation de Debit en %	8,70%	9,90%	10,42%	9,60%

Si on considère que le vieillissement de la canalisation entraîne une augmentation de la rugosité de $4 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ à 10^{-3} m , on constate une diminution relative de débit de l'ordre de 10%.

Les pertes de charge linéaires sont majorées de 20% pour tenir compte:
- des pertes de charge singulières dans la conduite (estimées à 10%)
- Et du vieillissement de la canalisation (10%).

2.5 Calcul d'une conduite d'aqueduc par gravité:

Le calcul du diamètre se fait en fonction de la charge disponible.

La charge disponible = hauteur géométrique entre le point de captage et le point à alimenter.

$$\text{Gradient de pente de charge disponible} = \frac{\text{Hauteur géométrique}}{\text{Longueur de la conduite}}$$

Le diamètre est choisi de telle manière que la perte de charge engendrée par le passage d'un débit Q soit inférieure à la charge disponible soit:

$$\Delta H = J \cdot L \leq J_d \cdot L$$

2.6 Puissance des pompes

La puissance absorbée par les pompes est donnée par la formule:

$$9,8 \rho Q \cdot H$$

$$P_a = \frac{9,8 \rho Q \cdot H}{1000 \eta} \quad \text{ou:}$$

P_a : Puissance absorbée en Kw

ρ : Masse volumique en Kg/m^3

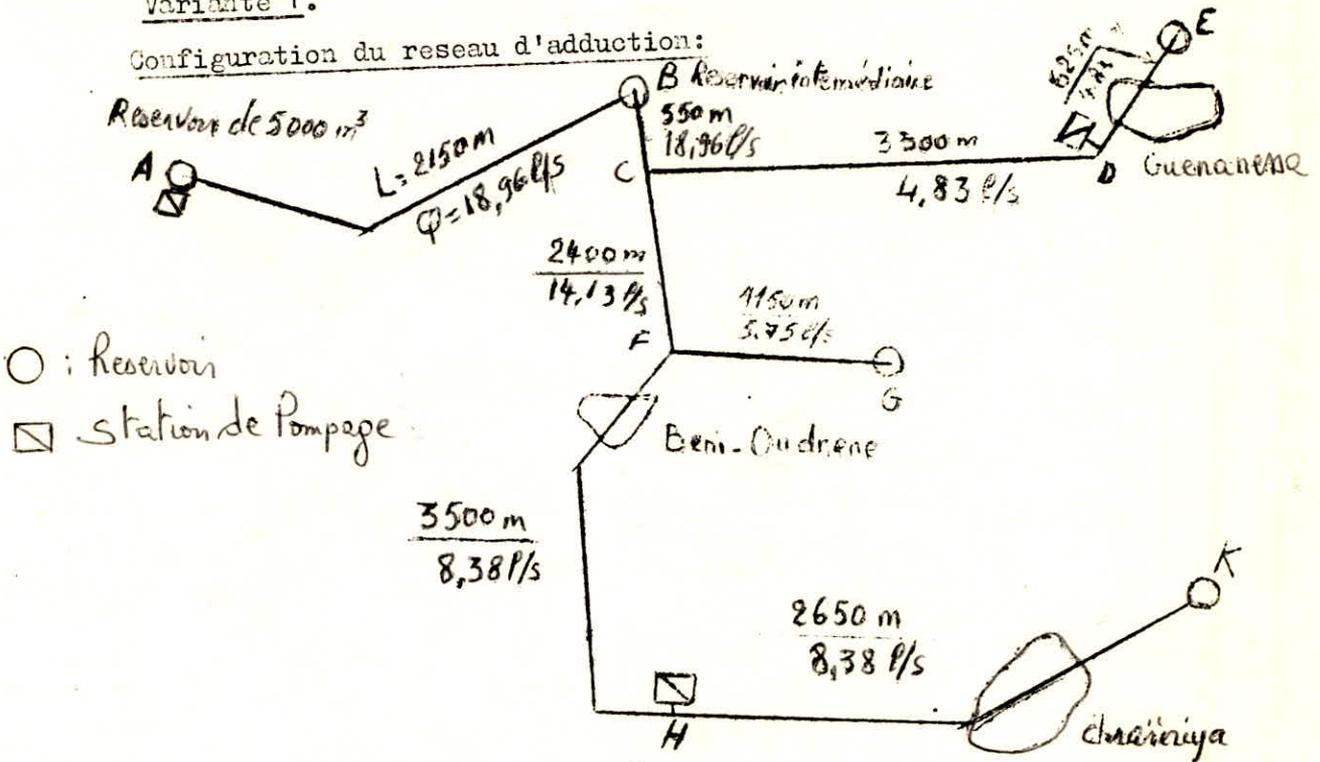
Q : Débit en m^3/S

H : Hauteur manométrique en m

η : Rendement de la pompe ($\eta = 0,70$)

Variante 1.

Configuration du reseau d'adduction:



L'adduction est caracterisée trois étapes de conduite:

1ère étape: une conduite de refoulement part du réservoir de 5000 m³ jusqu'au réservoir intermédiaire

2ème étape: elle se compose de deux conduites gravitaires longues, portant du réservoir intermédiaire, l'une en direction de GUANANESSA, l'autre en direction de CHERAÏRIYA, cette dernière dessert en cours de route de Village de BENI-ODRENE.

3ème étape: des bouts de conduites d'adduction de la 2ème étape jusqu'aux réservoirs, est composée de deux conduites de refoulement, l'une desservant Guananesa, l'autre Cheraïriya.

CALCUL DU RESEAU D'ADDUCTION VARIANTE N°1

CONDUITES DE REFOULEMENT

Conduite	AB	DE	HK
Caracteristiques			
Cotes de depart en m	195,0	239,0	219,0
Cote d'arrivee en m	260,0	332,0	332,0
Hauteur Geometrique en m	65,0	93,0	113,0
Longueur en m	2150,0	625,0	2650,0
Debit Q en l/s	18,96	4,83	8,58
Diametre en mm	200,0	100,0	125,0
Section en m ²	0,031416 0,031416	0,007854	0,012272
Vitesse m/s	0,60	0,62	0,68
Gradient de perte de charge J m/m	0,002366	0,006150	0,005596
Perte de charge H=1,2J.L	6,11	4,61	17,80
Hauteur manometri que Hm en m	71,50	98,0	131,0
Puissance en Kw	19,0	7,0	16,0

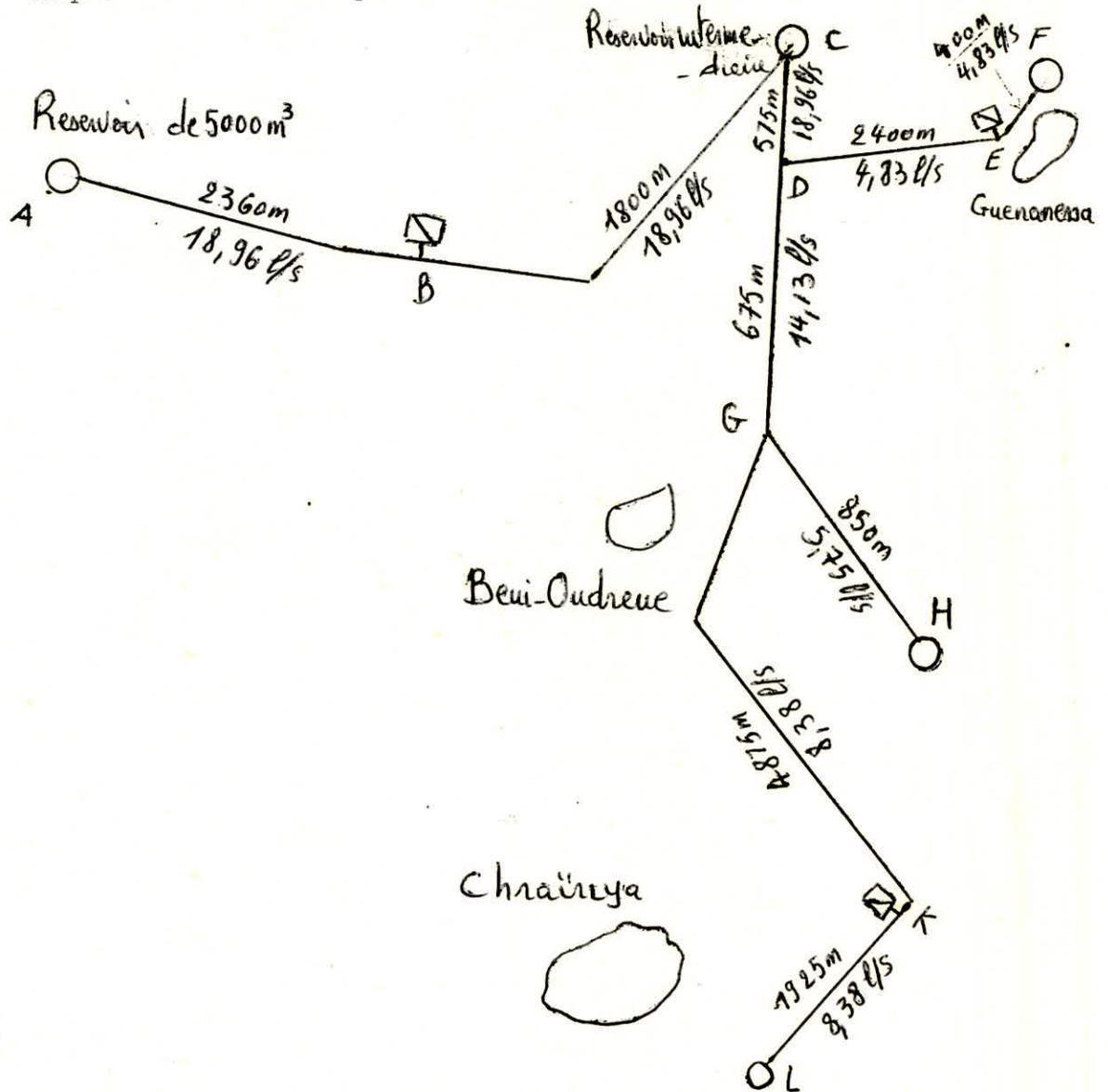
CALCUL DU RESEAU RAMIFIE DE LA VARIANTE N°1

Troncon	BC	CD	CF	FG	FH
Longueur (m)	550	3300	2400	1150	3500
Diametre (mm)	200	125	200	150	125
Debit (l/s)	18,96	4,83	14,13	5,75	8,38
Gradient de perte de charge	0,002366	0,001810	0,001339	0,001022	0,005598
Perte de charge $H = J.L(m)$	1,30	5,97	3,21	1,18	19,59
Vitesse (m/s)	0,60	0,39	0,45	0,33	0,68
Hauteur piezometri- que amont	257,0	255,7	255,7	252,49	252,49
Hauteur piezometri- que aval (m)	255,7	249,73	252,49	251,31	232,9
Cote du sol (m)	198,0	239,0	182,0	248,0	219,0
Pression au sol (m)	57,7	10,73	70,49	3,31	13,9

Variante N° 2

Configuration du reseau:

Identique dans son ensemble à celle de la 1ere variante sauf en ce qui concerne le tronçon portant du reservoir de 5000 m³, lequel comprend une conduite gravitaire et une conduite de refoulement.



d'autre part la côte du reservoir intermediaire est plus élevée, et la conduite desservant Cheraïriya ne suit pas le même tracé que dans la variante 1.

CALCUL DU RESEAU D'ADDUCTION VARIANTE 2

Conduite Caractéristique	Gravitaire	Refoulement		
	AB	BC	EF	KL
cote de depart en m	195,0	184,0	258,0	259,0
cote de arrivee en m	187,0	285,0	332,0	332,0
hauteur géométrique (m)	8,0	101,0	74,0	73,0
Longueur en m	2360	1800	400	1925
Debit Q en l/s	18,96	18,96	4,83	8,38
Diametre (mm)	200,	200	100	125
Section en m ²	0,031416	0,031416	0,007854	0,012272
Vitesse en m/s	0,60	0,60	0,62	0,68
Gradient de perte de charge J(m/m)	0,002366	0,002366	0,006150	0,005598
Perte de charge H = 1,2 J.L(m)	6,70	5,11	2,95	12,94
Hauteur manometrique(m)	--	106,5	77,0	86,0
Puissance kw	-	29,0	5,5	10,5

-17-

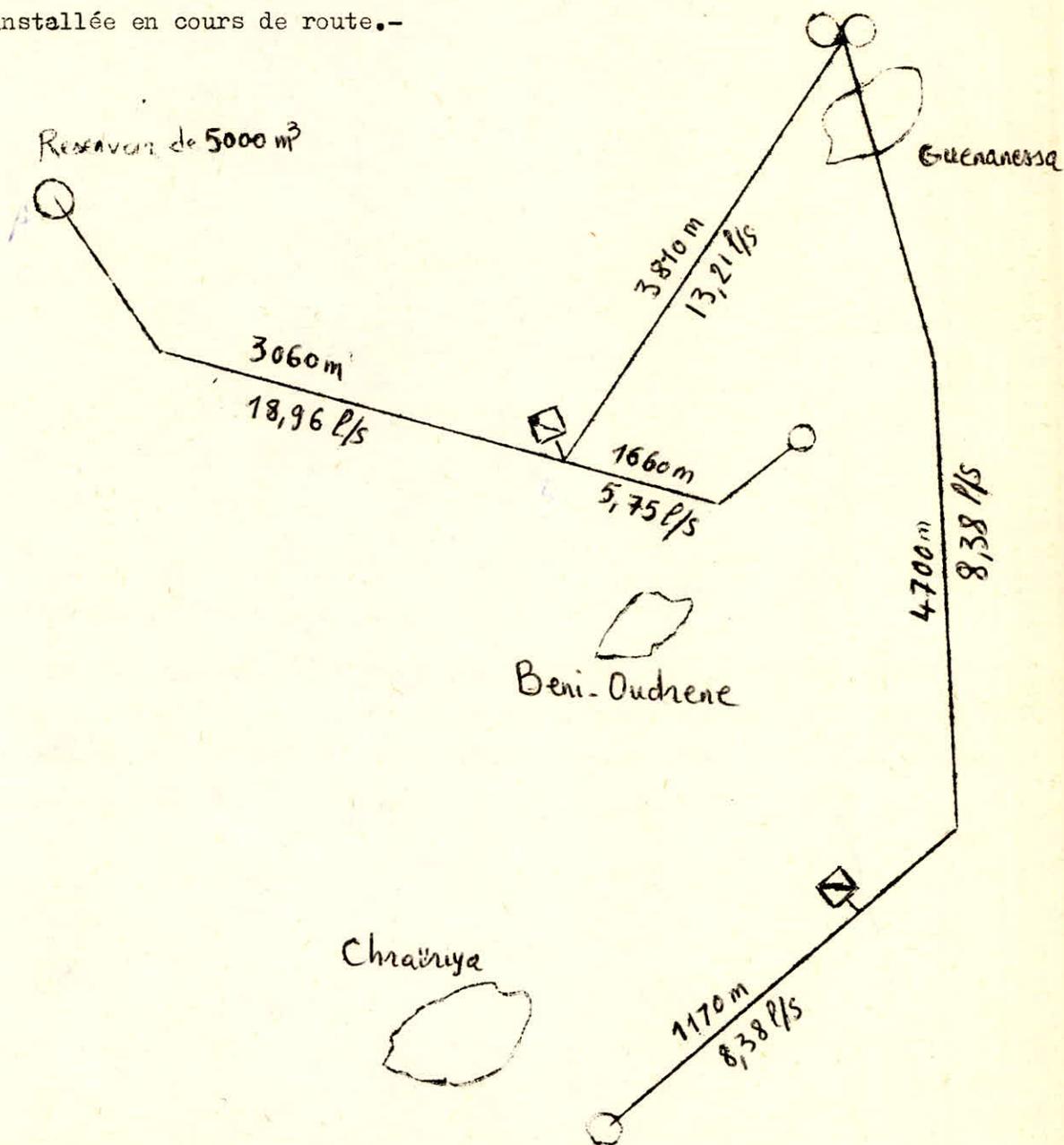
CALCUL DU RESEAU RAMIFIE DE LA VARIANTE N°2

Troncon	CD	DE	DG	GH	GK
Longueur (m)	575	2400	675	850	4875
Debit l/s	18,96	4,83	14,13	5,75	8,38
Diametre (mm)	200	100	150	100	150
Gradient de perte de charge J	0,002366	0,006150	0,005950	0,008685	0,002128
Perte de charge H (m)	1,36	14,76	4,02	7,38	10,37
Vitesse (m/s)	0,60	0,61	0,80	0,73	0,47
Hauteur piezometriqu amont (m)	282,0	280,64	280,64	276,62	276,62
p Hauteur piezometri aval (m)	280,64	265,88	276,62	269,24	266,25
Cote du sol(m)	204,0	258,0	182,0	247,0	259,0
Pression au sol (m)	76,64	7,88	94,62	22,24	7,25

Variante N° 3

l'eau est amenée gravitairement du réservoir de 5000 M³ à une station de pompage équipée de deux types de pompes, l'une refoulant au réservoir de GUENANESSA, l'autre à celui de BENI-LOUDRENE.

A partir du réservoir intermediaire de GUENANESSA, l'eau est acheminée gravitairement sur une longueur assez importante ensuite elle est refoulée au réservoir de Cheraïriya par l'intermediaire d'une station de pompage installée en cours de route.-



CALCUL DU RESEAU D'ADDUCTION VARIANTE N°3

Conduite Caracteristique	Gravitaire		Refoulement		
	AB	CE	BC	BD	EF
Cote de depart en m	195,0	329,0	177,0	177,0	293,0
Cote d'arrivee en m	180,0	296,0	332,0	251,0	332,0
Hauteur geometrique (m)	15,0	33,0	155,0	74,0	39,0
Longueur (m)	3060	4700	3810	1660	1170
Debit en l/S	18,96	8,38	13,21	5,75	8,38
Diametre (mm)	200	125	150	100	125
Section (m ²)	0,031416	0,012272	0,017672	0,007854	0,012272
Vitesse (m/S)	0,60	0,68	0,75	0,73	0,68
Gradient de Perte de charge	0,002366	0,005598	0,005201	0,008685	0,005598
Perte de charge H = 1,2 J.L	8,7	31,57	23,78	17,30	7,86
Hauteur manometrique	—	—	179,0	91,5	47,0
Puissance Kw	—	—	33,5	7,5	6,0

Dans la conduite AB, la charge dissipée en utilisant un ϕ 200 est de 8,70 m, alors que la charge disponible est de 15,0m, ce qui implique que le debit circulant dans cette conduite est plus fort que le debit necessaire, pour palier à cet inconvenient en recours au procede suivant:

- 1-Pour une plus grande securite on admet une surcharge de 3,0m au dessus de la cote maximale le d'exploitation du reservoir et cela pour tenir compte des pertes de charges singulieres.

Cette surcharge même en cas de subsistance partielle ou totale pourra être dissipée par une fermeture appropriée du robinet vanne placé en bout de conduite à l'arrivée au reservoir.

- 2) La charge restante (15,0-3,0 =12,0) sera absorbée par la pose en serie de deux conduites l'une de ϕ 200, l'autre de ϕ 150. Dans ce cas les longueurs des conduites s'obtiennent en ecrivant que la perte de charge totale est égale à:

-si x est la longueur du ϕ 200 pour lequel $J_1=0,002366$ m/mL

-Sachant que la longueur totale de la consuite est L= 3060m, la longueur du ϕ 150 est alors (L-x) et pour lequel $J_2 = 0,01067$ m/mL

d'où $0,002366 X + 0,01067 (3060 -X) = 12,0$

$$X = \frac{20,6502}{0,008304} = 2486,78$$

on adopte les longueurs suivantes:

-2500 m pour ϕ 200

-560 m pour ϕ 150

- 3) pourcentage de fermeture en cas de subsistance de la surcharge:

le principe consiste à créer au niveau du robinet vanne une perte de charge ΔH tel que:

$$\Delta H = K \frac{V^2}{2g} = K \cdot \frac{Q^2}{2gA^2} \rightarrow K = \frac{\Delta H \cdot A^2 \cdot 2g}{Q^2}$$

ϕ 150 $\rightarrow A = 0,0173725$ m² $K = 51,085 \rightarrow$ le pourcentage de fermeture

$\frac{K}{D}$ est determiné

Conformément à l'equation : $K = 0,2 + \frac{23,8}{1 - \frac{X}{D}}^5$ d'où pour $K = 51,085 \rightarrow \frac{X}{D} = 0,82$ soit 82%

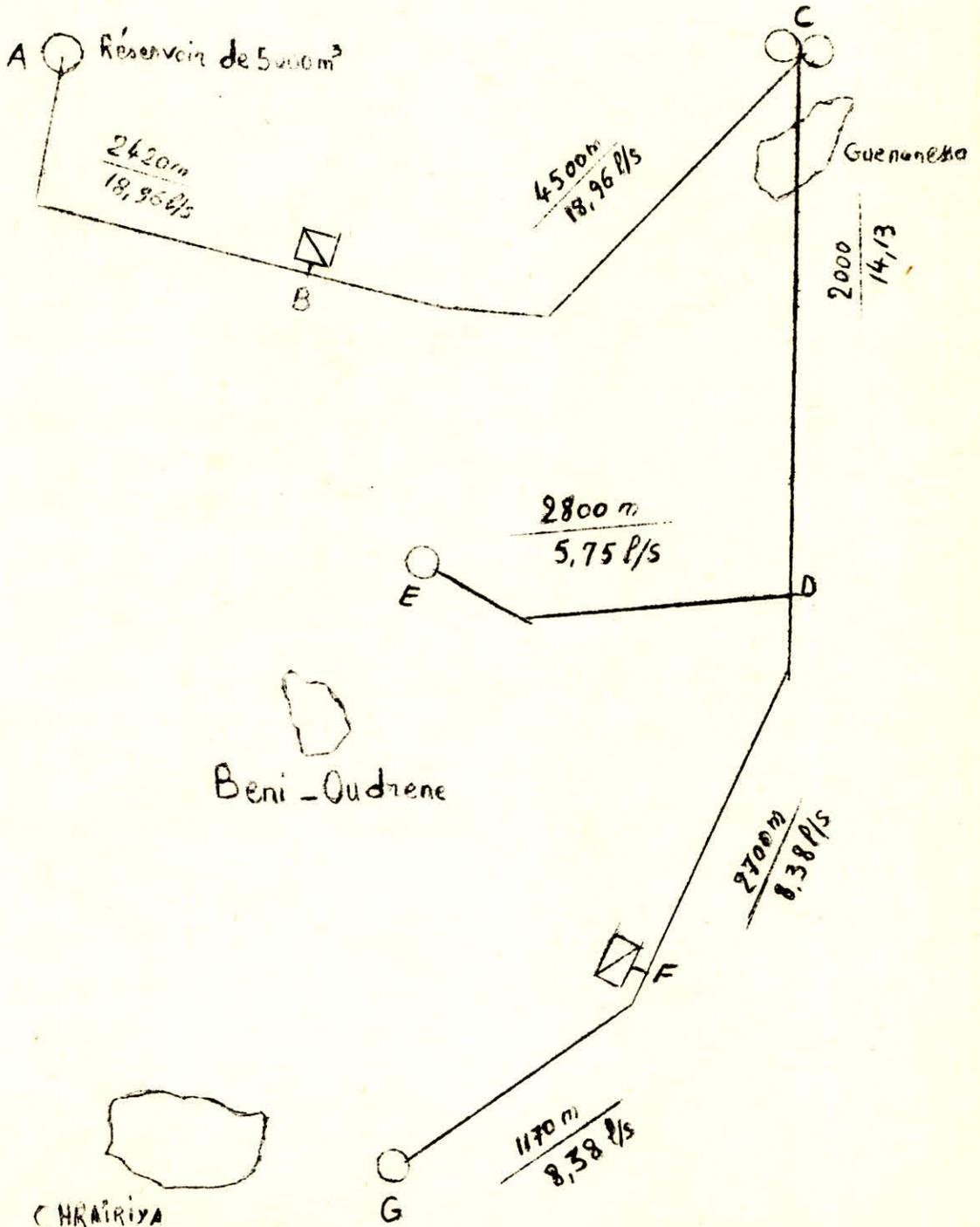
.../...

