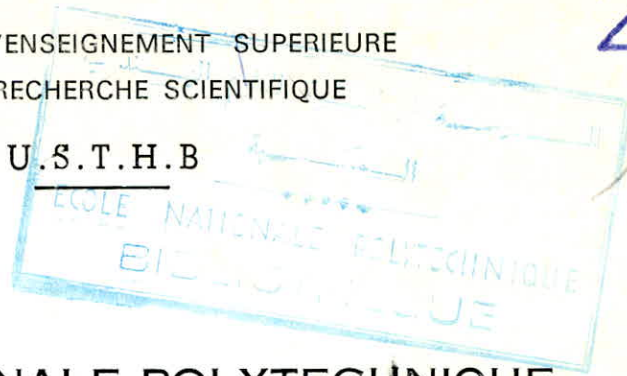


MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

U.S.T.H.B



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ÉTUDES



ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES
VILLAGES (SELMANE et OULED-ADDI GUEBALA)
WILAYA DE M'SILA

10 PLANS

Proposé par :

S. ET. HY. AL

Étudié par :

A. Kacemi

O. Messaoud Sadallah

Dirigé par :

M^{me} .L. Neculée. Ing.

M^r. le. Prof. Dc. Ing. L. ILIE

"بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ"

DEDICACES

- à nos parents,
- à nos freres et sœurs,
- à nos amis .

A.KACEMI

O.MESSAOUD SADALLAH

REMERCIEMENT :

Que tous les professeurs, ayant contribué à notre formation trouvent ici ,l'expression de notre profonde gratitude.

Nous citons : MM

-G.LAPRAY qui ne cesse de conseiller et d'orienter les futurs ingénieurs pendant leur formation, et de donner de l'ampleur au laboratoire de genie hydraulique.

-K. BOUGUERRA

-J.C. CARRE

-GOUSSAK

Et exceptionnelement, monsieur et madame ILIE qui nous ont guidés dans cette presente étude.

Nous ne serions terminer qu'en remerciant MM :
REBOUH et TERRA responsables à la S.E.T.HY.AL.
ainsi que le personnel de cette société ayant contribué à la mise au net de cette étude.

BABLE DES MATIERES

I	INTRODUCTION	I.
II	EVALUATION DES BESOINS EN EAU	2
	1-Ressources en eau	2
	2-Stockage	2
	3-Demographie	2
	4-Estimation des besoins en eau	3
	5-Etude des problèmes posés par les variations du débit..	4
	6-Débit de pointe	5
III	ADDUCTION	7
	1 -Tracés des conduites	7
	2 -Calcul du réseau d'adduction	8
	2.1-Formules de calcul	8
	2.2-Conduites d'adduction, forages- bache de reprise ...	I3
	2.3-Conduites d'adductions, bache de reprise- réservoirs	I3
	3 -Calcul du degre de fermeture du robinet-vanne	I8
	4 -Etude economique	I9
	4.1-Frais d'amortissement	I9
	4.2-Frais d'exploitation	I9
	4.3-Frais totaux	I9
	4.4-Forage-bache dereprise	20
	4.5-Bache de reprise(SP)- reservoirs	20
	5 -Plan de situation	23
	6 -Profil en long	23
IV	OUVRAGES	24
	I -Réservoirs	24
	I.1-Rôle du réservoir	24
	I.2-Capacité des réservoirs	24
	I.3-Dimensionnement	34
	I.4-Type des réservoirs	34
	I.5-Equipement	35
	2 -Bache de reprise	37
	2.1-Dimensionnement	37
	2.2-Equipement	40
	3 -Chambre de manoeuvre	40
	4 -Canalisation	40
V	STATION DE POMPAGE	4I
	I -Pompes sur les forages	4I
	I.1-Choix des pompes	4I
	I.2- Temps de pompage	42
	2 -Station depoupage centrale	42
	2.1-Choix des pompes	42
	2.2- Temps de pompage	43

VI	PROTECTION DES CONDUITES	46
A	- PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER .	46
I	-Phénomène du coup de bélier	46
2	-Etude mathématique	46
3	-Interpretation physique	47
4	-Analyse physique	47
5	-Moyen de protection des installation contre le coup de bélier	49
6	-Etude du coup de bélier ,forages-bache de reprise	49
6.1	-Fonctionnement du réservoir d'air	50
6.2	-Calcul du réservoir d'air	50
6.3	-Méthode de calcul	51
6.4	-Application	56
7	-Etude du coup de bélier,bache de reprise-réservoirs	60
7.1	-Determination des célérités	60
7.2	-Les ondes réfléchis	60
7.3	-Coefficients de transmission(s) et de réflexion (r)	61
B	-PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION	65
I	-Corrosion externe ;	65
I.1	-Corrosion par formation de pile géologique	65
I.2	-Corrosion par suite d'influence d'une source électrique externe	66
2	-Protection contre la corrosion	66
2.1	-Protection cathodique	66
2.2	-Méthode de protection	66
VII	AUTOMATISATION	68
VIII	DISTRIBUTION	69
I	-Réseau de distribution	69
2	-Débit de soutirage	69
3	-Calcul du réseau de distribution	70
3.1	-Méthode de calcul	70
3.2	-Résolution	70
3.3	-Calcul de la résistance (R)	74
4	-Application de cette méthode au calcul du réseau.	74
4.1	-Calcul des diamètres des tronçons	74
4.2	-Calcul des pertes de charge	74
4.3	-Calcul des pression au sol	76
5	-Réseau maillé de Selmane	76
6	-Réseau maillé de Ouled-addi Guebala	77
7	-Calcul des conduites reliant les réservoirs au réseau et les ramifications principales	77
IX	CONCLUSION	81
	BIBLIOGRAPHIE	92

-PLANCHES-

-SCHEMA DIRECTEUR DE L'ADDUCTION VARIANTEES (I et 2) ...	I
- SCHEMA HYDRAULIQUE D'ADDUCTION (avec profil piezométrique)	
horizon 1990	IIa
horizon 2000	IIb
-TRIFI EN LONG (F 214 - BACHE DE REPRISE	III
-PROFIL EN LONG (chambre de manoeuvre - réservoirs de SELMANE).....	IV
-SCHEMA DE DISTRIBUTION DE SELMANE NN	V
-SCHEMA DE DISTRIBUTION DE OULED ADDI GUEBALA	VI

I) INTRODUCTION

Le bond démographique, les progrès de la science et l'industrialisation ont eu pour conséquence d'énormes concentrations urbaines de population autour des villes et villages déjà existant mal préparés à les recevoir.

Tel est le cas des deux agglomérations, SELMANE et OULED-ADDI-GUEBALA, dont leur population a augmentée par l'arrivée des nomades venus à la recherche du travail moins dur et plus rentable que l'élevage, et à la stabilité qui permettra, la scolarisation de leurs enfants au près d'eux.

Ces deux villages doivent faire face et assez vite à ces problèmes, et le présent projet est consacré à l'étude de leur alimentation en eau potable jusqu'à l'horizon 2000.

I.1) Presentation

Selmane et Ouled-addi Guebala sont deux chefs lieux de commune faisant partie de la wil aya de M. SILA. Ils sont situés à l'est du chef lieu de la wil aya sur la RN°40 respectivement à 21 et 31 Km.

I.2) Climat

Les deux villages se situent sur les hauts plateaux qui sont caractérisés par deux saisons un hiver très froid et en été très chaud.

II) Evaluation des besoins en eau

I) Ressources en eau

L'alimentation des deux villages se fait à partir de deux forages existant F.2I4, F.AL2 ,situés à UNE dizaine de Km de SELMANE, dont leurs caractéristiques sont établies dans le tableau n° I.

Le débit total actuellement disponible, à partir des (2) ressources est de 90l/s. Ce débit (7776m³/j) est suffisant pour satisfaire les besoins actuels.

Tableau n°I

N° DU FORAGE	COORDONNEES	COTES (m)	DEBIT (l/s)	NIVEAU STATIQUE(m)	NIVEAU DYNAMIQUE(m)
F.2I4	X=685,250 Y=262,000	463,00	45	-16,52	-43,00
F.AL2	X=680,000 Y=265,000	456,38	45	-20,75	-58,60

L'eau est acheminée de chaque forage vers une bache de reprise commune qui sera implantée à proximité de OULED-GUERRA, de laquelle une adduction assure l'alimentation des deux agglomérations.

2) Stockage

Seul SELMANE possède (2) réservoirs dont un de 250m³ (C.T 558,36m) et l'autre de 130m³ (C.T 542,70 m).

3) Demographie

Les besoins en eau des (2) villages seront estimés pour les horizons: 1990 et 2000.

En consequence nous devons determiner l'accroissement de la population, celle ci s'etale du dernier recensement (1977) aux horizons prevus (1990 , 2000).

L'evolution de la population est calculée moyennant la formule des intérêts composés.

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

P = population future .

P₀ = population au dernier recensement (1977 en ALGERIE)

t = le taux d'accroissement de la population en%

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

Le taux d'acroissement a été estimé à 3,5 % (moyenne nationale).

Le tableau n°2 nous donne l'evolution démographique .

Tab.n°2:

Denomination	Population en			
	1977	1981	1990	2000
SEIMANE	4084	4686	6387	9010
OULED-ADDI GUEBALA	4200	4820	6569	9266
TOTAL	8284	9506	12956	18276

4, Estimation des besoins en eau

Des resultats precedents nous deduisons que la population de chaque agglomeration ne dépasse pas les 10.000 habitants.

Nous estimons, alors, leurs besoins en eau d'après les dotations citées au tableau n°3 .(DUPONT T2)

Tableau n°3: horizon 1990

consommation domestique l/hab/j	consom. collective l/hab/j	consom. municipale l/hab/j	consom. agricole l/hab/j	perte du réseau %	consom. spécifique l/hab/j
abonnés	école hamman mosqués centre de soins	appareils publiques lavage arrosage fontaine		moyen- nement entretenu	
100	5	5	5	30	150

horizon 2000

110	10	10	10	30	182
-----	----	----	----	----	-----

5) Etude des problèmes posés par les variations du débit:

Les variations du débit ont trait aux pointes journalières, mensuelles et saisonnières.

Le coefficient de l'irrégularité de la consommation journalière K_1 est le rapport de la consommation maximale journalière sur la consommation moyenne journalière. (par année)

Le coefficient de l'irrégularité de la consommation horaire K_2 est le rapport de la consommation maximale horaire sur la consommation moyenne horaire. (par jour)

Par définition le coefficient de pointe K_3 est égal au produit : $K_3 = K_1 \cdot K_2$

Remarque: Ces coefficients sont calculés par les statistiques établies pendant des heures et des saisons.

Dans le cas présent

$$\begin{aligned} K_1 &= 1,2 \\ K_2 &= 1,8 \end{aligned} \implies K_3 = 1,2 \times 1,8 = 2,16$$

6) Calcul des débits de pointes

La durée de fonctionnement des pompes est de:

16 h/24 pour l'horizon 1990

22 h/24 pour l'horizon 2000

On en déduit :

$$\text{débit max journalier} = \frac{\text{consom.max.journalière}}{3600 \times (\text{nb d'heures de pompage})} \text{ l/s}$$

$$\text{débit de pointe horaire} = \frac{\text{consom.de pointe horaire}}{3600 \times 24} \text{ l/s}$$

N.B: Les conduites d'adduction, les volumes des réservoirs, la puissance des pompes et les moteurs d'entraînement seront dimensionnés avec le débit maximal journalier.

Le réseau de distribution et les conduites principales partant des réservoirs seront dimensionnés avec le débit de pointe

Les tableaux n°4 et 5 nous donnent ces débits.

Tab n°4:

horizon 1990

	pop.(hab) P	cons. spéci. d $\frac{\text{l/h}}{\text{j}}$	cons. moy. m ³ /j C=Pd	débit moy. l/s	cons max.j m ³ /j C.KI	débit max.j l/s Q _{max}	débit de pointe l/s Q _{max} K ₂ $\frac{H}{L}$
SELMANE	6387	I50	958	II,09	11497	20	24
OULED-ADDI GUEBALA	6569	I50	9854	II,40	11854	20,5	24,6
TOTAL	12956		19434	22,49	23321	40,5	48,6

Tab.n°5

horizon 2000

	pop.(hab) P	cons. spéci. l/ha/j d	cons. moy. m ³ /j C=Pd	débit moy. l/s	cons. max.j m ³ /j C.K _I	DÉBIT max.j l/s Q _{max}	débit de pointe l/s Q _{max} .K ₂ = $\frac{2Q}{2I}$
SELMANE	9010	182	1638,2	19	1967,7	25	41
OULED-ADDI GUEBALA	9266	182	1684,4	19,5	2023,7	25,5	42,2
TOTAL	18276		3322,6	38,5	3991,4	50,5	83,2

En comparant ces résultats avec les ressources actuellement disponibles, il s'avère que ces dernières sont largement suffisantes jusqu'à l'horizon 2000.

III) ADDITION.

I) Tracés des conduites:

Les tracés des conduites d'adduction ont été étudiés sur le plan topographique, de la région, établi à l'échelle 1/25000 et 1/50000.

Les différents tracés ont été effectués conformément aux directions suivantes :

- La recherche de la possibilité d'alimenter les villages gravitairement ou du moins sur la plus grande longueur possible . . .
- Le choix du tracé le plus court possible .
- Dans le cas d'un refoulement , la recherche d'un profil en long aussi régulier que possible , pour éviter les contrepentes , qui peuvent donner lieu en exploitation à des contonement d'air , a qui nécessite la mise en place d'autres accessoires (ventouses etè ...) . De plus en cas d'arrêt inopiné des pompes (panne de courant électrique) , et si les installations anti-belier n'ont pas été suffisante , il peut apparaître en ces points en régime transitoire , par suite de la dépression , une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de la canalisation .
- Le tracés en plan sont conçus de manière à ce que les coudes soient largement ouverts , et ce , afin d'éviter les butées importantes .
- Les tracés ^{si} vent suivre si possible , les chemins existants (routes , pistes) facilitant ainsi l'acheminement du matériel, et l'accès aux installations .

Dans notre projet on a étudié deux (2) variantes qui sont presque identique , sauf que la deuxième variante est moins longue que la première de 0,5 Km , mais qui longera une piste impraticable par rapport à celle que suivra la première .

Dans les différents tracés étudiés l'adduction se fait par refoulement .

1^{er} variante .

Elle consiste de mener de chaque forage une conduite suivant une piste carrossable qui aboutit dans une bache de reprise commune réalisée à Ouled Guerra .

De la bache une seule conduite principale refoule l'eau vers les réservoirs des deux villages . Cette conduite suivra une piste carrossable jusqu'à El-Djorf d'où elle empruntera la R.N 40 jusqu'à la chambre de manoeuvre instalée à Selmane; de là , deux autres conduites refouleront l'eau aux reservoirs l'une à Selmane , l'autre à Ouled-Addi Guebala . (voir schéma n°1)

2^{ème} variante .

Elle diffère de la première dans le tronçon reliant la bache à la chambre de manoeuvre situé à Selmane . Ce tronçon diffèrent de celui de la première variante , a l'avantage d'être moins long de 0,5 Km ; mais a l'inconvénient d'emprunter une piste impraticable , qui ne facilite pas l'acheminement du matériel et l'accès aux installations .

(voir planche n°1)

2) Calcul du reseau d'adduction :

Les conduites reliant les forages et la bache de reprise seront dimensionnées avec les debits de forages (45 l/s chacun) .

Les parties reliant la bache aux reservoirs seront dimensionnées avec le debit maximum journalier :

2.I Formule de calcul des conduites d'adduction :

2.I.I Determination du diamètre :

Par application de la formule de BONIN $D = \sqrt[4]{Q}$ (1)

D : diamètre de la conduite en (m)

Q : debit vehiculé en (m³/ s)

on determine le diamètre économique .

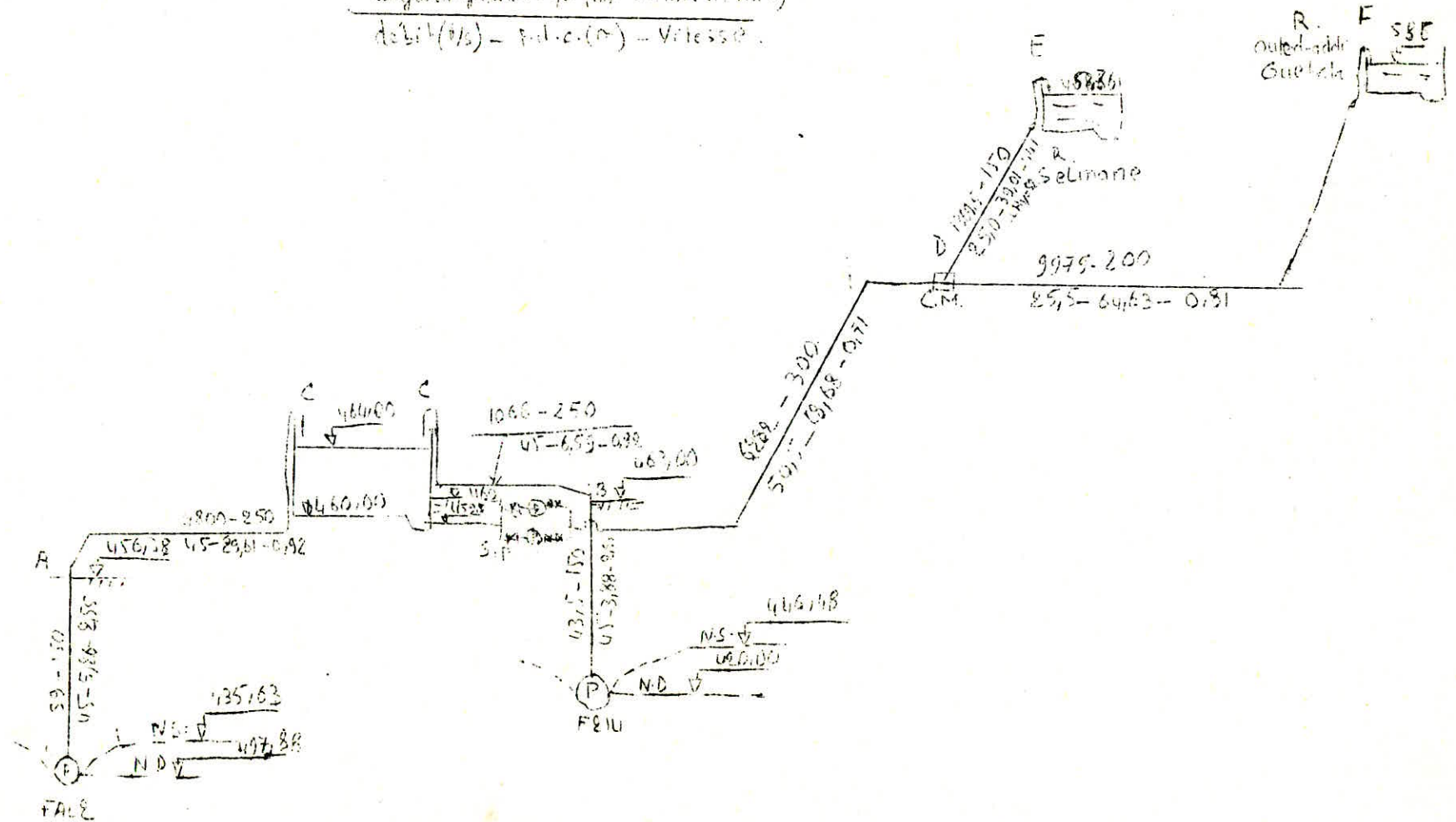
Le diamètre retenu est celui normalisé immédiatement inférieur ou supérieur à celui calculé et dont la vitesse est compatible, avec celle correspondante à la formule de BONIN

$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot Q} = \frac{4}{\pi} = 1,273 \text{ m/s}$$

Le choix definitif du diamètre sera fait à la base d'un calcul

schéma d'adduction variante N°4
horizon 2000

$$\frac{\text{longueur grand tube (m) - diamètre (mm)}}{\text{débit (l/s) - P.C. (m) - vitesse}$$



économique tenant compte des frais d'amortissement, de l'exploitation et de la vitesse admissible dans les conduites.

2.1.2) Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge sont calculées moyennant la formule de DARCY WEISBACH :

$$J = \frac{f \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot D} \quad (2) \quad \text{où}$$

J : gradient de pertes de charge

V : vitesse en m/s

D : diamètre en m

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

f : coefficient de frottement

f est donné par la formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -0,86 \cdot \ln \left(\frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}} \right) \quad (3)$$

ϵ = rugosité absolue en m . ($\epsilon = 0,001 \text{ m}$)

R : nombre de REYNOLDS $TR = \frac{4 \cdot Q}{\pi D v} \quad (4)$

Q = débit véhiculé en m³/s

v : viscosité cinématique de l'eau à 20°C v = 10⁻⁶ m²/s

Les pertes de charge linéaires sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H_f = J \cdot L \quad (5)$$

Les pertes de charge singulières sont estimées à 20% des pertes de charge linéaires.

On en déduit :

$$(6) \quad \Delta H = \Delta H_f + \Delta H_s \quad \text{où } \Delta H : \text{p.d.c. total}$$

ΔH_s : p.d.c. singulières

dues aux accessoires (robinet, vanne, clapet, ventouse, coudé...)

$$\Delta H_s = 0,2 H_f$$

$$\text{donc: } \Delta H = 1,2 H_f \quad (7)$$

$$\Delta H_f = J \cdot L = \frac{f V^2}{2gD} L \quad (L = \text{longueur géométrique}) \quad (8)$$

L'equation de continuité : $Q = V.A = V.II. \frac{D^2}{4} \implies V = \frac{4Q}{II.D^2}$ (8)

en éliminant V entre (8) et (9) on aura :

$$\Delta H_f = \frac{8.f.L.Q^2}{II^2.g.D^5} \quad (10) \text{ avec } II=3,14 \text{ et } g=9,8 \text{ m/s}^2$$

il vient : $\Delta H_f = 0,0828.f.L. \frac{Q^2}{D^5}$ (II)

$$\Delta H = 0,09936.f.L. \frac{Q^2}{D^5} \quad (12)$$

Les pertes de charge singlières peuvent être exprimées par la longueur equivalente (Le^Y) c'est à dire par la longueur d'une conduite ayant des caracteristiques bien determinées, occasionnant la même prte de charge lors du passage du même debit.

$$\Delta H_s = 0,0828.f.Le^Y. \frac{Q^2}{D^5} \quad (13)$$

d'où $\Delta H = \Delta H_f + \Delta H_s = 0,0828.f.(L + Le^Y) \frac{Q^2}{D^5}$ (14)

$L + Le^Y = Le$ (longueur equivalente totale)

dans notre cas on cosideré $Le^Y = 20\% de L$

$$Le = (1+0,2)L$$

d'où $\Delta H = 0,09936.f.L. \frac{Q^2}{D^5}$ (12)

Le coefficient de frottement f est donné par la formule de

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

où on doit calculé R

$$R = \frac{4Q}{II.D.v} \quad (15)$$

Le régime de l'ecoulement est en transitin (verification sur le diagramm de MOODY).

La resolution de cette équation se fait par approximation successive, la première valeur est donnée par la formule de NIKURADSE (valable uniquement en regime turbulent rugueux).

$$f_r = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \quad (15)$$

Un programme etabli sur une calculatrice pragrammable TI 58 permet de calculer le coefficient de frottement f, le gradient de pertes de charge J et les pertes de charge totales.

Programme:

2nd lbl A RCL 01 ÷ RCL 02 = STO 03 lnx x .86 - I, I4 = $x^2 - \frac{I}{x}$

STO 04 STO 05 R/S

2nd lbl B RCL IO x 4 ÷ 2nd II ÷ RCL 02 ÷ RCL 00 = STO 06 (RCL 03 ÷ 3,5 + 2,5I ÷ RCL 06 ÷ RCL 04 \sqrt{x}) lnx x .86 = $x^2 - \frac{I}{x}$ STO 07 ÷

RCL 04 = STO 04 - RCL 07 = 2nd |x| 2nd $x \geq t$ B RCL 07 R/S

2nd lbl C RCL 07 x .0828 x RCL IO x^2 ÷ RCL 02 y^x 5 = STO 08 R/S

2nd lbl D RCL 08 x RCL II x RCL 09 = STO I2 R/S

Pour effectuer ce programme on introduit les données.

La precision 0,000001 x t

La viscosité cinématique de l'eau 10^{-6} STO 00

La rugosité absolue 10^{-3} STO 01

Le diamètre STO 02

Le débit STO IO

La longueur géométrique STO II

I,2 STO 09

Résultats: A $\rightarrow f_r$ B $\rightarrow f$ C $\rightarrow J$ D $\rightarrow \Delta H$

2.1.3) Calcul de hauteur manométrique

La hauteur manométrique représente la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge totales.

$$H_m = H_g + \Delta H + H_{asp} + \Delta H_{asp} \quad (40)$$

où H_{asp} = hauteur d'aspiration (0,5m dans notre cas)

ΔH_{asp} = pertes de charge d'aspiration (prises égale à 0,5m)

2.1.4) Calcul de la hauteur géométrique

La hauteur géométrique est égale à la différence de niveau entre le niveau du trop plein et plan de pompage.

2.1.5) Calcul de la puissance des pompes

La puissance de fonctionnement des pompes est égale à

$$P = \frac{9,8 \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} + 10\% \text{ en KW} \quad (41)$$

H_{mt} : hauteur manométrique totale en (m)

Q: débit en (m^3/s)

η : rendement de la pompe

2.1.6) Calcul de la puissance du moteur :

$$P_m = \frac{P}{\eta_m} \text{ en (K W)}$$

où η_m : rendement du moteur (85 %)

P : puissance de la pompe

2.1.7) Calcul de l'énergie :

L'énergie consommée en une année est égale à :

$$E = P_m \times 365 \times (\text{nbre d'heures de fonctionnement des pompes})$$

en (K W h) .

2.2) Conduites d'adduction (forages - bache de reprise)

Les conduites introduites dans les forages ont un diamètre fixé égal à 150mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau n° 6 d'où nous déduisons la charge nécessaire pour refouler l'eau du forage à la bache de reprise.

F.A.L.2 $H_{mt} = 103,48\text{m}$ "104m"

F.2I4 $H_{mt} = 55,97\text{m}$ "56m"

Le tableau n°7 nous donne les puissances des pompes, des moteurs, et l'énergie consommées.

Tableau n°7

horizon	foage	puissance de la pompe (K.W)	puissance du moteur (K.W)	énergie consommée en 1 an (K.W.h)
1990	F.A.L.2	72,07	84,79	222828,12
	F.2I4	38,80	45,66	119985,20
2000	F.A.L.2	72,07	84,79	382212,12
	F.2I4	38,80	45,66	205807,95

2.3 Conduites d'adduction (bache-réservoirs)

Le calcul de ce réseau a été fait pour les (2) horizons étudiés et les (2) variantes considérées. (voir tableau n° 8 et 9)

Tableau N°6

Forages	Troncans	Debit l/s	Diametre mm	Vitesse m/s	J m/m	Longueur m	ΔH m	ΔH_f m	cote de depart m	cote d'arrivee m	h_f m	HMT m
FAL2	FAL2-A	45	150	2.55	0.0744	59	5.26	34.87	396.39	464.5	61.108	103.48
	A-C	45	250	0.92	0.00514	4800	29.61					
F214	F214-B	45	150	2.55	0.0744	43.50	3.88	10.47	419.50	464.5	42.000	55.97
	B-C	45	250	0.92	0.00514	1068	6.59					

Tableau N° 8

Horizon 1990

Tronçons	Debit $\frac{m^3}{s}$	Diametre mm	Vitesse $\frac{m}{s}$	J $\frac{m}{m}$	Longueur m	ΔH m
SP-D	40.5	300	0.57	0.00160	6282	12.07
D-E	20	150	1.13	0.01523	1369.5	25.03
D-F	20.5	200	0.65	0.00350	9979	41.94

Tableau N° 9

Horizon 2000

Tronçons	Debit $\frac{m^3}{s}$	Diametre mm	Vitesse $\frac{m}{s}$	J $\frac{m}{m}$	Longueur m	ΔH m
SP-D	50.5	300	0.77	0.00248	6282	18.68
D-E	25	150	1.41	0.02374	1369.5	39.01
D-F	25.5	200	0.87	0.00539	9979	64.63

2^{ème} variante

Cette variante diffère de la 1^{ère} dans le tronçon reliant la bache de reprise à la chambre de manoeuvre (située à Selmane). La longueur de cette partie est de 5775 m le reste du réseau est le même.

Calcul du tronçon différent

1990

tronçon	débit (l/s)	diamètre (mm)	vitesse (m/s)	J (m/m)	L (m)	ΔH (m)
SP-D	40,5	300	0,57	0,00160	5775	11,10
2000						
SP-D	50,5	300	0,71	0,00248	5775	17,17

La charge nécessaire pour refouler l'eau aux réservoirs, (voir tableau n°10)

Dans l'étude des deux variantes et pour les deux horizons nous remarquons que le réservoir le plus critique est celui de Ouled-addi guebala, de ce fait la pompe doit être choisie de manière à valoir cette charge critique.

La puissance de la pompe, du moteur, l'énergie consommée: (voir tableau n°11).

Tableau n°11

variante	horizon	H_{mt} (m)	puissance de la pompe (K.W)	puissance du moteur (K.W)	énergie consommée en 1an (K.W.h)
1	1990	182	141,54	166,52	972470
	2000	211	164,10	193,05	1550215
2	1990	181	140,76	165,60	967131
	2000	210	163,32	192,44	1542865

(le rendement de la pompe et du moteur sont respectivement 0,7; 0,85)
Des résultats trouvés, on déduit que les deux variantes sont presque identiques;.

