

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

8/83

105

U. S. T. H. B.

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département HYDRAULIQUE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

ÉTUDE DE RENOVATION ET D'EXTENSION
DU RESEAU D'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE DE LA VILLE D'AKBOU

7 PLANS

Proposé par

D.H.W. - Bejaia

Étudié par :

Mme BERKI née L. Bouali

Mme HAMMACHE née C. MATSA

DIRIGÉ Par

B. UTRYSKO

JANVIER 83

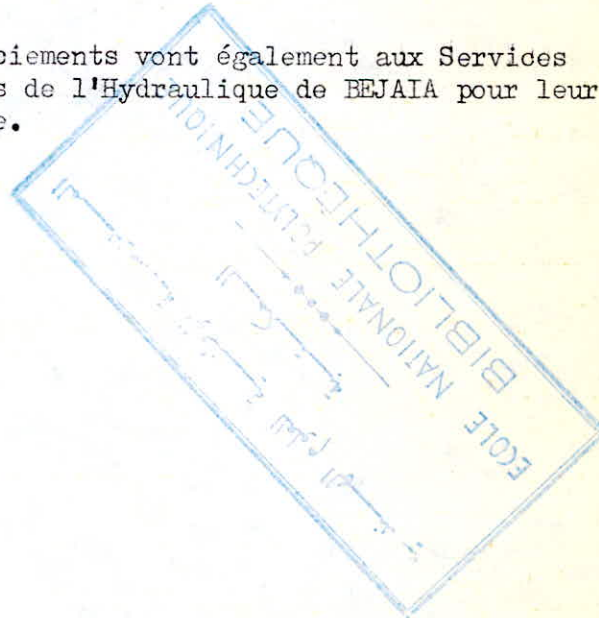
R E M E R C I E M E N T S

Au terme de cette étude, nous tenons à exprimer :

- Nos remerciements à tous les Professeurs qui ont contribué à notre formation.

- Notre profonde reconnaissance à Monsieur le Professeur B. UTRYSKO, promoteur de ce projet pour son aide et conseils efficaces.

- Nos remerciements vont également aux Services Techniques de l'Hydraulique de BEJAIA pour leur assistance.



D E D I C A C E

Mme C. HAMMACHE

à

Mes Parents

Mon Epoux

Mes frères et soeurs

Mme L. BERKI

à

- La mémoire de mon Père, de
ma Mère et de mon frère

Mon Epoux

Mes Frères et Soeurs.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS.

1. INTRODUCTION
2. EVOLUTION DE LA POPULATION AGGLOMEREEE.
- 2.1. CALCUL DE LA POPULATION.
- 2.2. MOUVEMENT MIGRATOIRE.
- 2.3. BASES DE CALCUL.
- 2.4. EVOLUTION DE LA POPULATION 1977 à 2010.
- 2.5. REPARTITION SPATIALE DE LA POPULATION.
- 2.5.1. REPARTITION DE LA POPULATION POUR 1990.
- 2.5.2. POPULATION PROBABLE POUR 2000 à 2010.
3. CALCUL DES BESOINS EN EAU.
- 3.1. BESOINS EN EAU POUR 1977 à 2010.
- 3.2. EVALUATION DES BESOINS PAR SECTEUR.
4. APERCU SUR L'ETAT ACTUEL DU RESEAU.
- 4.1. SOURCES ACTUELLES.
- 4.2. IMPLANTATION DES RESERVOIRS.
- 4.3. ROLE DES RESERVOIRS.
- 4.4. RESERVOIRS EXISTANTS.
- 4.5. RESEAU EXISTANT.
5. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU.
- 5.1. GENERALITES.
- 5.2. METHODE DE CALCULS DES DEBITS AUX NOEUDS.
- 5.3. COEFFICIENTS DES DEBITS DE POINTE.
- 5.4. CALCUL DES RESEAUX DE DISTRIBUTION.

... / ...