CALCUL DU RESEAU D'ADDUCTION VARIANTE N°4

Conduite Caracteristiques	Gravitaire	Refoulement	
	AB	BC	FG
Cote de depart en m	195,0	184,0	293,0
Cote de l'arrivee en m	187,0	332,0	332,0
Hauteur geometrique en m	8,0	148,0	39,0
Longueur en m	2420	4500	1170
Debit Q en l/s	18,96	18,96	8,38
Diametre en m	200	200	125
Section en m ²	0,031416	0,031416	0,012272
Vitesse en m/s	0,60	0,60	0,68
Gradient de perte de charge J en m/m	0,002366	0,002366	0,005598
Perte de charge $H=1,2J.L$ en m	6,87	12,78	7,86
Hauteur manometri que H_m en m	-	161,0	47,0
PUISSANCE en Kw	-	43,0	6,0

Variante N° 4

Une conduite achemine l'eau gravitairement à partir du réservoir de 5000m³ vers une station de pompage où elle sera refoulée au réservoir de GUENANESSA, de là part une conduite gravitaire desservant une station de relais et en cours de route le village de Beni-Oudrene. De la Station de relais, l'eau est enfin refoulée jusqu'au réservoir, de Cheraïriya.-



RESEAU RAMIFIE DE LA VARIANTE N°4

Troncon	CD	DE	DF
Longueur (m)	2000	2800	2700
Diametre (mm)	125	100	200
Debit (l/s)	14,13	5,75	8,38
Gradient de perte de charge J (m/m)	0,015813	0,008685	0,000485
Perte de charge H = J.L m	31,63	24,32	1,31
Vitesse (m/s)	1,15	0,75	0,27
Hauteur Piezome- trique amont(m)	329,0	297,37 -	297,37
Hauteur piezome- trique aval (m)	297,37	273,05	296,06
Cote du Sol (m)	280,0	248,0	293,0
Pression au sol (m)	17,37	25,05	3,06

Chapitre III les reservoirs

1. Utilite des reservoirs

Le reservoir est destiné à regulariser l'apport d'eau (les pompes refoulent à une hauteur constante donc à debit constant) et la consommation variable dans les differentes heures de la journée. Il permet en cas d'accident sur la conduite d'adduction, ou en cas de panne de courant électrique, de satisfaire la demande en eau de l'agglomeration pour une certaine durée qui peut aller jusqu'à une journée, c'est à dire le temps de reparer la panne ou de changer le tronçon de conduite endommagé.

En outre il assure:

- La regularité de la pression dans le réseau de distribution.
- Les debits maximaux demandés aux heures de pointe.
- et enfin permet de lutter efficacement contre l'incendie.

2 Capacité des reservoirs:

La détermination du volume du reservoir se fait à partir des données sur la repartition de la venue d'eau, et la consommation d'eau durant les différentes heures de la journée, exprimée en pourcentage de la consommation maximale journalière.

l'arrivée de l'eau peut être continue (cas d'une source gravitaire) ou discontinue (cas de l'elevation par pompe)

-On admet pour la repartition de la consommation les coefficients horaires suivants:

Heures	01	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12
Pourcentage	1,5	1,5	1,5	1,5	2,0	3,20	5,00	5,40	5,70	5,80	6,20	6,80
heures	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24
Pourcentage	6,00	5,30	5,30	5,80	5,00	5,70	5,20	4,50	3,50	3,00	2,00	1,60

(Tableau tiré d'une documentation de la S.E.T.H.Y.C.O)

Ayant donne les pourcentages de la venue de l'eau et de la consommation, on les range dans un tableau, et par juxtaposition, on trouve les **exces** et les insuffisances dans les différentes heures de la journée. Ensuite on fait la somme algebrique et on trouve le volume du reservoir en pourcentage de la consommation maximale journalière.

Cas d'une adduction continue:

Apport en pourcentage de la consommation maximale journaliere: $\frac{100}{24} = (4,16,4,17) \%$

Cas d'une adduction discontinue:

Temps de fonctionnement de la pompe: 20 heures.

Apport en pourcentage: $\frac{100}{20} = 5,0 \%$.

ADDITION CONTINUE

Heures	Apport en eau ‰	Consommation d'eau ‰	Insuffisance d'eau ‰	Exces d'eau ‰	Somme ‰
0-1	4,17	1,5	-	2,67	9,24
1-2	4,17	1,5	-	2,67	11,91
2-3	4,16	1,5	-	2,66	14,57
3-4	4,17	1,5	-	2,67	17,24
4-5	4,16	2,0	-	2,16	19,40
5-6	4,17	3,20	-	0,97	20,37
6-7	4,17	5,0	0,83	-	19,54
7-8	4,17	5,40	1,23	-	18,31
8-9	4,17	5,70	1,53	-	16,78
9-10	4,16	5,80	1,64	-	15,14
10-11	4,17	6,20	2,03	-	13,11
11-12	4,16	6,80	2,64	-	10,47
12-13	4,17	6,0	1,83	-	8,64
13-14	4,16	5,3	1,14	-	7,50
14-15	4,17	5,3	1,13	-	6,37
15-16	4,17	5,80	1,63	-	4,74
16-17	4,16	5,00	1,84	-	2,90
17-18	4,17	5,70	1,53	-	1,37
18-19	4,16	5,20	1,04	-	0,33
19-20	4,17	4,50	0,33	-	0,00
20-21	4,17	3,50	-	0,67	0,67
21-22	4,17	3,00	-	1,17	1,84
22-23	4,16	2,00	-	2,16	4,0
23-24	4,17	1,60	-	2,57	6,57

ADDUCTION DISCONTINUE

Heures	% Apport eau	Consommation d'eau %	Inssuffisance d'eau %	Exces d'eau %	Somme %
0-1	0,00	1,5	1,5	-	1,6
1-2	0,00	1,5	1,5	-	0,10
2-3	5,0	1,5	-	3,5	3,5
3-4	5,0	1,5	-	3,5	7,0
4-5	5,0	2,0	-	3,0	10,0
5-6	5,0	3,20	-	1,80	11,80
6-7	5,0	5,0	-	-	11,80
7-8	5,0	5,40	0,40	-	11,40
8-9	5,0	5,70	0,70	-	10,70
9-10	5,0	5,80	0,80	-	9,90
10-11	5,0	6,20	1,20	-	8,80
11-12	5,0	6,80	1,80	-	7,0
12-13	5,0	6,0	1,0	-	6,0
13-14	5,0	5,30	0,30	-	5,70
14-15	5,0	5,30	0,30	-	5,40
15-16	5,0	5,80	0,80	-	4,60
16-17	5,0	6,00	1,00	-	3,60
17-18	5,0	5,70	0,70	-	2,90
18-19	5,0	5,20	0,20	-	2,70
19-20	5,0	4,50	-	0,50	3,20
20-21	5,0	3,50	-	1,50	4,70
21-22	5,0	3,00	-	2,00	6,70
22-23	0,00	2,00	2,00	-	4,70
23-24	0,00	1,60	1,60	-	3,10

Pour le calcul des volumes de réservoir, nous prenons en compte le cas le plus défavorable, soit :

20,37 % de la Consommation maximale journalière:

Commune	Consommation max jour (M ³)	Volume du réservoir Calculé (20,37 %) M ³	Volume Proposé M ³
Cherafriya	603,0	123,0	300,0
BENI-LOUDRENE	414,0	84,0	250,0
GUENANESSA	348,0	70	250,0

Le volume calculé est majoré d'un certain pourcentage pour tenir compte des pertes d'eau probables dans le réseau

-et de 120 M³ Comme réserve d'incendie

Réservoirs intermédiaires:

Dans les variantes 1 et 2 la capacité des réservoirs intermédiaires est prise égale à 500 M³

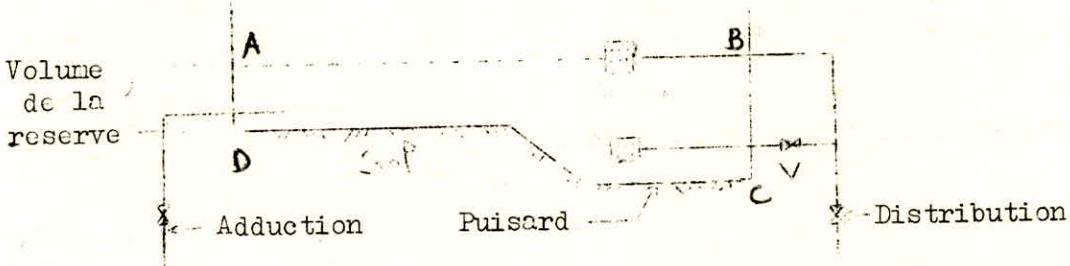
Dans les variantes 3 et 4 la capacité est de 2.X400 M³ (double réservoir)

La capacité d'emmagasinement dans chacune des variantes représente donc à peu-près la consommation maximale d'une journée des trois agglomérations.

3. Equipements des reservoirs

3.1 Materialisation de la reserve d'incendie

Pour éviter que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution, on utilise le dispositif schématisé dans la figure suivante :

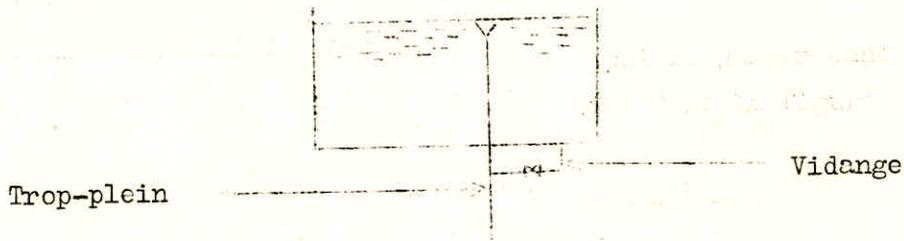


Le depart incendie etant obturé par une vanne (V) normalement fermée, une réserve d'eau renouvelée ABCD à toujours lieu.

3.2 Fontainerie des reservoirs

Chaque reservoir est muni d'une conduite d'alimentation équipée d'un robinet à flotteur à son extremite aval, d'une conduite de distribution disposant d'une crépine dans sa partie amont, d'une conduite de trop-plein et enfin d'une conduite de vidange.

La conduite de vidange se raccorde sur la canalisation du trop-plein et comporte un robinet- vanne.



Les conduites d'alimentation et de distribution sont munies chacune d'un robinet-vanne.

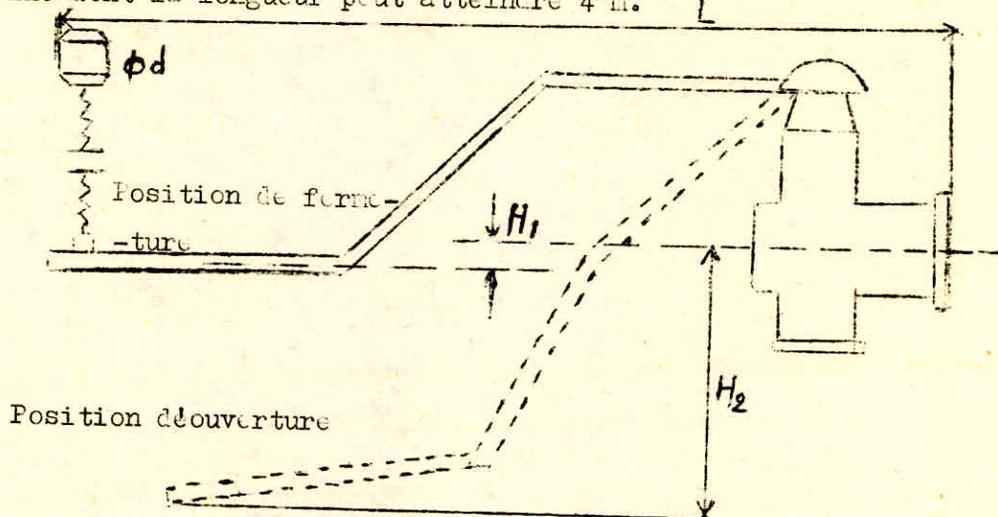
Le depart des conduites de distribution et de vidange se fait à partir d'un puisard (une cuve).

Le radier est réglé en pente vers le puisard pour faciliter le nettoyage du reservoir.

3.3 Caracteristiques des robinets a flotteur.

Disposition:

Le robinet est placé en bas de réservoir et est relié au flotteur par une chaîne dont la longueur peut atteindre 4 m.



Caracteristiq	DN (mm)	L (mm)	H ₁ (mm)	H ₂ (mm)	d (mm)	type
Réservoir de						
Beni-Oudren	100	1596	45	645	350	CA10F1A
Cherairiya	125	1893	16	716	400	CA12F1A
Guenanessa	150	2113	25	775	400	CA15F1A

(- Robinets a flotteur -PONT-A- MOUSSON-)

1). Principe de l'Etude

l'Etude porte essentiellement sur le coût des ouvrages (conduites, reservoirs...) et sur les dépenses d'energie.

Les Stations de pompage ne sont pas pris en compte, car il est difficile d'estimer le coût d'un tel ouvrage sans une étude préalable qui demanderait notamment un plan d'architecture, un calcul de béton armé et des équipements electriques à installer; Cependant il est clair que les variantes 3 et 4 présentent une certaine économie par rapport aux deux autres, en effet elles ne comportent que deux batiments chacune (le personnel de surveillance est réduit en conséquence).

Une fois les frais d'investissements et d'exploitations établis, on procède de la façon suivante:

Si on designe par A les frais d'investissements

Et par B les frais d'exploitation (énergie)

les frais totaux annuels seront donnés par l'expression suivante:

$$B + A.I$$

où l'annuite I représente la somme d'argent à rembourser avec intérêt sur un nombre déterminé de périodes de paiement et est calculée moyennant la formule:

$$PV = PMT \times \left(\frac{1 - (1 + t)^{-N}}{t} \right) + \left(BAL \times (1 + t)^{-N} \right)$$

où PV : Valeur Future $I = \frac{1}{PV}$

PMT : Paiement par période (PMT = 1.0DA paiement unitaire)

t = taux d'intérêt (t = 8%)

N : Nombre de périodes de paiement (N = 50 Ans)

BAL : Paiement libératoire applicable dans le cas d'un remboursement anticipe (nul dans notre cas)

$$I = 0,08174 D.A$$

2. Travaux de terrassement.

Pose de conduites:

La pose en terre des conduites s'effectue dans une tranchée dont la largeur de fond est au moins égale à:

$$L = D. + 2. 0,30 \text{ m (m)}$$

Au droit des joints on établit des niches pour faciliter les opérations de soudure (à chaque 40m environ)

La profondeur de fouille est au moins égale à:

$$h = D.+0,80 \text{ en m.}$$

et cela en vue de conserver constante la température de l'eau, et par conséquent permet d'éviter les dégâts qui pourraient être causés par le gel.

Le fond de la fouille est purgé de pierres! il est ensuite recouvert d'un lit de pose de 0,15m d'épaisseur bien pilonné et bien nivelé suivant les cotes du profil en long.

En l'absence de données sur la nature du terrain de pose, on préconise, pour constituer ce lit, l'utilisation:

- du gravier dans les terrains ordinaires.
- de la pierre cassée pour former drains dans les terrains rocheux ou imperméables.
- par un lit de béton maigre dans les parties très en pente.

Le remblai se fait en bourrant soigneusement par couches successives, arrosées et bien tassées, le dessous et les flancs du tuyau avec une terre purgée de pierres. Les tuyaux étant en acier, pour éviter la corrosion, on constitue autour d'eux un remblai en grave naturelle.

Le remblaiement se poursuit ainsi jusqu'à 0,30m au dessus de la conduite, ensuite il est achevé avec du tout venant.

Pour éviter les affouillements, l'inclinaison imposée pour la fouille est de $\alpha = 60^\circ$
($T = \text{Cotg} \alpha = 0,577.$)

La section de fouille est alors:

$$A = (b + Th).h$$

Le volume de déblais (remblais):

$$V = (b + Th).h.L$$

b: largeur de fond de fouille

h: profondeur de la =

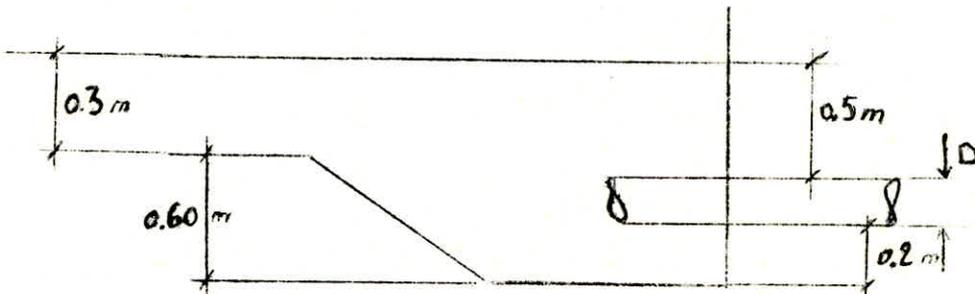
L: longueur de la canalisation

T: Inclinaison du talus.

3.) Evaluation du cout des reservoirs

3.I) Dimension des reservoirs:

Pour reduire le volume supplementaire de la cuve dû au fait qu'on doit reserver un minimum de 0,50 m au dessus de la generatrice superieure de la conduite. On envisage un depart de conduite à partir d'un pont bas et à 0,20 m au dessus du radier en vue d'eviter d'intro- duire des boues ou des sables.



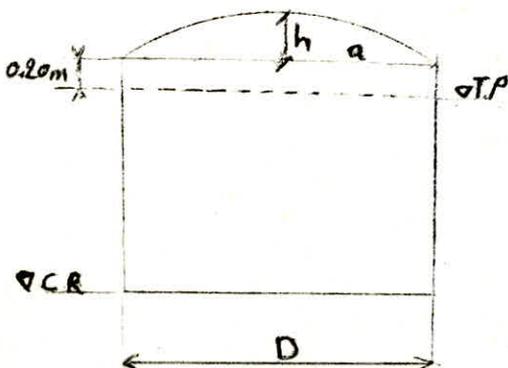
Le volume utile du reservoir à pour hauteur donc :

Côte du trop plein - (côte de radier + 0,30) en m

Comme la difference entre la côte de trop-plein et la côte de radier est constante et égale à 3,0 m la colonne d'eau utile à pour hauteur $H_u = 3,0 - 0,30 = 2,70$ m.

Diametre du reservoir est donné par : $D = \sqrt{\frac{4W}{\pi H_u}}$

(W : Volume du reservoir (m³)
 H_u : Hauteur utile (m)



Diametre volume reservoir m ³	calculé	proposé
250	10,86	11,0
300	11,89	12,0
400	13,73	14,0
500	15,36	16,0

3.2 ⁻²⁹⁻ Volume de béton dans un réservoir

Le coût d'un réservoir est fonction du volume de béton armé nécessaire à sa construction.