Tableau N° 10

Variantes	Horizon	Reservoir de	Cote de depart m	Cote d'arrivee m	Hg m	ΔH_t m	HMT m
1	1990	Selmane	459.50	558.86	99.36	37.60	137.46
		Ouled Addi Guebala	459.50	586.50	127.00	54.51	182.01
	2000	Selmane	459.50	558.86	99.36	58.19	158.05
		Ouled Addi Guebala	459.50	586.50	127.00	83.31	210.81
2	1990	Selmane	459.50	558.86	99.36	36.13	135.99
		Ouled Addi Guebala	459.50	586.50	127.00	53.04	180.54
	2000	Selmane	459.50	558.86	99.36	56.18	156.04
		Ouled Addi Guebala	459.50	586.50	127.00	81.80	209.30

3) Calcul du degré de fermeture du robinet vanne

La charge disponible pour le réservoir de Selmane est supérieure à la charge nécessaire, ce qui entraîne un débit important que celui demandé.

D'où la nécessité d'installer un robinet vanne sur la conduite d'arrivée de ce réservoir pour dissiper la charge supplémentaire, dont nous calculerons le degré de fermeture.

Les pertes de charge singulières à dissiper par la vanne sont de la forme suivante: $\Delta H_V = K \cdot Q^2$ (où K = résistance de la vanne)

réservoir de	charge disponible (m)	charge nécessaire (m)	charge à dissiper (m)	K (résistance de la vanne) (s/m ⁵)
SELMANE	211	159	52	8,32.10 ⁴

$$\Delta H_V = KQ^2 = \frac{v^2}{2g} \gamma \Rightarrow \gamma = \frac{\Delta H_V \cdot 2g}{v^2} = 12,09 \frac{\Delta H_V D^4}{Q^2} = \frac{KQ^2 \cdot 2g}{v^2}$$

γ : coefficient de pertes de charge .

v : vitesse d'écoulement à l'amont de la vanne.

ΔH_V : charge à dissiper.

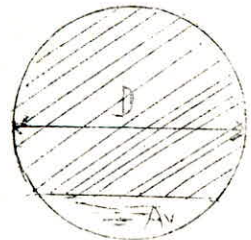
$$\Delta H_V = \gamma \frac{v^2}{2g} = \frac{(v_v - v)^2}{2g}$$

v_v : vitesse dans la section de la vanne.

L'équation de continuité: $A \cdot v = A_v \cdot v_v$

$$H_V = \gamma \frac{v^2}{2g} = \frac{v^2}{2g} \left(\frac{A}{A_v} - 1 \right)^2$$

$$\gamma = \left(\frac{A}{A_v} - 1 \right)^2 ; \quad A_v = \frac{A}{\sqrt{\gamma} + 1}$$



avec : A = section de la conduite

A_v = section d'écoulement au dessous de la vanne

Hm (m)	Q (l/s)	γ	D (mm)	A (m ²)	$\frac{A_v}{A}$	$\frac{A_v}{A}$	% de fermeture en $\frac{\%}{\%}$
52	25	509,24	150	0,0177	0,0749	0,0424	95,76

4) Etude économique

Notre étude comparative est faite pour l'horizon(2000) et nous considérons que le cout des réservoirs et les stations de pompage sont considérés invariables pour les deux variantes.

Nous tenons compte que des frais d'investissement et des frais d'exploitation des pompes.

Le prix du mètre lineaire des conduites y compris le transport et le terrassement est donné ci- dessous.

diamètre (mm)	150	200	250	300	350	400
prix du ml (DA)	300	320	400	520	640	710

Pour notre étude nous avons considéré (3) differents diamètres pour chaque tronçon.

4.1) Frais d'amortissement

Les frais d'investissement seront amortis sur(30 ANS) au taux de (8 %) ce qui correspond pour une somme de (I DA) à une annuité(A)

$$A = \frac{I}{Pf} = 0,68882 \text{ DA}$$

$$Pf = PMt \frac{I - (I-i)^{-N}}{i} + BAL(I+i)^{-N}$$

où

Pf: valeur future

PMt: paiement par période équivalent à (I DA)

BAL: paiement liberatoire (egal à 0 dans notre cas)

N :periode de paiement (30 ans)

i: taux d'intérêt(8 %)

4.2) Frais d'exploitation

Le prix du (KWh) d'énergie est pris egal à 0,20 DA

4;3) frais totaux

Ils sont égaux à: $F = E + BA$

avec :

A: frais d'exploitation

B :frais d'investissement

4.4) Forage - bache de reprise

Ces frais sont les mêmes pour les deux variantes .

4.4.1) Frais d'amortissement: (voir tableau n°I2) .

4.4.2) Frais d'exploitation: (voir tableau n°I3) .

4.4.3) Frais totaux à payer à la fin de chaque année:

Il sont calculés pour les deux tronçons dans le tableau suivant

frais de (DA) \ diamètre (mm)	200	250	300
amortissement	I66797	208496	27I044
exploitation	I76992	II6775	I006I7
totaux	343789	325274	37I66I

Les conduites de diamètre (250mm) s'avèrent les plus économiques.

4.5) Bache de reprise - réservoirs

Pour les conduites reliant la chambre de manœuvre aux réservoirs l'étude économique a été faite pour un seul diamètre.

4.5.1) Frais d'amortissement des conduites reliant la C.M aux réservoirs

tronçon	diamètre (mm)	prix du ml (DA)	longueur (m)	prix des conduites (DA)	annuité (DA)
C.M- Selma	I50	300	I369,5	4I0850	36495
C.M-Ouled	200	320	9579	3I93280	28365I

4.5.2) Frais d'amortissement bache- C.M : (voir tableau n°I4)

4.5.3) frais d'exploitation bache- réservoirs: (voir tableau n°I5)

4.5.4) frais totaux: à payer chaque année pour le tronçon C.M-R. sont donnés ci- dessous.

variante	diamètre (mm)	300	350	400
I	frais d'amortissement (DA)	6I03I3	5772I5	7I6336
	exploitation	3I0042	2953I8	28947I
	totaux	920355	972623	I005807
2	amortissement	586895	672435	68436I
	exploitation	308573	293879	288002
	totaux	895468	9663I5	972363

Variantes	Diametre mm	Prix du metre lineaire DA	Longueur m	Prix de la conduite DA	Annuite DA
1	300	520	6282	3266640	290167
	350	640	6282	4020480	357120
	400	710	6282	4460220	398190
2	300	520	5775	3003000	266749
	350	640	5775	3966000	352290
	400	710	5775	4100250	364215

Tableau N° 13

Variantes	Diametre	J	Longueur	ΔH_s	HMT	Puissance du moteur	KWh annuel	Prix l'energie
	300	0.00247	6282	83.31	210.81	193.05	1550212	310042
	350	0.00110	6282	72.95	200.45	183.90	1476742	295348
	400	0.00055	6282	68.78	196.28	180.24	1447354	289471
	300	0.00247	5775	81.80	209.50	192.14	1542865	308573
	350	0.00110	5775	72.29	199.79	182.99	1469396	295879
	400	0.00055	5775	68.44	195.94	179.33	1440008	298000

Tableau N°14

-22-

Tronçons	Diamètre mm	Prix du mètre linéaire DA	Longueur m	Prix de la conduite DA	Annuité DA
AL2-Bache	200	320	4800	1536000	136439
	250	400	4800	1920000	170549
	300	520	4800	2496000	221713
214-Bache	200	320	1068	341760	30358
	250	400	1068	427200	37947
	300	520	1068	555360	49331

Tableau N°15

Tronçons	Diamètre mm	J	Longueur m	ΔH_L m	HMT m	Puissance du moteur KW	KWh annuel	Prix D'énergie DA
FAL2- Bache	200	0.0166	800	101.33	169.94	138.60	624268	124853
	250	0.0051	800	34.87	103.48	84.79	381905	76381
	300	0.0020	800	16.62	85.23	70.72	315806	63161
F214- Bache	200	0.0166	1068	25.26	70.76	57.88	260697	52133
	250	0.0051	1068	10.47	55.97	45.66	205641	41128

Nous remarquons que les conduites de diamètre (300mm) sont les plus économiques pour les deux variantes considérées.

Notons que la 1^{ère} variante est moins onéreuse que la seconde mais elle est prise en considération vue l'avantage qu'elle présente en suivant un chemin facilement accessible .

5) Plan de situation

La conduite est posée dans une tranchée de largeur suffisante et d'une profondeur déterminée de façon qu'une hauteur suffisante de (90 à 100 cm) soit aménagée au dessus de la génératrice supérieure de la conduite pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourront être occasionnés éventuellement. La conduite est posée au fond de la tranchée sur un lit de gravier d'une épaisseur de 15cm environ, convenablement nivelé suivant la pente du terrain naturel.

La conduite est en acier soudé, elle sera munie de:

- Ventouses aux points hauts pour évacuer l'air.
- Décharges aux points bas pour le vidange.

Après cela, la tranchée doit être soigneusement remblavée.

6) Profil en long

Il est établi à partir des levées topographiques effectués par la S.E.T.HY.AL. EN profil la conduite sera enterrée sur une profondeur de (90 à 100cm) pour sa protection, le profil est régulier, descendant sur la plus grande partie du tracé. (plaque n°3 et 4)

IV) OUVRAGES

I) Réservoirs des villages

I.1) Rôle du réservoir

Dans le but de sécurité , en alimentation urbaine le réservoir est absolument indispensable, pour pouvoir restituer l'eau emmagasinée pendant les heures de faibles consommation aux moments de pointes. En outre il est destiné à:

- Regulariser l'apport d'eau (les pompes refoulent à une hauteur cte d'où un débit constant).
- Satisfaire les besoins en eau de l'agglomération pour une certaine durée qui peut aller jusqu'à une journée- le temps de réparation- (cas d'accident de la conduite d'adduction , panne électrique).
- Assurer une pression suffisante dans le réseau.
- Lutter efficacement contre un incendie.

I.2) Capacité des réservoirs

Le réservoir servant de tampon entre l'adduction et la distribution, il importe de connaître la répartition des débits dans le temps. N'ayant pas de statistiques sur l'évolution de la consommation journalière, nous ne pouvons déterminer la valeur de la pointe horaire avec précision. Toute fois en raison de l'absence de ces statistiques nous avons opté pour la répartition suivante par tranche horaire (PROPOSE par la S.E T.HY.AL)

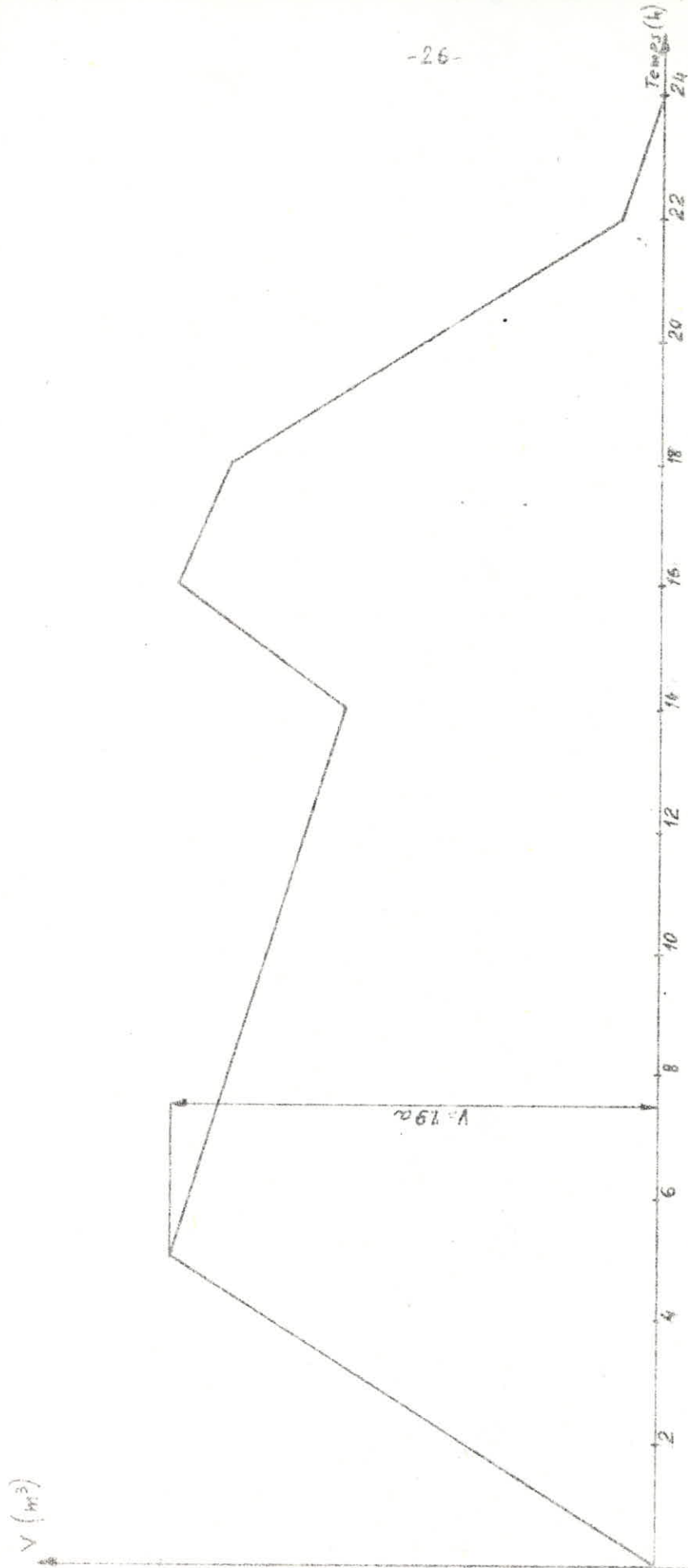
tranche horaire	5h-14h	14-18h	18h-21h	21h-5h
durée en heure	9	4	3	8
débit maximal	2,11a	0,42a	2,11a	0,22a

De cette répartition il en sort un coefficient de pointe égal à (2,11) (a est le débit horaire moyen de distribution).

C'est la valeur de la consommation journalière répartie sur 24 heures.

$$a = \frac{C}{24} \quad (m^3/h)$$

Remarque : le débit²⁴ est supposé constant pendant une tranche horaire. Des renseignements donnés plus haut on peut tracer les diagrammes des pages suivantes qui nous permettront de déterminer le volume théorique des réservoirs (ils sont fait pour les deux horizons étudiés).



CAPTION: THIS MAP IS A POSITIVE COPY MADE FROM THE ORIGINAL RECORDS OF THE BUREAU OF LAND MANAGEMENT, U.S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR, WASHINGTON, D.C.

2.11a

2.11a

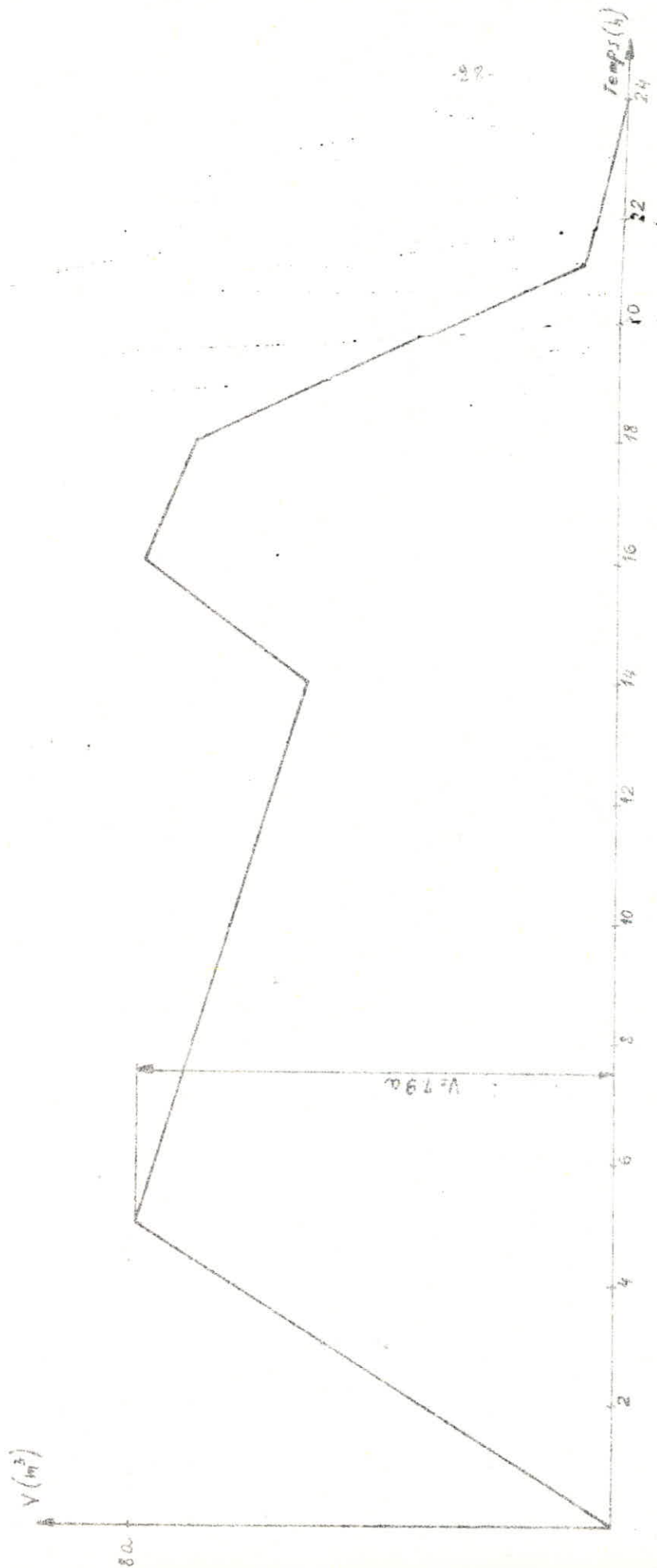
0.22a

0.42a

0.22a

Temp (h)	ADJUSTION AVEC AERIE 66.48h	-DISTRIBUTION SILON FLAGRAME	DIFFERENCE
24	28.76a	28.76a	0.00
22		$28.10a + 0.220a = 28.76a$	
20	28.76a	$28.10a$	+0.66a
18		$21.77a + 2.11a + 0.42a = 28.10a$	
16	28.76a	24.17a	+4.59
14		20.93a	+7.83
12	25.20a	20.09a	+5.11a
10		$1.10a + 2.11a + 0.9 = 20.09a$	
8			
6			
4	9a	110a	+79a
2		$0.22a \times 5 = 1.10a$	

144



Temp (K)	ADDUCTION	DISTRIBUTION	SET ON	DIFFERENCE
2	0.220	0.220 x 5 = 1.100	1.100	+5.450
4	0.220	1.100 + 2.110 x 9 = 20.090	20.090	-1.750
6	0.420	20.090 + 0.420 x 4 = 21.770	21.770	+1.810
8	0.420	21.770 + 2.110 x 5 = 28.100	28.100	-0.590
10	0.220	28.100	28.320	+0.440
12	0.220	28.320	28.760	0.00
14	0.220	28.760	28.760	

$\Sigma = 5.08$
 $= 1.016$

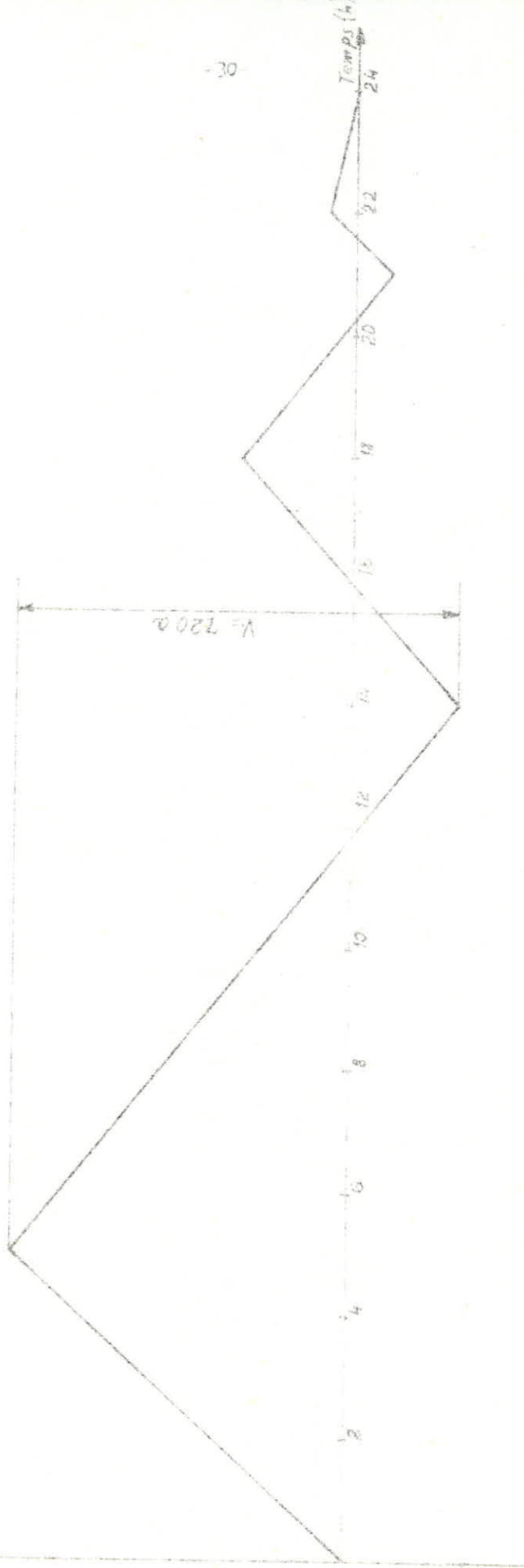
Temp (K)
 DE 1.320 K

ADDUCTION
 DISTRIBUTION
 SET ON
 MARRAME

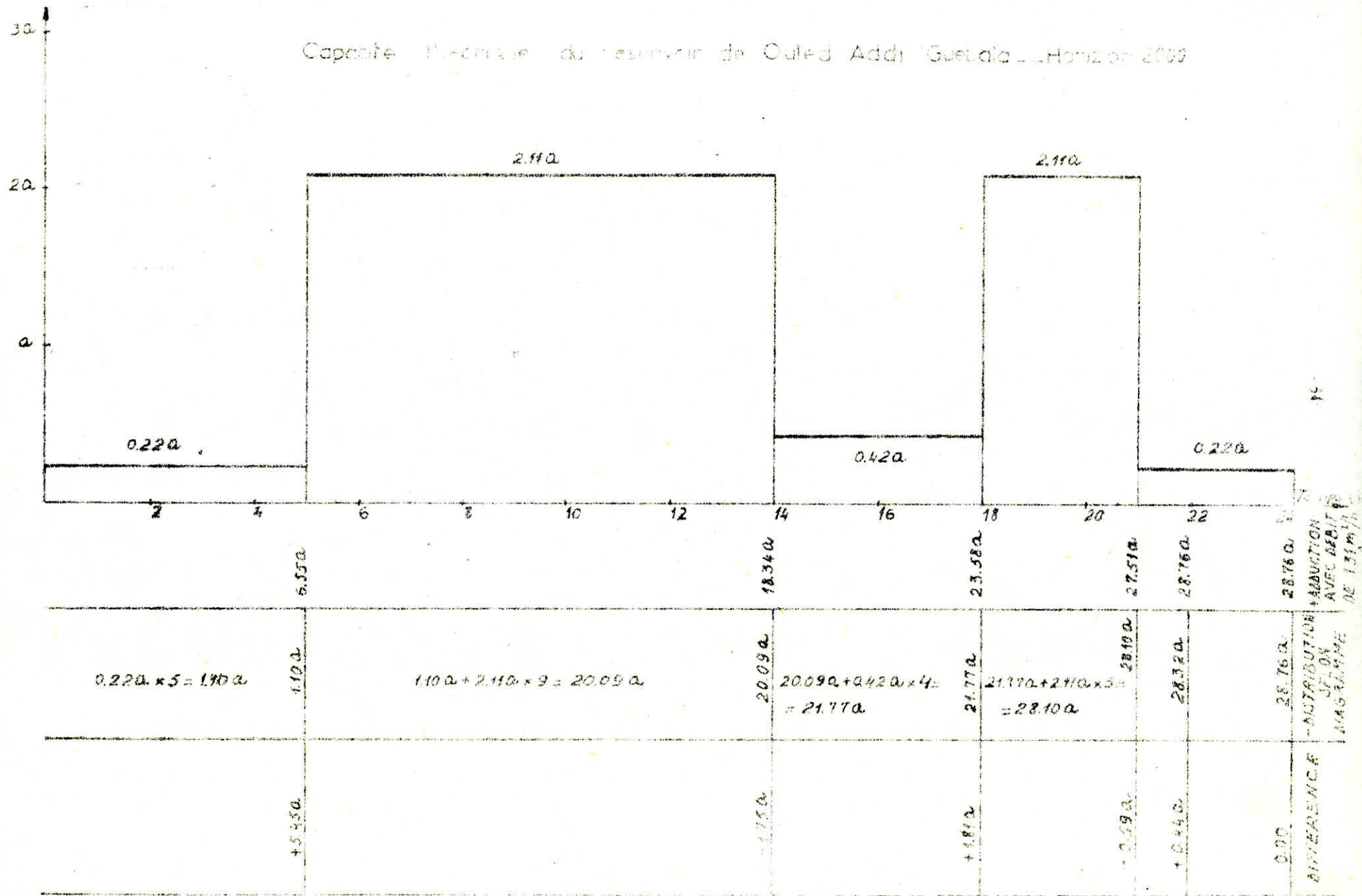
DIFFERENCE

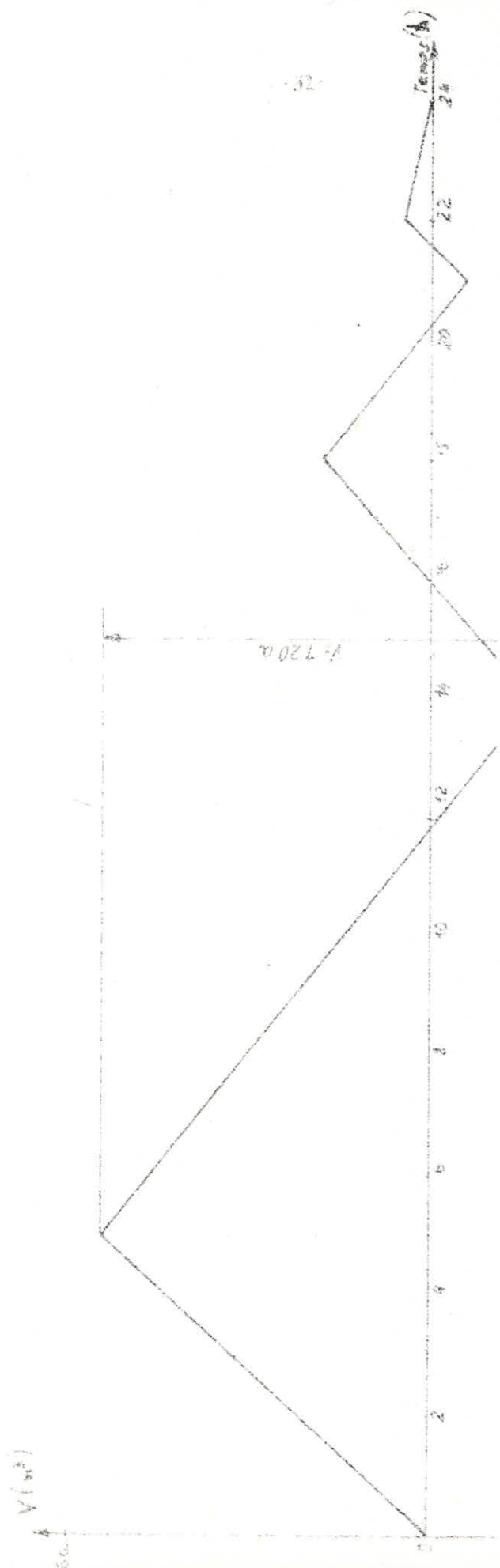
$V (m^2)$

600



Capacité électrique du réservoir de Ouled Addi Guetala - Horizon 2000





L'adduction est discontinue (I6/24h en 1990 et 22/24h en 2000).
 Pour chaque village le débit d'arrivé et de sortie des réservoirs est donné dans le tableau suivant:

	horizon	débit d'arrivé	débit de sortie aux (h) de poin
Selmane	1990	$1,8 a_I$	$2, II a_I$
	2000	$1,3 I a_2$	$2, II a_2$
Ouled-addi Guebala	1990	$1,8 a_I'$	$2, II a_I'$
	2000	$1,3 I a_2'$	$2, II a_2'$

avec $a_I = 35,8 \text{ m}^3/\text{h}$ $a_2 = 68,3 \text{ m}^3/\text{h}$
 $a_I' = 41,1 \text{ m}^3/\text{h}$ $a_2' = 70,3 \text{ m}^3/\text{h}$

A la fin de chaque tranche horaire on fait la différence entre le débit d'adduction et le débit de distribution. Le volume théorique du réservoir est la somme en valeur absolue des deux plus grandes différences (positive et négative) .

Dans notre cas nous avons:

Selmane: 1990 volume théorique = $7,9 a_I = 283 \text{ m}^3$
 2000 " " = $7,2 a_2 = 102 \text{ m}^3$
 Ouled-addi 1990 " " = $7,9 a_I' = 325 \text{ m}^3$
 Guebala 2000 " " = $7,2 a_2' = 507 \text{ m}^3$

A ces volume on ajoute la réserve d'incendie qui est de 120 m^3 (Dupont t II)

Selmane:

La capacité de stockage disponible est :

- un réservoir semi-enterré de 250 m^3 (C.R 552/36)
- un réservoir surélevé " 130 m^3 (C.R 537/40)

Ouled-addi Guebala

- aucun réservoir existant.

Le réservoir de 130 m^3 ne peut être utilisé vue sa basse altitude.
 (voir chapitre distribution)

D'où le volume de 250 m^3 s'avere insuffisant par conséquent nous prévoyons la réalisation d'un réservoir dans chaque vilage pour l'horizon 1990 .

Le volume total pour Selmane : $283 + 120 = 403 \text{ m}^3$
 donc le volume du réservoir projeté est $403 - 250 = 153 \text{ m}^3$

Par mesure de sécurité le volume du réservoir projeté sera de 500m^3 qui sera implanté à la même côte de celui existant (C.R 553/360)
Le volume total pour Ouled-addi Guebala est: $325 + 120 = 445\text{ m}^3$,
pour la même raison le réservoir projeté sera d'une capacité de 500 m^3 implanté à une côte suffisante à fin d'assurer une pression admissible dans le réseau de distribution de l'ordre de 30 m la côte retenue pour son implantation est (C.R 5810)

A l'horizon 2000 le volume total de Selmane sera 612 m^3 ayant déjà une capacité de stockage de 750 m^3 après la réalisation du réservoir projeté (500 m^3 1990), elle s'avère suffisante.