- 5.4.1. METHODE DE CALCUL.
- 5.4.2. CANEVA DE CALCUL
(Hardy - Cross).
 - a - CALCUL DES PERTES DE CHARGE
 - b - CALCUL DE R.
 - c - CALCUL DE F.
 - d - CALCUL DU DEBIT CORRECTIF.
- 5.4.3. PROGRAMME DE RESOLUTION.
 - a - PROGRAMME T.I. 59. MAILLE.
 - b - PROGRAMME T.I. 59. FROTTEMENT.
- 5.5. CONCLUSION SUR LE DIMENSIONNEMENT.
- 6. CALCUL DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS.
 - 6.1. DEFINITION.
 - 6.2. METHODE DE CALCUL.
 - 6.3. CALCUL DU RESERVOIR R 1.
 - 6.4. CALCUL DU RESERVOIR R 2.
- 7. ETUDE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT.
 - 7.1. GENERALITES.
 - 7.2. CALCULS.
 - 7.3. PROTECTION DE LA CONDUITE.
 - 7.4. CALCUL DU COUP DE BELIER.
 - 7.5. CALCUL DU RESERVOIR D' AIR.
- 8. CONNEXION DES DEUX RESEAUX.
- 9. CONCLUSION GENERALE.

PLANCHE N° 1 : SCHEMA GENERAL DU RESEAU DE DISTRIBUTION NORD.

PLANCHE N° 2 : SCHEMA GENERAL DU RESEAU DE DISTRIBUTION SUD.

PLANCHE N° 3 : CALCUL DU RESEAU N° 1.
(Hardy-Cross)

PLANCHE N° 4 : CALCUL DU RESEAU N° 2.
(Hardy-Cross)

PLANCHE N° 5 : PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE DEREFIOULEMENT.

PLANCHE N° 6 : PROFIL PIEZOMETRIQUE DE DISTRIBUTION.

PLANCHE N° 7 : SCHEMA GENERAL DU RESEAU DE DISTRIBUTION.

1. INTRODUCTION :

L'objet de cette étude est de cerner les besoins en eau de la ville présent et à venir ainsi que le calcul du réseau d'adduction et de distribution pour l'horizon 2010, soit sur 25 Ans. Le projet sera probablement mis en oeuvre en 1985. Le développement rapide des centres urbains appelle une mobilisation conséquente des ressources en eaux potables et industrielles.

La ville d'AKBOU, chef lieu de Daira, située au Nord-Ouest de Béjaia est un centre important et connaît une expansion accélérée par l'implantation d'une zone industrielle et d'une infrastructure socio-économique y afférente.

La ville connaît donc, une modernisation de toutes ses structures et un accroissement rapide de la population par une sédentarisation des natifs et un afflux des populations des communes montagneuses de la région.

C'est conscient de l'importante demande en eau potable de la ville que les services de l'Hydraulique de la Wilaya ont mis en oeuvre un projet d'études de rénovation et d'extension du réseau d'A.E.P.

Le réseau actuel étant vétuste et insuffisant pour satisfaire les besoins sans cesse croissant (eaux domestiques, de lavage et nettoyage, industrielles, P.M.I.

La ville située au confluent de l'oued SAHEL et de l'Oued BOU SELLAM, recelle une importante nappe d'eau superficielle.

L'implantation judicieuse de forage ou de puits dans la vallée en contrebas de la ville (construite sur les flancs d'une colline) et qui du reste est bien arrosée 500 à 650 mm de pluie par an, permettra sans contrainte de satisfaire en eau potable et autres, la mobilisation de cette eau nécessite la réalisation d'une nouvelle adduction et distribution.
(forage, station de pompage, réservoir de stockage) .-

2. EVOLUTION DE LA POPULATION AGGLOMEREES

2.1 CALCUL DE LA POPULATION :

Les seules données numériques officielles dont on dispose concernant la population de la ville d' AKBOU sont :

Le recensement du 4 Avril 1966 qui a donné le résultat suivant :

En 1966 on a 9951 Habitants.

2.2 MOUVEMENT MIGRATOIRE

La population du chef-lieu n'est pas connu avec précision, aucune donnée précise ne permet d'autre part de déterminer le mouvement migratoire relatif au chef-lieu. On retiendra pour l'Avenir, l'hypothèse d'un solde migratoire nul (résultant de la politique actuelle de fixation des populations rurales) . Le taux d'accroissement moyen est alors égal au taux d'accroissement naturel.

2.3. BASES DE CALCUL .

On supposera que le taux d'accroissement naturel restera stable soit :

$$X = 3.5 \%$$

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

De cette formule, nous calculons l'évolution de la population pour d'autres horizons soit :

P = nombre d'habitants à calculer.