Volume de radier:

$$W_1 = \frac{\pi D^2}{4} \cdot e_1$$

Volume de la paroi latérale:

$$W_2 = \pi D \cdot H \cdot e_2$$

Volume de la coupole:

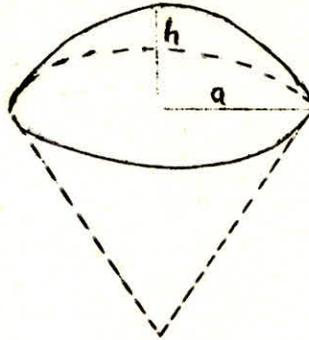
$$W_3 = \pi (a^2 + h^2) \cdot e_3$$

Volume de béton dans un réservoir:

$$W = W_1 + W_2 + W_3$$

Les épaisseurs (e_1, e_2, e_3) sont données par le tableau suivant:

(établi par comparaison à d'autres réservoirs)



épaisseur (m) diamètre (m)	du radier e_1	paroi e_2	coupole e_3
16,0	0,25	0,25	0,10
14,0	0,25	0,25	0,09
12,0	0,20	0,20	0,08
11,0	0,20	0,20	0,07

Chambre de vanne identique pour tous les réservoirs ,

3.2) Cout du reservoir en fonction de sa capacite

Le metre cube de beton dans un reservoir revient à 4200 D.A (ferraillage 60 Kg/m³ de beton dosé à 350 Kg , coffrage et main d'œuvre).

Réservoir de capacite (m ²)	500	400	300	250
Volume de beton (m ³)	110	90	60	50
Cout du reservoir en D.A	462.000	378.000	252.000	210.000

Tableau donnant le nbre de chaque type de reservoir et dans chaque variante.

capacite du nbre reservoir de reservoirs dans la (m ⁵)	500	400	300	250	TOTAL	COUT GLOBAL D.A
Variante 1	1	-	1	2	4	1.134.000
Variante 2	1	-	1	2	4	1.134.000
Variante 3	-	2	1	1	4	1.218.000
Variante 4	-	2	1	1	4	1.218.000

4. Evaluation du cout global pour chacune des variantes4.1 Variante I

Diametre (mm)	Longueur (m)	Prix unit aire de contact	Prix total D.A	Longueur du fond de fouille (m)	Profondeur de fouille	section de fouille	Volume de deb- -lais m ³
I00	625	310	I93750	0.7	0.9	I.I0	688
I25	9450	370	3496500	0.7	0.9	I.I0	I0395
I50	II50	460	529000	0.8	I.0	I.4	I6I0
200	5I00	620	3I6200	0.8	I.0	I.4	7I40
TOTAL	I6325		7.38I250				I9833

Cout des travaux de terrassement sachant que le m³ revient à I70 D.A

$$I9833 \times I70 = 3.37I.600 \text{ D.A}$$

Travaux de genie civil (reservoirs) = I.I34.000 D.A

Investissement total - - = II.886.860 D.A

Depenses d'Energie par An:

Fonctionnement des pompes : 20 heures par jour

Prix du Kilowat-heure : 0.55 D.A

D'où $D = P \times 20 \times 365 \times 0.55$ (D.A) où $\left\{ \begin{array}{l} D : \text{Depenses en D.A} \\ P : \text{Puissance en Kw} \end{array} \right.$

$$D = (I9 + 7 + I6) \times 20 \times 365 \times 0,55 = I68.630 \text{ D.A}$$

Frais annuels:

$$F = II.886.860 \times 0,08I74 + I68.630 = I.I40.262 \text{ D.A}$$

4.2 Variante 2

Diametre mm	Longueur m	P.U de cond- uite D.A	P.TOTAL D.A	Largeur de fouille (m)	Profonde- ur de fouille(m)	Section de fouil- le m ²	Volume de deb- LAIS m ³
100	3650	310	1131500	0.7	0.9	1.10	4015
125	1925	370	712250	0.7	0.9	1.10	2118
150	5550	460	2553000	0.8	1.0	1.4	7770
200	4735	620	2935700	0.8	1.0	1.4	6629
TOTAL	15860		7332450				20532

Coût des travaux de terrassement :

$$20532 \times 170 = 3.490.440 \text{ D.A}$$

$$\text{Travaux de Genie Civil (Reservoirs)} = 1.134.000 \text{ DA}$$

$$\text{Investissement total} = 11.956.890 \text{ D.A}$$

Depenses d'Energie annuelle :

$$D = (29 + 5,5 + 10,5) \cdot 20 \cdot 365 \cdot 0,55 = 180.675 \text{ D.A}$$

Frais annuels :

$$F = 11.956.890 \times 0,08174 + 180675 = 1.158031 \text{ D.A}$$

4.3 Variante 3

Diametre (mm)	Longueur (m)	P . U ml D.A	P .TOTAL D.A	Largeur de fouille m (m)	Profondeur de fouille m	Section m ²	Volume m ³
I00	I660	3I0	5I4600	0,7	0,9	I,IO	I826
I25	5870	370	2I7I900	0,7	0,9	I,IO	6457
I50	4370	460	20I0200	0,8	I,0	I,4	6II8
200	2500	620	I550000	0,8	I,0	I,4	3500
TOTAL	I4400	-	6246700	-	-	-	I790I

Coût des travaux de terrassement :

$$I790I \times I70 = 3.043.I70 \text{ D.A}$$

$$\text{Travaux de Genie Civil (Reservoirs)} = I.2I8.000 \text{ D.A}$$

$$\text{Investissement total} = IO.507.870 \text{ D.A}$$

Dépenses d'Energie annuelle :

$$D = (33,5 + 7,5 + 6,0) 20 \times 365 \times 0,55 = I88.705 \text{ D.A}$$

Frais annuels :

$$F = IO.507.870 \times 0,08I74 + I88 705 = I.047.6I8 \text{ D.A}$$

4.4 Variante 4

Diametre mm	Longueur m	P . U D.A	P . TOT D.A	Largeur de fouille	Profond- eur de fouille m	Section m ²	Volume de deb- lais m ³
100	2800	310	868000	0,7	0,9	I,10	3080
125	3170	370	1172900	0,7	0,9	I,10	3487
200	9620	620	5964400	0,8	I,0	I,4	13468
TOTAL	I5590	-	8005300	-	-	-	20035

Coût des travaux de terrassement :

$$20035 \times 170 = 3.405.950 \quad \text{D.A}$$

Travaux de Genie Civil (Reservoirs) = I.218.000 D.A

Investissement total = I2.629.250 D.A

Depenses d'Energie Annuelle :

$$D = (43 + 6,0) 20 \times 365 \times 0,55 = 169735$$

Frais Annuels :

$$F = I2.629.250 \times 0,08174 + 169735 = I.229.050 \quad \text{D.A}$$

Comparaison technique entre les différentes variantes.

Première variante

Vitesses faibles dans certains tronçons ce qui favorise l'entartrage des conduites occasionnant ainsi une réduction de débit.

Le réseau ne satisfera plus les conditions pour lesquelles il a été calculé et cela après un certain temps d'exploitation.

Deuxième variante:

Pressions excessives à l'arrivée ce qui implique que les débits sont plus forts que ceux désirés (le débit étant proportionnel à la racine carrée de la pression exprimée en mètre de colonne d'eau).

Troisième variante

Le tracé emprunte souvent un parcours qui ne suit pas les accotements des routes.

Quatrième variante

Même cas que dans la variante précédente, en outre la vitesse est très faible dans le tronçon gravitaire desservant cherairiya, et la pression est excessive à l'arrivée au réservoir de BENI-ODRENE.

Conclusion:

De l'étude économique présente, il ressort que la 3^{ème} variante est la plus économique et la plus fiable du point de vue technique.

CHAPITRE V

Stations de pompage.

1 Choix des groupes:

Une pompe est destinée à élever un débit donné à une hauteur déterminée. Le type de pompe est choisi d'après la zone dans laquelle se placera le pont éventuel de fonctionnement correspondant au débit et hauteur à atteindre. Le point de fonctionnement s'obtient d'une façon plus précise en traçant les caractéristiques de la conduite et de la pompe. (Voir pages 37, 38, 39)

Les stations de pompage prévues ne comportent qu'un seul groupe c'est pourquoi nous prévoyons un groupe identique en secours.

1.1 Caractéristiques des pompes.

La pompe est munie à l'amont, sur la conduite d'aspiration, d'un robinet-vanne, et à l'aval, sur la conduite de refoulement, d'un clapet anti-retour et d'un robinet-vanne.

Le raccordement pompe -conduite de refoulement (conduite d'aspiration) se fait par un divergent. (cône)

4.2 Anorçage des pompes:

Le dispositif d'anorçage prévu consiste à installer les pompes au dessous de la côte minimale du plan d'eau dans la bêche de sorte qu'une pression à l'aspiration maintiendra toujours la canalisation d'aspiration et la pompe pleines .

Caracteristiques des pompes

type de pompe	orifice Aspiratic	orifice Refoulem	Encombrement hors tout			Masse Kg	tempere ture max
			Longueur	Largeur	Hauteur		
65 F 30	65	50	690	271	345	93	80 °C
65 F 20	65	50	592	271	345	78	80 °C
50 HM H 7	65	50	896	360	320		105 °C

250

57

Figure N°1

Caractéristique de la Pompe

200

180,0 m

Caractéristique de la Conduite

150

Type de Pompe : JEUMONT-SCHNEIDER

50 NM - H - 7

100

Vitesse de Rotation $N = 2900 \text{ t/min}$

50

Rendement

45

52

64

70

65

58

15

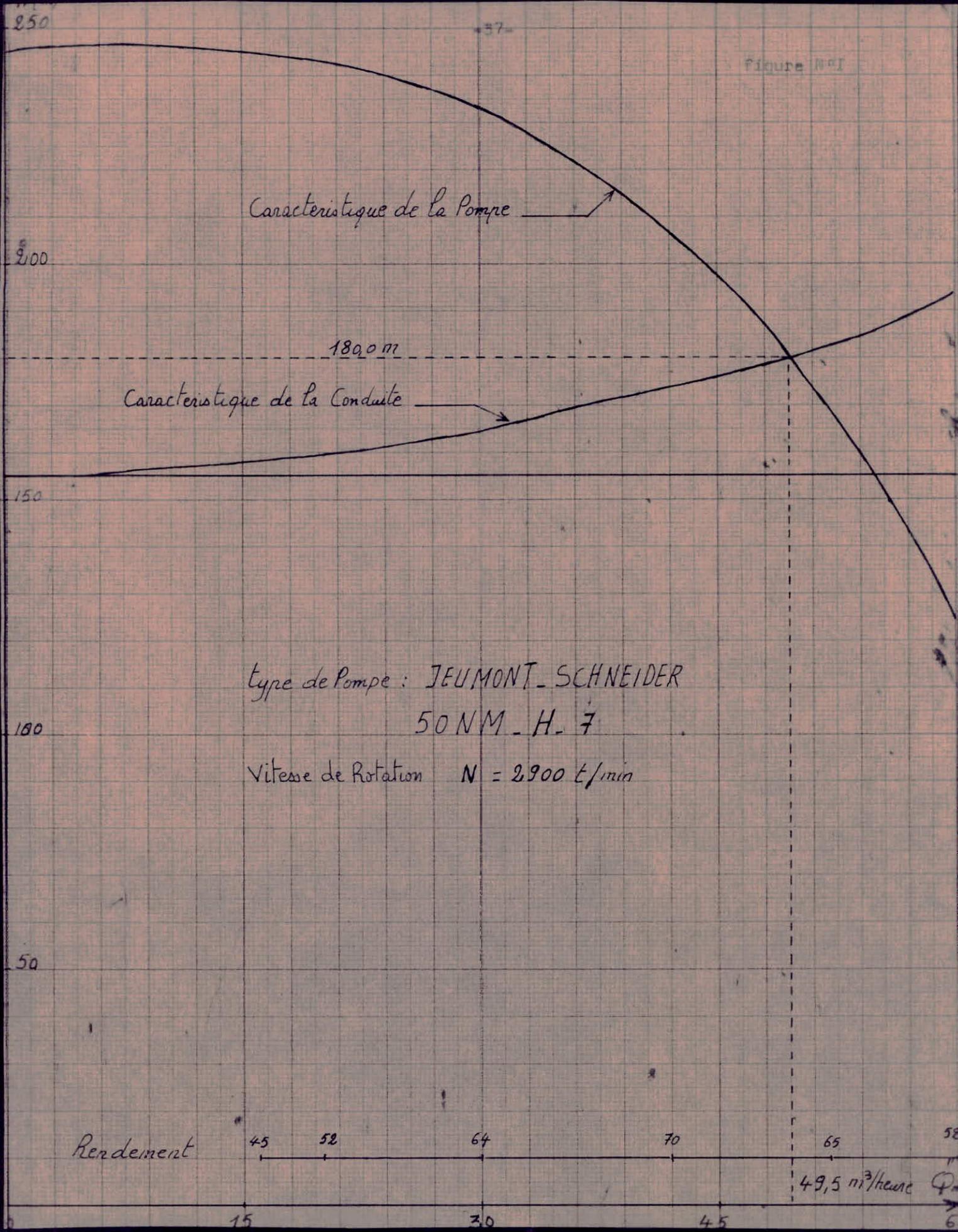
30

45

49,5 m³/heure

Q

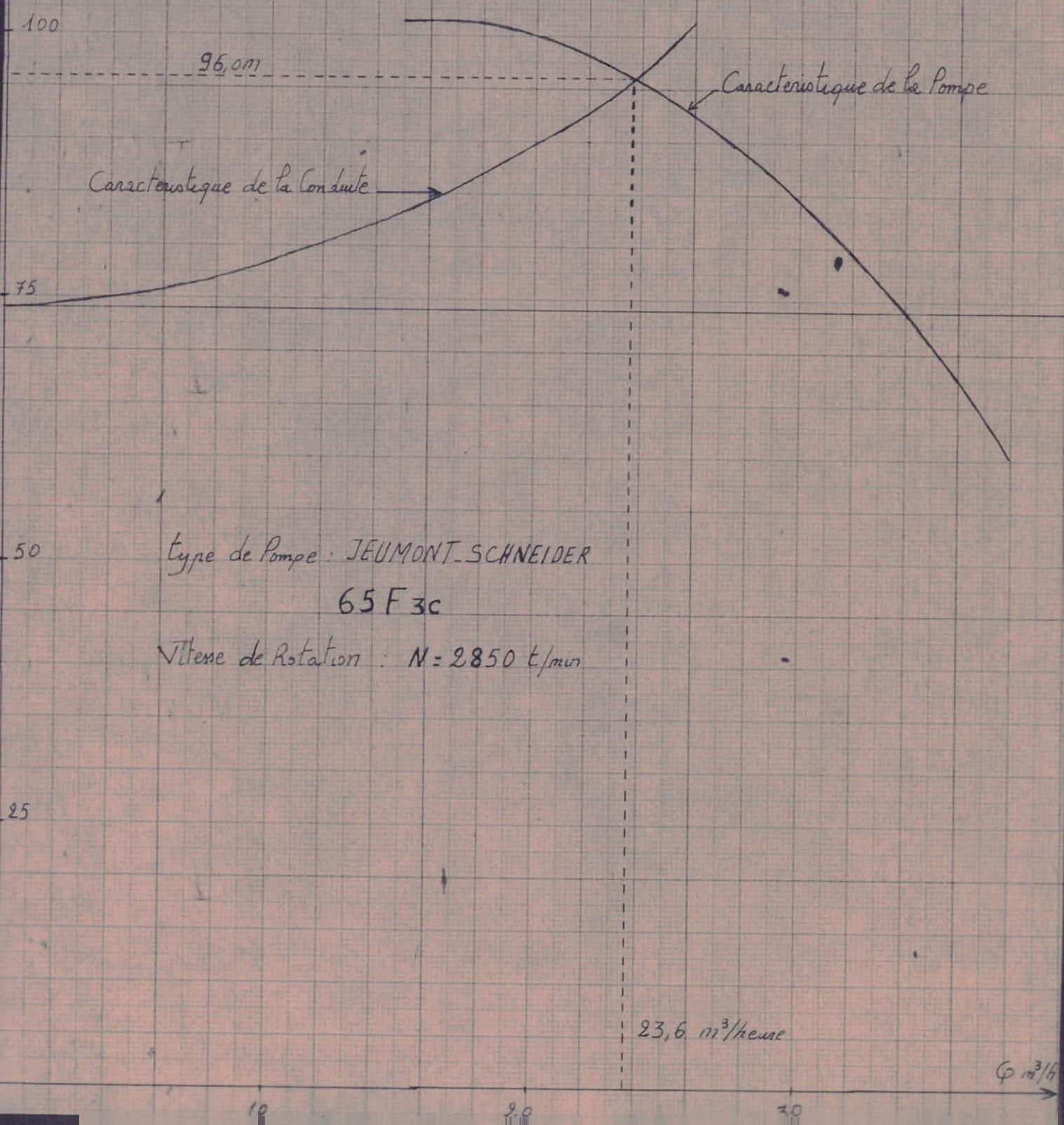
6



$H(m)$

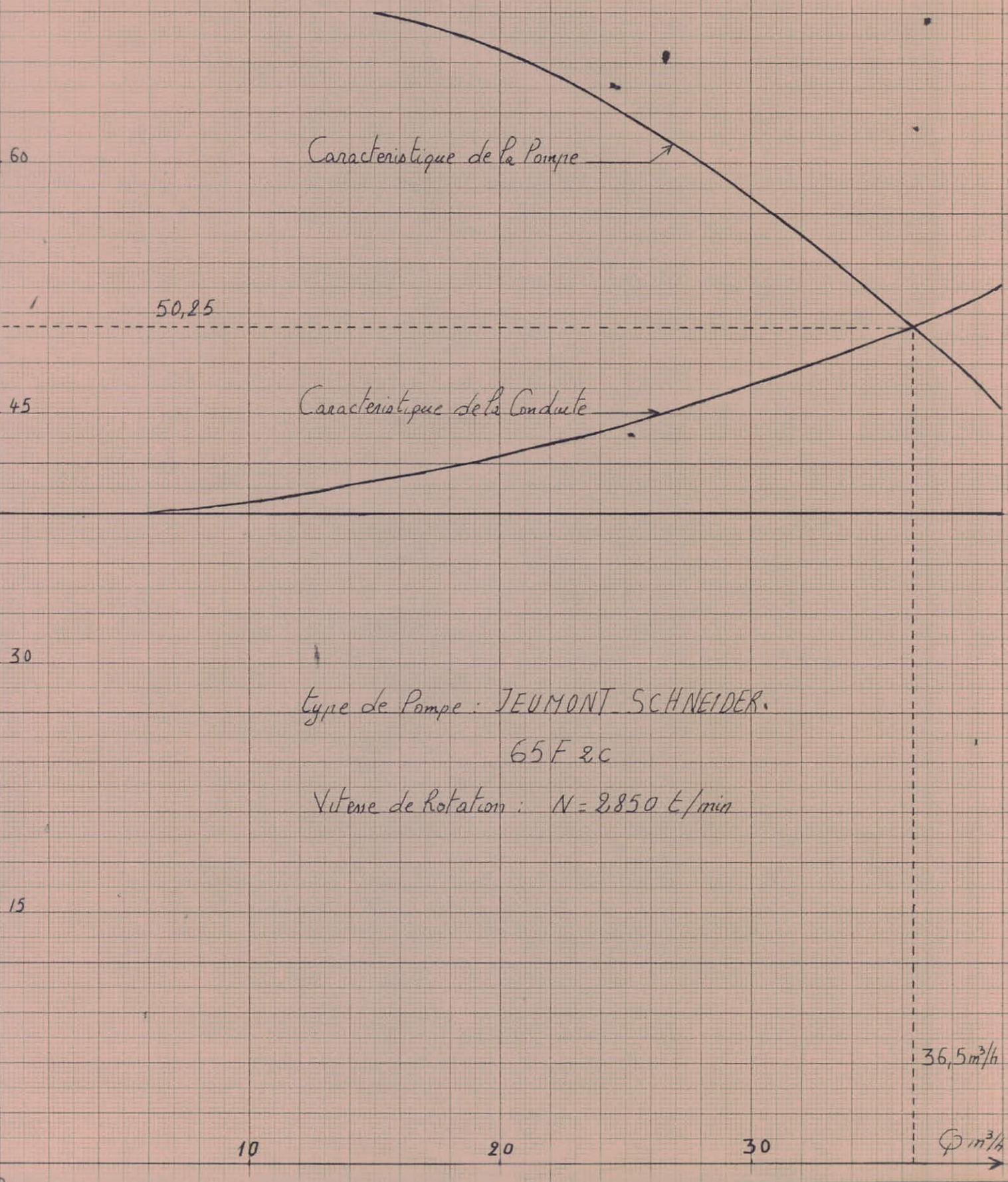
-50-

Figure N°2



$H(m)$

Figure N°3



2. Bâches d'aspiration.

2.1 Capacité de la bache d'aspiration de la station (B).

L'alimentation de la bache est assurée d'une manière continue, la durée de pompage n'est par contre que de 40 heures .

Débit d'alimentation identique à celui de refoulement, le volume de la bache est donné par ;

$$W = 18,96 (24 - 20) . 3600 . = 273,024 . 10^3 \text{ l} = 273,024 \text{ m}^3$$

Volume proposé : 300 m^3 .

Capacité de la bache de la station (E).