Le volume total de Ouled-addi Guebala sera 627 m^3 d'où la nécessité de projeter un autre réservoir identique au premier et à la même côte pour plus de sécurité , en vue de répondre aux besoins de cet horizon, car celui réalisé à l'horizon 1990 ne peut suffir à lui seul.

1.3) Dimensionnement des réservoirs projetés.

On choisie une hauteur d'eau de 5m

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

$$A = \frac{V}{h} \quad (A = \text{surface de base du réservoir})$$

$$A = \frac{500}{5} = 100\text{ m}^2$$

$$(D = \text{le diamètre du réservoir}) \quad D = \frac{4 \times A}{\pi} = \frac{4 \times 100}{\pi}$$

$$\text{d'où } D = 11,28\text{ m} = 11,5\text{ m}$$

1.4) Type des réservoirs.

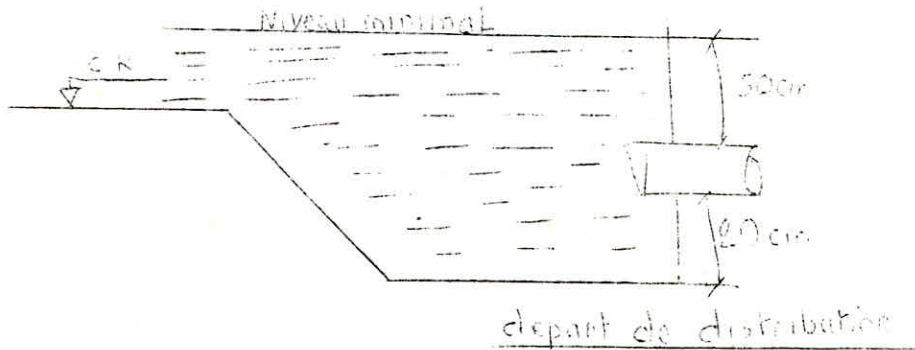
L'état de relief des deux village peut faciliter l'établissement des réservoirs semi-enterrés qui sont toujours économiques que d'autre. Leur forme est circulaire (généralement adopté pour les petits ouvrage) Ils doivent être, construit en matériaux durables (béton armé), couverts à l'abri des contaminations, des eaux souterraines d'infiltration, des pluies et des poussières. Ils doivent être aérés tout en restant à l'abri du froid et de la chaleur et de plus visitables. Le compartimentage facilite le nettoyage. Ils doivent comporter en outre une chambre de manœuvre. Le sol de fondation doit être examiné approfondement tout du point de vue de la capacité portante que du drainage des eaux.

1.5) Equipement des réservoirs

1.5.1) Distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 20cm au dessus du fond dans le but d'éviter l'entrée des boues décontées.

L'orifice de départ est muni d'une crépine pour empêcher la pénétration de matière en suspension, en plus il doit se situer à l'opposé de l'arrivée pour faciliter le brassage de l'eau. Ce pendant il y'a lieu de réserver un minimum de 50 cm au dessus de la génératrice supérieure de la conduite, pour éviter la pénétration d'air en cas d'abaissement maximal du plan d'eau. On prévoit l'installation d'un robinet qui sera ménagé sur le départ de la conduite pour avoir la possibilité d'isoler le réservoir de la conduite de distribution en cas de cassure de cette dernière.



1.5.2) Adduction

Sur la conduite d'adduction à l'arrivée est ménagé un interrupteur à flotteur qui arrête les pompes quand l'eau atteint, dans la cuve, son niveau maximal, et les démarre dès que le niveau d'eau dans le réservoir s'abaisse à un certain niveau.

L'adduction s'effectue par surverse, qui permet d'avoir, pour l'arrivée de l'eau une altitude constante; (donc les pompes refontent à une hauteur constante et avec un débit constant). Ainsi elle provoque l'oxygénation de l'eau ce qui est favorable surtout pour les eaux souterraines comme dans notre cas étudié.

1.5.3) Trop-plein

C'est un sorte d'entonnoir placé au niveau maximal et qui peut évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir dans l'égoût voisin. Mais pour éviter la pollution et l'introduction des matières dans cette exutoire nous ménagons un siphon, sur la conduite de trop-plein, qui maintient en eau un tronçon de cette conduite.

1.5.4) Vidange

La conduite de vidange part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein, elle comporte un robinet vanne.

1.5.5) Materialisation de la réserve d'incendie

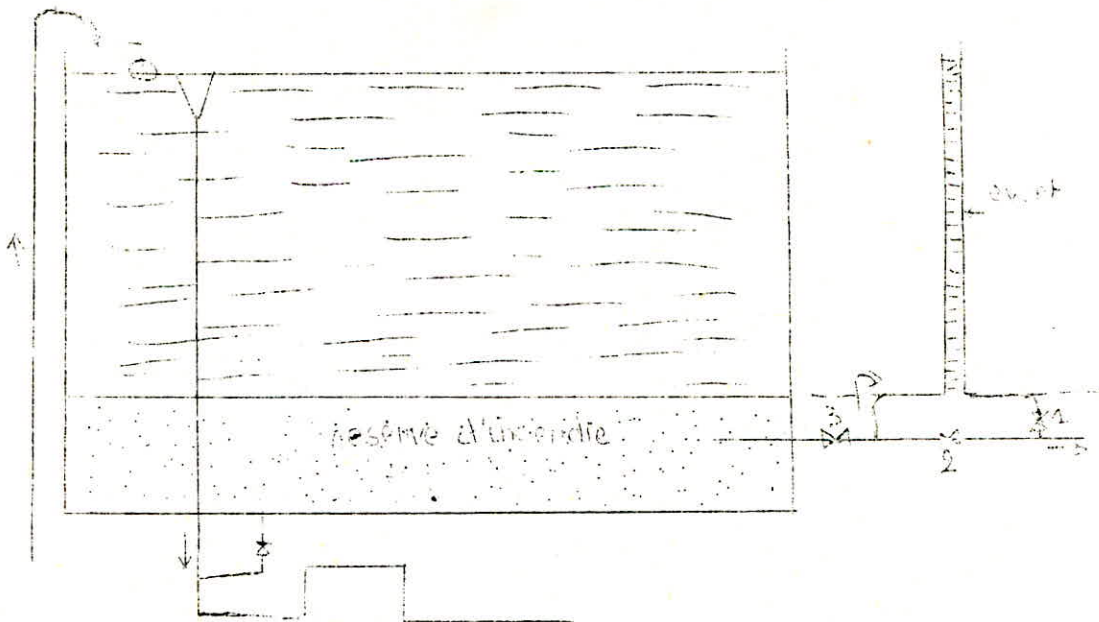
Le dispositif adopté est constitué par un siphon qui se désamorce grâce à l'évent quand le niveau de la réserve d'incendie est atteint.

(voir schéma suivant)

en service normal (I est ouvert et 2 fermé)

en cas de sinistre (2 sera ouvert)

... l'emplacement d'un troisième robinet vanne normalement ouvert permet de réparer I ou 2 en cas de besoin.



2) Bache de reprise

La bache de reprise implantée à Ouled Gurra est un réservoir qui recevra l'eau des deux forages , et servira comme reprise pour la station de pompage principale .

2.1) Dimensionnement

Le volume est fonction des différences éventuelle entre le débit d'arrivé et de départ.

Horizon 1990 :

refoulement principal 16/24h
débit de départ 145,8 m³/h
débit d'arrivé 324m³/h (les 2 forages)

le temps de refoulement de chaque forage est 7,2heures

Exemple: un des forage commence a fonctionner à 0h et s'arrête à 7,2h, l'autre se metra en marche à 6,5h et s'arrête à 13,7h.

Nous faisons la différences entre le volume d'arrivé et le volume de sortie, ainsi le volume theorique du réservoir est la somme en valeur absolue des deux plus grandes différences (positive et négative) d'où on déduit le volume du réservoir.

Horizon 2000

refoulement principal 22/24h
débit de départ 182 m³/h
débit d'arrivé 324 m³/h (les 2 ressources)

le temps de refoulement de chaque forage est 12,35 heures

Exemple : un forage commence à fonctionner à 0h et stape à 12,35h l'autre débute à 11,65h ET s'arrête à 24h.

Le volume totale est determiné de la même manière que le precedant. Les diagrammes des pages suivantes (voir) nous permettront de trouver le volume de la bache de reprise .

Ce cube est : 336m³ (1990) et de 323m³ (2000)

Ce volume trouvé est majoré à 500 m³ PAR mesure de securité.

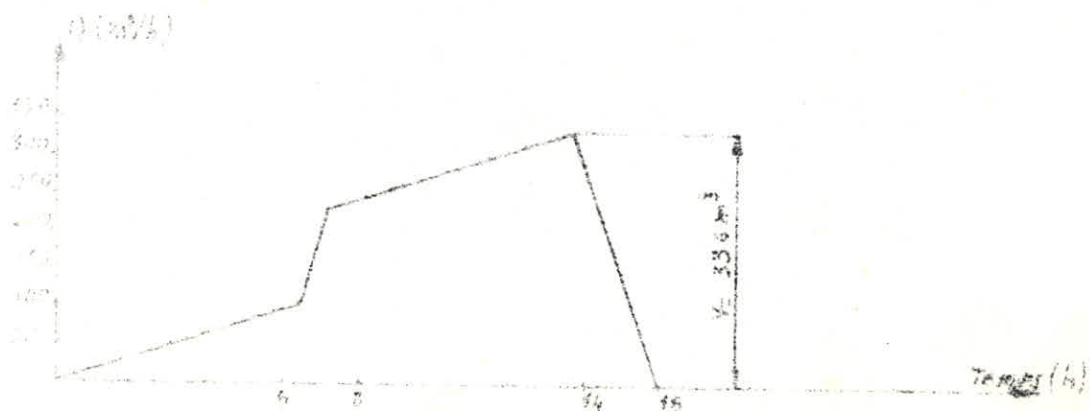
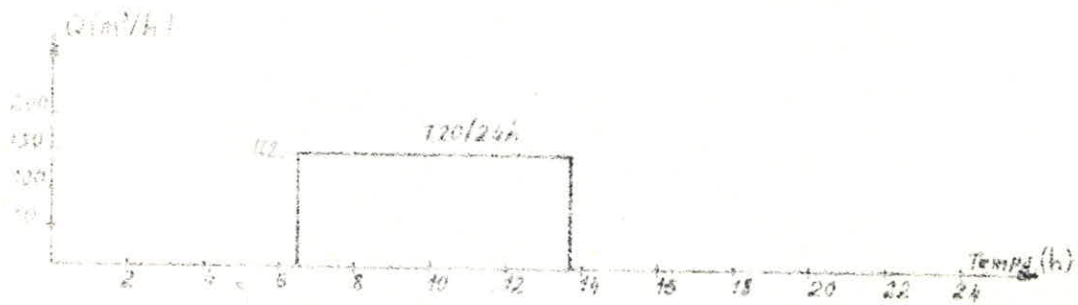
On adoptera 2 cuves de 250 m³ chacune. (C.R 400m)

Si on se fixe une hauteur d'eau de 4 m , la surface de base de chaque cuve est $A = \frac{250}{4} = 62,5 \text{ m}^2$

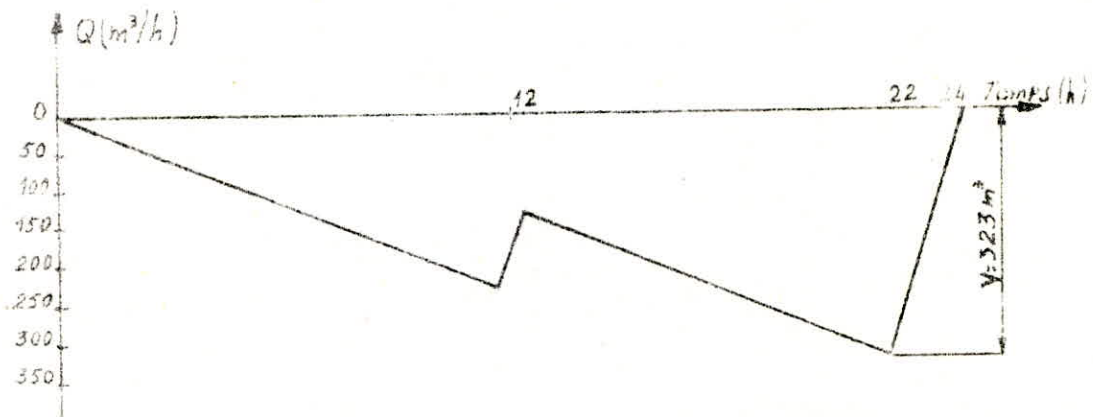
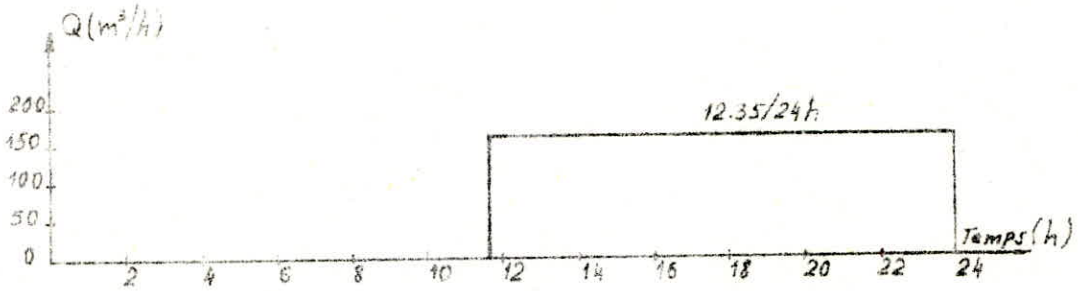
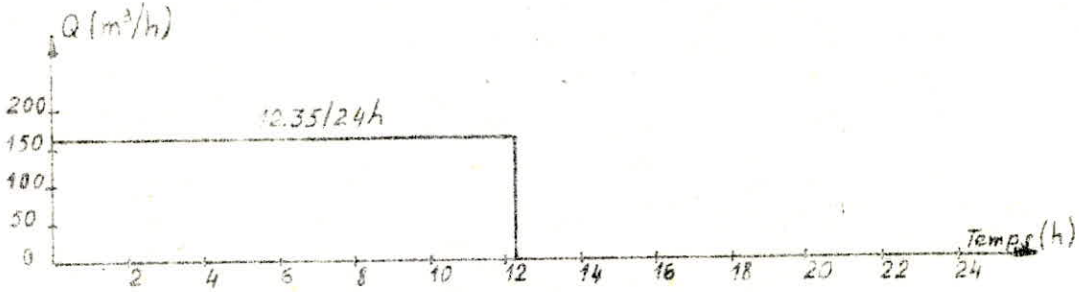
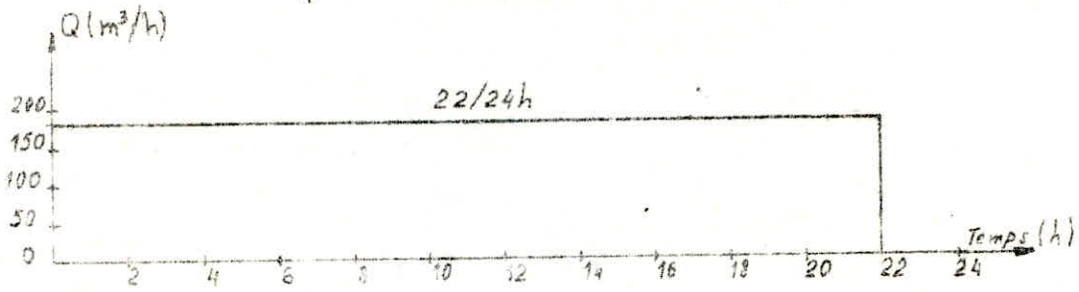
ET SON diamètre est

$$D = \frac{4 \times 62,5}{\pi} = 8,92 \text{ m} = 9 \text{ m}$$

Capacité de la bêche de reprise - Horizon 1990



Capacite de la bache de reprise _____ Horizon 2000



2.2) Equipement

Dans ces réservoirs on ne tiendra pas compte des réserves d'incendie. D'où l'installation de siphon à la sortie n'est ^{pas} nécessaire, la conduite d'aspiration sera reliée directement au bassin de reprise.

Les autres équipements sont identiques à celles des autres réservoirs.

3) Chambre de manœuvre

Elle représente un regard en béton-armé pour placer les robinets - vannes.

Pour assurer la bonne répartition des débits vers Selmane et vers Ouled-addi Guebala, il faut implanter dans la chambre de manœuvre un robinet-vanne de réglage. Pendant le premier essai du refoulement, il faut régler cette vanne selon les besoins en eau calculés. On aura besoin de deux autres robinets-vannes pour séparer le branchement du refoulement.

4) Canalisation

Les conduites d'adduction seront en acier. La pression de service sans tenir compte du coup de bélier, est au environ de 21 bars, donc au moins on devra prévoir pour les canalisations et les accessoires une pression normale supérieure à 20 bars d'où on recommande 25 bars pour tenir compte du coup de bélier. Les conduites reliant les forages à la bache de reprise ont une pression de service de 16 bars.

V) Station de pompage

I) Pompes sur les forages

Les forages seront équipés des groupes moto-pompe immergés. Du forage, l'eau est refoulée directement aux réservoirs se situant à Ouled Guerra qui fonctionneront comme bache de reprise de la station de pompage principale (cote du radier 460m).

Les pompes seront placées sous le niveau statique, de cette façon elles seront toujours amorcées. La hauteur d'aspiration doit satisfaire à la capacité d'aspiration de l'engin. La crepine sera toujours noyée en pompage, elle sera placée à 0,50 m au dessous du niveau dynamique.

Des pièces spéciales seront installées à l'aval de la pompe comme suit

- compteur de débit
- clapet de retenue
- robinet vanne
- manomètre, ainsi que d'autres pièces.

I.I) Choix des pompes:

Les pompes choisies sont de type: pompes avec moteur à courant triphasé (BPH 373 2900tr/mn)

Pour F.2I4 BPH 373/4 Puissance nominale 37KW rendement 70 %

F AL2 BPH 373/8 puissance nominale 73,5KW rendement 70 %

Chaque forage est doté d'un groupe de réserve.

Les pompes des forages (F.2I4 , FAL2) fonctionneront en parallèle dont les courbes caractéristiques des pompes (QH) et des conduites déterminent les points de fonctionnement (voir graphique n°I) .

Points de fonctionnement:

$$\begin{array}{l} \text{F.2I4 } P_1 \left\{ \begin{array}{l} H_1 = 56\text{M} \\ Q_1 = 45\text{l/s} \end{array} \right. \\ \\ \text{F.AL2 } P_2 \left\{ \begin{array}{l} H_2 = 105\text{m} \\ Q_2 = 46,75 \text{ l/s} \end{array} \right. \end{array}$$

L'augmentation du débit et de la hauteur manométrique est faible, donc elle n'est pas nuisible.

I.2` Temps de marche/

Pour la determination du nombre d'heure de pompage sur les forages, on se fixe en premier lieu le nombre d'heure de fonctionnement de la station principale.

I6/24h (I990) 22/24h (2000)

d'où nous pouvons deduire celui des pompes sur les forages.

Avec I6h de marche par jour (I990) le volume refoulé est V=

$$V= I6 \times 3600 \times 40,5 = 2332,8 \text{ m}^3$$

soit (T) le temps de pompage des deux forages

$$T= \frac{2332,8 \times 1000}{15 \times 3600} = 14,4 \text{ heures}$$

d'où :

7,2 heures pour chaque forage

Avec 22H de marche par jour (2000) le temps de marche de chaque

pompe est 12,35 heures .

2) Station de pompage centrale

Le complexe hydraulique comprendra:

-2 réservoirs semi-enterrés de 250m³ chacun servant de bache de reprise.

-Station de pompage principale(qui comprendra une salle des machines des locaux de service, des locaux électrique).

-Regard de chloration.

2.1) Choix des pompes

La salle des machines aura trois groupes electro-pompe à axe horizontaux dont un de réserve.

Les pompes sont de type 80 NM 2950 tr/mn & à 5 étages le rendement 70%

La station de pompage se situera à un niveau plus bas que le réservoir de reprise ,les pompes seront de cette façon en pleine charge ce qui facilitera leur amorçage.

Deux pompes fonctionnent en parallele , la somme de leur débit forme le débit d'exploitation. La caracteristique finale (QH) des deux pompes s'obtient en sommant le débit de chacune suivant la même hauteur et la caracteristique resultante de la conduite donnent le point de fonctionnement :

$$P_3 \left\{ \begin{array}{l} H_3 = 215\text{m} \\ Q_3 = 192\text{m}^3/\text{h} = 53,31/\text{s} . \end{array} \right.$$

Ni la faible ,augmentation de débit ou de la hauteur manométrique n'est nuisible vue que le surplus de débit peut être atténué par les fuites du réseau d'où il représente plutôt une marge de sécurité et la surelevation reste dans la limite admissible .

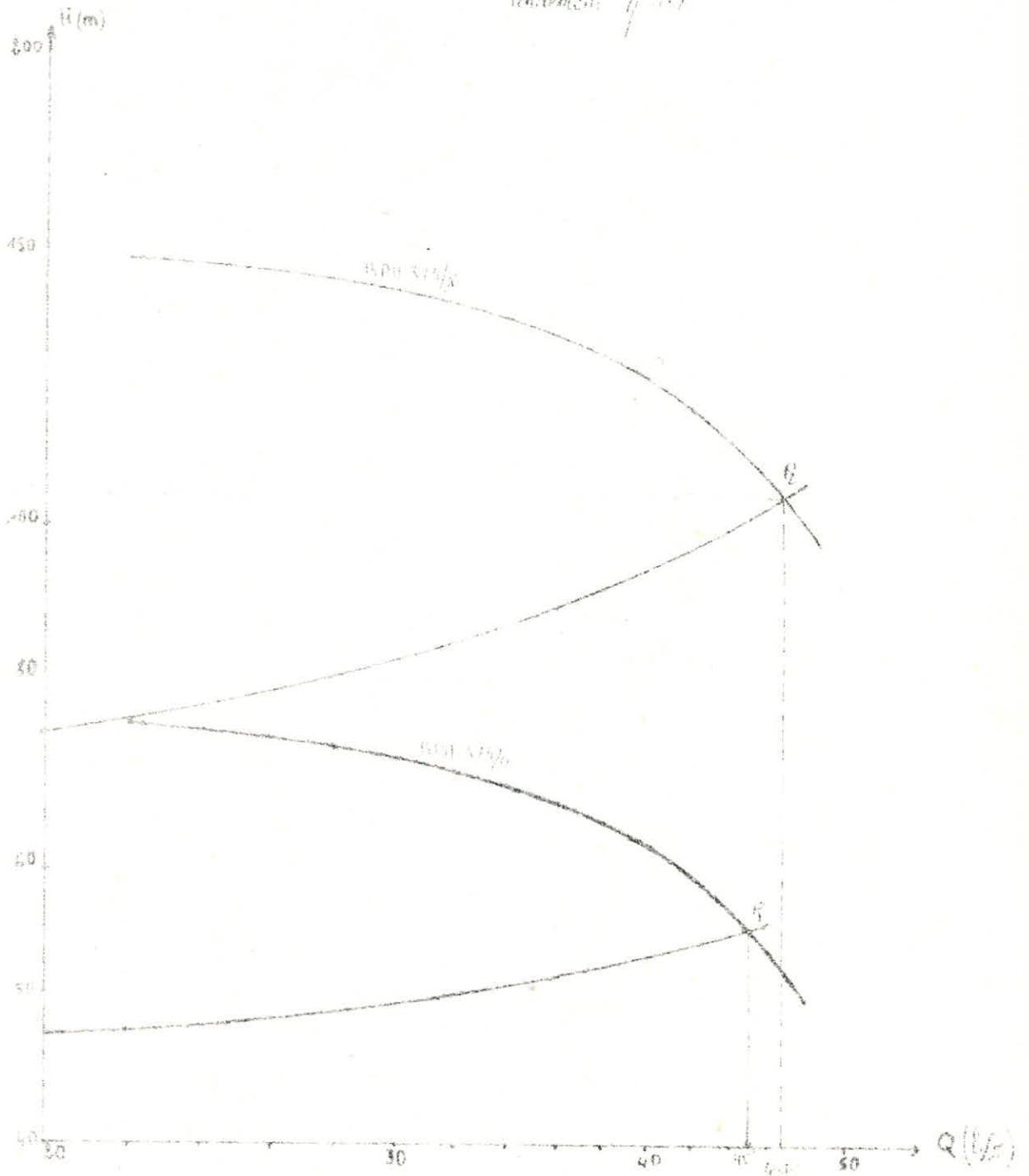
$$(215-211)=4m \approx (2 \%)$$

2.2) Temps de pompage

fixé	à :	16/24h	POUR L'horizon	1990
		22/24h	"	2000

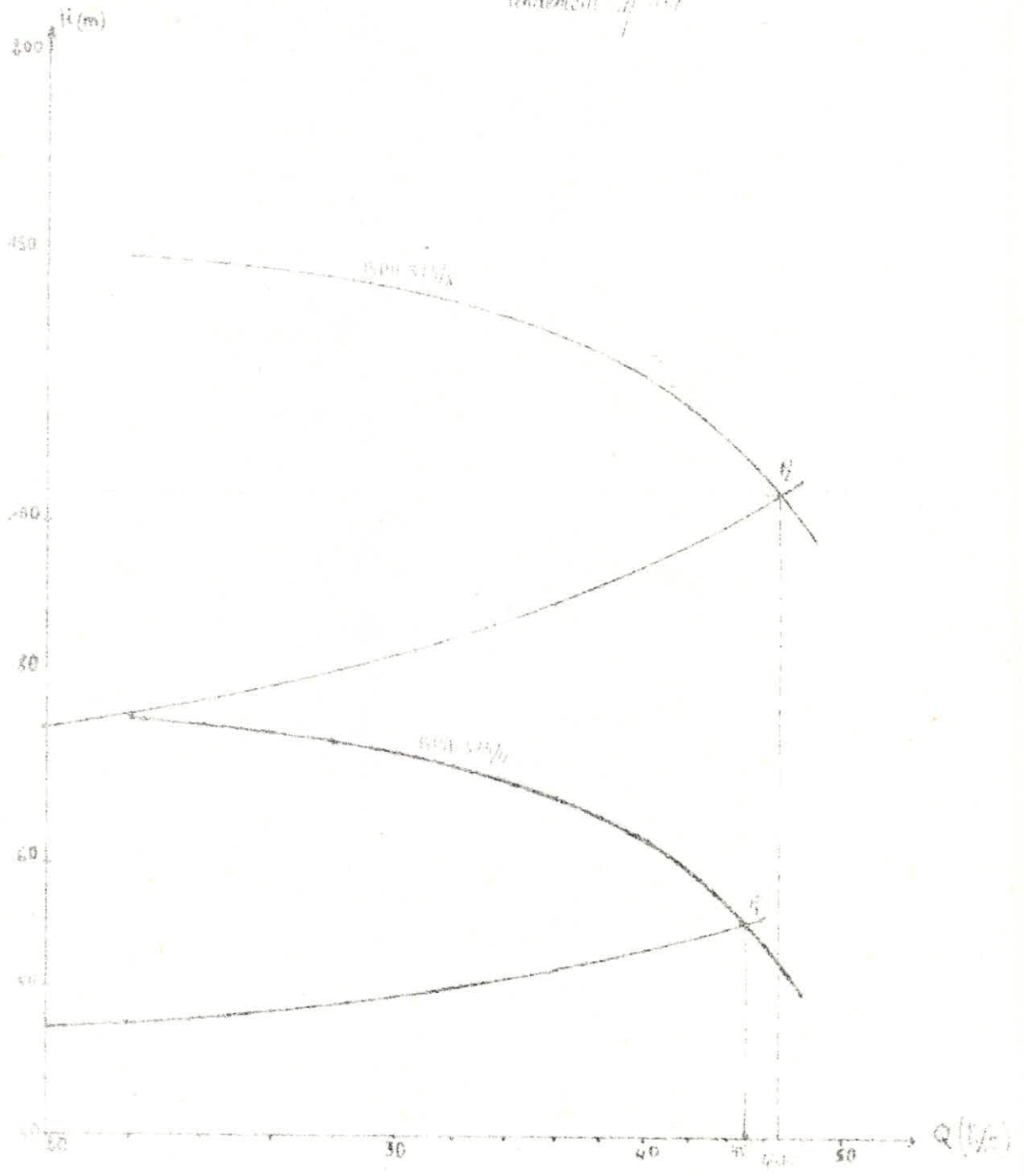
Remarque: les pompes ont été choisies à fin de satisfaire les besoins de l'an 2000 .

graphique n° 1
rendement $\eta = 0,7$

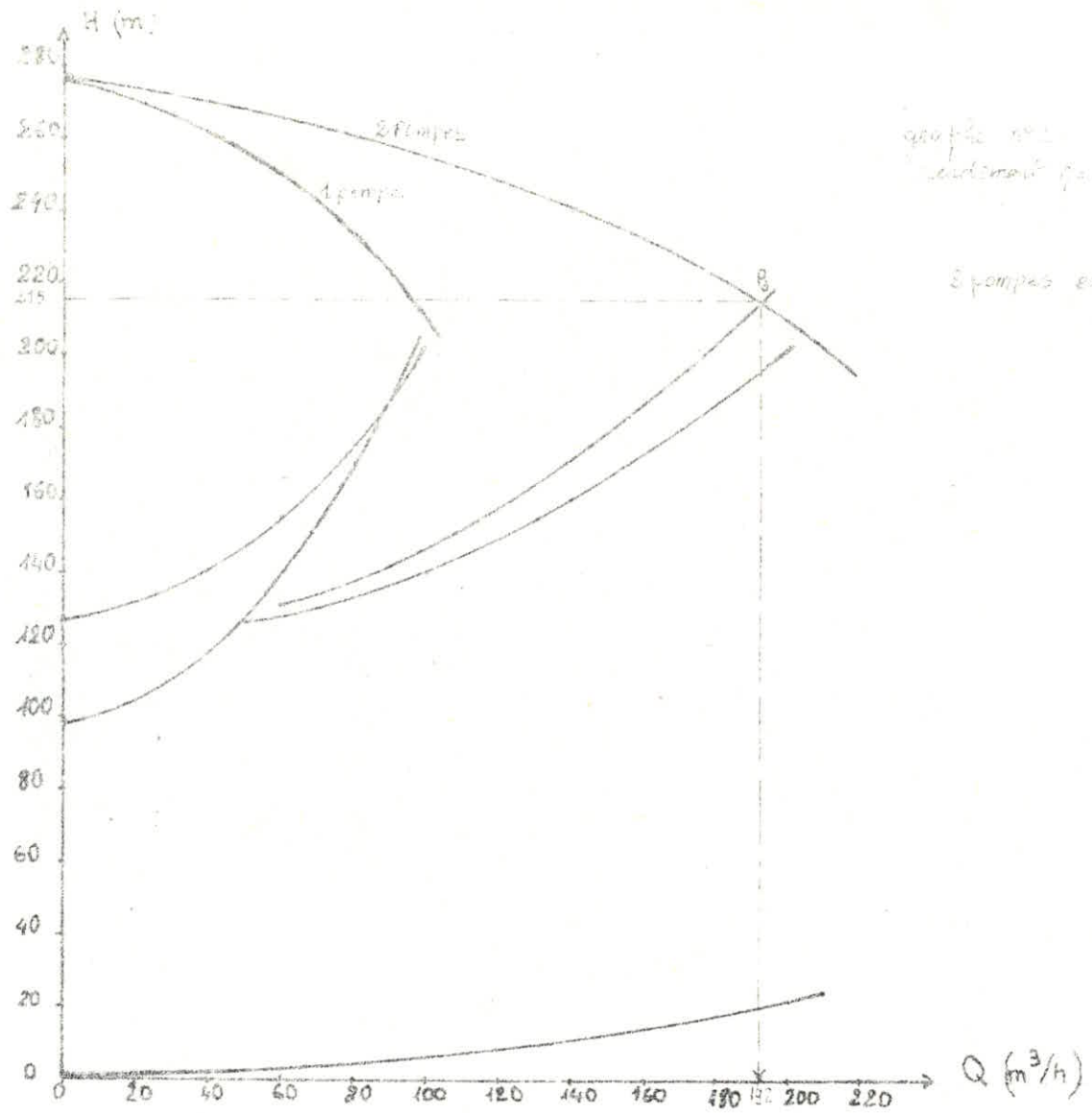


graphique n° 1.

rendement $\eta = 0,87$



- 115 -



graphique n° 1
système de pompage

2 pompes en parallèles (800m) à
5 étages

VI) Protection des conduites

A) Protection des conduites contre le coup de bélier

1) Phénomène du coup de bélier

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

-arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou plusieurs groupes électro-pompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur réservoir, démarrage d'une pompe,

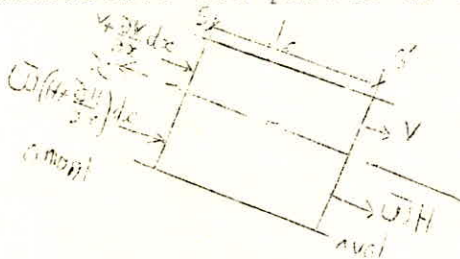
-fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé au bout d'une conduite d'adduction. Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre le coup de bélier.