P₀ = nombre d'habitants en 1966 (9951 habitants)

t = nombre d'années séparant les deux horizons.

Population probable à l'année 1977 (t = 11 ans)

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

$$P_{11} = 9951 (1,035)^{11} = 14\,528 \text{ habitants}$$

2.4. EVOLUTION DE LA POPULATION DE 1977 à 2010 :

Afin de cerner les besoins en eau potable, nous nous proposons d'évaluer la population de la ville de la période de 1977 à 2010, calculée à partir des données de base ci-dessus (voir tableau n° 1).-

TABLEAU N° 1

EVOLUTION DE LA POPULATION 1977 - 2010

Années	Population Possible	Agmentation Annuelle
1977	14 528	
1978	15 036	508
1979	15 562	526
1980	16 107	545
1981	16 671	564
1982	17 254	583
1983	17 858	604
1984	18 483	625
1985	19 130	647
1986	19 800	670
1987	20 493	693
1988	21 210	717
1989	21 952	742
1990	22 720	768
1991	23 515	795
1992	24 338	823
1993	25 190	852
1994	26 072	882
1995	26 985	913
1996	27 929	944
1997	28 907	978

TABLEAU N° SUITE

EVOLUTION DE LA POPULATION 1977 - 2010 (SUITE)

Années	Population Possible	Augmentation Annuelle
1997	28 907	1012
1998	29 919	1047
1999	30 966	1084
2000	32 050	1122
2001	33 172	1161
2002	34 333	1202
2003	35 535	1244
2004	36 779	1287
2005	38 066	1332
2006	39 398	1379
2007	40 777	1427
2008	42 204	1477
2009	43 681	1529
2010	45 210	

2.5. REPARTITION SPATIALE DE LA POPULATION

Le réseau de distribution d'eau doit être adapté aux besoins des différents secteurs de la ville et dont les densités de population sont irrégulières, selon le tableau n° II. *page 9*

Une répartition plus uniforme de la population doit être établie pour l'horizon 2010.

L'introduction d'un coefficient B. rapport entre le nombre d'habitants de deux horizons différents soit :

$$B = \frac{\text{N bre d'hab à 1990}}{\text{N bre d'habi à 1977}}$$

permettra une répartition de la population estimée à travers la ville, de manière plus équilibrée.

Une différenciation de B en fonction des densités connues permet de calculer le nombre d'habitants possible par secteur.

D'après les densités, tableau n° II et les coefficients B calculés, dont la valeur moyenne B_0 pour la période 1977 - 1990.

$$B_0 = \frac{22\ 720}{14\ 528} = 1.56 . \text{ Une répartition de la}$$

population pour 1990 est établie voir tableau n° 3. Pour l'horizon 2000 et 2010, nous supposons un accroissement régulier dans tous les secteurs.

2.5.1. REPARTITION DE LA POPULATION POUR HORIZON 1990.

Les B ont été choisis en fonction de la densité D de la population actuelle:

* pour $D < 25$. on prend $B_1 = 5 B_0$

$$\text{Secteur 12} \quad P_{90} = B_1, P_{77} = 5 \times 1.56 \times 117 = 913.$$

* $25 < D < 50$ $B_2 = 3 B_0$

$$\text{Secteur 7} \quad P_{90} = B_2, P_{77} = 3 \times 1.56 \times 153 = 716$$

..... /

$$\text{Secteur 8} \quad \text{P}_{90} = B_2 \text{P}_{77} = 3 \times 1.56 \times 246 = 1151$$

$$\text{Secteur 13} \quad \text{P}_{90} = B_2 \text{P}_{77} = 3 \times 1.56 \times 1215 = 5686$$

$$50 \leq D \leq 100 \quad B_3 = B_0$$

$$\text{Secteur 9} \quad \text{P}_{90} = B_3 \text{P}_{77} = 1.56 \times 4565 = 7121$$

$$\text{Secteur 11} \quad \text{P}_{90} = B_3 \text{P}_{77} = 1.56 \times 370 = 577$$

$$\text{Secteur 1} \quad \text{P}_{90} = B_3 \text{P}_{77} = 1.56 \times 213 = 332$$