Même cas que pour la station-B-

$$W = 8,38 (24 - 20) . 3600 = 120,67210^3 \text{ l} = 120,672 \text{ m}^3 .$$

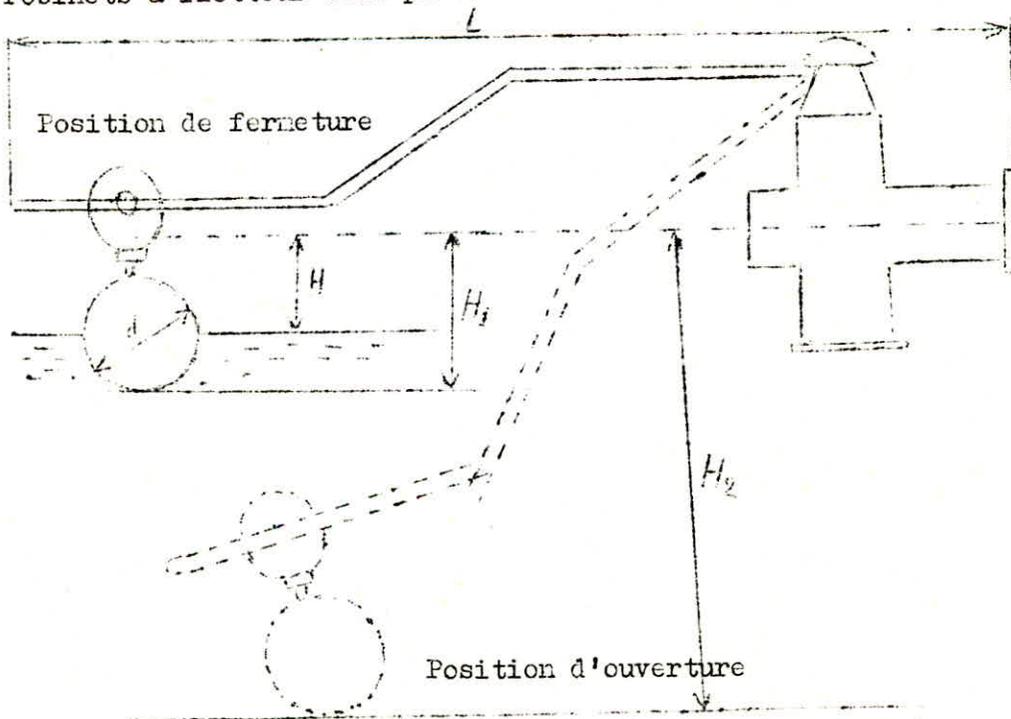
Volume proposé : $W = 150 \text{ m}^3$.

2.2 Equipement des bâches d'aspiration.

Tuyauterie identique à celle des réservoirs.

Caracteristiques des robinets à flotteur:

Les robinets à flotteur sont placés en haut des bâches.



Robinets à flotteur -PONT -A- MOUSSON -

Caracteristique	type de robinet	DN (mm)	L (mm)	H (mm)	H ₁ (mm)	H ₂ (mm)	d (mm)
Bâche de la Station E	CA 12 F OA	125	1893	330	529	1229	400
Bâche de la Station B	CA 15 F OA	150	2113	340	538	1288	400

2. Temps de fermeture des robinets à flotteur.

Les robinets à flotteur se ferment progressivement et assez lentement afin d'éviter le coup de belier.

Temps de fermeture dans la bâche d'aspiration de la station-B-:

Dimensions de la bâche (circulaire) :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot W}{\pi \cdot H}} \quad \left\{ \begin{array}{l} H : \text{hauteur d'eau dans la bâche (} H = 3,0 \text{ m)} \\ W : \text{volume de la bâche (} W = 300 \text{ m}^3) \\ D = 11,28 \text{ m} \end{array} \right.$$

Volume d'eau compris entre les deux positions du flotteur:

$$\Delta W = D \frac{\pi D^2}{4} (H_2 - H_1) = 75 \text{ m}^3$$

Temps de fermeture:

$$t = \frac{\Delta W}{Q} = \frac{75}{18,96 \cdot 10^{-3}} = 3955 \text{ s (} > 1,0 \text{ heure)}$$

Temps de fermeture du robinet à flotteur dans la bâche de la station -E-:

$$H = 3,0 \text{ m} \quad \text{-----} \rightarrow D = 7,98 \text{ m}$$

$$W = 150 \text{ m}^3$$

Volume compris entre les deux positions du flotteur:

$$\Delta W = 35,0 \text{ m}^3 \quad \text{-----} \rightarrow t = \frac{\Delta W}{Q} = \frac{35,0}{8,38 \cdot 10^{-3}} = 4176 \text{ s (} > 1,0 \text{ heure)}$$

4 Automatisation de l'installation:

Le fonctionnement rationnel d'une pompe depend du niveau d'eau dans la bache d'aspiration et du niveau d'eau dans le reservoir.

Il importe donc de realiser:

-l'arrêt du pompage lorsque le plan d'eau à l'aspiration s'abaisse en dessous d'une certaine limite (pour empêcher l'introduction d'air dans la conduite) et quand le réservoir est plein.

-La reprise du pompage quand le plan d'eau s'abaisse au dessous d'un certain niveau dans le réservoir ou sitot que les conditions d'aspiration redeviennent normales.

Pour reduire la surveillance au minimum et rendre plus souple le fonctionnement des pompes, il est indispensable d'automatiser l'installation .

Systeme ou mode d'automatisation.

En raison des distances moyennes qui separent les stations de pompage des reservoirs, nous preconisons un systeme d'automatisation electrique.

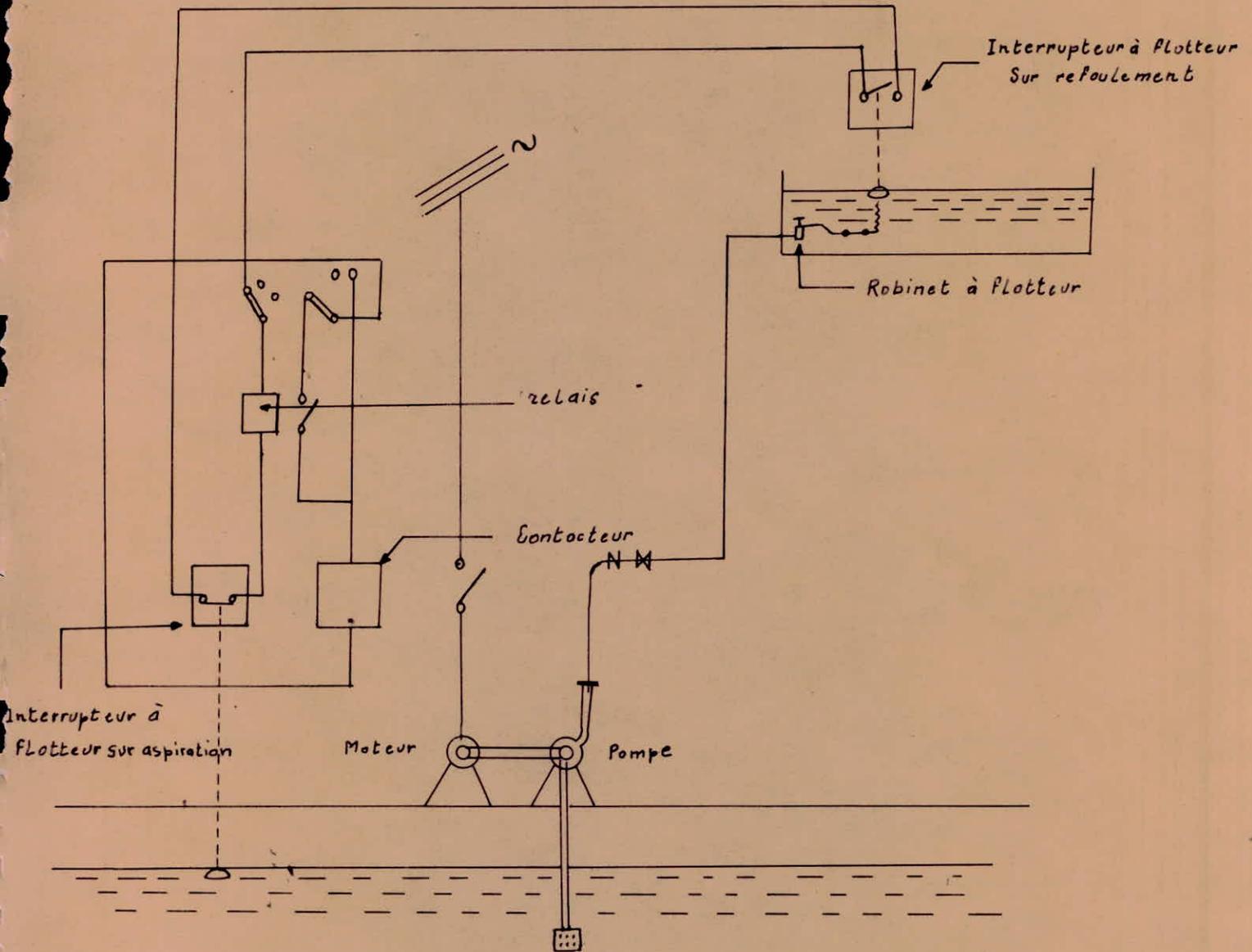
Liaison Aspiration-Moteur:

Elle est realisée par l'installation dans la bache d'aspiration d'un flotteur en liaison avec un interrupteur, ce dernier est recordé au contacteur de protection du moteur .Dès que le niveau d'eau s'abaisse au dessous d'un certain niveau (1,0 m au dessus de la generatrice supérieure de la conduite), la pompe se déclenche.

Liaison Moteur-Reservoir:

Un interrupteur à flotteur est disposé à la partie haute du réservoir, il est relie par un câble enterré au contacteur du moteur, qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur (1,0 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite), et le déclenche pour un niveau d'eau supérieur (côte du trop-plein). (figure N^o).

- Commande par ligne pilote -



- Schema N° 4 -

CHAPITRE VI

Protection des ouvrages

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

- La présence d'air pouvant ralentir ou provoquer l'arrêt de l'écoulement
- L'apparition d'ondes de pression ou de dépression pouvant détruire la conduite (phénomènes du coup de bélier)
- L'entartrage par des dépôts de matières charriées par l'eau, réduisant ainsi la section et le débit d'écoulement par suite de l'augmentation des pertes de charge.

La corrosion des parois de la canalisation en raison de la qualité de l'eau ou du sol.

Il est donc indispensable de protéger les canalisations.

1. Conséquences de la présence d'air dans la conduite:

1.1 Formation d'air

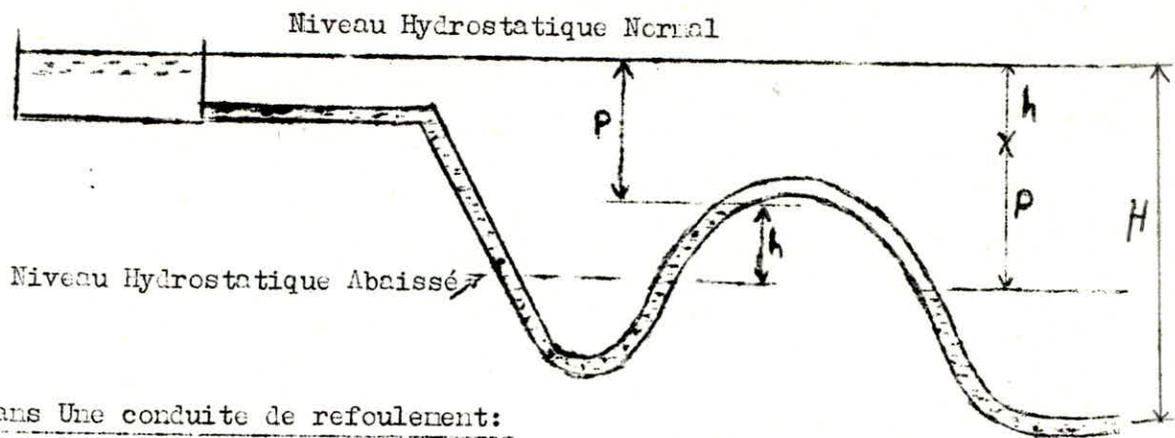
L'air présent dans la conduite peut provenir soit:

- À partir de l'air dissous dans l'eau (il s'en sépare quand la température augmente et aux points où la pression est faible).
- L'entrée de l'air au moment de la mise en service du réseau d'adduction (ou après réparation), ou durant les phases d'écoulement en régime transitoire (coup de bélier).

1.2 Inconvénients de l'air:

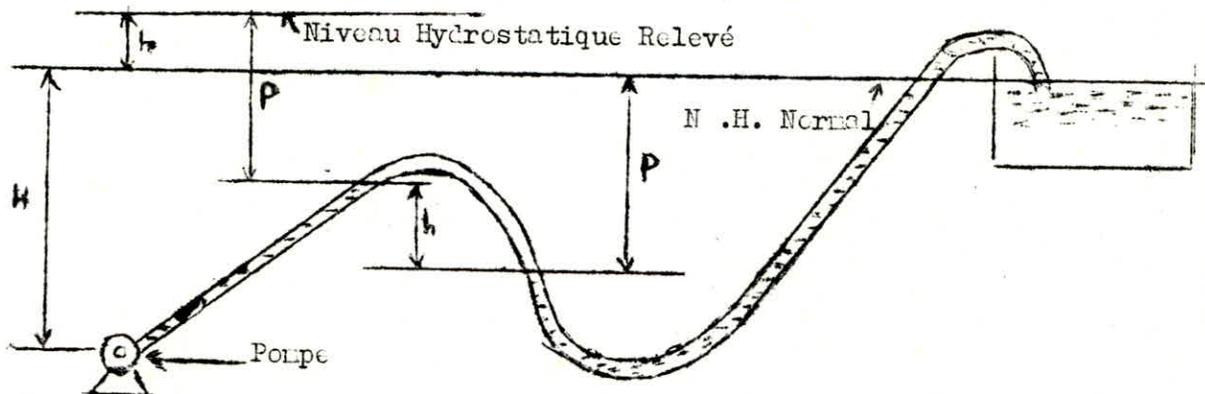
- Dans une conduite d'aménée par gravité:

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



-Dans Une conduite de refoulement:

Les pompes refoulent en pure perte une colonne d'eau de hauteur h .
Le niveau hydrostatique est relevé d'autant. A debit égal la dépense d'énergie se trouve accrue dans la même proportion.



4.3 Evacuation de l'air:

On adopte un tracé des canalisations de sorte à faciliter l'acheminement de l'air aux points hauts (pente faible dans les parties montantes ,et descentes rapides) , ou des appareils assurent son dégagement (purgeurs)
En terrain horizontal, on adopte une pente de $0,002 \text{ m/L}$, car un affaissement éventuel de sol provoque l'apparition de points hauts non prévues lors de l'étude.

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

2. L'entartrage des conduites

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

2 ETUDE DU COUP DE BELIER .

Le coup de béliier à lieu au moment de la fermeture du robinet-vanne dans le cas d'une adduction gravitaire ou au moment de l'arrêt des pompes (et même lors du démarrage) dans le cas d'une conduite de refoulement .

La célérité de propagation de l'onde de choc est donnée par:

$$c = \frac{\sqrt{K/\rho}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}}} \quad \text{ou} \quad \begin{array}{l} c: \text{celerite en m/S} \\ K: \text{module de compressibilite de} \\ \text{de l'eau (K= 2,15.10}^9 \text{ pa)} \\ E: \text{module d'elasticite de l'acier} \\ \text{(E =2.10}^10 \text{ Pa)} \\ D: \text{diametre de la conduite en m} \\ e: \text{epaisseur de la } = = = \end{array}$$

Le temps de retour de l'onde vers la vanne (ou la pompe) est donné par :

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

La surpression due au coup de béliier est de l'ordre:

- en cas de fermeture lente ($t > \frac{2 \cdot L}{c}$)

$$h = \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot t} \quad \text{- Formule de MICHAUD -}$$

-En cas de fermeture brusque: ($t \leq \frac{2 \cdot L}{c}$)

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

Par conséquent la surpression et la depression ont respectivement pour valeur:

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

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

avec:

L: Longueur de la conduite en m.

t: Temps de fermeture en s.

V₀:Vitesse d'ecoulement dans les conditions normales. m/S.

H₀:pression maximale régnant dans la conduite en marche normale en m

h: Surpression en m.

g: Accelération de la pesanteur en m/S².

TABLEAU RECAPITULATIF DONNANT LES CARACTERISTIQUES DE L'ÉCOULEMENT EN RÉGIME TRANSITOIRE.

Conduite	AB	BC	BD	CE	EF
Longueur (m)	2500 3060 560	3810	1660	4700	1170
Diamètre (mm)	200 150	150	100	125	125
Épaisseur (mm)	5,0 4,85	4,85	4,50	4,85	4,85
Célérité (m/s)	1234	1240	1285	1296	1266
$t_r = \frac{2 \cdot L}{C}$ (s)	4,96	6,145	2,584	7,25	1,85
Vitesse (m/s)	0,70	0,75	0,73	0,68	0,68
Surpression $\frac{C \cdot V_0}{g}$ (m)	88,50	95,00	96,00	90,00	88,00
$H_0 + \frac{C \cdot V_0}{g}$	103,50	274,00	188,00	123,00	135,00
$H_0 - \frac{C \cdot V_0}{g}$	-73,50	84,00	-4,00	-57,00	-41,00

4. Principe de calcul du coup de bélier dans le cas d'une adduction gravitaire

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

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

V : Vitesse débitaire dans la conduite.

A : Aire de la section droite de la conduite.

h : hauteur piézométrique au niveau de la vanne.

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

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

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

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

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

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

$$\Delta h = \frac{c \cdot \Delta V}{g} \quad (4) \text{ ou:}$$

c : célérité de l'onde de choc en m/S .

ΔV : réduction de vitesse par suite de la fermeture.

g : accélération de la pesanteur en m/S^2 .

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

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

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

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

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

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

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

L'équation (3') devient :

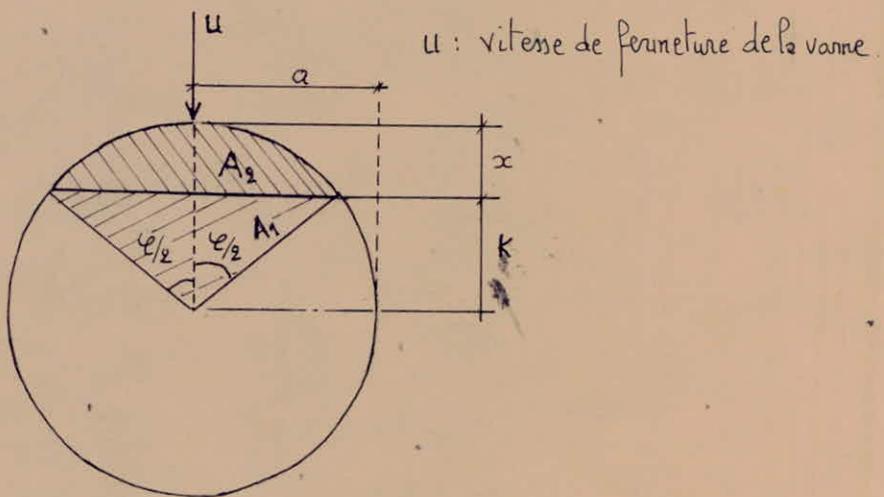
$$A - X = B \cdot \sqrt{c + D \cdot X}$$

Soit : $X^2 - (2A + B^2 D) \cdot X - (B^2 c - A^2) = 0$

Après développement, on obtient :

$$X = \frac{2A + B^2 D + \sqrt{B^4 D^2 + 4B^2(AD + c)}}{2}$$

Détermination de la fraction de l'aire de section laissée ouverte par la vanne, après chaque fermeture partielle. $(\frac{A_v}{A_{v_0}})$ dans l'hypothèse où la vitesse de fermeture de la vanne est uniforme.



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

$$A = A_1 + A_2 = \frac{\varphi}{360} \cdot \pi \cdot r^2 \quad \text{ou } r : \text{ rayon de la conduite .}$$

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

$$\left. \begin{aligned} \cos \frac{\varphi}{2} &= \frac{K}{r} \implies K = r \cdot \cos \frac{\varphi}{2} \\ \sin \frac{\varphi}{2} &= \frac{a}{r} \implies a = r \cdot \sin \frac{\varphi}{2} \end{aligned} \right\}$$

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

Aire de segment circulaire : A_2

$$A_2 = \frac{\varphi}{360} \pi \cdot r^2 - \frac{r^2}{2} \sin \varphi$$

$$A_2 = \frac{r^2}{2} \left[\frac{2\varphi}{360} \cdot \pi - \sin \varphi \right] = \frac{r^2}{2} \left[\frac{\varphi}{180} \cdot \pi - \sin \varphi \right]$$

Détermination de l'angle φ :

vitesse de fermeture de la vanne uniforme (u)

$$x = u \cdot t \quad \text{ou } t: \text{ temps de fermeture.}$$

$$K = r - x$$

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

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

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

Détermination du rapport $\frac{A_v}{A_{v_0}}$

$$\Delta A_v = A_2 = \frac{r^2}{2} \left[\frac{\varphi}{180} \cdot \pi - \sin \varphi \right]$$

$$A_{v_0} = \pi \cdot r^2$$

$$A_v = A_{v_0} - \Delta A_v$$

$$\frac{A_v}{A_{v_0}} = 1 - \frac{\Delta A_v}{A_{v_0}}$$

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

Methode de calcul:

-Le coup de belier est un phénomène oscillatoire de periode $T = \frac{4 \cdot L}{\alpha}$ et dont les caracteristiques de l'ecoulement (Q, H) varient en fonction du temps.

La methode numerique de M^r G.LAPRAY nous permet de déterminer ces caracteristiques à chaque instant.

4. Cas d'une fermeture brusque ($t_c \leq t_r$).

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

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

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

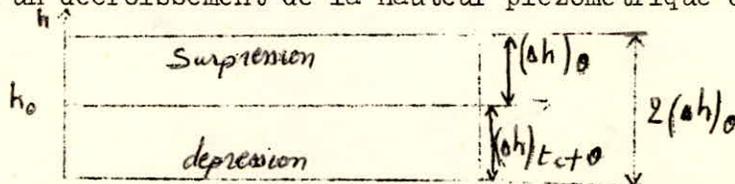
Le rapport $\left(\frac{\Delta V}{V_0} \right)_{\theta}$ est calculé moyennant la formule (3'). ^{Dans} La 1^{ere} ligne du tableau; la vitesse est celle de l'ecoulement avant la fermeture .

Le rapport $\left(\frac{\Delta h}{h_0} \right)_{\theta}$ est ensuite deduit de la formule (4') .

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

Le calcul se poursuit ainsi jusqu'au temps t_c . Lorsque ce temps est atteint, la vanne est complètement fermée , alors le rapport $\frac{\Delta V}{V_0}$ est tel que la vitesse soit nulle au bout de ce temps.