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures des tuyaux, peut atteindre, des valeurs très élevées.

2) Etude mathématique

En tenant compte de la compressibilité de l'eau et de l'élasticité de la conduite, le phénomène devient un régime transitoire, où la pression et le débit varient à la fois dans le temps et en chaque point de la conduite.

Les deux équations étudiées (en 1901) par ALLIEVI définissant le coup de bélier ont été obtenues en appliquant à une tranche de la canalisation le théorème des quantités de mouvement, et l'équation de continuité en faisant intervenir la compressibilité du liquide et l'élasticité des parois de la canalisation.



quantité de mouvement

$$\frac{\partial V}{\partial t} = -g \frac{\partial H}{\partial x}$$

continuité

$$\frac{\partial V}{\partial x} = -\frac{g}{a^2} \frac{\partial H}{\partial t}$$

La résolution de ces équations est :

$$H - H_0 = F\left(t - \frac{x}{a}\right) + f\left(t + \frac{x}{a}\right)$$

$$V - V_0 = -\frac{g}{a} \left(F\left(t - \frac{x}{a}\right) - f\left(t + \frac{x}{a}\right) \right)$$

équations d'ALLIEVI

H_0 = pression statique ; H = pression en regime transitoire

V_0 = vitesse en regime normal ; V = vitesse en regime transitoire

a = célérité des ondes ; F et f represente des signes fonctionels

3) Interpretation physique

Imaginons un observateur mobile, se déplaçant à la vitesse constante (a) selon la loi $x = at + cte$

d'après la convention ci-dessus, x étant positif dans le sens contraire de l'écoulement, l'observateur remonte le courant.

on aura $(t - \frac{x}{a}) = cte$

en conséquence, pour cet observateur la fonction $F(t - \frac{x}{a})$ reste cte en chaque point, elle represente une onde se propageant avec la vitesse (a). De manière analogue, un second observateur se

déplaçant avec une vitesse ($-a$) c'est en sens d'écoulement et avec une loi de mouvement $(t + \frac{x}{a}) = cte$, observait que la fonction

$f(t + \frac{x}{a})$ reste cte en chaque point, cette fonction represente une onde se propageant le long de la conduite avec une vitesse ($-a$).

Donc la surpression (depression) en chaque point de la conduite resulte de la superposition des deux ondes F et f se propageant dans la conduite en sens inverse avec la même vitesse absolue (a) à l'instant considéré. Deux ondes se croisant n'ont pas d'effet l'une sur l'autre.

La valeur de la célérité (a) selon ALLIEVI

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}}$$

D = diamètre interieur de la conduite en (m)

e = épaisseur de la conduite en (m)

K = coefficient du materiau $K = 0,5$ (acier); 1 (fonte); $4,4$ (amiante ciment); 5 (plomb)

4) Analyse physique du phénomène du coup de bélier

Nous donnons ci dessous une analyse physique en nous plaçant dans le cas d'une conduite refoulant un débit Q_0 se trouve brusquement arrêté à la suite d'une disjonction. Nous admettrons une élasticité de la conduite et une compressibilité de l'eau.

Supposons la tranche liquide constituée de tranches infiniment rapprochées. Survient l'arrêt brusque et instantané. Quatre phases peuvent alors être envisagées.

1^{ère} phase: par suite de son inertie, la colonne va poursuivre son chemin ascendant, mais n'étant plus alimentée, il va en résulter, derrière elle, une dépression, l'eau se deprime; chaque tranche, de la conduite, considérée se contracte successivement par diminution élastique du diamètre. Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une célérité (a). Si la distance entre la pompe et le réservoir est L , le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$.

Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute sa longueur et, l'eau est alors immobile.

2^{ème} phase; par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre primitif et, cela, de proche en proche, en considérant les tranches successives à partir du réservoir. L'eau revient alors dans la conduite et, au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$, c'est à dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est redescendue, mais va se trouver arrêté par le clapet de la pompe, qui, entre temps, s'est fermé.

3^{ème} phase: en raison de cet arrêt, la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches qui suivent vont subir le même sort avec les mêmes conséquences pour la conduite, l'onde de dépression gagnant de proche en proche, dans le sens pompe-réservoir, toute la conduite. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$, c'est à dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée, immobile.

4^{ème} phase: grâce à l'élasticité de la conduite, celle-ci agissant à la manière d'un ressort, reprend, de proche en proche, à partir du réservoir et allant vers la pompe, son diamètre primitif, les tranches d'eau successives reprennent leurs dimensions premières. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$, c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine, nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$.

Le phénomène se reproduisait indéfiniment s'il n'était pas fréné, amorti, par les pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite.

Dans le cas d'un arrêt brusque ($t \ll 2L/a$) le coup de bélier, même mal près de la pompe conserve sa valeur maximale aV_0/g jusqu'à une distance égale à $(L - at/2)$ puis décroît pour devenir nul à l'extrémité.

5) Moyens de protection des installations contre le coup de bélier

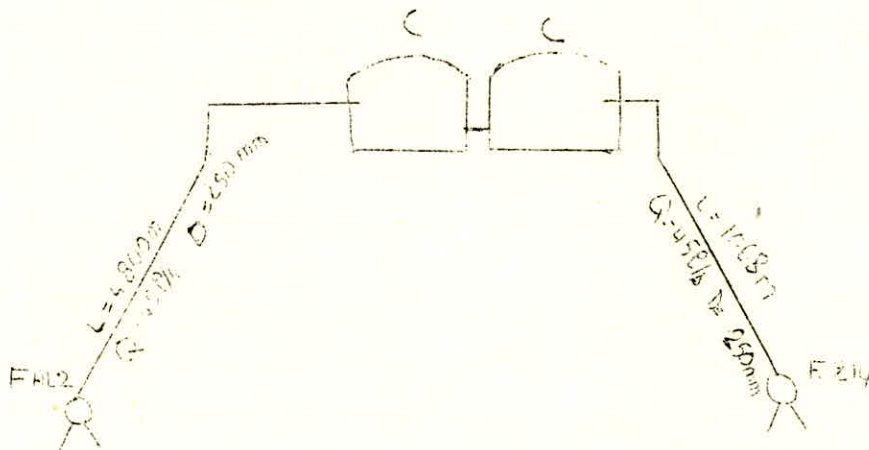
Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier, mais, on arrive à les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils les plus utilisés sont:

- volants d'inertie (protection contre les dépressions)
- soupapes de décharge (protection contre les surpressions)
- réservoir d'air et les cheminées d'équilibre (contre les dépressions et les surpressions à la fois).

6) Etude du coup de bélier. Forages-bache de reprise

arrêt brusque

tronçons	diamètre(mm)	épaisseur e(mm)	célérité a (m/s)
F.AL2-C	250	6	1191
F.2I4-C	250	6	1191



La pression maximale due au coup de belier a pour valeur:

$$h = (aV_0)/g$$

F.AL2-C) $h = (1191 \times 0,92)/9,8 = 112 \text{ m}$

F.2I4-C) $h = 112 \text{ m}$

à la tête du forage la charge est:

F.AL2) $H = 39,22 \text{ m} \implies \begin{cases} H + h = 151,22 \text{ m} \text{ (cas de surpression)} \\ H - h = -72,78 \text{ m} \text{ (cas de dépression)} \end{cases}$

F.2I4) $H = 8,59 \text{ m} \implies \begin{cases} H + h = 120,59 \text{ m} \text{ (cas de surpression)} \\ H - h = -103,41 \text{ m} \text{ (cas de dépression)} \end{cases}$

Pour diminuer ces dépressions et surpressions nous adoptons un réservoir d'air pour chaque forage qui les atténue simultanément.

1) Fonctionnement du réservoir d'air.

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous une pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air. A la disjonction, le clapet se ferme, une partie de l'eau est chassée dans la conduite. En effet à ce moment, la pression d'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir. Après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

2) Calcul du réservoir d'air.

Le calcul permet de déterminer les valeurs, de la surpression et de la dépression, maximales dans la conduite et le volume du réservoir d'air. Les caractéristiques du réservoir d'air (volume U_0 en régime normal et de son dispositif d'étranglement) sont fixées.

63) Méthode de calcul.

Le calcul est effectué à l'aide d'un programme (sur TI 59) basé sur la méthode graphique de BERGERON.

Notation utilisée:

h_g = hauteur géométrique d'élévation

h_{atm} = hauteur d'eau correspondant à la pression atmosphérique

h_{asp} = hauteur géométrique entre le plan de pompage et le point P

H = hauteur, à l'arrêt, du plan d'eau dans le réservoir par rapport à P.

δ_c = p.d.c. dans la conduite

δ_r = p.d.c. au passage d'eau par l'organe d'étranglement

Z = pression absolue (en mètre d'eau) de l'air dans le réservoir

U = volume d'air dans le réservoir

ΔU = variation du volume d'air entre le temps t_{i-1} et t_i

Q_{2ip} = débit dans la conduite quand l'onde arrive en P au temps $t_i = it_r$

A_c = section de la conduite de refoulement

H = pression absolue dans la conduite au point P

a) On ne considère que les états finals, c'est à dire ceux observés à la fin d'un intervalle de temps $t_i = it_r = (i2L)/a$.

b) L'augmentation ΔU_i du volume d'air ou sa diminution, est exprimée par le volume correspondant de l'eau que ce réservoir écoule vers la conduite ou reçoit de celle-ci au cours du régime transitoire. Ce n'est autre que d'eau qui circule dans la conduite de refoulement pendant le temps t_i et avec une vitesse V_{ni} qui est supposée égale à la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin de t_i

$$V_{ni} = (V_{2(i-1)p} + V_{2ip})/2$$

$$U_i = A_c t_i V_{ni}$$

c) Le volume d'air U_i du réservoir sera égal au volume d'air de l'intervalle précédent U_{i-1} augmenté de la variation ΔU_i

$$U_i = U_{i-1} + \Delta U_i$$

d) La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée par la loi de POISSON en admettant une transformation adiabatique de l'air

$$Z_i = Z_0' U_0'^{1,4} / U_i^{1,4}$$

e) La perte de charge dans la conduite de refoulement est:

$$\delta_c = (fLV^2)/(2Dg) = \alpha V^2 \text{ (en supposant un régime turbulent rugueux)}$$

f) Pendant la phase de depression la perte de charge au passage de l'eau par la tuyère est négligeable. Au cours de la phase de surpression, l'eau revient dans le réservoir d'air et la tuyère se comporte comme un ajutage rentrant (ajutage de BORDA)

$$\delta_r = \Delta h_c = (V_c - V_t)^2 / (2g) \quad (E)$$

V_t : vitesse de l'eau dans la tubulure

V_c : vitesse de l'eau dans la section contractée

L'équation de continuité s'écrit:

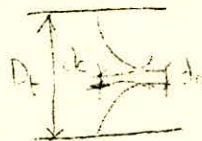
$$V_{cdc}^2 = V_t D_t^2 = V D^2$$

V : vitesse de l'eau dans la conduite

d_c : diamètre de la section contractée

D_t : diamètre de la tubulure

D : diamètre de la conduite



On a:

$$n = (d_c^2)/(d_0^2) \implies d_c^2 = n d_0^2$$

d_0 : diamètre de l'orifice

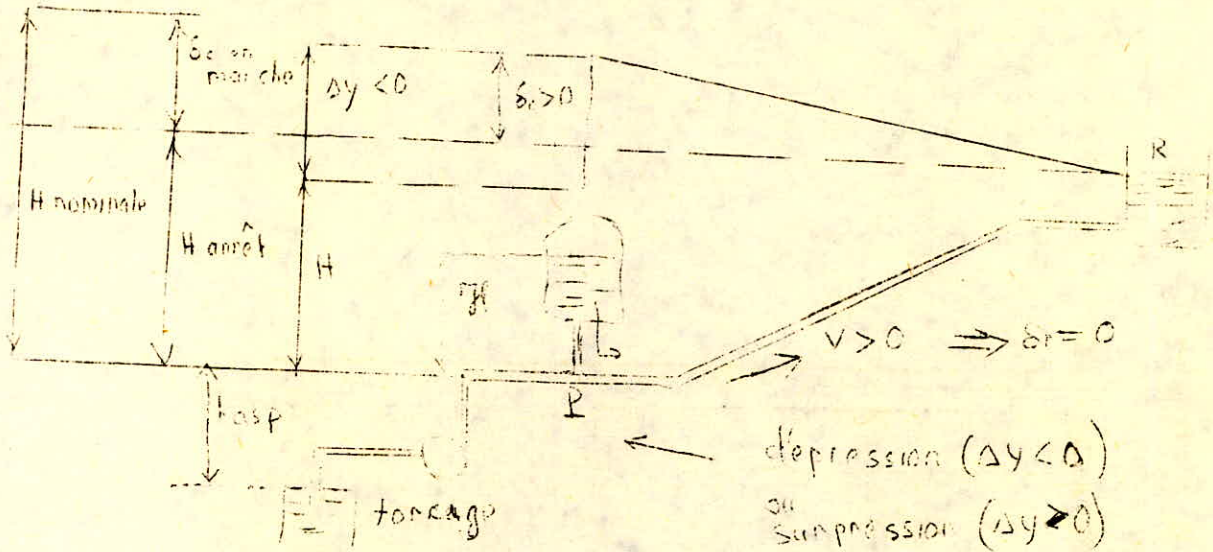
En éliminant d_c^2 entre les deux dernières équation on aura :

$$V_t D_t = V_c n d_0^2 \implies V_c = V_t D_t / (n d_0^2)$$

En éliminant V_c entre (E) et l'équation ci-dessus on obtient:

$$\delta_r = V_t^2 / (2g) \times (D_t / (n d_0^2) - 1)^2 = D_t^4 / (2g) \times (1 / (n d_0^2) - 1 / D_t^2)^2 V^2 = \beta V^2$$

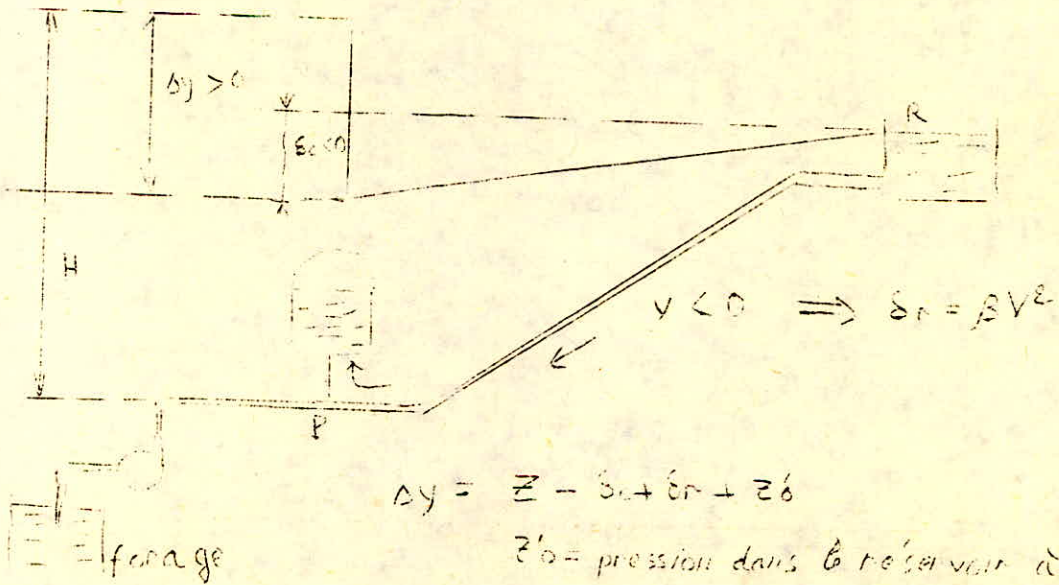
Coup de bêtier - Arrêt de pompe



$$\Delta y = z - \delta_c - (h_s + h_{bati} - h_{asp} - H)$$

$$\Delta y = z - \delta_c - z'_0$$

$$\delta_c = \alpha v|v|$$



$$\Delta y = z - \delta_c + \delta_r + z'_0$$

z'_0 = pression dans le réservoir à l'arrêt.

COUP DE BELIER: ARRET DE POMPE

Nombre de pas utilisés:329

Nombre de mémoires utilisées:42

000	76	2nd	Lbl	053	43	RCL	I06	01	I	I59	75	-
001	II	A		054	08	08	I07	93	.	I60	43	RCL
002	43	RCL		055	95	=	I08	01	I	I61	07	07
003	09	09		056	42	STO	I09	04	4	I62	35	I/x
004	75	-		057	32	32	I10	95	=	I63	33	x ²
005	43	RCL		058	42	STO	I11	35	I/x	I64	95	=
006	IO	IO		059	34	34	I12	33	x ²	I65	33	x ²
007	75	-		060	65	X	I13	65	X	I66	55	÷
008	43	RCL		061	53	(I14	43	RCL	I67	01	I
009	II	II		062	89	2nd π	I15	08	08	I68	09	9
010	95	=		063	65	X	I16	55	÷	I69	93	.
011	42	STO		064	43	RCL	I17	01	I	I70	06	6
012	I4	I4		065	04	04	I18	09	9	I71	65	X
013	65	X		066	33	x ²	I19	93	.	I72	43	RCL
014	43	RCL		067	55	÷	I20	06	6	I73	04	4
015	I2	I2		068	04	4	I21	55	÷	I74	45	y ^x
016	45	y ^x		069	54)	I22	43	RCL	I75	04	4
017	01	I		070	42	STO	I23	04	04	I76	95	=
018	93	.		071	39	39	I24	95	=	I77	42	STO
019	04	4		072	95	=	I25	42	STO	I78	38	38
020	95	=		073	42	STO	I26	37	37	I79	00	0
021	42	STO		074	40	40	I27	65	X	I80	42	STO
022	35	35		075	43	RCL	I28	43	RCL	I81	30	3I
023	43	RCL		076	I3	I3	I29	I7	I3	I82	9I	R/S
024	00	00		077	55	÷	I30	33	x ²	I83	76	2nd Lbl
025	55	÷		078	43	RCL	I31	85	+	I84	I2	B
026	01	I		079	39	39	I32	43	RCL	I85	42	STO
027	00	0		080	95	=	I33	I4	I4	I86	22	22
028	00	0		081	42	STO	I34	95	=	I87	77	2nd x \geq t
029	00	0		082	I7	I7	I35	42	STO	I88	68	2nd NOP
030	55	÷		083	42	STO	I36	I5	I5	I89	33	x ²
031	53	(084	I8	I8	I37	35	I/x	I90	65	X
032	01	I		085	09	9	I38	65	X	I91	43	RCL
033	85	+		086	93	.	I39	43	RCL	I92	38	38
034	43	RCL		087	08	8	I40	35	35	I93	95	=
035	00	00		088	55	÷	I41	95	=	I94	42	STO
036	65	X		089	43	RCL	I42	22	INV	I95	20	20
037	43	RCL		090	33	33	I43	45	y ^x	I96	6I	GTO
038	04	04		091	95	=	I44	01	I	I97	95	=
039	55	÷		092	42	STO	I45	93	.	I98	76	2nd Lbl
040	43	RCL		093	36	36	I46	04	4	I99	68	2nd NOP
041	01?01			094	43	RCL	I47	95	=	200	00	0
042	55	÷		095	03	03	I48	42	STO	201	42	STO
043	33	RCL		096	55	÷	I49	I9	I9	202	20	20
044	02	02		097	43	RCL	I50	42	STO	203	76	2nd Lbl
045	95	=		098	04	04	I51	I6	I6	204	95	=
046	34	x		099	95	=	I52	43	RCL	205	43	RCL
047	42	STO		I00	23	lnx	I53	05	05	206	22	22
048	33	33		I01	65	X	I54	35	I/x	207	65	X
049	35	I/x		I02	93	.	I55	55	÷	208	50	1x1
050	65	X		I03	08	8	I56	43	RCL	209	65	X
051	02	2		I04	06	6	I57	06	06	210	43	RCL
055	65	x		I05	75	-	I58	33	x ²	211	37	37

suite du programme:

212 95 =	242 94 +/-	272 23 23	302 42 STO
213 42 STO	243 65 X	273 75 -	303 I8 I8
214 41 2I	244 43 RCL	274 43 RCL	304 43 RCL
215 43 RCL	245 35 35	275 22 22	305 26 26
216 22 22	246 95 =	276 95 =	306 42 STO
217 85 +	247 42 STO	277 50 2nd (x)	307 I9 I9
218 43 RCL	248 27 27	278 22 INV	308 43 RCL
219 I7 I7	249 75 -	279 77 2nd x>t	309 27 27
220 95 =	250 43 RCL	280 69 2nd OP	310 85 +
221 55 ÷	251 21 2I	281 43 RCL	311 43 RCL
222 02 2	252 85 +	282 23 23	312 20 20
223 95 =	253 43 RCL	283 I2 B	313 85 +
224 42 STO	254 20 20	284 76 2nd lbl	314 43 RCL
225 24 24	255 75 -	285 69 2nd OP	315 IO IO
226 65 X	256 43 RCL	286 43 RCL	316 95 =
227 43 RCL	257 I4 I4	287 23 23	317 42 STO
228 40 40	258 95 =	288 42 STO	318 28 28
229 95 =	259 42 STO	289 I7 I7	319 0I I
230 42 STO	260 30 30	290 65 X	320 44 SUM
231 25 25	261 65 X	291 43 RCL	321 3I 3I
232 85 +	262 43 RCL	292 39 39	322 43 RCL
233 43 RCL	263 36 36	293 95 =	323 34 34
234 I9 I9	264 95 =	294 42 STO	324 44 SUM
235 95 =	265 42 STO	295 4I 4I	325 32 32
236 42 STO	266 29 29	296 43 RCL	326 43 RCL
237 26 26	267 85 +	297 23 23	327 3I 3I
238 45 y ^x	268 43 RCL	298 85 +	328 9I R/S
239 0I I	269 I8 I8	299 43 RCL	
240 93 .	270 95 =	300 29 29	
241 04 4	271 42 STO	301 95 =	

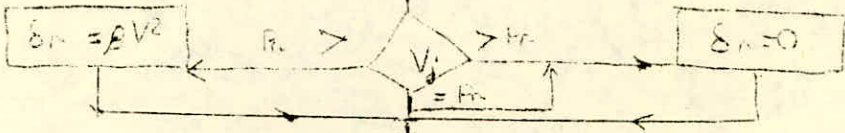
Analyse du programme

On calcule $Z_0, Z_0 U_0^{1/4}, C, t_r, A_c, A_{ctr}, V_0, g/c, \alpha, \beta, Z_0, U_0$
 Initialise t_1 à t_r, V_0 et V_R à V_0, U_{i-1} à U_0, N_i à 0

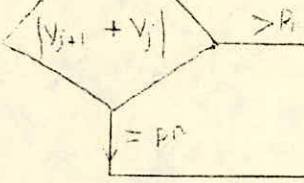
B1

Une valeur hypothétique V_j de V_{zip} étant affectée

V_j stockée en Z_i



$\delta_c = \alpha |V|V$
 $V_{mi} = (V_c(1-OP) + V_j)/2$
 $\Delta U_i = A_{ctr} \cdot V_{mi}$
 $U_i = U_{i-1} + \Delta U_i$
 $Z_i = Z_0 U_0^{1/4} / U_i^{1/4}$
 $\Delta y_i = Z_i - \delta_c + \delta_r - Z_0$
 $\Delta V_i = (g/c) \Delta y_i$
 $V_{j+1} = V(Z_i - OP) + \Delta V_i$



$V_{Z(1-OP)} = V_{j+1}$
 $Q_{exp} = V_{j+1} \cdot A_c$
 $V_{Z(1+OP)} = V_{j+1} + \Delta V_i$
 $U_{i-1} = U_i$
 $H_i = Z_i + \delta_c + \delta_r$
 $N_i = N_i + 1$
 $t_i = t_i + t_r$
 N_i affiché

affichage de V_{j+1}

Execution du programme:

1) stocker:

0,000001 x t

K STO 00 , E STO 01 , e STO 02 , ξ STO 03 , D STO 04 , m STO 05
 d_0 STO 06 , D_t STO 07 , L STO 08 , h_g+h_{atm} STO 09 , U_0 STO 10
 h_{asp} STO 11 , U'_0 STO 12 , Q_0 STO 13

2) résultats:

Appuyer sur A:

A 0 à l'affichage

RCL 14 Z' pression dans le réservoir d'eau à l'arrêt (m)
RCL 15 Z_0 " " " " " en fonctionnement (m)
RCL 16 U_0 volume d'air dans le réservoir en fonctionnement (m³)
RCL 33 a célérité de propagation de l'onde (m/s)
RCL 34 t_r temps d'aller et retour de l'onde dans la conduite (s)
RCL 35 $Z'_0 U_0^{I,4}$ constante de calcul
RCL 36 g/c RCL 37 RCL 38 RCL 39 A_c section
RCL 40 $A_c t_r$

3) Afficher une valeur hypothétique V_j de V_{2ip}

Appuyer sur B affichage de N_i

RCL 18 $\rightarrow V_{(2i+1)R}$, RCL 19 $\rightarrow U_{i-1}$, RCL 20 $\rightarrow \delta_r$, RCL 21 $\rightarrow \delta_c$
RCL 23 $\rightarrow V_{2ip}$, RCL 24 $\rightarrow V_{ni}$, RCL 25 $\rightarrow \Delta U_i$, RCL 26 $\rightarrow U_i$
RCL 27 $\rightarrow Z_i$, RCL 28 $\rightarrow H_i$, RCL 29 $\rightarrow \Delta V_i$, RCL 30 $\rightarrow \Delta y_i$
RCL 31 $\rightarrow N_i$, RCL 32 $\rightarrow t_i$, RCL 41 $\rightarrow Q_{2ip}$

Recommencer le processus (3) pour le calcul au pas suivant.

Pour recommencer les calculs depuis l'arrêt des pompes ,

appuyer sur A.