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



Le calcul se poursuit de la même façon et cela jusqu'au temps $t = 2 \cdot t_r$.

(1^{ere} periode du mouvement oscillatoire et ou l'intensité du coup de belier est maximale).

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

La succession de fermetures se fait par intervalle de temps $\theta = \frac{2.L}{c}$

Le procédé de calcul est le même que pour la fermeture brusque sauf

en ce qui concerne le rapport $\frac{\Delta h}{h_0}$ qui est donné par l'expression :

$$\frac{\Delta h_2}{h_0} = \frac{c.V_0}{g.h_0} \frac{\Delta V_1}{V_0} - \frac{h_1^{i-1}}{h_0}$$

Interpretation de cette dernière formule :

La pression au bout du 2^{ème} temps, ^{par exemple} ($t = 2.\theta = 2.t_r$) est égale à $h_0 - \Delta h_1$ (3^{ème} phase où à lieu une depression (Δh_1), causée par le premier choc dû à la 1^{ère} fermeture partielle brusque), à laquelle on ajoute la surpression (Δh_2) du 2^{ème} choc engendré par la deuxième fermeture partielle brusque (1^{ère} phase du phénomène de coup de belier due à la 2^{ème} fermeture), soit finalement:

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

4.3 Coup de belier dans la conduite d'amenée par gravite AB-

La canalisation est composée de deux conduites en série:

- une conduite de diametre $D = 200$ mm et de longueur $L_1 = 2500$ m .
- Une conduite de diametre $D = 150$ mm et de longueur $L_2 = 560$ m .

Pour l'etude du coup de belier ,on fait les approximations suivantes;

Vitesse equivalente dans la canalisation:

$$V = \frac{L_1 \cdot V_1 + L_2 \cdot V_2}{L}$$

Celerite effective:

$$\frac{L}{a} = \frac{L_1}{a_1} + \frac{L_2}{a_2}$$

Calcul du coup de béliier dans le cas d'une fermeture brusque.

Nous admettons un temps de fermeture $t_c = 4,0$ S de sorte que t_c soit inferieur à t_r ; donc au bout de 4,0 secondes, la conduite de $\phi = 150$ mm est complètement fermée ;

Nous supposons que la vitesse de fermeture de la vanne est uniforme :

$$U = \frac{D}{t_c} = \frac{0,150}{4,0} = 0,0375 \text{ m/S .}$$

CARACTERISTIQUES DE L'ECOULEMENT EN REGIME TRANSITOIRE - FERMETURE BRUSQUE -

t	$\frac{t}{t_c}$	$x=u \cdot t$ (m)	$k=r-x$ (m)	$a=\sqrt{r^2-k^2}$ (m)	$\frac{a}{r}$	$\varphi=2\arcsin \frac{a}{r}$ (d°)	$\frac{\bar{A}}{A_0} \frac{v}{v_0}$	$\frac{\Delta V}{V_0}$	$\frac{\Delta h}{h_0}$	$\frac{v}{v_0}$	$\frac{h}{h_0}$	h (m)
0,0	0,0	0,0	0,075	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0	0,0	1,0	1,0	15,0
0,8	0,2	0,03	0,045	0,06	0,8	106,2602	0,8576	0,0421	0,2475	0,9579	1,2475	18,71
1,6	0,4	0,06	0,015	0,0735	0,9797	156,8712	0,6268	0,1037	0,6094	0,8542	1,8569	27,85
2,4	0,6	0,09	-0,015	0,0735	0,9797	203,1288	0,3732	0,2027	1,1911	0,6515	3,048	45,72
3,2	0,8	0,12	-0,045	0,06	0,8000	253,7398	0,1424	0,3329	1,9562	0,3186	5,0042	75,06
4,0	1,0	0,15	-0,075	0,0000	0,0000	360,0000	0,0000	0,3186	1,8722	0,0000	6,8764	103,15
4,8	1,2	-	-	-	-	-	-	-	-0,4950	0,0000	6,3814	95,72
5,6	1,4	-	-	-	-	-	-	-	-1,2188	0,0000	5,1626	77,44
6,4	1,6	-	-	-	-	-	-	-	-2,3822	0,0000	2,7804	41,705
7,2	1,8	-	-	-	-	-	-	-	-3,9124	0,0000	-1,1320	-16,98
8,0	2,0	-	-	-	-	-	-	-	-3,7444	0,0000	-4,8764	-73,15

Dans l'hypothèse où la fermeture de la vanne se fait brusquement, nous avons remarqué que cela donnerait lieu à une surpression et à une dépression trop grandes, par conséquent inacceptable surtout pour le cas de la dépression. C'est pourquoi en vue de palier à cet inconvénient, nous nous imposerons une valeur de la surpression à ne pas dépasser et nous déterminerons le temps de fermeture correspondant.

La surpression engendrée dans le cas d'une fermeture lente est donnée par la formule de MICHAUD.

$$h = \frac{2.L.V_0}{g.t}$$

Si $h = 15,0$ m de sorte que la surpression $h_0 + h = 30,0$ m.

et la dépression $h_0 - h = 0,0$ m.

Le temps de fermeture est alors:

$$t = \frac{2.L.V_0}{g.h} = \frac{2.3060.0,70}{9,8.15,0} = 29,1429 \text{ s}$$

La surpression étant inversement proportionnelle au temps, par conséquent pour un temps $t = 30$ s, la dépression serait positive.

Surpression: $15 + 14,57 = 29,57$ m

Dépression: $15 - 14,57 = 0,43$ m

Vérification par la méthode de M^r G. LAPRAY (Tableau p56).

$$\text{Vitesse de fermeture de la vanne } U = \frac{D}{t} = \frac{0,15}{30} = 0,005 \text{ m/s}$$

L'examen du tableau donnant les caractéristiques de l'écoulement, révèle une surpression de $33,5 - 15,0 = 18,5$ m, soit légèrement supérieure à celle donnée par la formule de MICHAUD où elle a pour valeur 14,5 m; (La dépression $15,0 - 18,5 = -3,5$ m est encore acceptable).

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

Conclusion:

-Pour éviter le coup de bélier, le temps de fermeture devrait être au moins égale à 30,0 secondes.

CARACTERISTIQUES DE L'ECOLEMENT EN REGIME TRANSITOIRE - FERMETURE LENTE -

t	$x=u.t$ (m)	$k=r-x(m)$	$a\sqrt{2-k^2}$ (m)	$\frac{a}{r}$	$\varphi=2\text{ARCSIN}$ a/r	$\frac{A_v}{A}$	$\frac{\Delta v}{V_0}$	$\frac{\Delta h}{h_c}$	$\frac{v}{V_0}$	$\frac{h}{h_c}$	h (m)
0,0	0,0	0,075	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0	0,0	1,0	1,0	15,0
5,0	0,025	0,05	0,0559	0,7453	96,3755	0,8905	0,0312	0,1836	0,9680	1,1836	17,75
10,0	0,05	0,025	0,0707	0,9427	141,0086	0,7085	0,0679	0,3989	0,9009	1,2153	18,23
15,0	0,075	0,000	0,075	1,0000	180,0000	0,5000	0,1634	0,9602	0,7375	1,7449	26,17
20,0	0,10	-0,025	0,0707	0,9427	218,9900	0,2916	0,2262	1,3295	0,5113	1,5846	23,77
25,0	0,125	-0,05	0,0559	0,7453	263,6245	0,1095	0,3093	1,8478	0,2020	2,2332	33,50
30,0	0,150	-0,075	0,0000	0,0000	360,0000	0,0000	0,2020	1,1870	0,0000	0,9538	14,31
35,0	-	-	-	-	-	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	1,0462	15,69
40,0	-	-	-	-	-	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,9538	14,31

4.4 Coup de belier dans la conduite CE.

Fermeture brusque:

Temps de fermeture $t_c = 6,25 \text{ S} < t_r = 7,25 \text{ S}$.

Vitesse de fermeture correspondante: $U = \frac{D}{t_c} = \frac{0,125}{6,25}$

Fermeture lente.

Temps de fermeture $t_c = 43,5 \text{ S} > t_r = 7,25 \text{ S}$.

Vitesse de fermeture:

$$U = \frac{D}{t_c} = \frac{0,125}{43,5} = 0,002874 \text{ m/S} .$$

L'examen des deux tableaux suivants montre que la surpression et la dépression ont respectivement pour valeur (122,93 m) et (-56,93 m) dans le cas d'une fermeture brusque. Ces deux valeurs sont ramenées à (48,27 - 33 = 15,27 m) et (33 - 15,27 = 17,73 m) dans le cas d'une fermeture lente.

La formule de MICHAUD quant à elle donne:

Pour la surpression: $h_o + \frac{2 \cdot L \cdot V_o}{g \cdot t} = 33,0 + 14,99 = 47,99 \text{ m} .$

Pour la dépression: $h_o - \frac{2 \cdot L \cdot V_o}{g \cdot t} = 33,0 - 14,99 = 18,01 \text{ m} .$

C CARACTERISTIQUES DE L'ECOULEMENT EN REGIME TRANSITOIRE - FERMETURE BRUSQUE -

t	$x=u.t$ (m)	$k=r-x$ (m)	$a\sqrt{r^2-k^2}$ (m)	$\frac{a}{r}$	$\varphi=2\arcsin \frac{a}{r}$	$\frac{A_v}{A_{v_0}}$	$\frac{\Delta V}{V_0}$	$\frac{\Delta h}{h_0}$	$\frac{V}{V_0}$	$\frac{h}{h_0}$	h (m)
0,0	0,0	0,0625	0,0	0,0	0,0	0,0000	0,0000	0,0000	1,0	1,0	33,0
1,25	0,025	0,0375	0,05	0,8000	106,2602	0,8576	0,0672	0,1831	0,9328	1,1831	39,04
2,5	0,050	0,0125	0,0612	0,9792	156,5874	0,6283	0,1441	0,3927	0,7887	1,5758	52,00
3,75	0,075	-0,0125	0,0612	0,9792	203,4129	0,3717	0,2352	0,6410	0,5535	2,2168	73,15
5,0	0,10	-0,0375	0,050	0,8000	253,7398	0,1423	0,3050	0,8312	0,2485	3,048	100,58
6,25	0,125	-0,0625	0,000	0,0000	360,0000	0,0000	0,2485	0,6772	0,0000	3,7252	122,93
7,25	-	-	-	-	-	0,0000	-	-0,3662	-	3,3590	110,85
8,75	-	-	-	-	-	0,0000	-	-0,7854	-	2,5736	84,93
10,0	-	-	-	-	-	0,0000	-	-1,2820	-	1,2916	42,62
11,25	-	-	-	-	-	0,0000	-	-1,6624	-	-0,3708	-12,24
12,5	-	-	-	-	-	0,0000	-	-1,3544	-	-1,7252	-56,93

t	$x=u.t$ (m)	$k= r-x$ (m)	$a=\sqrt{r^2-k^2}$ (m)	$\frac{a}{r}$	$\varphi=2\arcsin \frac{a}{r}$	$\frac{A_v}{A_{v_0}}$	$\frac{\Delta v}{v_0}$	$\frac{\Delta h}{h_0}$	$\frac{v}{v_0}$	$\frac{h}{h_0}$	h en m
0,0	0,0	0,0625	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0	0,0	1,0	1,0	33,0
7,25	0,0208	0,0417	0,0466	0,7456	96,4213	0,8903	0,0504	0,1375	0,9496	1,1375	37,54
14,50	0,0417	0,0208	0,0589	0,9424	140,9172	0,7089	0,1043	0,2842	0,8453	1,1467	37,84
21,75	0,0625	0,0000	0,0625	1,0000	180,0000	0,5000	0,1967	0,5361	0,6486	1,3894	45,85
29,00	0,0833	-0,0208	-0,0589	-0,9424	219,0828	0,2911	0,2341	0,6379	0,4145	1,2485	41,20
36,25	0,1042	-0,0417	0,0466	0,7456	263,5787	0,1097	0,2609	0,7111	0,1536	1,4626	48,27
43,50	0,1250	-0,0625	0,0000	0,0000	360,0000	0,0000	0,1536	0,4186	0,0000	0,9560	31,55

5. Coup de belier dans la conduite BD.

La dépression maximale a lieu au droit de la pompe (le profil étant régulièrement ascendant) et a pour valeur - 4,0 m de colonne d'eau, donc acceptable. Un clapet à rentrée d'air placé en aval de la pompe doit pouvoir éliminer cette dépression.

Le choix du clapet se fait en fonction du diamètre de la conduite et de la pente maximale du profil en long de la conduite à équiper et au point considéré.

Diamètre de la conduite: $D = 100 \text{ mm}$

Pente de la conduite au droit du placement du clapet: $i = 0,25 \text{ cm/m}$

Type de clapet choisie: NEYRPIC 80 mm (débit d'air $Q_{\max} = 1,0 \text{ m}^3/\text{s}$).

La surpression quant à elle est combattue par la mise en place d'une soupape de décharge.

5.1 Caractéristiques de fonctionnement de la soupape:

La soupape est un appareil de décharge s'ouvrant à une pression donnée, caractérisée par une loi débit libéré-pression.

Le débit est nul jusqu'à une pression H_f sous le disque dite pression d'étanchéité.

Le débit est Q sous une pression $H_0 > H_f$.

En pratique $H_f = 1,05 \cdot H_m$ ou H_m est la pression maximale de l'installation en marche normale.

Les limites admissibles de H_f , H_0 et Q sont données pour chaque dimension d'appareil (défini par le rapport diamètre de buse / diamètre du fil de ressort).

5.2 Choix de la soupape:

Pression maximale en fonctionnement normal est de $H_m = 92,0 \text{ m}$.

Pression maximale d'étanchéité $H_f = 1,05 H_m = 1,05 \cdot 92,0 = 97,0 \text{ m}$.

Débit à évacuer $Q_0 = 5,75 \text{ l/s}$ (le même que celui écoulé par la conduite en marche normale).

Soupape choisie: type NEYRPIC 50/12.

Pression d'étanchéité $/H_f = 124,0$ m.

Pression à soupape ouverte $H = 143,0$ m, débit évacué correspondant $Q = 621/S$

Surpression admise: $h = 19,0$ m.

La soupape choisie sera réglée pour $H_f = 97,0$ m, la pression à soupape ouverte est donc $H_1 = 97,0 + 19,0 = 116,0$ m.

Détermination du débit Q_1 correspondant à la pression H_1 :

La pression est proportionnelle au carré du débit:

$$H = K.Q^2 \longrightarrow K = H./Q^2$$

$$K = \frac{143,0}{(62)^2} = \frac{1}{26,8811}$$

$$\text{d'où : } Q_1 = \sqrt{K.H_1} \longrightarrow Q_1 = \sqrt{26,8811 \cdot 116,0} = 55,88 \text{ l/S ;}$$

Détermination de la pression H_0 correspondant à l'évacuation du débit

$$Q_0 = 5,75 \text{ l/S.}$$

$$\frac{H_0 - H_f}{h} = \frac{Q_0}{Q_1} \longrightarrow H_0 = 99,0 \text{ m.}$$

La pression sollicitant la conduite est en réalité supérieure à H_0 de la valeur de la perte de charge se produisant dans le piquage et au droit de raccordement de la soupape.

Cette perte de charge est évaluée à 18% de H_0 pour le débit maximum caractéristique de l'appareil et pour un piquage cylindrique (d'après le constructeur).

PERTE DE CHARGE CORRESPONDANT au débit Q_0 :

$$K = \frac{18 \cdot 143}{100 \cdot (62)^2} = 6,7 \cdot 10^{-3}.$$

$$\Delta H = K.Q_0^2 = 6,7 \cdot 10^{-3} \cdot 5,75 = 0,039 \text{ m d}$$

donc pratiquement négligeable.

6. Coup de bélier dans la conduite EF.

Les valeurs extrêmes de la pression dans la conduite EF durant le régime transitoire (coup de bélier) sont de 135 m et -41,0 m. (voir tableau 1.) S'agissant d'une installation moyenne (groupe de faible puissance , longueur moyenne) il a été décidé d'utiliser un réservoir d'air simple (non équipé d'un organe d'étranglement).

6.1 Réservoir d'air.

Un réservoir d'air est une cuve cylindrique raccordé à la conduite de refoulement par une tubulure. Cette tubulure est munie d'un organe d'étranglement qui sert à accroître les pertes de charge.

En exploitation, ce réservoir contient de l'eau et de l'air, la surface de séparation entre les deux fluides est maintenue à un certain niveau grâce à un compresseur qui comprime l'air jusqu'à ce que sa pression devienne sensiblement identique à celle de l'eau dans la canalisation au droit de raccordement du réservoir (dans le cas où l'on néglige :

- la colonne d'eau dans le réservoir d'air
- Les pertes de charge se produisant dans la tubulure de raccordement et dans l'organe d'étranglement.)

6.2 Principe de fonctionnement du réservoir d'air:

Au moment de l'arrêt de la pompe, l'eau qui continue son ascension durant un certain temps sous l'effet de son inertie, laissant derrière elle une dépression, retourne vers la pompe. Le clapet anti-retour disposé en aval de la pompe se ferme brusquement engendrant ainsi une surpression. La succession de ces deux phénomènes (dépression, surpression) peut provoquer la rupture de la canalisation.

La mise en place d'un réservoir d'air sert à atténuer les effets du coup de bélier:

- Au moment de la dépression, l'air contenu dans le réservoir se détend

à sa pression étant plus grande que celle régnant dans la conduite) chassant l'eau vers la conduite.

• Au moment de la surpression, l'eau ayant une pression très forte pénètre dans le réservoir comprimant ainsi l'air qui s'y trouve.

6.3 Calcul du Coup de bélier.

Données du problème:

Longueur de la conduite: $L = 1170$ m

Debit d'écoulement: $Q = 8,38$ l/s.

Diamètre de la conduite : 125 mm ($A = 0,012272$ m²)

Hauteur géométrique: $H_g = 39,0$ m.

Principe de calcul:

-On néglige les pertes de charge dans la conduite de refoulement , la hauteur d'eau dans le réservoir d'air, l'élasticité de la conduite et la compressibilité de l'eau.

En outre le réservoir ne comporte pas d'organe d'étranglement dans la tubulure de raccordement.

En marche normale, les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par:

- Z_0 pression absolue exprimée en mètre d'eau:

$$Z_0 = H_g + 10 = 39,0 + 10,0 = 49,0 \text{ m.}$$

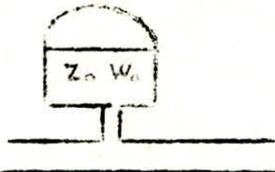
W_0 volume d'air, il est donné par l'expression suivante :

$$U_0 = \frac{v_a^2}{2 \cdot g \cdot Z_0} \cdot \frac{L \cdot A}{f \left(\frac{Z}{Z_0} \right)} \quad (1) \text{ ou :}$$

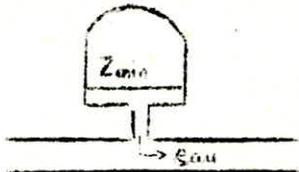
$$f \left(\frac{Z}{Z_0} \right) = \left[\frac{Z_0}{Z_{\min}} - 1 - \log \frac{Z_0}{Z_{\min}} \right]$$

-A la fin de la dépression (1^{ère} phase du phénomène du coup de bélier), l'air occupe un volume plus grand et sa pression sera plus faible , soit Z_{\min} cette pression absolue.

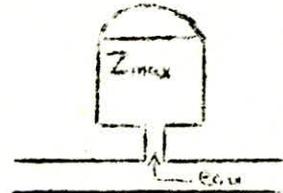
-A la fin de la surpression (3^{ème} phase), l'air occupe un volume plus petit q'en marche normale et sa pression sera Z_{max} .



marche normale



Fin de dépression



Fin de surpression

L'expression (1) est mise sous la forme suivante, en remplaçant le terme

$$\frac{V_0^2}{2 \cdot g} = h_0 :$$

$$\frac{W_0}{L \cdot \Delta} = \frac{h_0}{Z_0} \cdot \frac{1}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

Au moment de retour de l'onde, la pression peut atteindre: $39,0 + 88,0 = 127,0$ m ($h = 88,0$ m est la surpression).

On s'impose de ne pas dépasser une pression de 80,0 m de colonne d'eau.

Le calcul s'effectue comme suit:

$$Z_0 = 39,0 + 10,0 = 49,0 \text{ m}$$

$$Z_{max} = 80,0 + 10,0 = 90,0 \text{ m}$$

$$\frac{Z_{max}}{Z_0} = \frac{90,0}{49,0} = 1,84$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} = \frac{(0,68)^2}{2 \cdot 9,8} = 0,024 \quad (V_0 : \text{vitesse de l'écoulement}).$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = \frac{0,024}{49,0} = 0,0005$$

$$\frac{Z_{max}}{Z_0} = 1,84$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = 0,0005$$

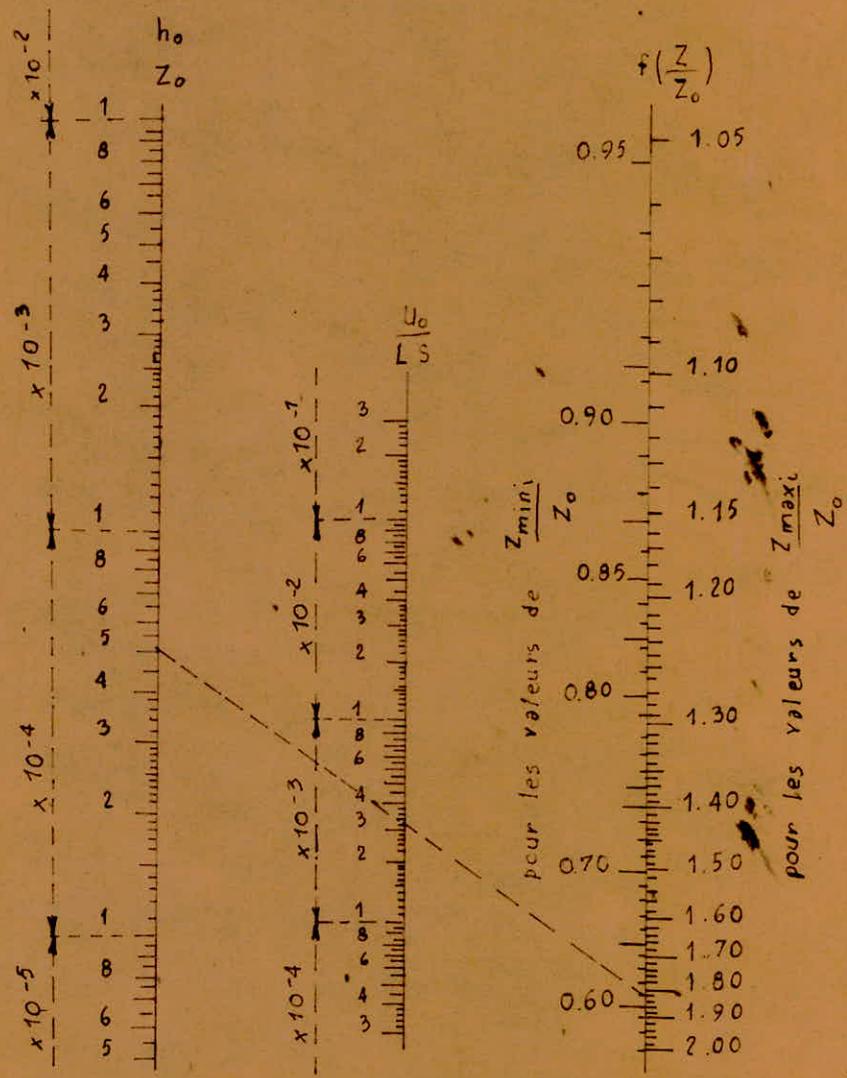
Abaque de M. VIBERT donne \Rightarrow

$$\frac{W_0}{L \cdot \Delta} = 3,4 \cdot 10^{-3}$$

$$\frac{Z_{min}}{Z_0} = 0,605$$

ABAQUE DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR



$$\text{D'où: } W_0 = 3,4 \cdot 10^{-3} \cdot L.A = 3,4 \cdot 10^{-3} \cdot 1170 \cdot 0,012272 = 48,82 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3.$$

En supposant une transformation isothermique de l'air on peut écrire que:

$$W_0 \cdot Z_0 = W_{\max} \cdot Z_{\min}$$

$$\text{d'où : } \frac{W_0 \cdot Z_0}{Z_{\min}} = \frac{48,82 \cdot 10^{-3}}{0,605} = 80,7 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3.$$

Afin qu'il reste encore de l'eau dans ce réservoir, (pour éviter l'introduction de l'air dans la conduite), même quand le volume W aura atteint sa valeur maximale, sa capacité sera prise égale à 100l.

Verification de la depression à l'origine du refoulement:

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,605 \longrightarrow Z_{\min} = 0,605 \cdot Z_0 = 0,605 \cdot 49,0 = 29,65 \approx 30,0 \text{ m.}$$

La dépression est alors : (exprimée en mètre de colonne d'eau).

$$H_g = Z_{\min} = 49,0 - 30,0 = 19,0 \text{ m.}$$

7. ETUDE DU COUP DE BELIER DANS LA CONDUITE BC

A- Arrêt de pompe

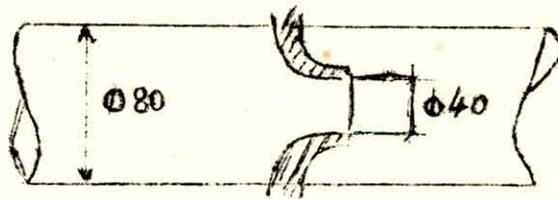
Le coup de béliier dans cette conduite donne lieu à une surpression trop grande (~ 10 bars) d'une part, l'installation est trop importante d'autre part. C'est pourquoi en vue de réduire cette surpression à une valeur acceptable (minimiser son effet). On utilise comme système anti-béliier un réservoir d'air.

Le réservoir d'air est raccordé à la conduite par une tubulure comprenant une tuyère servant à amortir rapidement les oscillations, la perte de charge étant plus grande au moment du remplissage qu'à la vidange.

Caractéristiques de l'organe d'étranglement:

Diamètre de la tubulure : $\Phi 80$ mm section $A = 0,0050265$ m²

Diamètre de la tuyère : $\Phi 40$ mm section $A = 0,0012566$ m²



P1 Principe de calcul:

À l'arrêt brusque, l'eau continue de monter vers le réservoir d'eau pendant un certain temps, et cela avec une vitesse décroissante, lorsque la vitesse s'annule toute la colonne d'eau redescend vers le réservoir d'air avec une vitesse négative qui va croître en valeur absolue puis décroître pour redevenir nulle etc... , le phénomène se poursuit en s'amortissant.

Les valeurs de la depression et de la surpression maximales seront determinées ^{montrées dans la Construction} de l'Épure de BERGERON.

1- ON considere un intervalle de temps $\Theta = \frac{2L}{C}$ auquel correspond une vitesse finale V_f (vitesse en fin d'intervalle) , la vitesse V_f est choisie arbitrairement.

2- Augmentation du volume d'air dans le réservoir, quand l'eau monte dans la conduite ou sa diminution quand l'eau redescend.

$$\Delta W = A \cdot d$$

(A : Aire de la section de la conduite
d : distance parcourue par l'eau au bout du temps $\Theta = \frac{2L}{C}$

$$d = V_m \cdot \Theta$$

$$\text{avec } V_m = \frac{V_{i-1} + V_{fi}}{2}$$

$$\text{au premier temps de l'écoulement : } V_m = \frac{V_o + V_{f1}}{2}$$

où $\left\{ \begin{array}{l} V_o : \text{Vitesse de l'écoulement avant la disjonction} \\ V_f : \text{Vitesse finale choisie à la fin de } \Theta. \end{array} \right.$

3- Volume d'air dans le réservoir

$$W = W_o + \Delta W \quad \text{quand l'eau monte vers le reservoir d'eau (vidange du réservoir d'air)}$$

$$W = W_o - \Delta W \quad \text{quand l'eau redescend (remplissage du réservoir d'air)}$$

$$W_n = W_{n-1} \pm \Delta W$$

où W_o : volume initial du réservoir d'air pris arbitrairement

($W_o = 1,5 \text{ m}^3$ d'air).

4- La pression dans le reservoir d'air

On admet que la détente du fluide s'effectue conformément à la loi de POISSON.

$$(Z_0 + \sum_0) W_0^{I,4} = Z W^{I,4} \longrightarrow Z = \frac{(Z_0 + \sum_0) W_0^{I,4}}{W^{I,4}}$$

avec Z : pression dans le reservoir d'air

\sum_0 : perte de charge dans la conduite } en marche normale

Z_0 : pression dans le reservoir d'air exprimée en m de colonne d'eau

W : volume d'air à l'instant considéré en m^3 .

5- Pertes de charge au niveau de la tuyère

La perte de charge est différente, suivant que l'eau monte dans la conduite (vidange du reservoir) ou que l'eau redescende (remplissage du reservoir).

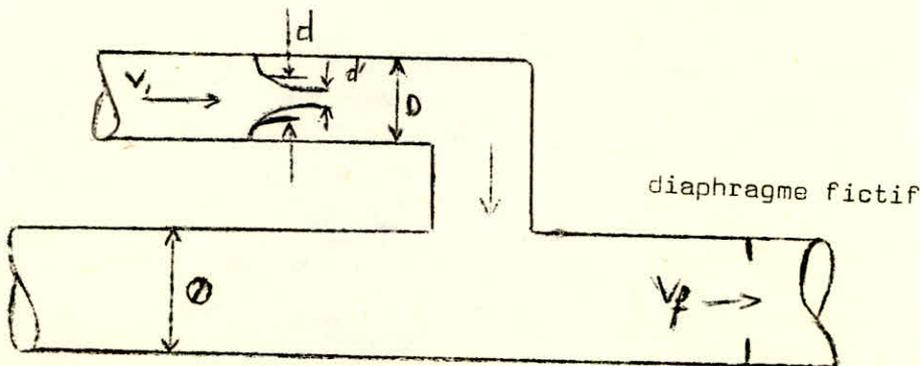
- perte de charge à la montée de l'eau

vitesse dans la tuyere (V_1) :

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d^2} \cdot \left(\frac{D}{\mu d} \right)^2$$

μ : coefficient $\mu = 0,92$ pour une tuyere

$$\Delta h_1 = K_1 \frac{V_1^2}{2g}$$



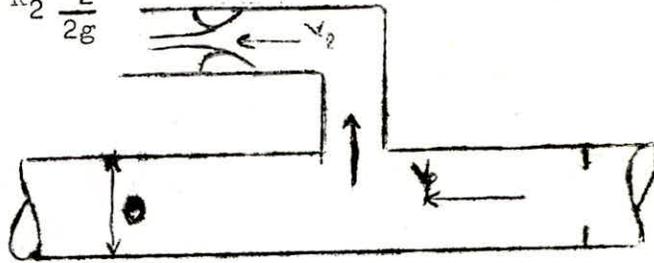
- perte de charge au moment de la descente de l'eau

vitesse dans la tuyère (V_2) :

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{D^2}{c \cdot d^2} \quad \text{ou } c: \text{ coefficient de contraction (} c = 0,5 \text{ la tuyère}$$

fonctionne comme un ajutage rentrant).

$$\Delta h_2 = K_2 \frac{V_2^2}{2g}$$



Les coefficients K_1 , K_2 s'évaluent en fonction du rapport (m) des sections de la veine contractée (diamètre d') et de la tubulure (diamètre D).

$$m_1 = \left(\frac{m \cdot d}{D} \right)^2 = \left(\frac{0,92 \times 40}{20} \right)^2 = 0,2116 \longrightarrow K_1 = 0,63$$

$$m_2 = c \left(\frac{d}{D} \right)^2 = 0,5 \cdot \left(\frac{40}{80} \right)^2 = 0,125 \longrightarrow K_2 = 0,77$$

6- La pression dans la conduite se déduit (en négligeant la hauteur d'eau dans le réservoir).

- en faisant la différence $Z - \Delta h_1$ quand l'eau monte

- en faisant la somme $Z + \Delta h_2$ quand l'eau descend

7- On calcule la perte de charge \int correspondant à la vitesse V_f

choisie (les pertes de charge dans la conduite sont prises en compte en imaginant un diaphragme fictif donnant la même perte de charge que la conduite et placé en aval de la tubulure (pertes de charge singulières non comprises).

8-La pression finale absolue dans la conduite, en aval du diaphragme fictif s'obtient :

- en faisant la difference $Z - \Delta h_1 - \int$ quand l'eau monte

- en faisant la somme $Z + \Delta h_2 + \int$ quand l'eau descend

9- C'est par cette valeur de la pression finale absolue que sera menée l'horizontale qui recoupera la droite $+\frac{c}{g \cdot \Delta}$ et qui devra correspondre

à la vitesse V_f fixée au départ; sinon les calculs seront recommencés avec une autre valeur de V_f (approximations successives).

H.2 CONSTRUCTION DE L'EPURE

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

La droite $\frac{c}{g \cdot \Delta}$ part du point de coordonnées $(V_0 ; H_0 + 10)$, vitesse

et pression absolue de l'écoulement en marche normale (pertes de charges non comprises).

L'intersection de la droite $\frac{c}{g \cdot \Delta}$ avec l'horizontale passant par la valeur de la pression régnant dans la conduite (déterminée suivant le processus précédent) donne un point à partir duquel la droite $(\frac{-c}{g \cdot \Delta})$

se réfléchit sur l'horizontale passant par la valeur $Z_0 = H_0 + 10$

La construction de l'epure se poursuit de la même manière et ce, durant un aller-retour de l'eau (période où l'intensité du coup de bélier est maximale).

pende de la droite $\frac{c}{g \cdot \Delta}$

dimensions / :

$$\frac{c}{g \cdot A} = \left[\frac{s}{m^2} \right] \text{ et } \frac{h}{q} = \left[\frac{s}{m^2} \right] \longrightarrow \frac{h}{q} = \frac{7160,1512 \text{ m}}{1 \text{ m}^2 / \text{s}}$$

$$\frac{c}{g \cdot A} = \frac{1240}{9,8 \times 0,0176715} = 7160,1512$$

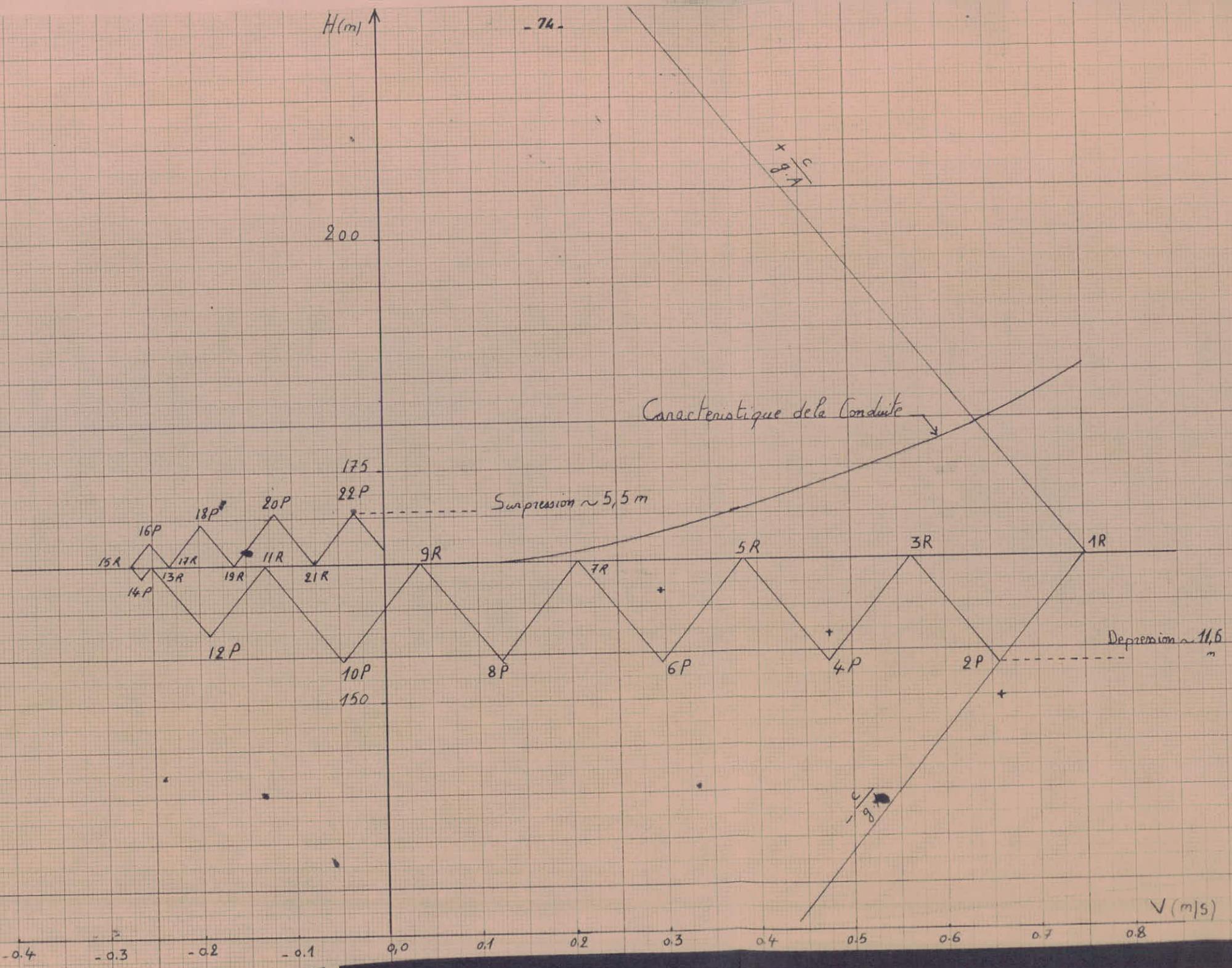
si l'échelle de la pression est graduée à raison de 1 cm pour 5m ;
7160,1512 m seront représentés par 1432,0302 cm

L'échelle des vitesses est graduée à raison de 1 cm pour 0,05 m/s
soit pour $0,05 \times 0,0176715 = 0,0008836 \text{ m}^3 / \text{s}$ donc $1 \text{ m}^3 / \text{s}$ sera
représenté par 1131,7594 cm.

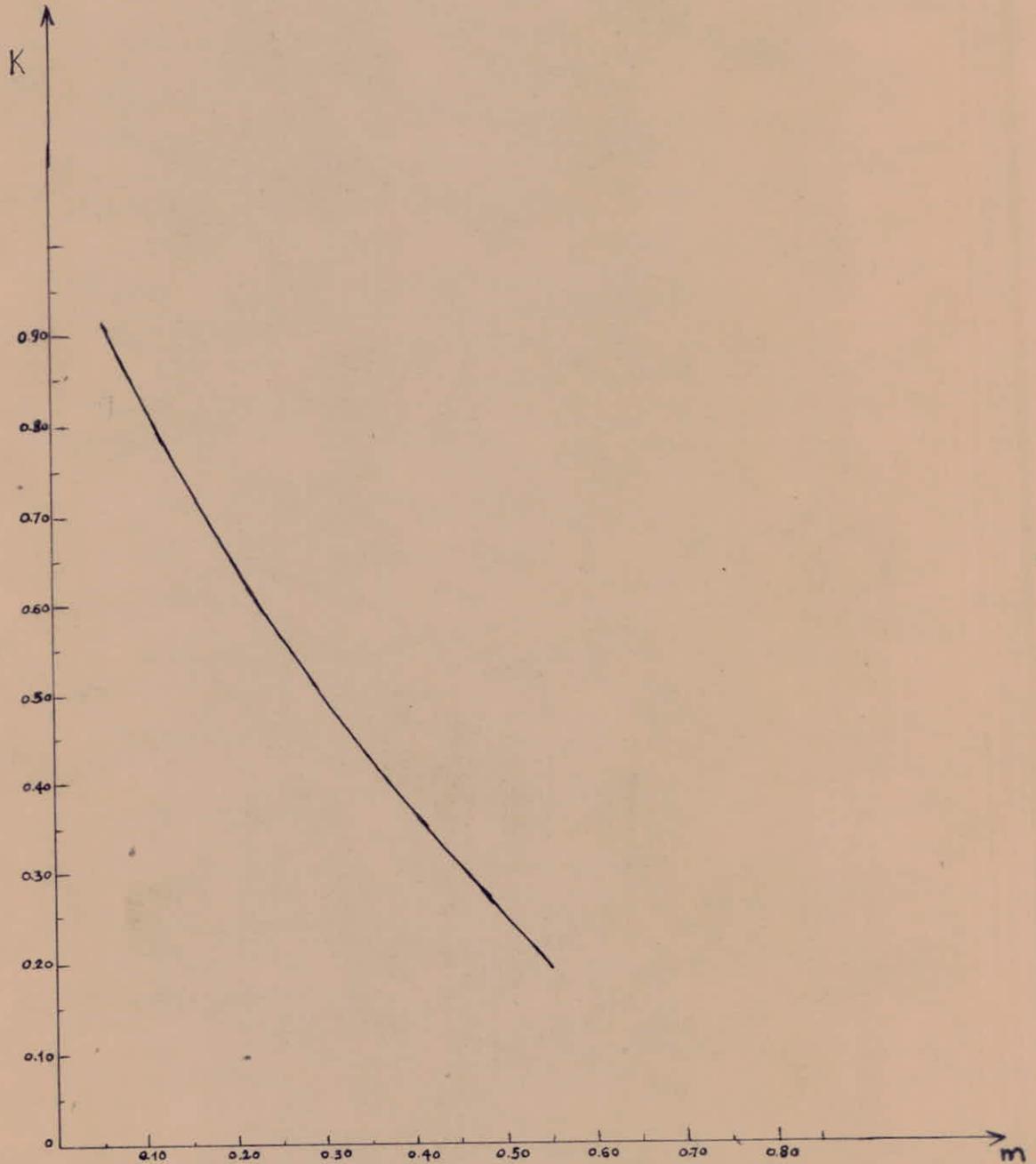
$$\text{d'où } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{q} = \frac{1432,0302}{1131,7594} = 1,265313 \longrightarrow \alpha = 51,68$$

Coup de Belier - Arrêt de pompe -

Intervalle de temps θ (S)	Variation du Volume d'air $W = S \cdot V$ $0 = 0,109V$ m^3	Volume d'air W en m^3	Pression dans le réservoir d'air $Z = 326,36$ $\frac{W}{W_0} - 57m$	Vitesse dans la tubulure (m/s) montée: $V_1 = 16,6 V_p$ descente: $V_2 = 28,13 V_p$	p.d.c dans la tuyère (en m) montée: $\Delta h_1 = 0,63 \frac{V_1^2}{2g}$ descente: $\Delta h_2 = 0,77 \frac{V_2^2}{2g}$	pression dans la conduite avec p.d.c. montée: $Z - \Delta h_1$ descente: $Z + \Delta h_2$	perte de charge de refoulement δ en (m).	pression dans la conduite sans p.d.c. montée: $Z - \Delta h_1 - \delta$ descente: $Z + \Delta h_2 + \delta$	Vitesse lue sur le graphique V_f (m/s)	Designation du point	Vitesse moyenne V_m (m/s)	Vitesse finale choisie V_f (m/s)
0,0	0,0	1,50	185,0	-	-	185,0	20,0	165,0	0,75	1R		
θ	0,0767	1,5767	172,52	10,90	3,82	168,70	15,36	153,34	0,657	2P	0,7035	0,657
20	0,0617	1,6384	163,50	7,89	2,0	161,50	8,10	153,40	0,475	4P	0,566	0,475
30	0,0420	1,6804	157,80	4,90	0,77	157,03	3,20	153,83	0,295	6P	0,385	0,295
40	0,0228	1,7032	154,85	2,04	0,13	154,72	0,59	154,13	0,123	8P	0,209	0,123
50	0,0041	1,7073	154,33	1,32	0,07	154,40	0,00	154,40	-0,047	10P	0,038	-0,047
60	-0,0129	1,6944	155,98	5,34	1,12	157,10	0,30	157,31	-0,19	12P	-0,105	-0,19
70	-0,0248	1,6696	159,24	7,45	2,18	161,42	2,62	164,04	-0,265	14P	-0,2275	0,265
80	-0,0283	1,6413	163,09	7,17	2,02	165,11	2,42	167,53	-0,255	16P	-0,260	-0,255
90	-0,0248	1,6165	166,61	5,63	1,24	167,85	1,52	169,37	-0,200	18P	-0,2275	-0,200
100	-0,0174	1,5991	169,15	3,38	0,45	169,60	0,86	170,46	-0,120	20P	-0,160	-0,120
110	-0,0084	1,5907	170,40	0,98	0,03	170,43	0,00	170,43	-0,035	22P	-0,0775	-0,035



COEFFICIENT DE PERTE DE CHARGE K DANS UNE TUYERE



La construction de l'épure nous permet de déterminer les valeurs maximales de la surpression et de la dépression qui sont respectivement égales à : 5,50 m et 11,66 m soit inférieur aux p.d.c = 15,36 m.