8.4) Application:

F.AL2) Données: conduites en acier

$D = 0,25m$, $L = 4800m$, $Q_0 = 0,045m^3/s$, $h_g+h_{atm} = 68+10 = 78m$, $h_{asp} = 59m$

$E = 2.10^{11}Pa$, $K = 2,15.10^9Pa$, $e = 0,006m$, $\xi = 0,001m$

caractéristiques du réservoir $U_0 = 1m^3$, $U'_0 = 1m$

caractéristiques de la tuyère $D_t = 0,100m$, $d_0 = 0,068m$, $m = 0,5$

F.214) Données: conduites en acier

$D = 0,25m$, $L = 1068m$, $Q_0 = 0,045M^3/s$, $h_g+h_{atm} = 45+10 = 55m$

$h_{asp} = 45,5m$, $e = 0,006m$, $K = 2,15.10^9Pa$, $E = 2.10^{11}Pa$, $\xi = 0,001m$

caractéristiques du réservoir $U_0 = 0,5m^3$, $H_0 = 1m$
 caractéristiques de la tuyère $d_0 = 0,068$ $D_t = 0,1m$ $m = 0,5$

Résultats

F.AL2):

A 0

$$Z'_0 = 18m \quad Z_0 = 41,743m \quad U_0 = 0,548m^3 \quad V_0 = 0,917m/s \quad a = 1218,561$$

$$t_r = 7,878s \quad Z'_0 U_0^{1,4} = 18m \quad g/a = 0,008s^{-1} = 28,25155m^{-1}s^2$$

$$= 22,03713m^{-1}s^2 \quad A_c = 0,04909m^2 \quad A_c t_r = 0,387m^2/s$$

B voir tableau n°21

F.214)

A 0

$$Z'_0 = 10,5m \quad Z_0 = 15,783m \quad U_0 = 0,374m^3 \quad V_0 = 0,917m/s \quad a = 1218,561$$

$$t_r = 1,753s \quad Z'_0 U_0^{1,4} = 3,979 \quad g/a = 0,008s^{-1} = 6,286s^2/m$$

$$= 22,037s^2/m \quad A_c = 0,049m^2 \quad A_c t_r = 0,086m^2/s$$

B voir tableau n°22

On remarque que d'après les résultats obtenus l'air peut occuper un volume maximum:

$$U = 4,537m^3 \text{ pour le forage F.AL2}$$

$$U = 0,205m^3 \text{ pour le forage F.214}$$

Mais les réservoirs doivent contenir encore de l'eau à ce moment pour éviter le passage de l'air dans la conduite.

Nous proposons des réservoirs de volume total

$$U = 2,5m^3 \text{ pour le forage F.AL2 (avec un volume d'air en régime normal = } 0,568m^3)$$

$$U = 4,50m^3 \text{ pour le forage F.214 (avec un volume d'air en régime normal = } 0,376m^3)$$

Nous préconisons des réservoirs à membrane souple et élastique, avec les équipements suivants:

- une vanne d'isolement pour les interventions,
- clapet anti-retour,
- un niveau d'eau visible,
- un manomètre à la partie supérieure.

Tableau N° 21

Value V _z	V _{z+1} m/s	δr m	δz m	V _{z,p} m/s	V _{mi} m/s	ΔU_1 m ²	$\frac{1}{m^3}$	Z _i m	H _i m	ΔV_1 m/s	ΔX_1 m	N _i	$\frac{h_i}{s}$	ω_{2ip} m/s
0.9	0.683	0.000		0.800	0.858	0.332	0.880	21.519	22.519	-0.117	-7.570	1	15756	0.039
0.8	0.479	0.000	9.529	0.581	0.630	0.267	1.147	14.852	15.852	-0.102	-12.677	2	23.634	0.029
0.5	0.311	0.000	4.410	0.395	0.488	0.189	1.336	12.001	13.001	-0.084	-10.410	3	31.513	0.019
0.3	0.161	0.000	1.614	0.239	0.317	0.123	1.458	10.612	11.612	-0.072	-9.001	4	39.391	0.012
0.2	0.033	0.000	0.282	0.100	0.169	0.066	1.524	9.979	10.979	-0.067	-8.302	5	47.269	0.005
0.1	-0.097	0.023	-0.029	-0.032	0.034	0.015	1.537	9.860	10.883	-0.065	-8.088	6	55.147	-0.002
-0.1	-0.204	0.500	-0.642	-0.157	-0.091	-0.035	1.502	10.186	11.687	-0.054	-6.672	7	63.025	-0.007
-0.2	-0.272	1.250	-1.602	-0.238	-0.194	-0.075	1.427	10.946	13.196	-0.034	-4.202	8	70.903	-0.012
-0.3	-0.300	1.803	-2.311	-0.286	-0.262	-0.101	1.325	12.135	14.938	-0.014	-1.751	9	78.781	-0.014
-0.4	-0.297	1.961	-2.514	-0.298	-0.292	-0.113	1.212	13.748	16.709	0.002	0.223	10	86.660	-0.015
-0.5	-0.268	1.757	-2.252	-0.282	-0.290	-0.112	1.100	15.752	18.509	0.014	1.761	11	94.538	-0.014
-0.3	-0.219	1.310	-1.679	-0.244	-0.263	-0.102	0.998	18.044	20.354	0.024	3.033	12	102.416	-0.012
-0.1	-0.153	0.764	-0.980	-0.186	-0.215	-0.083	0.915	20.380	22.145	0.033	13.000	13	110.294	-0.009
0.2	-0.073	0.282	-0.361	-0.113	-0.150	-0.058	0.857	22.332	23.614	0.040	4.975	14	118.172	-0.006
0.4	0.014	0.019	-0.024	-0.029	-0.071	-0.028	0.830	23.371	24.396	0.044	5.421	15	126.050	-0.001
0.6	0.096	0.000	0.080	0.055	0.013	0.005	0.835	23.183	24.183	0.047	5.097	16	133.928	-0.003

Tableau № 22

Скорость вытекания V_{2ip}	$V_{2ip} R$ m/s	S_p m	S_c m	V_{2ip} m/s	V_{mi} m/s	ΔU_i m ²	U_i m ²	Z_i m	H_i m	ΔV_i m/s	ΔY_i m	N_i	t_i s	Q_{2ip} m ³ /s
09	0.863	0.000	4.976	0.890	0.903	0.078	0.451	12.115	13.115	-0.027	-3.361	1	3.506	0.044
08	0.783	0.000	4.256	0.823	0.856	0.074	0.525	9.804	10.804	-0.040	-4.952	2	5.259	0.040
07	0.692	0.000	3.421	0.738	0.780	0.067	0.592	8.284	9.284	-0.045	-5.637	3	7.012	0.036
06	0.598	0.000	2.616	0.645	0.691	0.059	0.652	7.245	8.245	-0.047	-5.871	4	8.764	0.032
05	0.505	0.000	1.905	0.551	0.598	0.051	0.703	6.514	7.514	-0.047	-5.891	5	10.517	0.027
04	0.410	0.000	1.309	0.456	0.503	0.043	0.747	5.991	6.991	-0.047	-5.818	6	12.270	0.022
03	0.318	0.000	0.831	0.364	0.410	0.035	0.782	5.616	6.616	-0.046	-5.715	7	14.023	0.018
02	0.227	0.000	0.467	0.272	0.318	0.027	0.809	5.352	6.352	-0.045	-5.615	8	15.776	0.013
01	0.138	0.000	0.210	0.165	0.228	0.020	0.823	5.176	6.176	-0.045	-5.534	9	17.529	0.009
0.05	0.050	0.000	0.050	0.094	0.139	0.012	0.841	5.073	6.073	-0.044	-5.483	10	19.282	0.005
0.01	-0.038	0.000	0.0024	0.006	0.050	0.004	0.845	5.037	6.037	-0.044	-5.463	11	21.035	0.0003
-0.01	-0.122	0.141	-0.040	-0.080	-0.037	-0.003	0.842	5.064	6.205	-0.042	-5.255	12	22.788	-0.004
-0.1	-0.197	0.561	-0.160	-0.159	-0.120	-0.010	0.830	5.152	6.712	-0.037	-4.628	13	24.540	-0.008
-0.15	-0.257	1.134	-0.323	-0.227	-0.193	-0.017	0.815	5.299	7.433	-0.030	-3.744	14	26.293	-0.011
-0.2	-0.302	1.718	-0.480	-0.279	-0.253	-0.022	0.795	5.504	8.224	-0.022	-2.786	15	28.016	-0.014
-0.25	-0.332	2.214	-0.637	-0.317	-0.298	-0.026	0.767	5.763	8.977	-0.015	-1.891	16	29.739	-0.016
-0.3	-0.350	2.566	-0.732	-0.341	-0.329	-0.028	0.739	6.075	9.641	-0.009	-1.127	17	31.552	-0.017

1) Etude du coup de bélier. Bache de reprise-Réservoirs de stockage.

(arrêt brusque)

La ramification du réseau nécessite une étude détaillée sur les ondes de propagation le long de la canalisation.

Le calcul sera basé sur les équations d'ALLIEVI

$$H - H_0 = F + f \quad F: \text{onde incidente}$$

$$V - V_0 = -\frac{g}{a} (F - f) \quad f: \text{onde réfléchi}$$

elles ne tiennent pas compte des pertes de charge.

1.1) Détermination des célérités des ondes sur chaque tronçon

tronçon	n° de la conduite	L (m)	D (mm)	e (mm)	V (m/s)	a (m/s)	temps de parcours (s)
SP-D	1	6282	300	6	0,714	1156	5,43
D-E	2	1369,5	150	5	1,415	1244	1,10
D-F	3	9979	200	5	0,812	1198	8,33

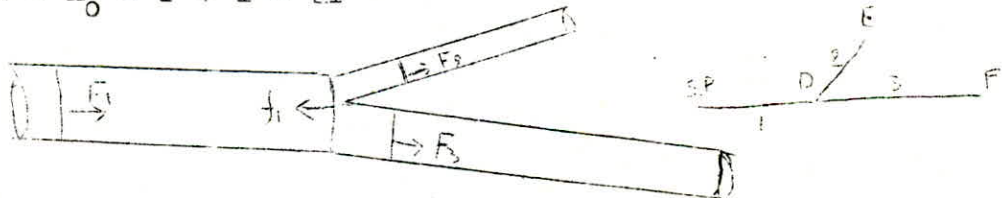
1.2) Les ondes réfléchies

A l'extrémité fermée (arrêt de la pompe et fermeture du clapet)

$$V = V_0 = 0 \text{ à chaque instant } V - V_0 = 0 = -\frac{g}{a}(F-f) \implies F=f$$

la surpression maximale résultante est

$$H - H_0 = F + f = 2F$$



Une onde de choc venant à la bifurcation (D) de la conduite (1) provoque l'apparition d'un coup d'intensité $f_{II} = r_{ID} \times F_{IO}$ qui part réfléchit de signe négatif, deux ondes de même intensité

F_{20} et F_{30} sont transmises le long des conduites (2) et (3)

$$F_{20} = F_{30} = s_{ID} \times F_{IO}$$

avec $r_{ID} = 1 - s_{ID}$ et $s_{ID} = \frac{2A_I/a_I}{A_I/a_I + A_2/a_2 + A_3/a_3}$

s: coefficient de transmission

r: coefficient de réflexion

F_{20} , F_{30} : ondes transmises le long de 2 et 3

f_{II} : onde réfléchi le long de 1

73) Coefficient s et r au niveau des bifurcations

$$\begin{array}{lll}
 s_{ID} = 1,20396 & s_{2D} = 0,27790 & s_{3D} = 0,51631 \\
 r_{ID} = 0,20396 & r_{2D} = -0,72030 & r_{3D} = -0,48366
 \end{array}$$

Le procédé de calcul est consisté à considérer l'évolution des ondes suivant les temps de parcours, et à déterminer les surpressions ou les dépressions à SP résultant des réflexions des ondes.

à $t = 0$ les pompes s'arrêtent brusquement;

à SP la vitesse s'annule $V = 0$

une onde F_{IO} part vers la bifurcation(D), à ce moment là, pas

d'onde réfléchié $f_{IO} = 0$; $V - V_0 = F_{IO} x g/a$ avec $V = 0 == -V_0 = F_{IO} x g/a$
 $==== -F_{IO} x \frac{a^2}{g} ; H - H_0 = F_{IO} = h$

à $t = 5,43s$

F_{IO} atteint D et se décompose en:

f_{II} réfléchié vers SP $f_{II} = r_{ID} x F_{IO}$

F_{20} transmise vers E $F_{20} = s_{ID} x F_{IO}$

F_{30} transmise vers F $F_{30} = s_{ID} x F_{IO}$

à $t = 5,43 x 2 = 10,86s$

f_{II} arrive à SP et se réfléchié en $F_{II} = f_{II}$ vers D

à $t = 5,43 + 1,10 = 6,53s$

F_{20} arrive à E et se réfléchié en $f_{20} = -F_{20}$ vers D
 (en E la pression est constante)

à $t = 5,43 + 8,33 = 13,76s$

F_{30} arrive à F et se réfléchié en $f_{30} = -F_{30}$ vers D
 (en F la pression est constante)

à $t = 5,43 + 2 x 1,10 = 7,63s$

f_{20} arrive en D et se génère en trois ondes:

$F_{2I} = r_{2D} x f_{20}$ vers E

$F_{3I} = s_{2D} x f_{20}$ vers F

$f_{I2} = s_{2D} x f_{20}$ vers SP

à $t = 5,43 + 2 x 1,10 + 5,43 = 13,06s$

f_{I2} arrive à SP et se réfléchié en $F_{I2} = f_{I2}$ vers D

;

à $t = 5,43 + 2 \times 8,33 = 22,09s$

f_{30} arrive en D et se génère en trois ondes:

$F_{3II} = r_{3D} \times f_{30}$ vers F

$F_{2II} = s_{3D} \times f_{30}$ vers E

$f_{II2} = s_{3D} \times f_{30}$ vers SP

à $t = 22,09 + 5,43 = 27,52s$

f_{II2} arrive à SP et se réfléchit en $F_{II2} = f_{II2}$ vers D

.....

Nous resumons les résultats sur l'évolution des ondes dans le tableau n°23 .

L'étude précédente nous a permis de déterminer la valeur maximale du coup de bélier à SP.

$H_0 + aV_0/g = H_0 + h = 21 + 137,41 = 348,41 \text{ m}$ (surpression)

$H_0 - aV_0/g = H_0 - h = 21 - 118,96 = 92,04 \text{ m}$ (dépression)

Nous protégeons la conduite contre la surpression par une soupape de décharge NEYRPIIC

Cet appareil fait intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui par sa compression, obture en exploitation normale un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspondant à la valeur de surpression admissible. Cet appareil s'ouvrant à une pression donnée caractérisée par loi débit libéré-pression.

La soupape 50/I6 a été choisie pour protéger les installations.

diamètre du ressort (mm)	pression d'étanchéité maximale (m)	débit max (l/s)	pression de soupape ouverte (m)	surpression correspondante (m)
I6	243	85	268	25

Tableau N° 23

Temps (s)	onde en SP		Surpression ou dépression en SP	Temps (s)	onde en SP		Surpression ou dépression en SP
	f_i	f_j			F_i	f_j	
0.00	- 84.22		- 84.60	32.86	148	148	57.87
10.86	- 17.18	- 17.18	-118.96	34.12	- 760	760	27.85
13.06	28.36	28.36	- 62.24		- 760	- 760	
15.26	20.43	20.43	- 21.38		- 276	- 276	
17.46	14.72	14.72	806		2.95	2.95	
19.66	10.60	10.60	29.26	34.78	118	118	30.21
21.72	- 3.50	- 3.50	22.26	34.92	112	112	32.45
21.86	763	763	37.52	35.06	107	107	34.59
23.92	578	578	49.09	36.32	- 547	- 547	12.96
24.06	550	550	60.09		2.13	2.13	
26.12	4.17	4.17	68.43		- 547	- 547	
26.26	3.96	3.96	73.35		- 1.99	- 1.99	
27.52	52.36	52.36	125.71		2.13	2.13	
28.32	3.00	3.00	131.71	36.98	0.85	0.85	14.66
28.46	2.85	2.85	137.41	37.12	0.81	0.81	16.28
29.72	- 14.65	- 14.65	78.81	37.26	0.77	0.77	17.
	- 14.65	- 14.65		38.38	10.68	10.68	39.18
30.52	2.16	2.16	83.13	38.52	- 3.94	- 3.94	29.74
30.66	2.06	2.06	87.25		- 1.53	1.53	
31.92	- 10.55	- 10.55	53.23		1.53	1.53	
	- 10.55	- 10.55			- 3.94	- 3.94	
	4.09	4.09			- 1.43	- 1.43	
32.58	- 0.71	0.71	51.81		1.53	1.53	
32.72	1.55	1.55	54.91				

La pression maximale en fonctionnement normal est 211 md'eau, le débit à évacuer est 50,5 l/s (les conduites ont une pression de service de 25 bars). La pression due au coup de bélier est 137,41 m d'eau (138)

La pression correspondante ne doit pas pas dépasser

$$211 + 138 - 250 = 99 \text{ m d'eau}$$

La pression d'étanchéité sera prise égale à $211 + 5\% = 222 \text{ m}$

La soupape , réglé à 243m elle passe un débit de 85 l/s sous une pression de 268 m

réglé à 222 m la pression maximale est $222 + 25 = 247 \text{ m}$

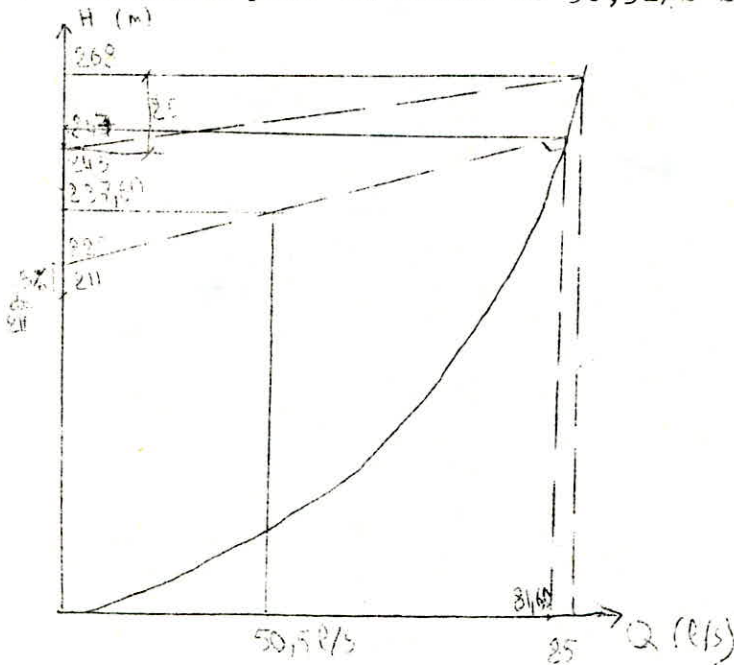
le débit évacué sous cette pression est

$$85 \sqrt{247/268} = 81,60 \text{ l/s}$$

l'augmentation de la pression pour un débit de 50,5l/s sera

$$25 \times (50,5/81,60) = 15,60 \text{ m}$$

la pression pour le débit de 50,5l/s sera $222 + 15,60 = 237,60 \text{ m}$



Remarque: dans notre étude du coup de bélier nous avons considéré que les niveau du plan d'eau dans les conduites d'arrivées aux réservoirs est invariable ou comme l'arrivée est novée.

Lors du demarage des groupes, il sera procédé à l'ouverture progressive de la vanne. Cette vanne peut être automatisée de façon qu'elle s'ouvre lentement et progressivement avec l'augmentation du débit et ainsi; la surpression sera reduite au moment du demarage.

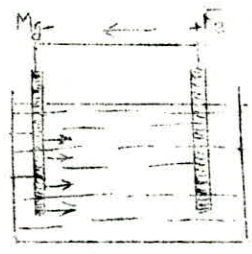
B) PROTECTION des conduits contre la corrosion

I) Corrosion externe

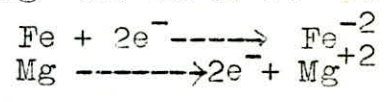
Cette corrosion est caractérisée par une attaque du metal due à des phénomènes extérieurs en liaison le plus souvent avec la nature du sol, soit avec les installations à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation.

I.1) La corrosion par formation des piles géologiques

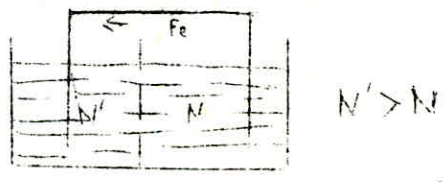
L'attaque d'une conduite métallique posée dans le sol peut se comparer à ce qui se passe lorsque l'on plonge dans un bac d'électrolyte deux métaux différents



le fer est cathode et se trouve protégé
le Mg est anode et se trouve attaqué



Mais une différence de potentiel se manifeste aussi lorsque les deux électrodes sont du même metal et que chacune d'elles plonge dans le même électrolyte, à condition que les concentrations soient différentes. On obtient alors une pile dite de concentration (géologique).



Le sol constitue, d'après sa nature en raison de l'humidité relative qui y règne, un électrolyte présentant une conductibilité plus ou moins grande. Ainsi les différentes concentrations de sel et des gaz dissous dans le sol, peuvent aboutir du fait de l'hétérogénéité de l'électrolyte, à la formation de pile de concentration, dont la conduite de fer représente un circuit extérieur.



1.2) Corrosion par suite de l'influence d'une source électrique externe.
Ce phénomène se rencontre surtout à proximité des voies électrifiées en courant continu.

2) Protection contre la corrosion

La bonne protection consiste d'abord d'envelopper convenablement les tuyaux avec une matière isolante, + s'assurer de la continuité de l'enrobage au droit des joints et accessoires avant leur pose en terre.

-La pose s'effectue avec soin de façon à ne pas détériorer cet enrobage isolant,

-éviter la formation de pile géologique -lors du remblaiement- .

2.1) Protection cathodique

Le revêtement vieillit ou se détériore, et pour ces causes il est recommandé d'installer une protection cathodique, surtout quand la résistivité moyenne du sol est inférieure à $50 \Omega \cdot m$.

2.2) Méthode de protection

Il existe deux méthodes :

a) par anode réactive:

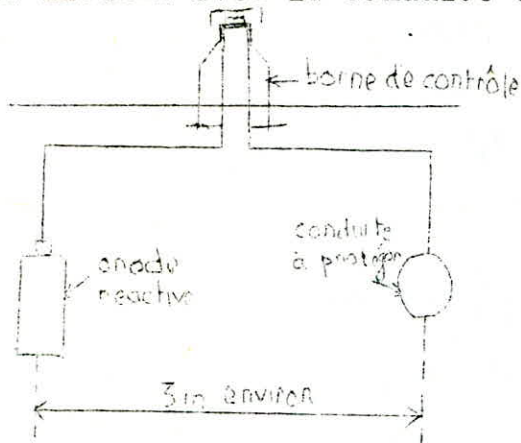
il suffit de relier de place en place, la conduite à une pièce de métal plus électro-négative que le fer (Zn, Mg) de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera un rôle de cathode.

Ces anodes réactives sont disposées dans les zones de terrain agressif;



ce sont des cylindres de 15 à 30 Kg, que l'on enfouit dans le sol à 3 m environ de la conduite entourés d'une bouillie à base d'argile.

La liaison avec la conduite est assurée par un câble isolé.



Le nombre d'anodes à prévoir est:

$$n = (Sxi) / I$$

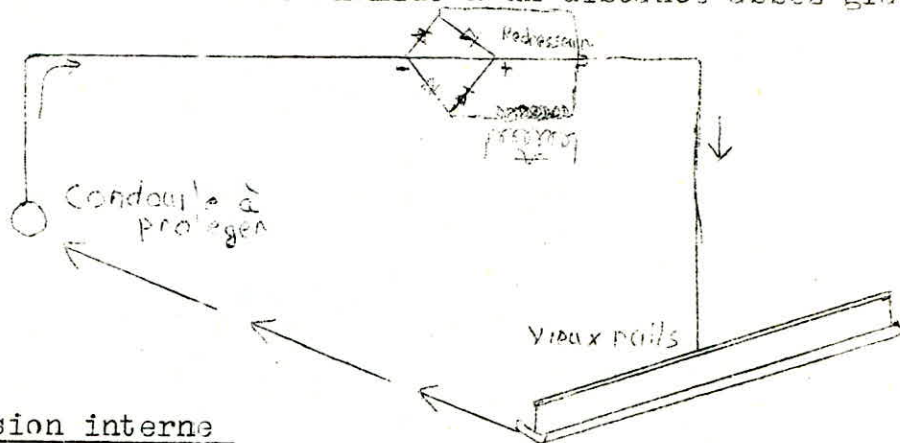
i: densité du courant de protection
($1 \text{ à } 5 \text{ mA/m}^2$)

S: surface de la conduite à protéger

I: intensité probable de l'anode.

b) Par sotirage de courant:

il consiste à relier la conduite à protéger à une borne négative d'une source de courant continu. La borne positive est reliée à une prise de terre constituée ordinairement par de vieux rails enterrés dans un milieu humide à une distance assez grande (100m).



3) Corrosion interne

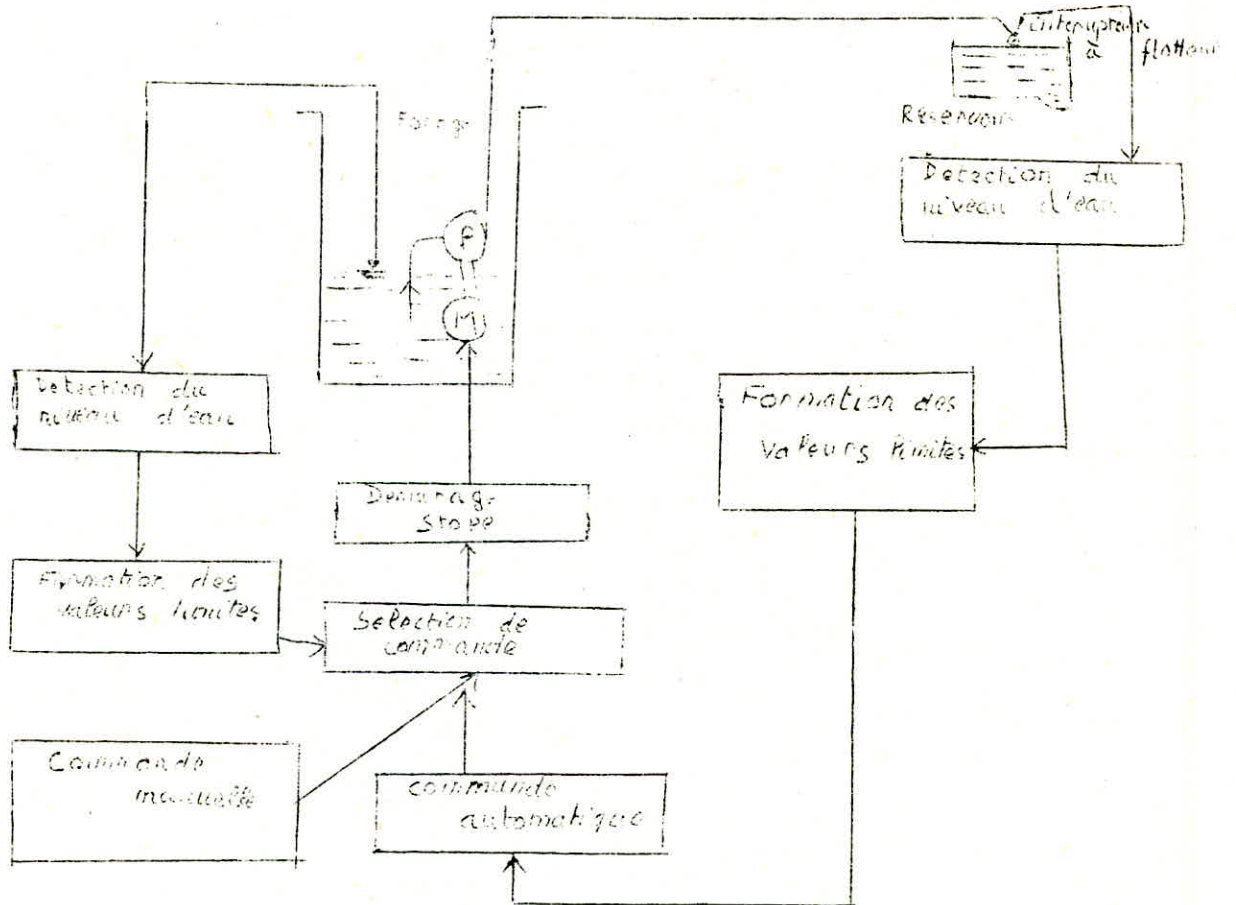
Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et notamment des perforations.

En conséquence, il faut prendre garde à la fois, des eaux de faible résistivité, et la présence de fer dans l'eau même à des doses inférieures à 0,1 mg/l. Ainsi il est indispensable le revêtement intérieur très soigné des conduites.

VII) AUTOMATISATION

Les pompes peuvent fonctionner automatiquement, un interrupteur à flotteur est disposé à la partie haute du réservoir, il est relié, par un câble enterré ou sur poteaux, au contacteur du moteur qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur et le déclenche pour un niveau supérieur. La protection des pompes immergées contre le manque d'eau est assurée par un détecteur de niveau d'eau qui est relié au moteur.

Ci-dessous le schéma de l'automatisation.



VII) DISTRIBUTION

I) Reseau de distribution

La configuration choisie pour l'ossature des réseaux projetés est le resultat de la prise en consideration de l'implantation des extensions prevues et la topographie naturelle. Les zones de Selmane desservies, sont alimentées à 90 % par des mailles et 10 % par les ramifiés par contre le village de Ouled-addi Guebala est alimenté à 50 % par les mailles et 50 % par un réseau ramifié (voir planches V & VI)

Notre étude a été faite pour l'horizon 2000

Selmane sera alimenté par les réservoirs (250m³ existant et 500m³ projeté pour l'horizon 1990) (C.R = 553,56 m N.G.A)

Ouled-addi Guebala par les réservoirs projetés aux different horizons (500 m³ chacun C.R = 581 m N.G.A)

2) Débit de soutirage;

Le débit soutiré sur chaque tronçon a été considéré comme concentré au nœud. Nous avons considéré pour chaque village que la densité est la même . Selmane (167 hab/ha), Ouled-addi Guebala (270 hab/ha) Ce débit est déterminé de la manière suivante : chaque maille est décomposée en plusieurs mailles élémentaires afin de localiser pour chaque conduite, la superficie qu'elle devra alimenter, d'où un planimétrage pour les surfaces ainsi déterminées tout autour du nœud (ce travail a été fait sur un plan de masse établi à l'échelle 1/1000 obtenu de la S.E T.HY.AL.) .