A.3 CARACTERISTIQUES FINALES DU RESERVOIR D'AIR

L'examen du tableau montre que l'air peut occuper un volume maximale de 1,7073 m³ environ.

Comme il faut qu'à ce moment il reste encore de l'eau dans le réservoir, il sera prévu une cloche d'une capacité totale de 2,0 m³ dans laquelle l'air en marche normale n'occupera que 1,5 m³.

Un compresseur d'air s'avère nécessaire afin d'amener le niveau de séparation des deux fluides à la hauteur calculée correspondant au volume occupé par l'air en exploitation normale.

Le compresseur fonctionne automatiquement dès le niveau ^{que} de l'eau remonte par suite de la dissolution de l'air.

COUP DE BELIER AU DEMARRAGE

L'arrêt (ou la mise en marche) de la pompe étant réglé automatiquement donc la vanne située à l'aval de la pompe doit rester constamment ouverte, d'où la nécessité de vérifier le comportement de l'installation au coup de belier au moment du démarrage de la pompe.

HYPOTHESES:

- Les pertes de charge sont prises en compte en imaginant un diaphragme fictif situé au départ de la conduite et donnant lieu à la même perte de charge que celle-ci.
- Les pertes de charges singulières (20 % des p.d.c linéaires) ne sont pas prises en considération pour les raisons suivantes:
 - + assurer une marge de sécurité, les pertes de charge ayant pour effet d'atténuer le coup de belier.
 - + Au début de l'exploitation on n'est pas sûr que les pertes locales atteignent cette valeur.
- On néglige la hauteur de l'eau dans le réservoir.

METHODE

Construction graphique:

Les valeurs maximales de la surpression et de la dépression sont déterminées moyennant le diagramme de BERGERON .

- ON représente dans le diagramme (Q; H) la courbe caractéristique de la pompe, courbe tracée à IO m au dessus de l'axe OQ, pour tenir compte des pressions absolues.
- La droite $\frac{c}{g \cdot A}$ part du point de coordonnées (0 , Zo) où Zo = Ho + IO (Ho : hauteur géométrique).
- Pour une hauteur piezométrique H, choisie arbitrairement correspond un débit Q.
- L'intersection de l'horizontale passant par le point d'ordonnée H-S avec la droite $\frac{c}{g \cdot A}$ donne le point de réflexion de la droite $\frac{-c}{g \cdot A}$ sur l'horizontale passant par Zo = Ho + IO

-Le point d'intersection de c avec l'horizontale passant par $H - \delta$

augmenté de l'ordonnée de $\int \frac{g \cdot A}{c}$ divisé le débit Q en deux:

- Q_c débit évacué dans la conduite de refoulement et donnant lieu à une perte de charge δ .
- Q_r dirigé dans le réservoir d'air et donnant une perte de charge Δh au passage de la tuyère.

$$Q = Q_c + Q_r$$

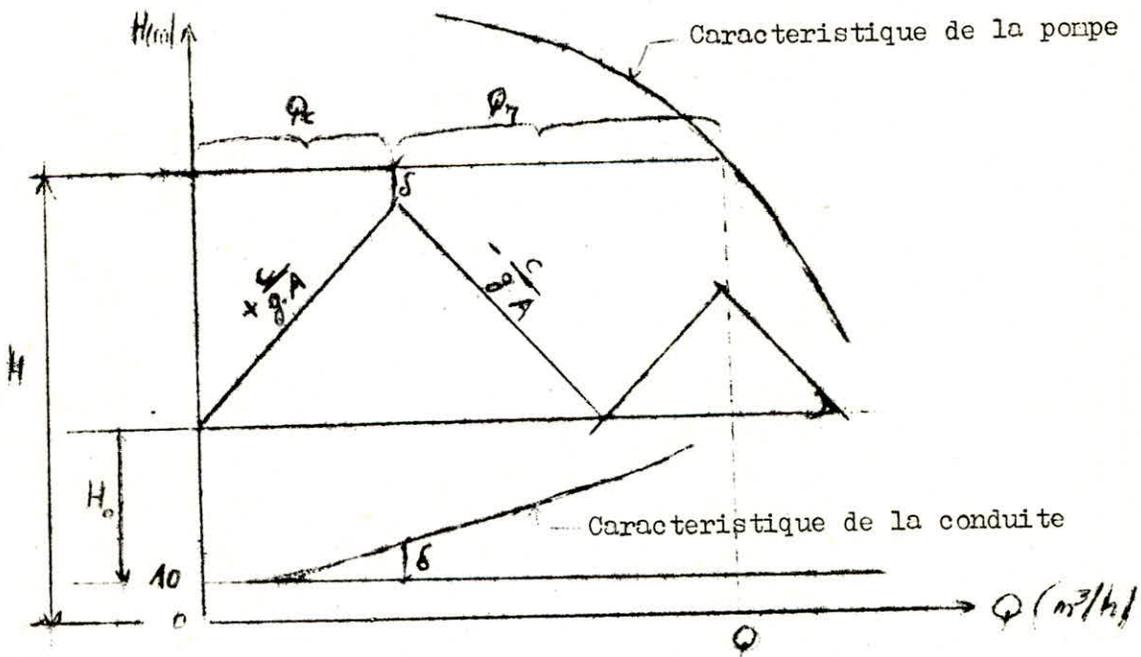
Perte de la droite $\frac{c}{g \cdot A}$

Echelle de pression 1 cm \longrightarrow 10 m

$\frac{c}{g \cdot A} = 7160,1512$ m sera représenté par 716,01512 cm

Echelle de débit : 1 cm \longrightarrow 3 m³/h \longrightarrow 1 m³/s
sera représenté par 1200 cm

$$\text{D'où } \text{tg} \alpha = \frac{716,01512}{1200} = 0,596679 \longrightarrow \alpha = 30^\circ,82$$



PRINCIPE DE CALCUL :

Pour une hauteur piezometrique H choisie au depart arbitrairement on calculera :

1) le volume d'eau de remplissage (ou de vidange) du reservoir d'air en fonction du debit moyen (Q_m) et du temps Θ d'un aller-retour d'onde. Q_m est la moyenne arithmetique des debits Q_r à l'origine et à la fin de l'intervalle Θ .

La variation du volume d'air dans le reservoir est donné par /

$$W = Q_m \cdot \Theta$$

2) Volume d'air dans le reservoir :

$$W = W_0 - \Delta W \quad \text{lorsque le reservoir d'air se remplit.}$$

$$W = W_0 + \Delta W \quad \text{lorsque le reservoir d'air se vide .}$$

W_0 : Volume du reservoir d'air determine lors de l'arret de la pompe ($W_0 = 2,0 \text{ m}^3$).

3) La pression dans le reservoir d'air (compte tenu d'une evolution adiabatique de l'air) est :

$$Z = \frac{Z_0 W_0^{1,4}}{W^{1,4}} = \frac{165 \cdot 2^{1,4}}{W^{1,4}} = \frac{435,44}{W^{1,4}}$$

4) Vitesse d'eau et pertes de charges dans la tuyère
- vidange du reservoir :

$$V_1 = \frac{Q_r}{S_1} \quad \text{où } S_1 = \frac{(\mu d)^2 \cdot \pi}{4} \quad (\mu : \text{coef de debit})$$

$$\Delta h_1 = K_1 \frac{V_1^2}{2g}$$

- Remplissage du reservoir:

$$V_2 = \frac{Q_1}{S_2} \quad \text{où } S_2 = \frac{c \cdot \pi d^2}{4} \quad c : \text{Coef de contraction de la section}$$

$$\Delta h_2 = K_2 \frac{V_2^2}{2g}$$

REMARQUE:

Les coefficients K_1 et K_2 sont les mêmes que ceux déterminés lors de l'étude du coup de belier en cas d'arrêt des pompes.

5) La pression absolue dans la conduite :

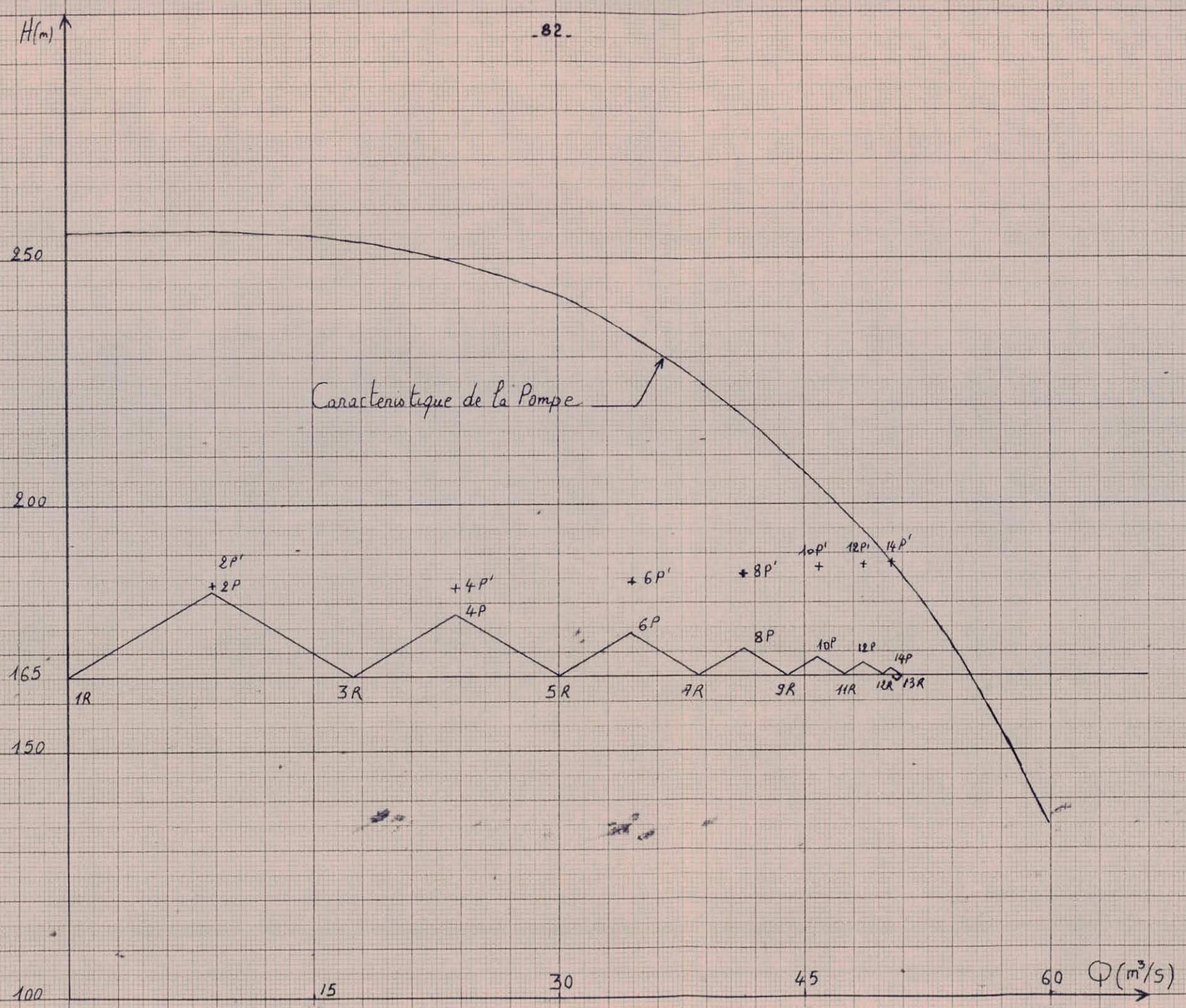
- $Z - \Delta h_1$ au cours de la vidange

- $Z + \Delta h_2$ au cours du remplissage

On vérifie alors que la pression ainsi trouvée, correspond à la hauteur piézométrique choisie.

Coup de belier - Demarrage de pompe -

Intervalle de temps θ	Debit dans la pompe Q en (m^3/s)	Debit dans la conduite q_c en (m^3/s)	Debit qui entre ou qui sort du reservoir $q_r (m^3/s)$	Debit moyen $q_m (m^3/s)$	Variation du volume d'air $W=6,145 \cdot q_m (m^3)$	Volume d'air montee: $W = W_0 + \Delta W$ descente: $W = W_0 - \Delta W (m^3)$	Pression dans le reservoir d'air $Z = \frac{435,44}{W} \text{-----} (m)$	Vitesse q_r vidange: $V_1 = 0,001064$ remplissage $V_2 = q_r / 0,000628$	P.d.c dans la tuyere $h_1 = 0,63V_1^2$ $h_2 = 0,77 V_2^2 / 2g (m)$	Pression H Choisie arbitrairement en m	pression dans la conduite remplissage $Z + \Delta h_2$ Vidange $Z - \Delta h_1$	perte de charge dans la conduite δ en m	Designation du point
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,0	165,0	0,0	0,0	165,0	165,0	0,0	1R
0	0,01429	0,00246	0,01183	0,00592	0,03638	1,9636	169,30	18,84	13,94	183,5	183,24	0,75	2P 2P'
20	0,01433	0,00663	0,0077	0,00977	0,03638	1,9036	176,82	12,26	5,91	183,0	182,73	5,15	4P 4P'
30	0,01425	0,00958	0,00467	0,00619	0,03801	1,8656	181,88	7,44	2,17	184,0	184,05	10,53	6P 6P'
40	0,01417	0,01150	0,00267	0,00367	0,02255	1,8431	185,0	4,25	0,71	185,5	185,71	15,07	8P 8P'
50	0,01408	0,01275	0,00133	0,00200	0,01229	1,8308	186,74	2,12	0,18	187,0	186,92	18,49	10P 10P'
60	0,01400	0,01354	0,00046	0,00090	0,0055	1,8253	187,53	0,73	0,02	187,80	187,55	20,8 2	12P 12P'
70	0,01400	0,01400	0,00000	0,00023	0,00141	1,8239	187,73	0,00000	0,00000	188,0	187,73	22,23	14P 14P'
80	0,01408	0,01408	0,00000	0,00000	0,00000	1,8239	187,73	0,00	0,00	187,0	187,73	22,49	16P 16P'



8 Protection de la canalisation contre la corrosion

Corrosion:

Les phénomènes de la corrosion sont multiples et divers et n'épargnent aucun matériaux. Le sol, puissant agent de la corrosion peut être rendu très agressif à l'égard des structures métalliques sous certaines conditions.

9 Causes principales de la corrosion:

La corrosion d'un métal plongé dans un électrolyte se produit lorsqu'il ya :

-Hétérogénéité de l'électrolyte:

C'est le cas, par exemple, d'une croûte d'oxyde rompue, l'oxyde est cathodique par rapport au fer.

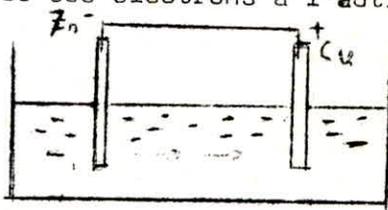
-Hétérogénéité de l'électrolyte:

C'est le cas notamment de terrains de nature physique ou chimique différentes calcaires, sables, eau douce, eau saumâtre, argile ... Des piles de concentration se forment alors, avec la conduite comme circuit extérieur.



-Contact de métaux différents:

Lorsque deux métaux différents sont au contact d'un électrolyte, le métal le plus électronegatif cède ses électrons à l'autre.



-Influence d'une source électrique extérieure:

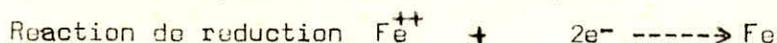
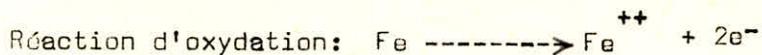
Ce cas se présente, lorsque des courants continus de retour d'installations diverses (usines, chemins de fer), s'échappent des conducteurs appropriés, empruntent le sol puis les structures qui y sont établies. Aux endroits où le courant quitte ces structures, le métal est corrodé par électrolyse.

La corrosion des conduites est donc fonction de la nature du sol, de sa composition physique et chimique. (en l'absence de courants vagabonds)

2.2 Principe de la corrosion:

L'atome est électriquement neutre, il peut sous certaines influences, perdre ou gagner des électrons, et devenir ainsi un ion, positif dans le premier cas (oxydation), négatif dans le second (réduction).

Exemple du fer:



Le fer métallique perd deux électrons, il devient ion positif qui entre en solution ou se combine, suivant le cas avec un ion négatif (c'est la corrosion).

Les deux réactions précédentes montrent en particulier que pour empêcher la corrosion des métaux de se produire, il faut s'opposer à toute perte d'électrons, c'est le but de la protection cathodique.

2.3 Protection cathodique

L'agressivité du sol est déterminée moyennant des mesures de résistivité de terrain le long du tracé des conduites.

Qualité de terrain

Résistivité ρ

Terrain agressif

$$\rho < 50 \text{ } \Omega \cdot \text{m}$$

Terrain d'agressivité douteuse

$$50 \leq \rho \leq 100 \text{ } \Omega \cdot \text{m}$$

Terrain non agressif

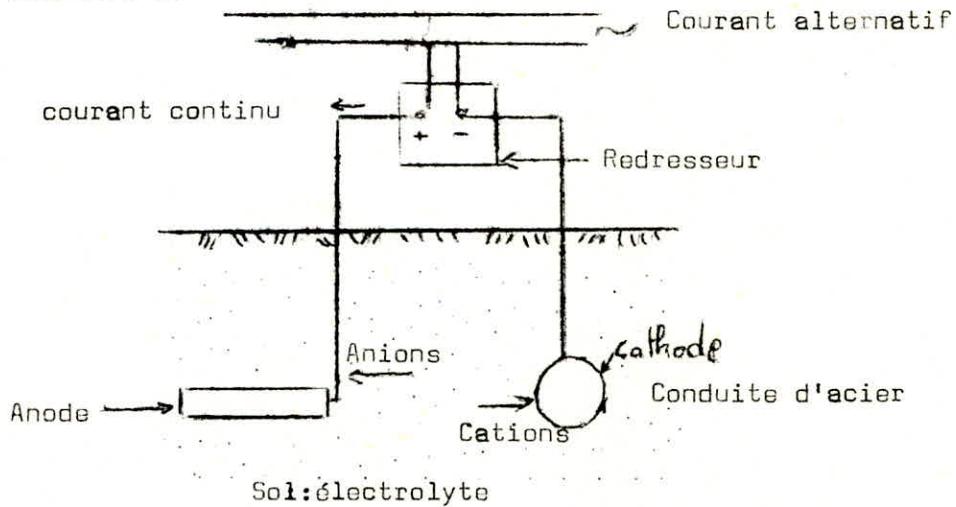
$$\rho > 100 \text{ } \Omega \cdot \text{m}$$

Dans le cas où la résistivité du sol est inférieure à $100 \text{ } \Omega \cdot \text{m}$, ^{est} il est nécessaire de protéger les conduites en acier.

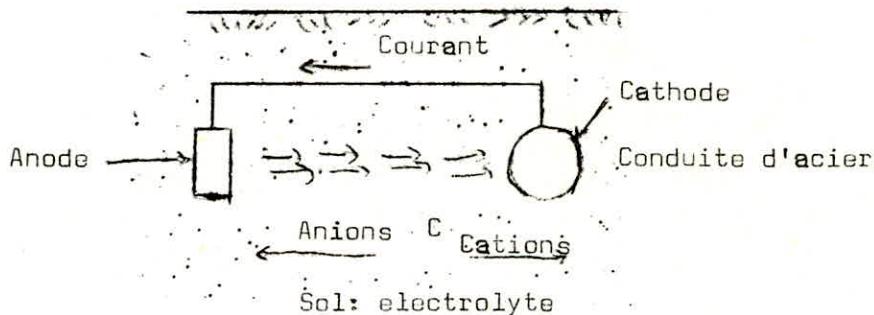
2.4 Principe de la protection cathodique:

La protection cathodique d'une surface en acier est assurée lorsque le potentiel de celle-ci a franchi un certain seuil négatif par rapport au milieu électrolytique en contact.

On admet , habituellement, que ce potentiel doit être de $- 850 \text{ mV}$,(le zéro de référence, étant donné par l'électrode standard cuivre-sulfate de cuivre posée contre le tuyau). ce qui correspondant à un abaissement du potentiel naturel de l'acier de -350 mV environ.(potentiel naturel de l'acier = -500 mV)
Le moyen de provoquer la chute de potentiel de l'acier, est de diriger sur le métal un courant électrique. Pour cela l'ouvrage à protéger est relié soit au pôle négatif d'une source de courant continu (protection par soutirage de de courant), soit à un métal plus électronegatif que l'acier (protection par anode réactive).



Protection par soutirage de courant



Protection par anode réactive

Dans le cas d'une protection par soutirage de courant, la borne positive de la source doit être reliée à une masse métallique enterrée jouant le rôle d'anode.

Pour faire le choix entre les deux solutions, il y a lieu de considérer :

-L'intensité du courant:

Le nombre d'anodes à utiliser étant directement fonction de l'intensité de courant débitée. La protection par anode réactive est considérée comme économique lorsque l'intensité de courant ne dépasse pas la valeur de 500 mA

En outre cette solution ne nécessite pratiquement pas d'entretien.

-La disponibilité d'une source de courant:

Pour alimenter le redresseur, il faut disposer d'une source de courant :

Basse-Tension à proximité de la conduite.

87 Caractéristiques des postes de protection

Le nombre de postes est fonction de la longueur de la canalisation.

Emplacement des postes:

Chaque poste est placé de telle façon à avoir des portées (distance du poste à l'extrémité du tronçon de conduite considérée), sensiblement égales de part et d'autre du poste.

Nombre d'anodes

La masse de l'anode dépend de la matière dont elle est constituée.

(Magnésium, Aluminium, Zinc). et est donnée par :

$$m = \frac{I_0 \cdot T}{E_e / 2} \quad \text{en Kg}$$

I_0 : intensité de courant de circulation en Ampère

T : période de protection (en moyenne 20 ans), exprimée en heure

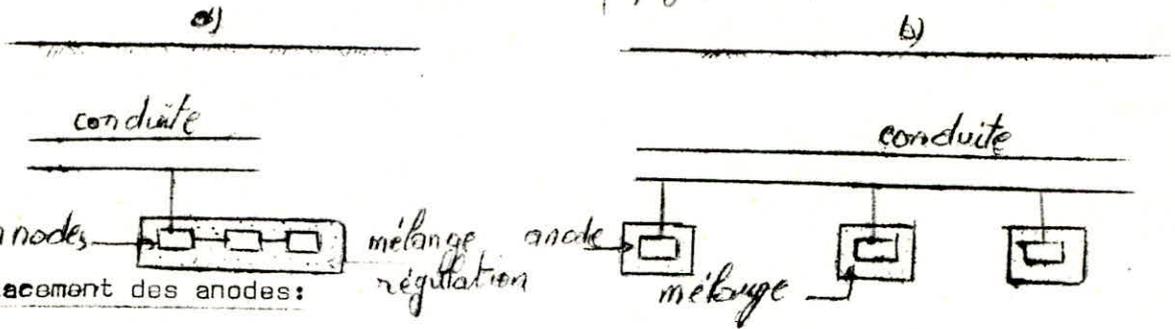
E_e : Equivalent électrochimique de l'anode (E_e du Mg = 2200 Ah/Kg)

-Le chiffre 2 traduit le fait que le rendement n'exécède jamais 50%.

En général les anodes disponibles sont de forme cylindrique de 1,0 m de longueur en moyenne et dont la section varie en fonction de la masse qui peut être de 10, 20, ou 30 Kg.

Le nombre d'anodes se déduit alors facilement.

Ces anodes peuvent être disposées en groupe dans un seul poste, ou réparties sur toute la longueur de la canalisation. (figures respectives a et b)



8.8 Emplacement des anodes:

Les anodes sont implantées de préférence dans un terrain de faible résistivité afin de réduire la résistance de contact Anode-sol, et en conséquence, la force électromotrice nécessaire.

Aux lieux de pose des anodes, il est nécessaire de mesurer la résistivité du sol et à différentes profondeurs (1,0 m 2,0 m 3,0 m); afin de déterminer l'emplacement le plus approprié des anodes

Les anodes seront enrobées de matières tel que : le back fill qui est composé de 2/3 de bentonite et 1/3 de gypse , afin de protéger cette fois-ci les anodes (assurer une corrosion régulière sur toute la surface de l'anode).

Les anodes ^{seront} placées à 3,0 m environ de la conduite.

La liaison anode-conduite ^{doit} être assurée par des câbles isolés.

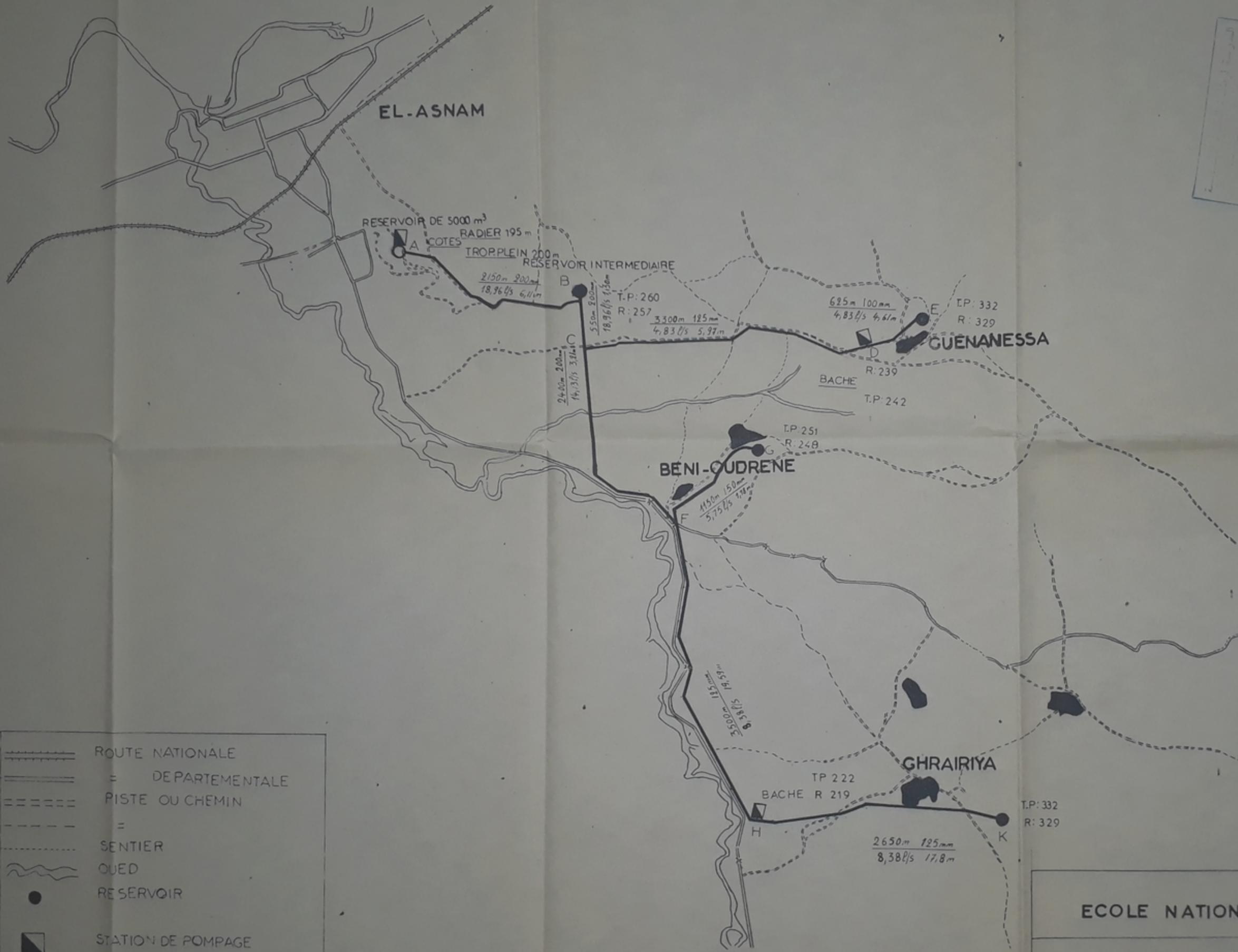
BIBLIOGRAPHIE

<u>Titre</u>	<u>Auteur</u>
Hydraulique Urbaine	A.DUPONT
Hydraulique Generale	CARLIER
Distribution d'eau dans les agglomerations urbaines et rurales	G.GOMELLA ET H.GUEREE
Precis de protection cathodique appliquée aux canalisations en acier	G.POIRIER
<u>Polycope: Hydraulique Generale</u>	G.LAPRAY

Catalogues

Canalisation -PONT -A-MOUSSON-

Soupape de decharge -NEYRPIC-

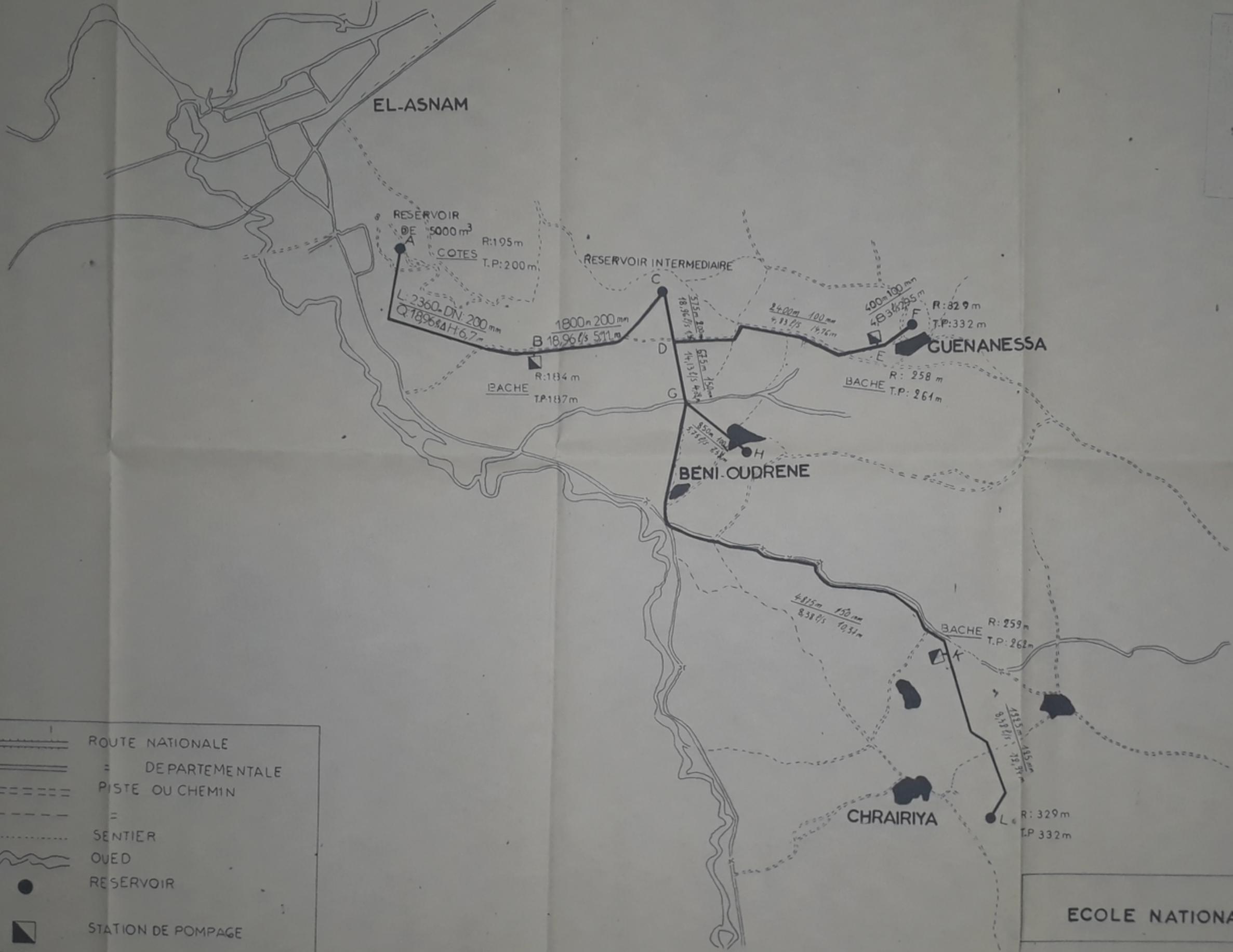


PH 00881
-01-

	ROUTE NATIONALE
	DEPARTEMENTALE
	PISTE OU CHEMIN
	SENTIER
	OUED
	RESERVOIR
	STATION DE POMPAGE

الجامعة الوطنية للتكنولوجيا
الكتبة
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE		
AEP DE GUENANESSA, CHRAIRIYA ET BENI-ODRENE		
SCHEMA DIRECTEUR DU RESEAU VARIANTE N°1		ECHELLE 1/25000
DESSINE PAR	A. FANIT	
VERIFIE PAR	UTRYSCO B	DATE JANVER 81
		PLAN N°1



PH 00 881
-02

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
البيزنطية

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

AEP DE GUENANESSA, CHRAIRIYA ET BENI OUDRENE

SCHEMA DIRECTEUR DU RESEAU VARIANTE N° 2		ECHELLE 1:25000
DESSINE PAR	A. FANIT	
VERIFIE PAR	UTRYSKO.B	DATE JANVIER
		PLAN N°2

EL-ASNAM

RESERVOIR DE 5000m³
A
COTES T.P.: 200 m
R: 195 m

BACHE
T.P.: 180 m
R: 177 m

3810m 150mm
13,21 l/s ~ 2378 m

C T.P.: 32 m
R: 329 m

GUENANESSA

L: 3060 m DN 200 mm
Q = 18,96 l/s AN-870

D T.P.: 251 m
R: 248 m

BENI-ODRENE

838 m 125 mm
8,31 l/s 7,86 m

T.P.: 296 m
R: 293 m

BACHE

CHRAIRIYA

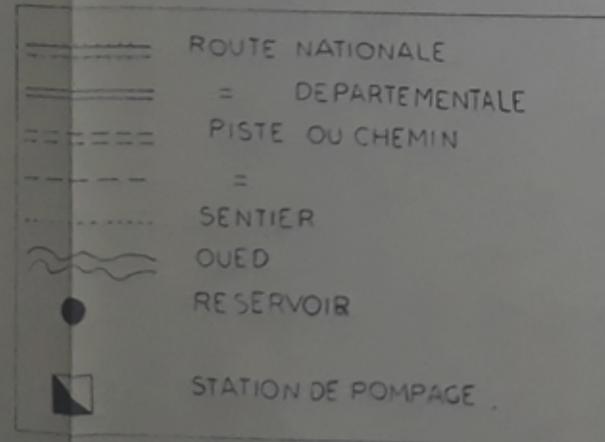
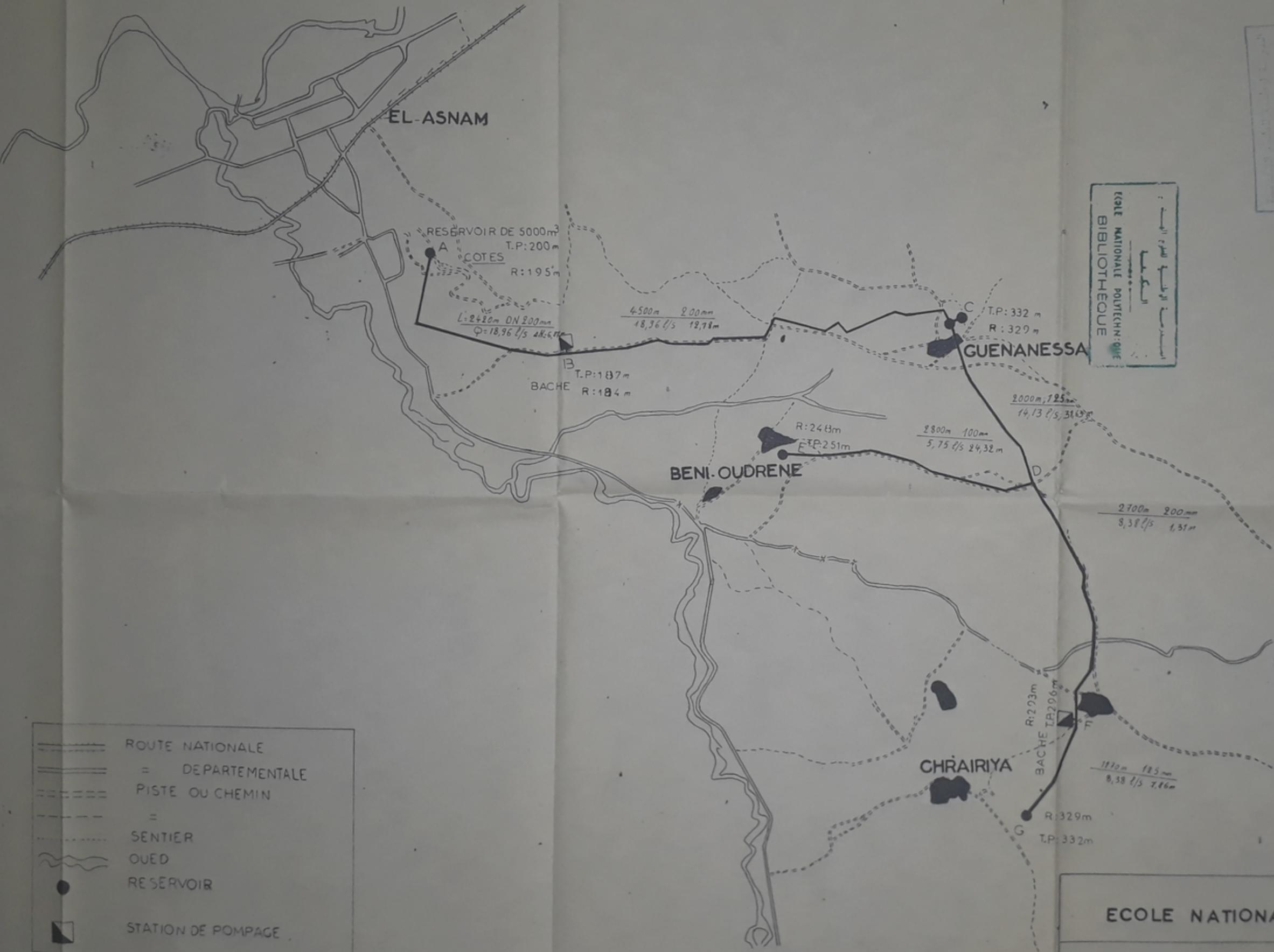
R: 329 m
FT.P.: 332 m

PH00881
-03-

	ROUTE NATIONALE
	= DEPARTEMENTALE
	PISTE OU CHEMIN
	= SENTIER
	OUED
	RESERVOIR
	STATION DE POMPAGE

الجمهورية العربية السورية
البيروت
الجامعة الوطنية للهندسة
BIBLIOTHEQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE		
AEP DE GUENANESSA CHRAIRIYA ET BENI-ODRENE		
SCHEMA DIRECTEUR DU RESEAU VARIANTE N°3		ECHELLE 1/25000
DESSINE PAR	A. FANIT	
VERIFE PAR	UTRYSCOB	DATE JANVIER 81
		PLAN N°3

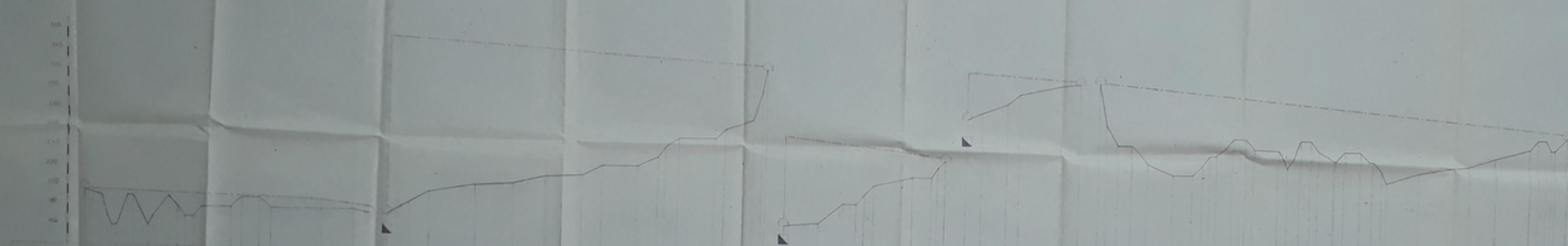


الجامعة الوطنية للتكنولوجيا
 المكتبة
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 BIBLIOTHEQUE

PH00881
 -04

الجامعة الوطنية للتكنولوجيا
 المكتبة
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 BIBLIOTHEQUE

الجامعة الوطنية للتكنولوجيا		ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
AER. DE GUENANESSA, CHRAIRIYA ET BENI-LOUDRANE		SCHEMA DIRECTEUR DU RESEAU
VARIANTE N°4		ECHELLE 1/2500
DESSINE PAR	A. FANIT	DATE JANVIER
VERIFE PAR	UTRYSCO.B	PLAN N°4



TRONÇON	LONGUEUR	DIAMÈTRE	VITESSE	PENTE DE CHARGE
0+00 - 0+100	100	DN 150	0.40	0.000
0+100 - 0+200	100	DN 150	0.40	0.000
0+200 - 0+250	50	DN 150	0.40	0.000
0+250 - 0+300	50	DN 150	0.40	0.000
0+00 - 0+100	100	DN 125	0.40	0.000
0+100 - 0+200	100	DN 125	0.40	0.000
0+200 - 0+250	50	DN 125	0.40	0.000
0+250 - 0+300	50	DN 125	0.40	0.000

PH 00804
-5-

PROFIL PÉDESTRIEN
PROFIL DE TERRAIN
RELEVÉ
SÉRIE DE SERVICE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
ALPHONSE GUYENNESSA, L'IMPASSE ET BELLEVERNE
SCHEMA DIRECTEUR DU RESEAU
TRONC EN PROFIL DE LA VILLE DE ...

DATE	...
...	...
...	...
...	...