Ayant ces aires élémentaires on peut calculer le débit fictif pour chaque maille élémentaire par conséquent le débit sortant du nœud. Connaissant la superficie desservie par chaque nœud , la densité, la consommation spécifique et le coefficient de pointe nous pouvons calculer la population possible autour de chaque nœud , la consommation journalière du nœud et le débit de pointe soutiré au nœud en appliquant les formules suivantes;

$$P = Ax \rho$$

$$C = Px d$$

avec P: population; A: surface (ha) ; ρ : densité (hab/ha)

C: consommation journalière (m³/j) ; d : consom spes (182 l/hab/j)

$$Q = \frac{C_x K_3 \times 1000}{3600 \times 24} \quad \text{où } Q: \text{ débit de pointe } K_3: \text{ coefficient de pointe } (2,16)$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux (n° I6 et I7).

3) Calcul du réseau de distribution

Les réseaux de distribution ont été dimensionnés en vue de répondre aux besoins de la population avec un débit de pointe.

3.1) Méthode de calcul

Le réseau maillé est calculé par la méthode de (HARDY CROSS).

Cette méthode consiste tout d'abord à se fixer dans chaque maille une répartition supposée des débits ainsi qu'un sens d'écoulement.

Le sens choisi supposé positif est celui des aiguilles d'une montre.

3.2) Résolution

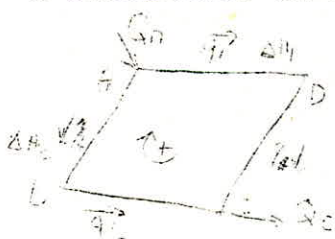
La résolution de ce problème doit satisfaire les deux lois suivantes:

1^{ère} LOI

En un nœud quelconque, la somme des débits entrant est égale à la somme des débits sortant. (semblable à la loi de Kirchoff en élec)

2^{ème} LOI

Le long d'un parcours orienté et fermé la somme algébrique des pertes de charge est nulle. Les pertes de charge sont affectées du signe des débits puisque ces dernières croissent dans le sens d'écoulement de l'eau.



1^{ère} loi

$$Q_A = q_1 + q_2 = Q_C$$

2^{ème} loi

$$\Delta H_1 - \Delta H_2 = 0$$

Cette égalité n'est pas vérifiée dès le premier coup, et il est nécessaire de modifier la répartition initiale des débits afin d'aboutir à la vérification de cette dernière égalité.

Soit q_1 la valeur dont il est nécessaire de modifier le débit pour arriver à ce but.

On sait que les pertes de charge sont proportionnelles au carré des débits, de sorte que l'on peut écrire :

$$\Delta H_1 = R_1 \times q_1^2 \quad \Delta H_2 = R_2 \times q_2^2$$

(R_1 et R_2 sont les résistances des conduites sur les longueurs L_1, L_2):

Tableau N° 16

Noeud	Densite hab/ha	Surface ha	Nombre d'habitants affecte aux noeuds	Consom- -mation specifique l/s/hab	Consom- -mation Journaliere	Debit moyen l/s	Debit de pointe l/s
1	167	2.45	409	182	74.44	0.86	1.87
2	167	3.27	546	182	99.37	1.15	2.48
3	167	3.60	602	182	109.60	1.27	2.74
4	167	1.35	226	182	41.20	0.50	1.03
5	167	5.14	859	182	156.40	1.81	3.91
6	167	3.50	585	182	106.40	1.23	2.66
7	167	2.44	406	182	74.00	0.86	1.85
8	167	3.47	580	182	105.60	1.22	2.64
9	167	3.70	618	182	112.40	1.30	2.81
10	167	3.87	646	182	117.60	1.36	2.94
11	167	10.91	1822	182	331.60	3.84	8.29
12	167	6.29	1050	182	191.20	2.21	4.78
13	167	3.95	659	182	120.00	1.39	3.00
14	167			182			17.00 incendie
Σ		54.00	9008		1639.81	19.00	58.00

Tableau N°17

Noeuds	Densite	Surface	Nombre d'habitants affectés aux noeuds	Consommation spécifique	Consommation Journalière	Debit moyen l/s	Debit de pointe l/s
1	270	2.04	551	182	100.282	1.16	2.51
2	270	6.08	1642	182	298.844	3.46	7.47
3	270	5.56	1501	182	273.182	3.16	6.83
4	270	2.68	724	182	131.768	1.53	3.29
5	270	1.92	518	182	94.276	1.09	2.36
6	270	2.10	567	182	103.194	1.19	2.58
7	270	2.04	551	182	100.282	1.16	2.51
8	270	1.19	321	182	58.422	0.68	1.46
9	270	1.08	292	182	53.144	0.62	1.33+17mc
10	270	2.04	551	182	100.282	1.16	2.51
11	270	1.31	354	182	64.428	0.75	1.61
12	270	2.29	618	182	112.476	1.30	2.82
13	270	0.94	254	182	46.228	0.54	1.16
14	270	1.43	386	182	70.252	0.81	1.76
15	270	1.62	437	182	79.534	0.92	2.00
		34.32	9267		1686.594	19.53	59.20

La 2^{ème} loi dans ce cas s'écrit :

$$R_1 (q_I + \Delta q_I)^2 - R_2 (q_2 + \Delta q_I)^2 = 0$$

En négligeant le terme Δq_I^2 on trouve

$$\Delta q_I = \frac{-R_1 q_I^2 + R_2 q_2^2}{2(R_1 q_I + R_2 q_2)}$$

puisque $R_1 = \frac{\Delta H_I}{q_I^2}$ Et $R_2 = \frac{\Delta H_2}{q_2^2}$

On aura :

$$\Delta q_I = \frac{-\Delta H_I + \Delta H_2}{2\left(\frac{\Delta H_I}{q_I} + \frac{\Delta H_2}{q_2}\right)} = \frac{\Delta H_I - \Delta H_2}{2\left(\frac{\Delta H_I}{q_I} + \frac{\Delta H_2}{q_2}\right)}$$

Si $\Delta H_I - \Delta H_2 < 0$ on ajoute q_I à q_I

Si $\Delta H_I - \Delta H_2 > 0$ on retranche q_I à q_I

Cette résolution est générale, et en étendant le raisonnement à un

contour fermé quelconque et en désignant par $\sum \Delta H = \sum RQ^2$

la perte de charge totale dans le circuit fermé de la maille au

court de cette approximation et par $\sum \frac{\Delta H}{Q} = \sum RQ$

telque $\Delta q_I = \frac{\sum RQ^2}{\sum 2RQ}$

Dans la première approximation les nouveaux débits deviennent

$$q_I + \Delta q_I \quad q_2 - \Delta q_I$$

ou en respectant l'orientation de la maille:

$$+q_I + \Delta q_I \quad \text{et} \quad -q_2 + \Delta q_I$$

Autrement dit, le débit initial, affecté de son signe, des conduites

de la maille, est à corriger de la valeur (Δq_I) trouvée prise avec

son signe.

Si la deuxième n'est encore vérifiée, il faudra, de nouveau,

corriger les débits d'une nouvelle valeur (Δq_2) calculée de la

même façon que la précédente correction. Et ainsi de suite jusqu'à

avoir l'égalité cherchée ou tout au moins on se rapproche de θ (0,5).

Dans le cas d'une conduite commune à deux mailles adjacentes, cette conduite est corrigée deux fois.

- correction Δq propre à la maille considéré, avec son signe.
- correction $\Delta q'$ propre à la maille adjacente, avec le signe contraire.

3.3) Calcul de la résistance . (R)

La valeur de (R) se déduit de la formule des pertes de charge

$$\Delta H = f \frac{L_e}{D} \frac{V^2}{2g} = f \frac{16L_e Q^2}{2g D^5 \pi^2} =$$

$$= 0,08271117 f \frac{L_e}{D^5} Q^2$$

on pose $R = 0,08271117 f \frac{L_e}{D^5}$

f: coefficient de frottement

Dans notre calcul nous avons supposé un écoulement turbulent rugueux donc $f = f_r = (1,14 - 0,86 \ln \frac{e}{D})^{-2}$

vue que la différence entre f et f_r n'est pas très importante, elle est de l'ordre de 3 % .

4) Application de cette méthode au calcul du réseau

On considère que le raccordement du réseau ramifié secondaire sur les conduites des principales mailles est supposé isolé , du réseau général par des robinets-vannes normalement fermés.

4.1) Calcul des diamètres des tronçons

En fonction des débits repartis en première approximation et l'intervalle de vitesse (0,4 - 1,4) admissible dans un réseau maillé on détermine les diamètres des tronçons.

4.2) Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge singulières sont estimées à 15% DES p.d. c. linéaires .

$$\Delta H_s = 0,15 f \frac{L_g}{D} \frac{V^2}{2g} ; \quad \Delta H_{fz} = \frac{f V^2 L_g}{D \times 2g}$$

L_g : longueur géométrique de la conduite

$$\Delta H = \Delta H_s + \Delta H_f = 1,5L_G \frac{f V^2}{D 2g} = Le \frac{f V^2}{D 2g} \text{ (avec } Le \doteq 1,5L_G \text{)}$$

$$\Delta H = \frac{Le}{D} f \frac{Q^2}{2g \Pi^2 D^5} = f \frac{Le x 8 Q^2}{g D^5 \Pi^2}$$

$$R = f \frac{Le x 8}{g \Pi^2 D^5} \implies \Delta H = R Q^2$$

$$R = \frac{\Delta H}{Q^2} = \Delta H_Q = J_Q x Le$$

avec $J_Q = \frac{8f}{\Pi^2 g D^5}$ (gradient de p.d.c. débitaire)

$$J_Q = 0,08271117 \frac{f}{D^5} \text{ (conduites circulaires)}$$

$$\Delta H = R Q^2 = 0,08271117 \frac{f Le}{D^5} Q^2$$

en remplaçant f avec sa valeur $f = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2}$
formule de (Nikuradsé)

et si Q en l/s , D en (mm) , ϵ en (mm)

on aura :

$$\Delta H = 0,08271117 Le x \frac{1 Q^2 (10^{-3})^2}{D^5 (10^{-3})^5} (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2}$$

$$\Delta H = R Q^2 = \frac{0,08271117 Le}{D^5} (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} 10^{-9} Q^2$$

$$\Delta H = R Q^2 \doteq 82711170 \frac{Le}{D^5} (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} Q^2$$

$$\frac{\Delta H}{Q} = R Q = 82711170 \frac{Le}{D^5} (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} 10^3 Q$$

$$2RQ = 82711170 \frac{Le}{D^5} (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} x 2000 Q$$

$$2RQ = \frac{R Q^2}{Q} x 2000$$

Le calcul des réseaux a été fait par une calculatrice programmable TI 58

Programme: LRN 2nd 1bl A RCL 01 ÷ RCL 00 ln x .86 + 1.14 = x² $\frac{1}{x}$

x RCL 04 x RCL 02 x RCL 03 x² ÷ RCL 01 y^x 5 = STO 05 SUM 06 R/S

2nd 1bl B RCL 05 2nd |x| x 2000 ÷ RCL 03 = STO 07 SUM 08 R/S

Introduction des données:

D(mm) STO 01 , (ϵ (mm)) STO 00, Q (l/s) STO 03

Le(m) STO 02 82711170 STO 04

Pour obtenir les résultats on qu'a appuyé sur

A ----> RQ^2 B-----> $2RQ$

Après avoir parcouru tous les tronçons de la maille on appuie sur

RCL 06----> $\sum RQ^2$; RCL 08-----> $\sum 2RQ$

On execute la division suivante $\frac{RCL\ 06}{RCL\ 08}$ et on multiplie le résultat par 1000 on aura : Δq

Δq est porté avec un signe contraire.

Les calculs sont arrêtés jusqu'à une certaine approximation où

$RQ^2 \leq 0,5m$ et $\Delta q \leq 1l/s$

4.3) Calcul des pressions au sol

La pression de service en un noeud est déduite à partir de la cote piézométrique du noeud en retranchant les pertes de charge occasionnées sur le tronçon entre les dits noeuds et la cote du noeud considéré .

5) Réseau maillé de Selmane

Ce réseau est étudié dans deux cas :

I^{er} cas : on considère qu'il est alimenté d'une part par les réservoirs juxtaposés ($250m^3$, $500m^3$) situés à la même cote (C.R 5550) et le réservoir de ($130m^3$) (C.R 5570) .

Remarque : les réservoirs juxtaposés , ont une sortie commune.

(une chambre de manœuvre est réalisée à leur proximité).

Le réseau est étudié comme distribuant le débit de pointe majoré du débit d'incendie ($17\ l/s$) ce qui donne un débit total ($58\ l/s$). Connaissant le débit total distribué , il nous est difficile de décider la quantité de sortie de chaque réservoir se situant à une différence de cote ($15,66m$). Le calcul est fait en considérant que les réservoirs sont connectés avec une conduite fictive. Cette dernière aura une pertes de charge constante dans tout le calcul, égale à la différence de cote ($15,66m$) ensuite on calcule le réseau par la méthode de (H.C) en tenant compte de la maille imaginaire formée par la conduite fictive et les autres conduites qui l'entoure.

Le tableau n°18 contient les résultats de calcul de ce cas. D'où on peut en déduire que le petit réservoir ($130m^3$) ne contribue pas convenablement dans la distribution vu que le débit de sortie de

celui ci est très faible (2l/s). Aussi il ne porte aucun secours aux pressions des nœuds vue sa basse altitude. Pour qu'il contribue efficacement dans la distribution il faut que :

- La demande soit accrue (ceci n'est pas le cas vue que c'est un petit village, le débit de dimensionnement du réseau est déjà majoré)

- Créer des pertes de charge supplémentaires sur la conduite sortante des deux autres réservoirs (cela n'est pas possible, car elles affectent les pressions au sol qui ne sont pas très élevées)

Il alimente un réseau isoler du principal, c'est ce qui est possible vue son emplacement.

La solution proposée par la (S.E.T.HY.AL) est d'écarter carement ce réservoir de la distribution, vu sa faible capacité et sa mauvaise altitude.

2^{ème} cas: le débit de distribution toujours majoré de celui d'incendie est considéré comme sortant des réservoirs juxtaposés (250 et 500m³) (C.R 5933) Les résultats (voir tableau n°19)

6) Réseau maillé de Ouled-addi Guebala

Il est étudié comme le 2^{ème} cas De Selmane, le débit total pour ce village est (59,2l/s) sortant des réservoirs (2x500m³) (C.R 584m) Pour les résultats (voir tableau n°20)

7) Calcul des conduites reliant les réservoirs au réseau et les ramifications principales.

Cette étude a été faite par la théorie de la longueur fluidodynamique qui nous donne une solution facile et simple.

Exemple;

Selmane : la conduite reliant le réservoir au réseau (R_I-I)

L_G = 1625 m ; Q = 58l/s ; D = 300 mm ; ε = 1mm

la conduite est pleine $h = \frac{Q^2}{2gD^5} L$ $\Rightarrow D_0 = 1,539$ (conduite circulaire)

$\lambda = \frac{D}{L} = 0,195$ m

$R = \frac{VD}{v} = \frac{4}{\pi} \times \frac{Q}{D} \times \frac{1}{v} = 2,46159 \times 10^5$ après vérification sur diagramme de

$\frac{\epsilon}{D} = \frac{1}{300} = 3,333 \times 10^{-3}$ Moody (regime transi...)

Tableau N° 78

Caractéristiques des mailles					Q _o 1/3	1 ^{re} Approximation		1 ^{re} Correction		
NM	NMA	Tronçons	Le m	D mm		ra ²	2 ra ²	CPM	CMA	CT
I	/	2-3	184	125	7.55	0.962	261.729	+0.04		+0.04
	/	3-4	504	125	4.61	1.160	503.184	-0.04		+0.04
	/	4-5	184	125	3.58	0.228	127.482	+0.04		+0.04
	II	5-2	504	125	-6.66	-2.421	726.943	+0.04	-0.13	-0.09
					-0.071	1619.338	ΔQ = +0.04			
II	I	2-5	504	125	6.66	2.421	726.943	+0.13	-0.04	+0.09
	/	5-10	58	125	6.33	0.225	71.052	+0.13		+0.13
	IV	10-9	489	100	-2.63	-1.075	817.791	+0.13	-0.12	+0.07
	/	9-8	69	125	-12.49	-1.042	166.786	+0.13		+0.13
	III	8-2	58	150	-19.20	-0.784	81.698	+0.13	+0.24	+0.37
					-0.256	1864.270	ΔQ = +0.13			
III	/	1-2	307	200	35.69	3.115	174.544	-0.24		-0.24
	II	2-8	58	150	19.20	0.784	81.698	-0.24	-0.13	-0.37
	/	8-7	592	125	4.07	0.949	466.298	-0.24		
	/	7-6	46	125	-15.78	-1.108	140.479	-0.24	+0.01	-0.23
	/	6-1	276	150	-18.44	-3.443	373.380	-0.24	+0.01	-0.23
					0.297	1236.398	ΔQ = -0.24			
IV	II	9-10	489	100	2.63	1.075	817.791	+0.12	-0.13	-0.01
	/	10-11	464	125	6.02	1.627	540.582	+0.12		+0.12
	/	11-12	489	100	-2.27	-0.801	705.850	+0.12		+0.12
	/	12-9	464	125	-7.05	-2.232	633.073	+0.12		+0.12
					-0.330	2697.297	ΔQ = +0.12			
Fictive	/	R ₁ -R ₂			-2.00	-15.661	15661	-0.01		-0.01
	/	R ₂ -7	187	125	18.00	5.863	651.420	-0.01		-0.01
	III	7-6	46	125	15.78	1.108	140.479	-0.01	+0.24	+0.23
	III	6-1	276	150	18.44	3.443	373.380	-0.01	+0.24	+0.23
	/	1-R ₂	1869	300	56.00	54.59	194.965	-0.01		-0.01
					0.212	17021.244	ΔQ = -0.01			

Tableau N° 18 (suite)

N.G	2 ^e Approximation		Altitude du sol	Cote piezometrique		Press. au sol
	rQ ²	2rQ		Amont	Aval	
739	0.972	263.154	3: 533	545.16	544.19	11.9
4.65	(1.180)	501.550	4: 533	544.19	543.01	10.01
3.62	0.233	129.906	5: 534	543.01	542.78	8.78
- 6.75	- 2.487	736.767	2: 533	542.78	545.26	12.26
- 0.101		1636.376	$\Delta Q = +0.06$			
6.75	2.487	736.767	5: 534	545.16	542.67	9.67
6.46	0.234	72.512	10: 533	542.67	542.44	9.44
- 2.62	- 1.067	814.682	9: 532	542.44	543.51	10.51
- 12.36	- 1.020	165.050	8: 533	543.51	544.33	11.33
- 18.83	- 0.754	80.123	2: 533	544.33	545.28	12.28
- 0.121		1869.133	$\Delta Q = +0.06$			
35.45	3.073	173.370	2: 533	548.23	545.16	12.16
18.83	0.754	80.123	8: 533	545.16	544.41	11.41
3.83	0.840	438.801	7: 533	544.41	543.57	10.57
- 16.01	- 1.141	142.527	6: 533	543.57	544.71	11.71
- 18.67	- 3.529	378.037	1: 532	544.71	548.24	8.62
- 0.002		1212.858	$\Delta Q = 0.00$			
2.62	1.067	814.682	10: 533	543.51	542.44	9.44
5.14	1.693	651.358	11: 527	542.44	540.75	10.75
- 2.15	- 0.713	668.536	12: 526	540.75	541.47	10.47
- 6.93	- 2.156	622.298	3: 532	541.47	543.62	11.62
- 0.115		2656.873	$\Delta Q = +.004$			
- 2.01	- 15.661	15583.085	14: 527	533.76	537.76	10.76
17.99	5.856	651.058	7: 533	537.76	543.56	10.56
16.01	1.141	142.527	6: 533	543.56	544.70	11.70
18.67	3.529	378.037	1: 532	544.70	548.23	10.23
35.99	5.457	194.930	R ₁ : 533	548.23	533.69	—
0.322		16949.636	$\Delta Q = -0.02$			

Tableau N° 19

Caractéristiques des mailles					Q ₀ 1/3	1 ^{re} Approximation		1 ^{re} Correction		
NM	NMA	Traçons	Le m	D mm		mq ²	2mq	CPM	EMA	CT
I	/	2-3	184	125	735	0.962	261.729	+0.04	/	+0.04
	/	3-4	564	125	4.61	1.160	503.184	+0.04	/	+0.04
	/	4-5	184	125	3.58	0.228	127.482	+0.04	/	+0.04
	II	5-2	564	125	-6.66	-2.421	726.943	+0.04	-0.18	-0.14
						-0.071	1619.338	ΔQ = +0.04		
II	I	2-5	564	125	6.66	2.421	726.943	+0.18	-0.04	+0.14
	/	5-10	58	125	6.33	0.225	71.052	+0.18	/	+0.18
	IV	10-9	489	100	-2.63	-1.075	817.791	+0.18	-0.12	+0.06
	/	9-8	69	125	-12.49	-1.042	166.786	+0.18	/	+0.18
	III	8-2	58	150	-20.20	-0.868	85.953	+0.18	+0.4	+0.58
						-0.339	1868.525	ΔQ = +0.18		
III	/	1-2	307	200	36.69	3.292	179.435	-0.4	/	-0.4
	II	2-8	58	150	20.20	0.868	85.953	-0.4	-0.18	-0.58
	/	8-7	592	125	5.07	1.472	580.867	-0.4	/	-0.4
	/	7-6	46	125	-16.78	-1.253	149.381	-0.4	/	-0.4
	/	6-1	276	150	-19.44	-3.826	333.628	-0.4	/	-0.4
						0.553	1389.264	ΔQ = -0.40		
IV	II	9-10	489	100	2.63	1.075	817.791	+0.12	-0.18	-0.06
	/	10-11	464	125	6.02	1.627	540.582	+0.12	/	+0.12
	/	11-12	489	100	-2.27	-0.801	705.850	+0.12	/	+0.12
	/	12-9	464	125	-7.05	-2.232	633.073	+0.12	/	+0.12
						-0.330	2697.297	ΔQ = +0.12		

Tableau N° 19 (suite)

Nv.Q	2 ^{ème} Approximation		Altitude du sol	Cote piezometrique		Pression au sol
	mq ²	zpo		Amont	Aval	
739	0.972	263.154	3:533	544.10	543.13	10.15
465	1.180	507.550	4:533	543.13	541.95	8.95
362	0.233	128.906	5:534	541.95	541.72	7.72
- 6.80	- 2.524	742.224	2:533	541.72	544.24	11.24
- 0.138		1641.834	$\Delta Q = +0.08$			
6.80	2.524	742.224	5:534	544.10	541.58	7.58
6.51	0.238	73.073	10:533	541.58	541.34	8.34
- 2.57	- 1.027	799.134	3:532	541.34	542.36	10.36
- 12.31	- 1.012	164.382	8:533	542.36	543.38	11.38
- 19.62	- 0.819	83.485	2:533	543.38	544.20	11.20
- 0.096		1862.298	$\Delta Q = +0.05$			
36.29	3.220	177.478	2:533	547.32	544.10	4.10
19.62	0.819	83.485	8:533	544.10	543.28	11.28
4.67	1.249	535.039	7:533	543.28	542.03	9.03
- 17.18	- 1.314	152.942	6:533	542.03	543.34	10.34
- 19.84	- 3.985	401.728	1:532	543.34	547.33	15.33
- 0.010		1350.672	$\Delta Q = +0.00$			
2.57	1.027	799.134	10:533	542.36	541.33	8.33
6.14	1.693	551.358	11:527	541.33	539.64	12.64
- 2.15	- 0.719	668.536	12:526	539.64	540.38	14.38
- 6.93	- 2.156	622.298	9:532	540.38	542.52	10.52
- 0.155		2841.326	$\Delta Q = +0.06$			

Tableau N°20

Caractéristiques des mailles					Q ₀ 1/s	1 ^{re} Approximation		1 ^{re} Correction		
NM	NMA	Trançons	Le m	D mm		ρQ ²	2ρQ	CPM	CMA	CT
I	/	1-2	25	125	1720	0.716	83.218	+1.10		+1.10
	/	2-3	518	125	973	4.745	975.415	+1.10		+1.10
	II	3-4	49	150	-14.20	-0.362	51.046	+1.10	-0.22	+0.88
	/	4-1	537	200	-39.49	-6.670	337.817	+1.10		+1.10
						-1.572	144.7496			ΔQ = +1.10
II	/	3-7	512	150	1710	5.942	642.313	+0.22		+0.22
	/	7-9	207	125	1313	3.453	525.996	+0.22		+0.22
	/	9-11	80	125	-7.71	-0.460	119.369	+0.22		+0.22
	/	11-12	23	125	-13.08	-0.381	58.221	+0.22		+0.22
	/	12-5	690	150	-17.06	-7.366	863.593	+0.22		+0.22
	/	5-4	92	150	-22.00	-1.633	148.488	+0.22		+0.22
	I	4-3	49	150	14.20	0.362	51.046	+0.22	-1.10	-0.88
						-0.533	2409.027			ΔQ = +0.22

Tableau N° 20 (suite)

N ^o Q	2 ^{ème} Approximation		Altitude du sol	Cote piezometrique		Pression au sol
	na ²	z na		Amonr	Aval	
1830	0.810	88.540	2.560	580.36	579.55	19.55
1085	5.879	1085.688	3.557	579.55	573.67	16.67
- 1332	- 0.319	47.883	4.558	573.67	573.99	15.99
- 3839	- 6.304	328.407	1.560	573.99	580.29	20.29
0.066		1550.518	$\Delta Q = -0.043$			
1732	5.634	650.577	7.554	573.67	568.04	14.04
1335	3.570	534.809	9.553	568.04	564.47	11.47
- 749	- 0.434	115.253	11.553	564.47	564.90	11.90
- 12.86	- 0.368	57.242	12.552	564.90	565.27	13.27
- 16.84	- 7.178	852.456	5.556	565.27	572.45	16.45
- 21.78	- 1.601	147.003	4.558	572.45	574.05	16.05
1332	0.319	47.883	3.557	574.05	573.73	16.73
- 0.058		2405.933	$\Delta Q = +0.024$			

En supposant d'abord que c'est un régime turbulent rugueux on calcule la valeur hypothétique J_r moyennant l'abaque (8a)

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = 0,195 \text{ m} \\ \epsilon = 1 \text{ mm} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{abaque 8a}} \sqrt{\frac{Q}{J_r}} = 1,06 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{d'où } \frac{Q^2}{J_r^2} = 1,1236 \text{ m}^6/\text{s}^2 \implies J_r = \frac{Q^2}{1,136} =$$

$$J_r = \frac{0,058}{1,136} = 0,002994$$

en fonction de Re et $\frac{\epsilon}{D}$ moyennant l'abaque I7c on determine $\lambda^{5,3}$

$$\left. \begin{array}{l} Re = 2,46159 \cdot 10^5 \\ \frac{\epsilon}{D} = 3,333 \cdot 10^{-3} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{abaque I7c}} \lambda^{5,3} = 1,08$$

$$\lambda^{5,3} = 1,08 = \frac{J}{J_r} \text{ d'où } J = J_r \times \lambda^{5,3}$$

$$\text{on tire } J = 1,08 \times 0,002994 = 0,003233$$

$$\text{d'où la p.d.c } \Delta H = 1,15 \times L_G \times J = 1,15 \times 1625 \times 0,003233 = 6,042 \text{ m}$$

Verification par la methode classique :

$$\text{On calcule } f_r = (1,14 - 0,861 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} = 0,02736$$

$$f = -0,86 \left(\frac{\epsilon/D}{3,7} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f_r}} \right)^{-2} \text{ par approximations successive}$$

$$f = 0,0280186$$

$$\Delta H = \frac{f}{D^5} \times 1,15 \times L_G \times \frac{8Q^2}{g \pi^2} = 5,995 \text{ m (verifié)}$$

Pour les autres tronçons les resultats sont portés directement sur les schemas de distribution (n° 2, 3, 4). LE procede de calcul est identique au precedent.

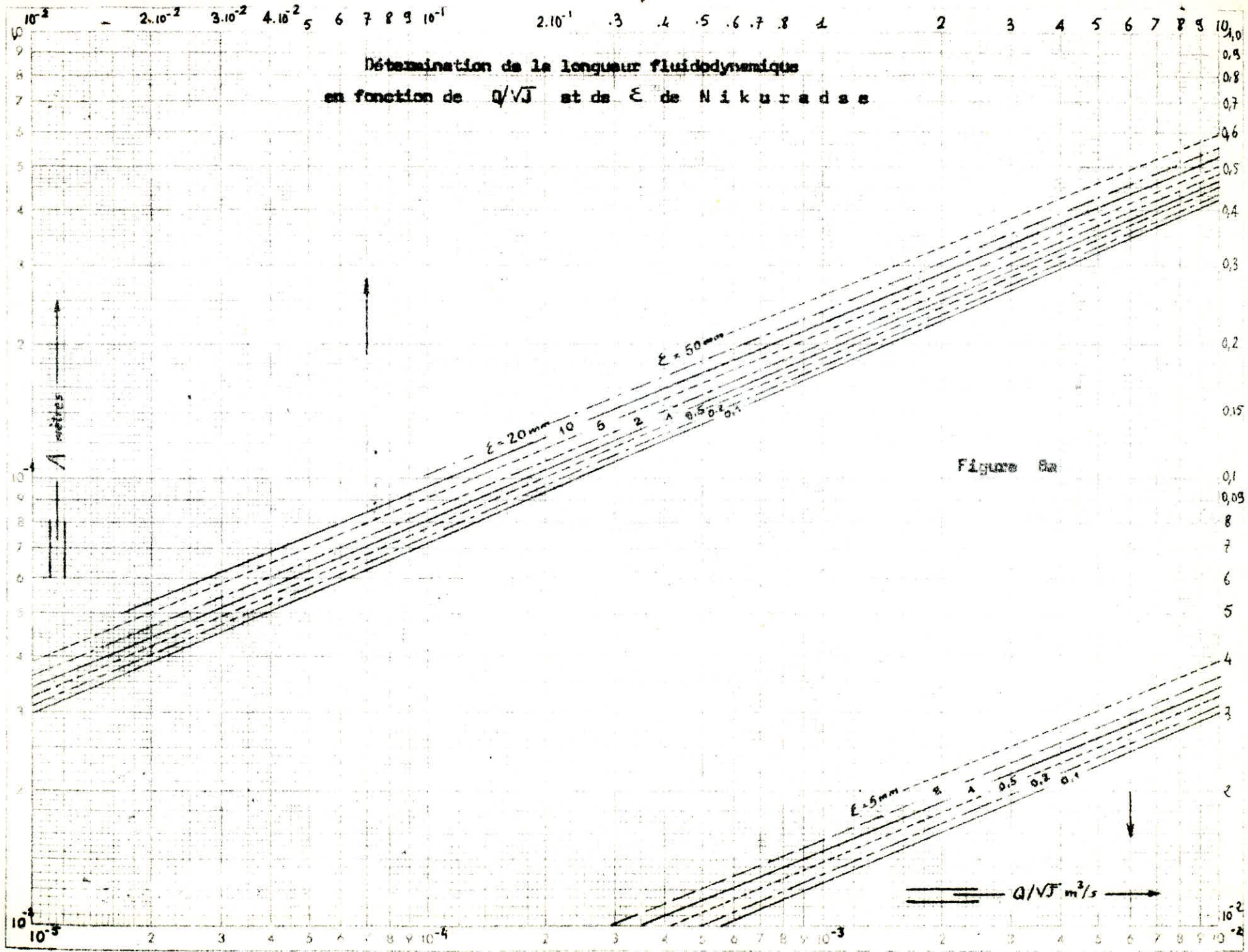


Figure 8a

10^4

$2 \cdot 10^4$

$3 \cdot 10^4$

$4 \cdot 10^4$

$5 \cdot 10^4$

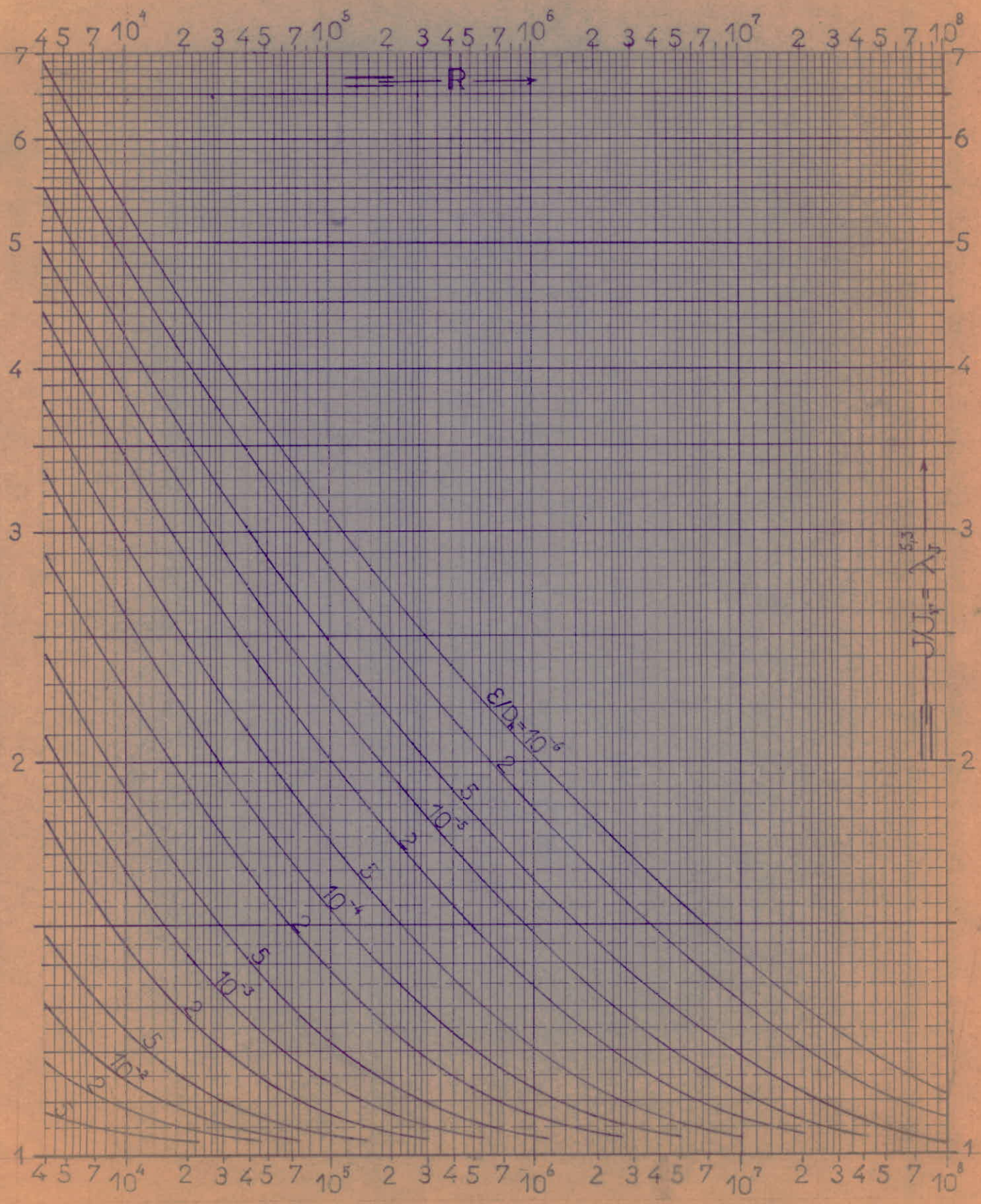
Determination de la longueur hydrodynamique
en fonction de z, \sqrt{z} et de ξ de Nikuradze

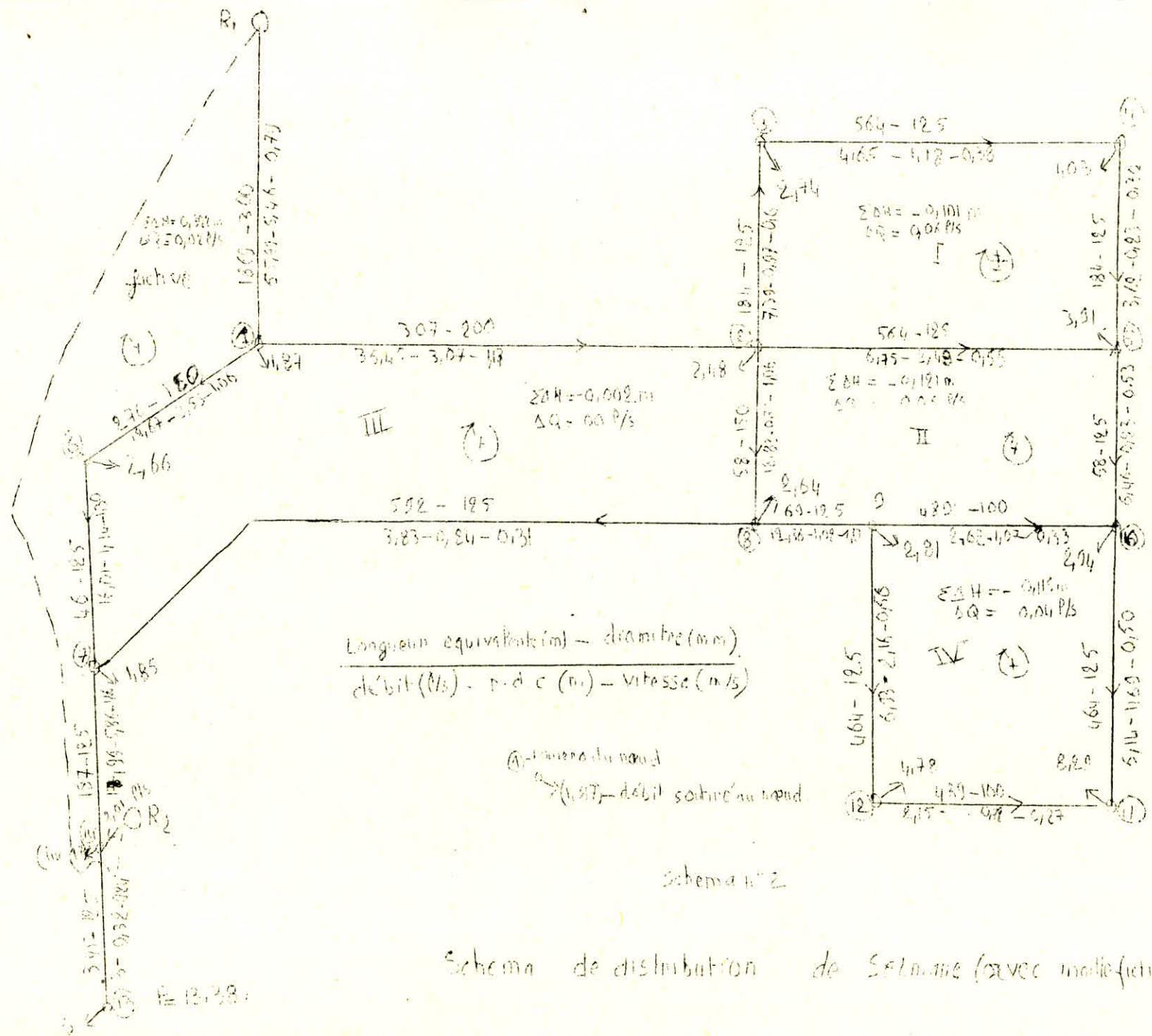


10^4

10

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

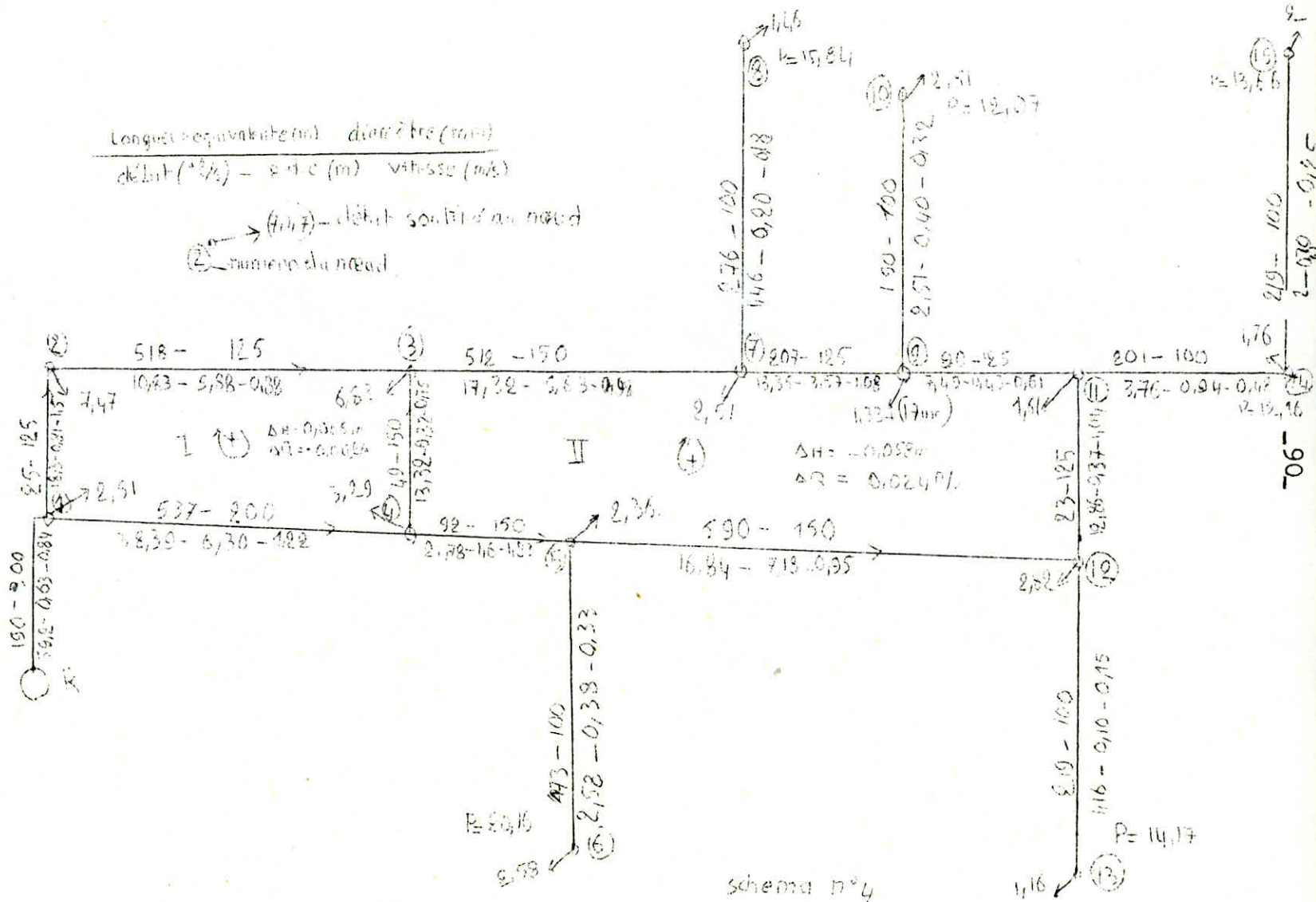




Schema de distribution de Selmane (avec motte factive) horizon 200

$$\frac{\text{Longueur équivalente (m)} \cdot \text{diamètre (mm)}}{\text{débit (l/s)} - \text{P d C (m)} \cdot \text{vitesse (m/s)}}$$

⑦ - débit souterrain nœud
 ② - numéro du nœud



schema n°4

Schema de distribution de Qued-ada Quebala Horizon 2000

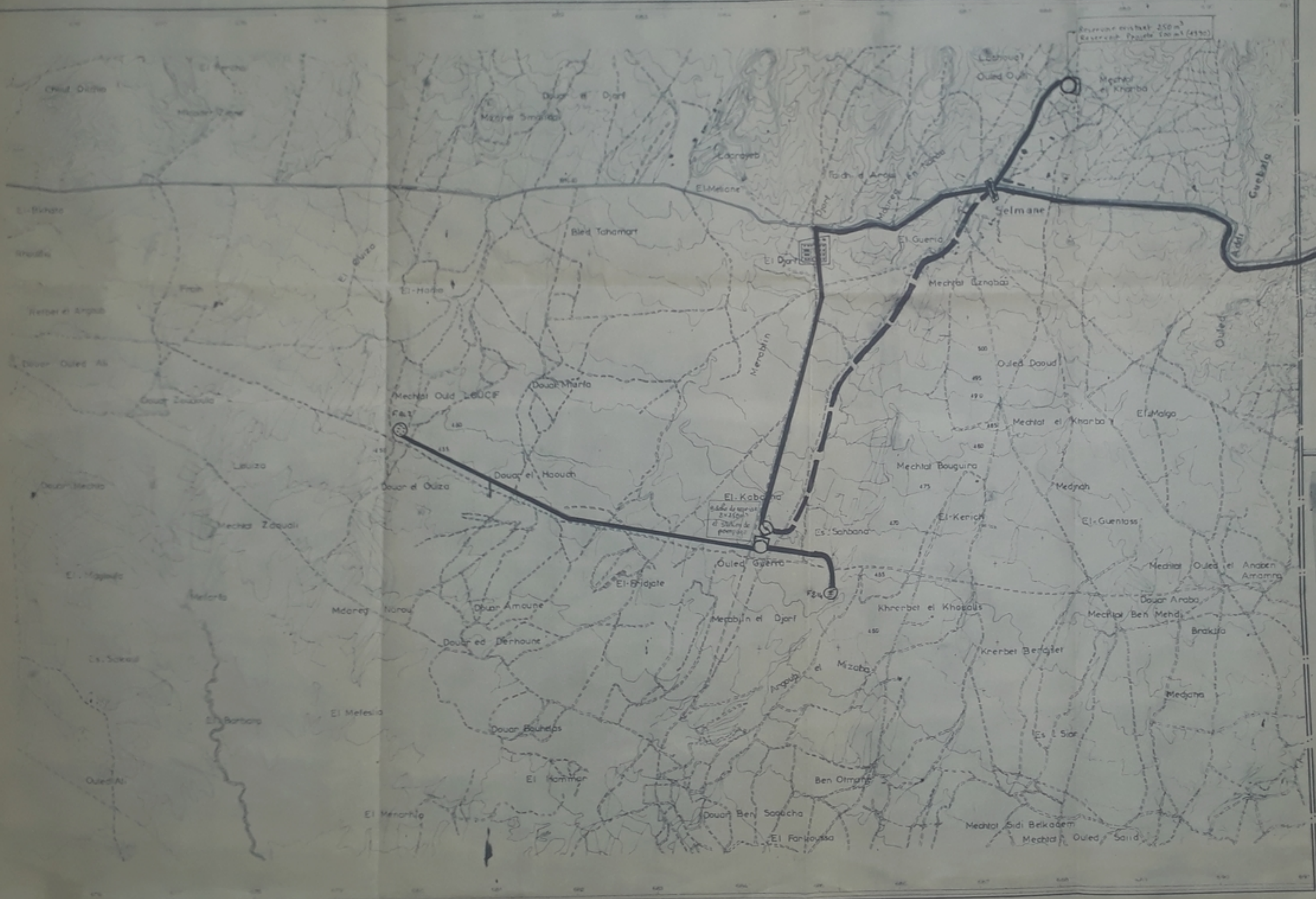
IX' COCLUSION

Très fiers d'avoir contibués à cette étude et d'avoir mis en pratique la notion theorique acquise au cours de divers enseignements.

Nous esperons dans les plus brefs delais, la realisation de ce projet qui permetra à la population de ces deux villages d'avoir de l'eau potable à domicile comme tant d'autres villes et villages d'ALGERIE.

BIBLIOGRAPHIE:

- 1) G.LAPRAYTheorie de la longueur fluidodynamique .
- 2) A.DUPONT.....Hydraulique urbaines tII et tIII .
- 3) CARLIER.....Hydraulique general et appliquée .
- 4) Catalogue des pompes .
- 5) Catalogue des soupapes à decharge NEYRPIC.
- 6) Avant projet A.E.P Semmane et Ouled-addi Guebala ;

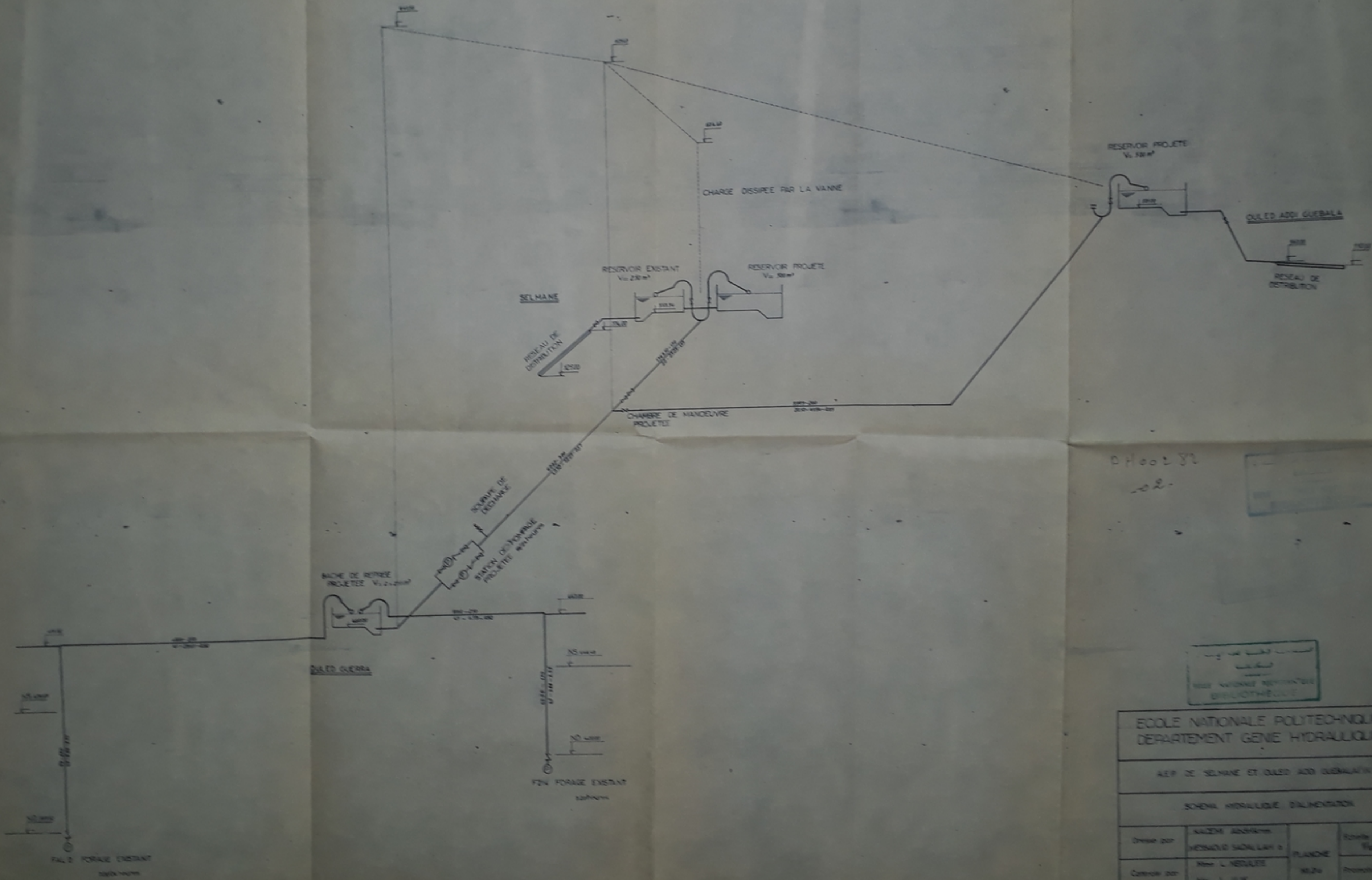


- CHAMBRE DE MANŒUVRE
- RESERVOIR
- STATION DE POMPAGE
- FORAGE
- CONDUITE (Variante 1)
- CONDUITE (Variante 2)

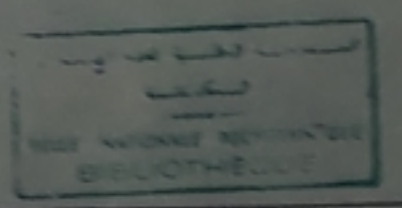
IGLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GÉNIE HYDRAULIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE DEPARTEMENT GÉNIE HYDRAULIQUE			
AEP DE SELMANE ET OUED ADDI GUEBALA (W.M.SILA)			
SCHEMA DIRECTEUR D'ADUCTION HORIZON 1990-2000			
Dressé par	KACEMI Abdelkrim MESSAOUD SADALLAH	PLANCHE N°1	Echelle 1/25000 vs 1/50000
Contrôle par	Mme L. NEQUEE Mr L. ILIE		Promotion Janvier 82
Proposé par	SETHYAL		Date

SCHEMA D'ADDUCTION - HORIZON 1990

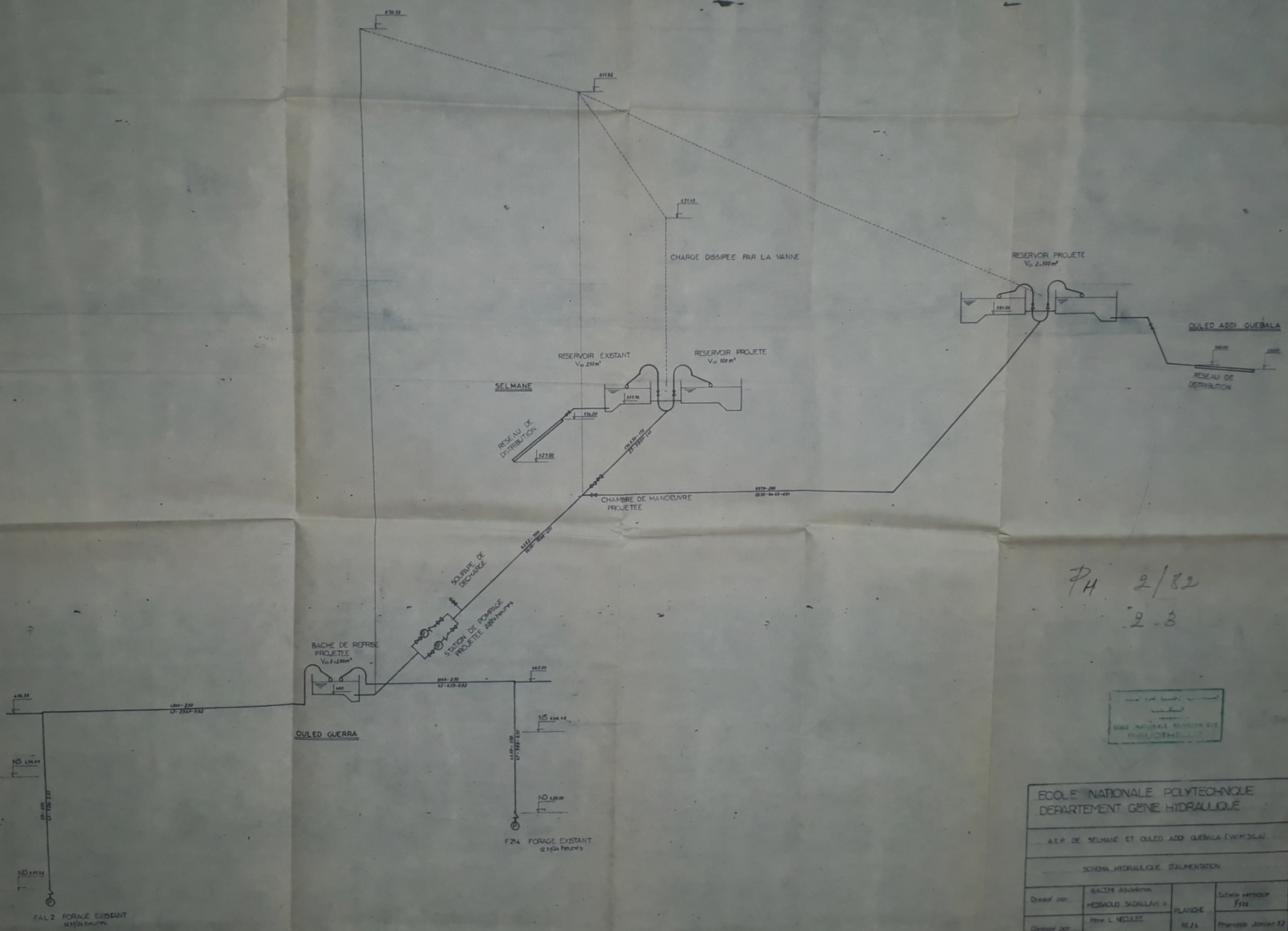


0.1002 32
02.



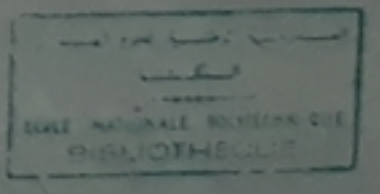
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE DÉPARTEMENT GÉNIE HYDRAULIQUE			
AEP DE SELMANE ET OULED ADDI GUEBALA/MYLA			
SCHEMA HYDRAULIQUE D'ADDUCTION			
Dessiné par	KACEM ABDELHAKIM MUSOUF SAOULLAH	PLANCHE N.24	Echelle verticale 1/500
Contrôlé par	Mr L. NEJALIE Mr L. ILIE		Présenté Janvier 1990
Proposé par	SETHYAL		Date 1-2-90

SCHEMA D'ADDUCTION - HORIZON 2000



PH 2/82

2-3



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE DEPARTEMENT GENE HYDRAULIQUE			
A.E.P. DE SELMANE ET OULED ADDI GUEBALA (W.M.S.I.A.)			
SCHEMA HYDRAULIQUE D'ALIMENTATION			
Dessiné par:	SACOM Abdellouah MESSAOUD SADALLAH	PLAQUE 10.26	Echelle verticale 1/500
Contrôlé par:	M. L. NEJJE M. L. IJE		Présenté Janvier 82
Proposé par:	SETHYAL		Date: 3-12-81

PH 00282
-03-

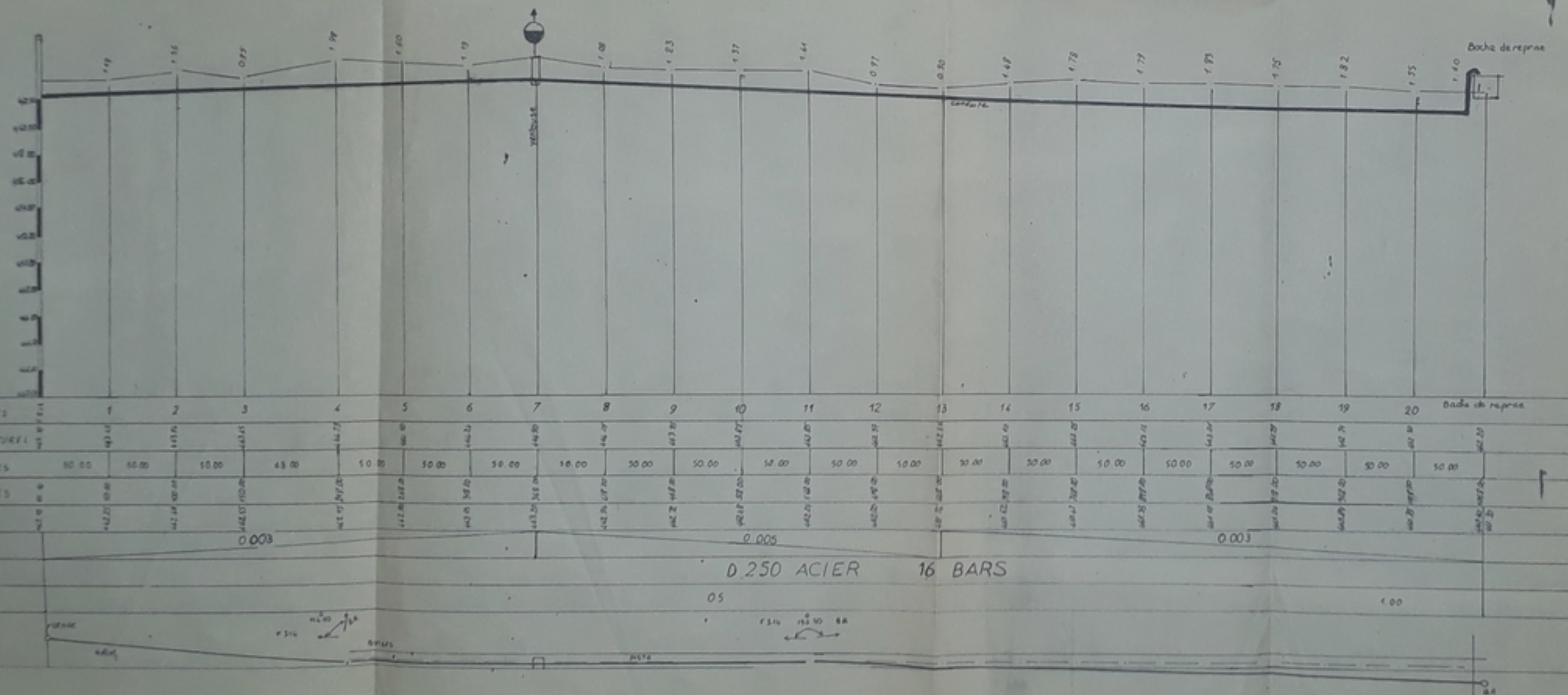
المدرسة الوطنية للهندسة
البيئية
.....
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

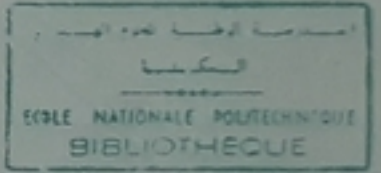
AEP DE SELMANE ET OUED ADDI GUEBALA (W.M'SILA)

PROFIL EN LONG DE L'ADDUCTION DU F214 A LA BÂCHE

Dressé par	KACEMI Abdelkrim MESSAOUD SADALLAH	PLANCHE N° III	Echelles: ver. 1/200 hor. 1/2000
Contrôlé par	Mme L. NECULEE Mr. L. ILIE		Promotion Janvier 82
Proposé par	S. E. T. H. Y. A. L.		Date



PH. 2/82
-3-

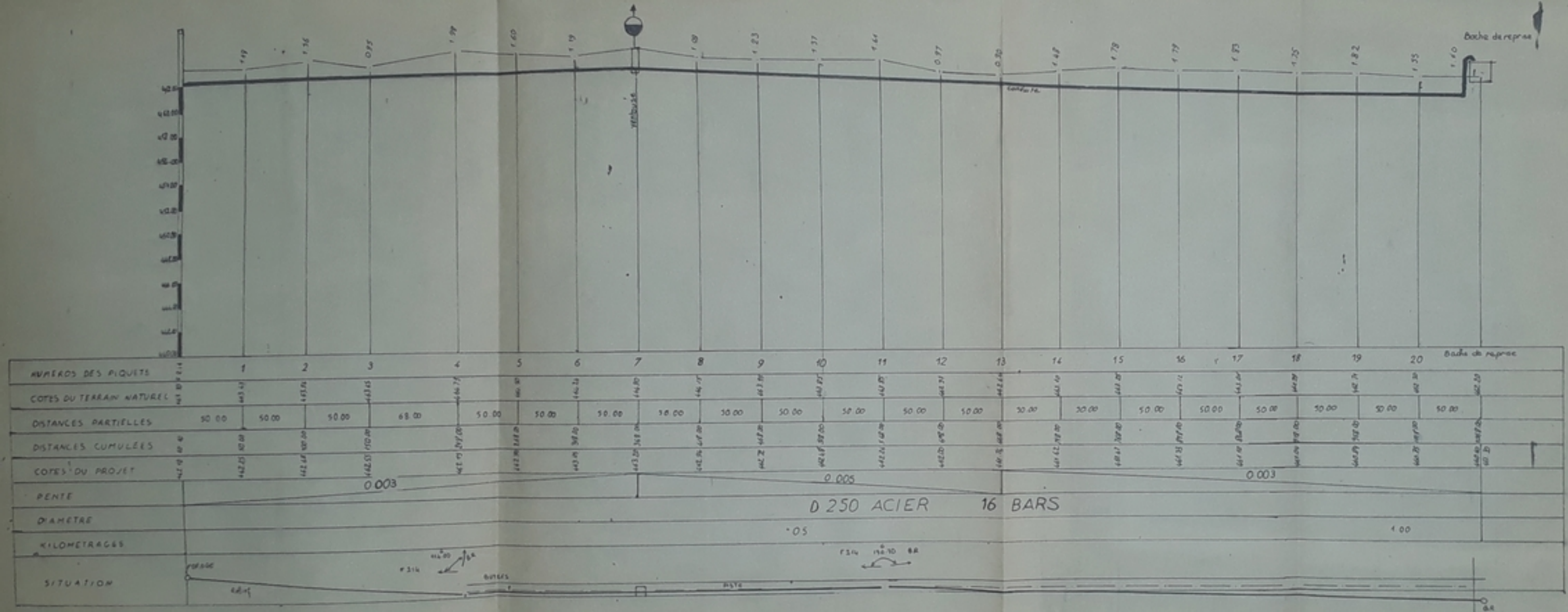


ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

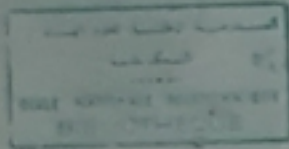
AEP DE SELMANE ET OUED ADDI GUEBALA (WMSILA)

PROFIL EN LONG DE L'ADDUCTION DU F214 A LA BICHE

Dressé par	KACEMI Abdelkrim	PLANCHE	Echelle: ven 1/200
	MESSAOUD SADALLAH		hor. 1/200
Contrôlé par	Mme L. NECULEE Mr L. ILIE		NS III
Proposé par	SETHYAL		Date

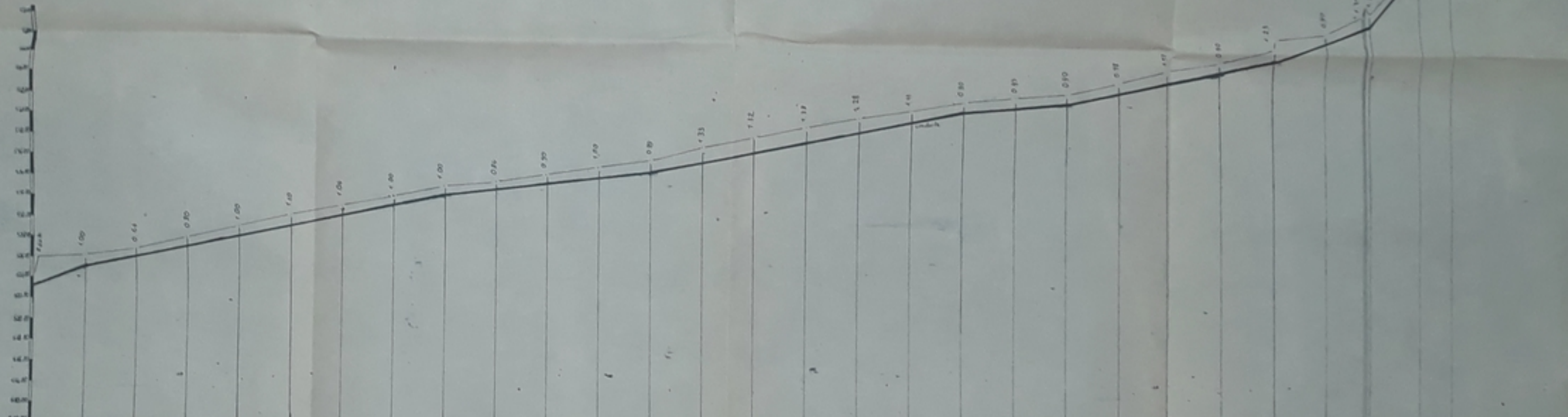


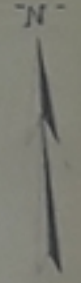
PH 00232
-04-



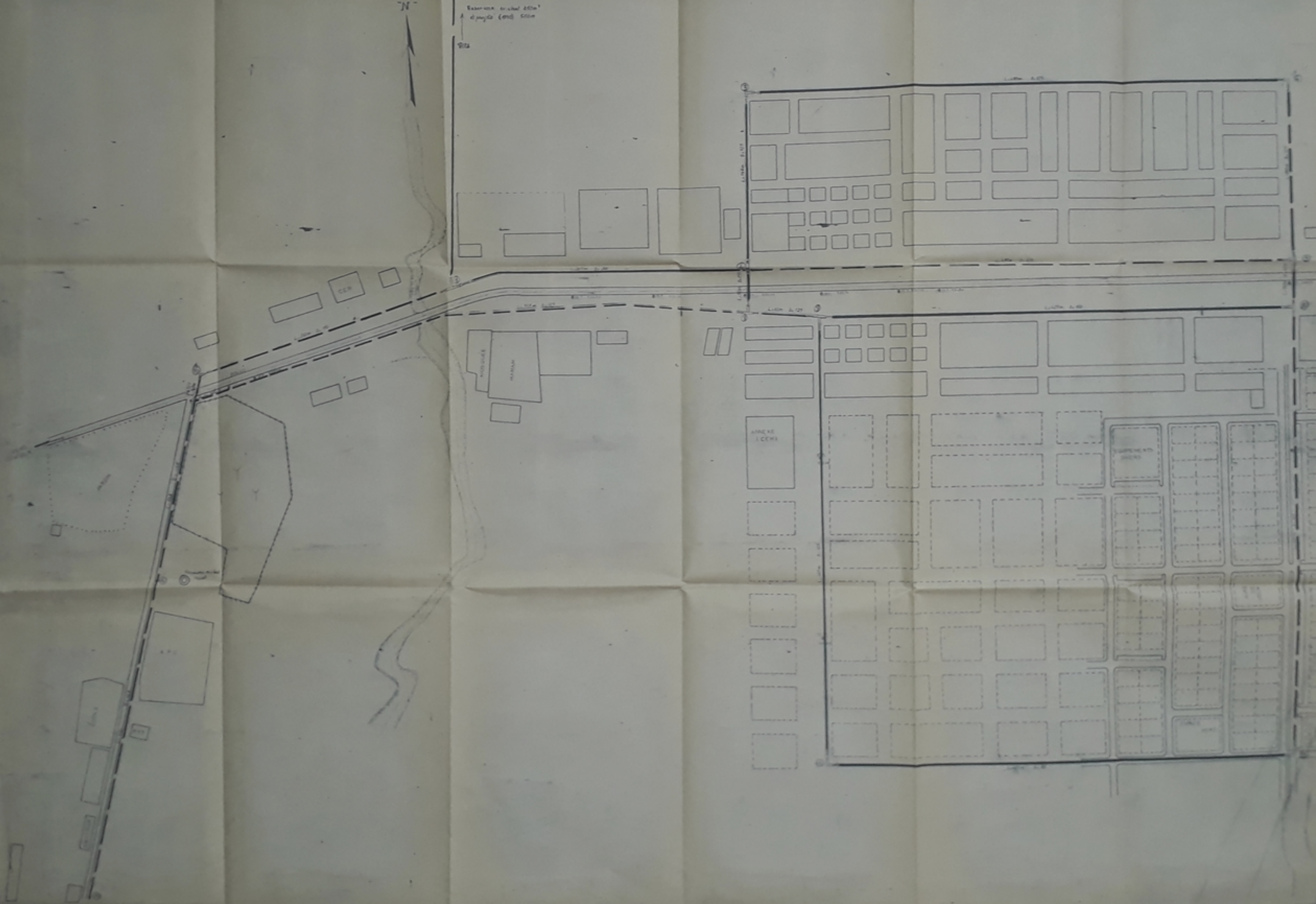
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE			
AEP DE SELMANE ET QUAIS ADDI GUEBALA (V.M.S.I.A)			
PROFIL EN LONG DE L'ADDUCTION DE LA CHAMBRE DE MANOEUVRE AU RESERVOIR DE SELMANE			
Dessiné par KACEM ALKHACH MESSAOUD SADALLAH	BRANCHE NGTC	Echelle H 1/500 V 1/500	Approuvé par M. L. NEJALEE M. L. ILIE
Proposé par SETHYAL		Date	

NOMBRES DES POINTS	153	154	155	156	157	158	159	160	161	162	163	164	165	166	167	168	169	170	171	172	173	174	175	176	177	178	179	180	181	
COTE DU TERRAIN NATUREL	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	
DISTANCES PARTIELLES	4.00	40.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	
DISTANCES CUMULEES	4.00	44.00	94.00	144.00	194.00	244.00	294.00	344.00	394.00	444.00	494.00	544.00	594.00	644.00	694.00	744.00	794.00	844.00	894.00	944.00	994.00	1044.00	1094.00	1144.00	1194.00	1244.00	1294.00	1344.00	1394.00	
COTE DU PROFIT	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	
NOTE	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
DIAMETRE	D 60 ACIER 25 BARS																													
VELOCITES	0.5																													
SITUATION																														





Scale 1:5000
1 cm = 50 m



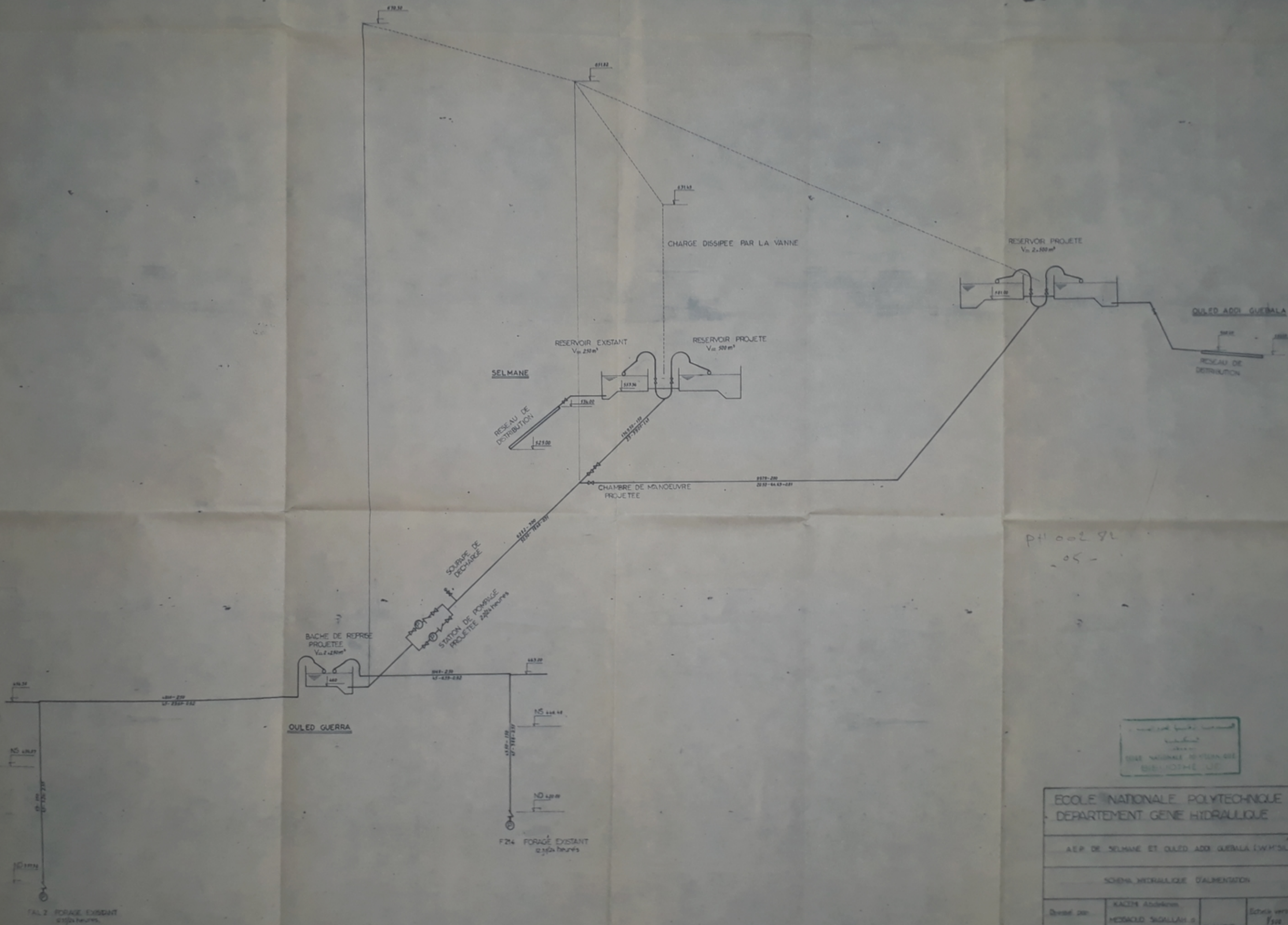
PLAN

24 2/02

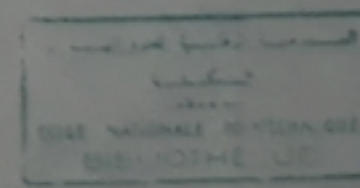
STATE OF INDIA
MINISTRY OF DEFENCE
GENERAL HEADQUARTERS
NEW DELHI

NO.	DATE	BY

SCHEMA D'ADDUCTION-HORIZON 2000



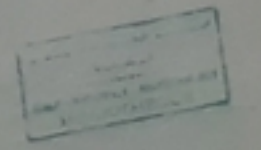
PH 002 92
- 05 -



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE			
DEPARTEMENT GENE HYDRAULIQUE			
A.E.P. DE SELMANE ET QUELED ADDI GUEBALA (W.M.S.L.A.)			
SCHEMA HYDRAULIQUE D'ALIMENTATION			
Dessiné par:	KACHE Abdouham MEDSAUD SHALLAH	PLANCHE N. 24	Echelle verticale 1/500
Contrôlé par:	Mme L. MEDJET Mr. L. SIE		Remonté Janvier 82
Proposé par:	S.E.T.H.Y.A.L.		Date: 1-12-80



PH 2/82
50



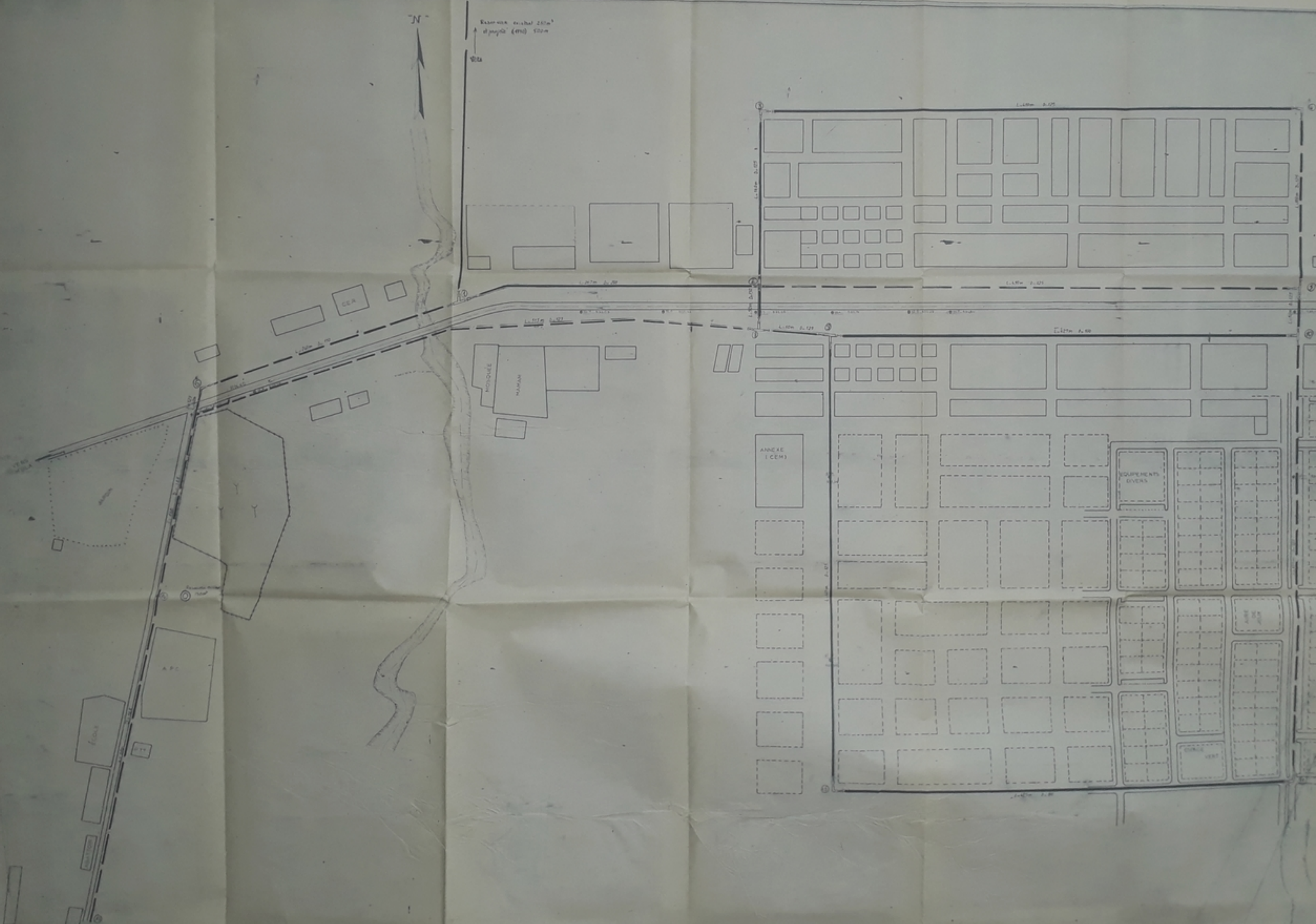
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DÉPARTEMENT GÉNIE HYDRAULIQUE

LES DESSINS ET PLANS SONT DÉPOSÉS EN
BIBLIOTHÈQUE DE RÉFÉRENCE DE L'ÉCOLE

PROF. DR.	PROF. ASSOCIÉ	PROF. PRAT.	PROF. EMER.
PROF. DR.	PROF. ASSOCIÉ	PROF. PRAT.	PROF. EMER.
PROF. DR.	PROF. ASSOCIÉ	PROF. PRAT.	PROF. EMER.
PROF. DR.	PROF. ASSOCIÉ	PROF. PRAT.	PROF. EMER.

N

Échelle: 1:500
à partir de 1:1000



16

ÉTAT NATIONAL POLYTECHNIQUE
 DÉPARTEMENT GÉNIE HYDRAULIQUE

1700 - 180000 - 180000 - 180000

1700 - 180000 - 180000 - 180000

DATE DE	PROJET	ÉLÉMENTS	ÉTAT
1700	180000	180000	180000
1700	180000	180000	180000
1700	180000	180000	180000



PH 02 Ye
- 7 -

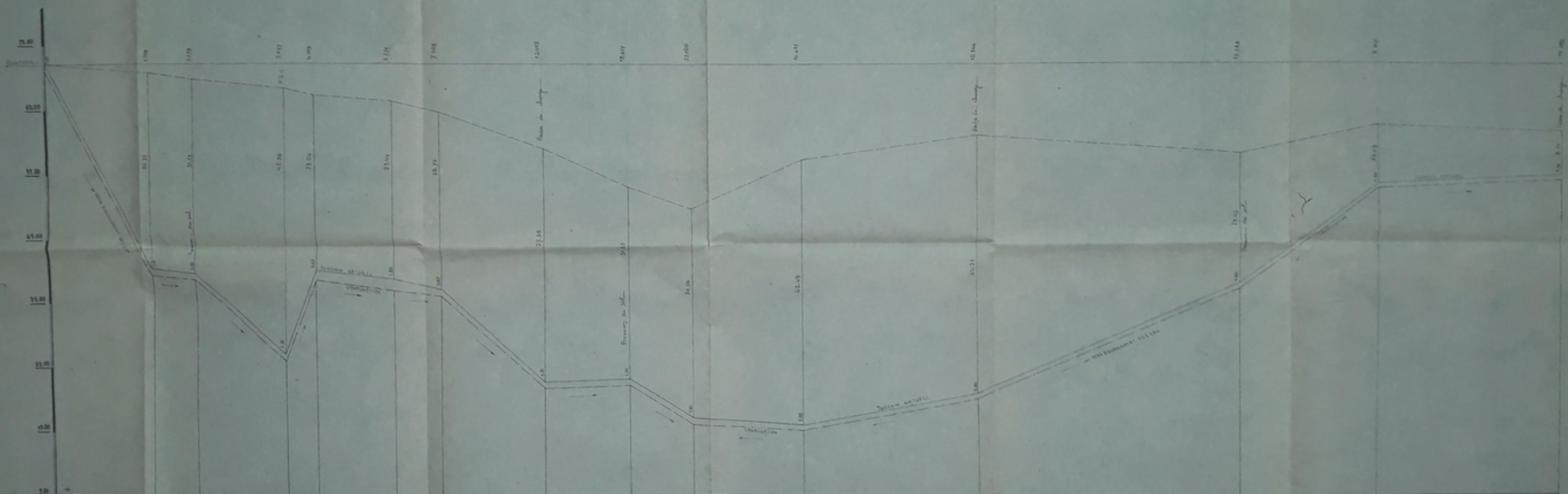
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DÉPARTEMENT GÉNIE HYDRAULIQUE

K.E.P. DE GENÈVE ET DALÉ-ROD (SUD-EST SUISSE)

SCHEMA DE RESEAU DE DISTRIBUTION DE DALÉ-ROD (SUD-EST SUISSE)

PROF. DR.	ALBERT HENRI	PLANNING	ALBERT HENRI
PROF. DR.	YVES L. BÉGIN	PROF.	YVES L. BÉGIN
PROF. DR.	SÉTHAL	PROF.	SÉTHAL

PROFIL EN LONG



N. DE NOUVEAU	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30		
CHANGEMENT DE PENTE																																	
DIMENSION DE PENTE																																	
TYPE DE PENTE																																	
DIAMETRE	Ø 300		Ø 400		Ø 350		Ø 300		Ø 150		Ø 100		Ø 80		Ø 100																		
REMARQUES																																	

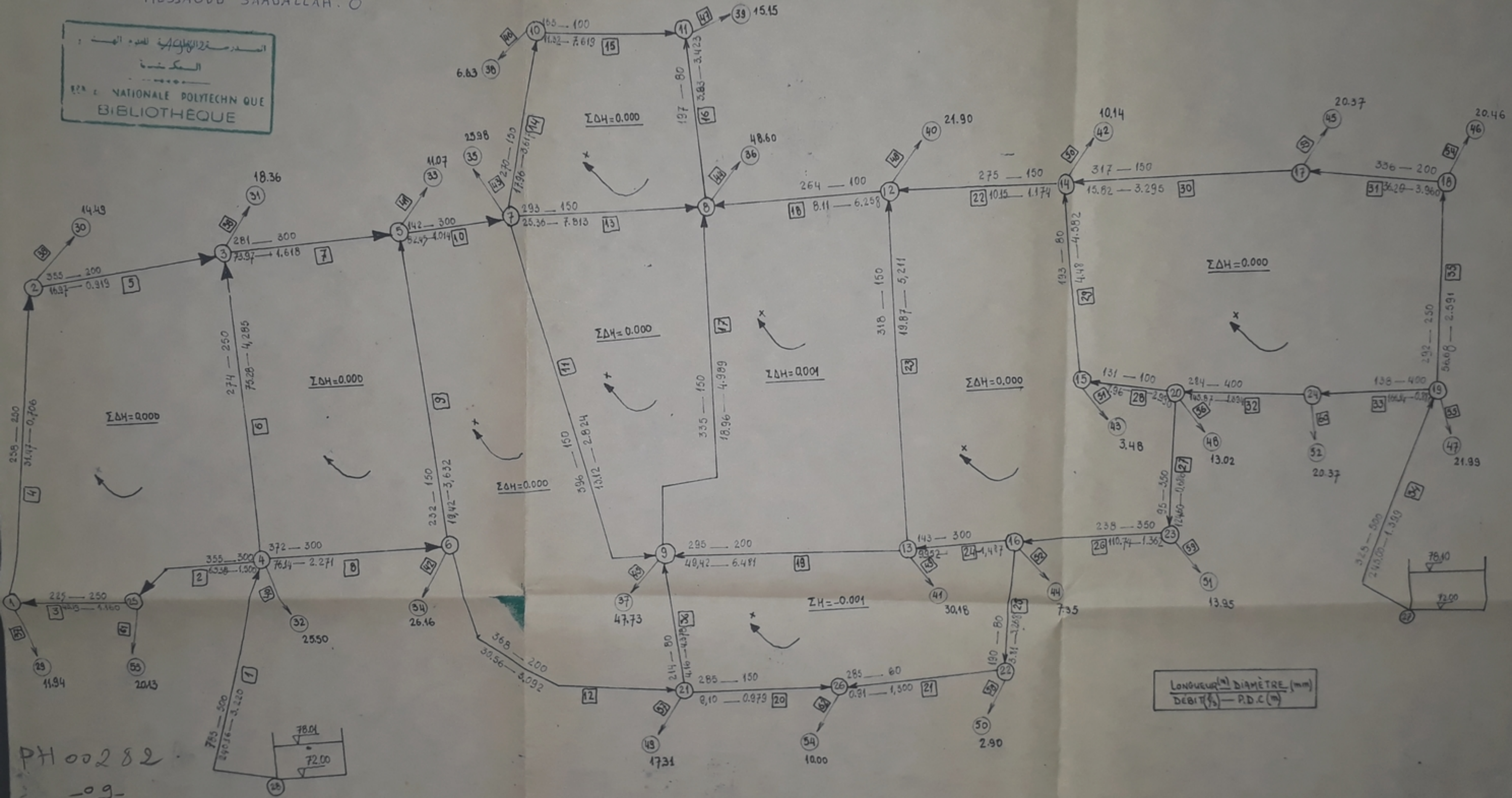
PH00282
-07-

PROFIL EN LONG
MISE A L'EGOUTTOIR

Etude par KACEM A.

MESSAOUD SAADALLAH. O

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
المكننة
الجامعة الوطنية للعلوم والتقنية
BIBLIOTHEQUE



PH 00282
-09-