$$\text{Secteur 2} \quad \text{P}_{90} = B_3 \text{P}_{77} = 1.56 \times 273 = 426$$

$$100 \leq D \leq 200 \quad B_4 = 0,75 B_0$$

$$\text{Secteur 3} \quad \text{P}_{90} = B_4 \text{P}_{77} = 0.75 \times 1.56 \times 809 = 947$$

$$\text{Secteur 4} \quad \text{P}_{90} = B_4 \text{P}_{77} = 0.75 \times 1.56 \times 591 = 691$$

$$\text{Secteur 5} \quad \text{P}_{90} = B_4 \text{P}_{77} = 0.75 \times 1.56 \times 119 = 139$$

$$200 \leq D \leq 300 \quad B_5 = \frac{B_0}{2}$$

$$\text{Secteur 10} \quad \text{P}_{90} = B_5 \text{P}_{77} = 0.5 \times 1.56 \times 3813 = 2974$$

$$D > 300$$

$$\text{Secteur 6} \quad 2044 \quad 1047$$

Ces résultats sont récapitulés dans le tableau N° 3 suivant.

2.5.2. Population de 2000 à 2010

Pour la période 1990 - 2010, un coefficient B unique est appliqué

$$\text{pour chaque decennie } B = \frac{32050}{22720} = 1.41$$

Voir tableaux IV et V

TABLEAU N° 2

REPARTITION DE LA POPULATION DE L'ANNEE 1977

Secteurs	Superficies ha	Densités hab / ha	Populations hab
1	2.12	100	213
2	2.72	100	273
3	4.52	179	809
4	3.94	150	591
5	0.60	198	119
6	5.04	350	2044
7	5.58	27	153
8	8.92	27	246
9	59.50	77	4565
10	18.00	212	3813
11	6.50	57	370
12	7.30	16	111
13	26.00	47	1215
TOTAL	151.54	<u>Densité moyen</u> 118	14 528

TABLEAU N° 3

REPARTITION DE LA POPULATION. HORIZON 1990

Secteurs	Superficies ha	Densités hab / ha	Populations hab
1	2.12	157	332
2	2.72	157	426
3	4.52	209	947
4	3.94	175	691
5	0.60	232	139
6	5.84	179	1047
7	5.58	128	716
8	8.92	129	1151
9	59.50	120	7121
10	18.00	165	2914
11	6.50	89	577
12	7.30	125	913
13	26.00	218	5686
TOTAL	151.54	Densité moyen <u>160</u>	22 720

11
TABLEAU N° 4

REPARTITION DE LA POPULATION . HORIZON 2000

Secteurs	Superficie ha	Densités hab / ha	Populations hab
1	2.12	221	468
2	2.72	221	601
3	4.52	296	1336
4	3.94	247	975
5	0.60	327	196
6	5.84	253	1477
7	5.58	181	1010
8	8.92	182	1624
9	59.50	169	10045
10	18.00	233	4195
11	6.50	125	814
12	7.30	176	1288
13	26.00	308	8021
TOTAL	151.54	Densité moyen 226	32 050

TABLEAU N° 5

REPARTITION DE LA POPULATION . HORIZON 2010

Secteurs	Superficiés ha	Densités hab/ha	Population hab
1	2.12	311	660
2	2.72	311	848
3	4.52	417	1885
4	3.94	349	1375
5	0.60	461	277
6	5.84	357	2084
7	5.58	255	1425
8	8.92	257	2291
9	59.50	238	14169
10	18.00	329	5917
11	6.50	177	1148
12	7.30	249	1817
13	26.00	435	11314
TOTAL	151.54	Densité moy / 319	45210

3. CALCUL DES BESOINS EN EAU POTABLE POUR LA VILLE D'AKBOU

3.1 BESOIN EN EAU POTABLE POUR 1977.

* BESOIN DOMESTIQUE.

Le besoin unitaire domestique moyen ne peut être défini avec précision pour la ville d'AKBOU faute de disposer de données statistiques concernant l'habitat et autres besoins collectifs (Ecole, hopital - nettoiement public...)

La distribution se faisant sans contrôle de débits compteur défectueux ou inexistant, branchements non enregistrés, fuites dans le réseau; Ainsi dans le dimensionnement de notre réseau, le besoin unitaire domestique pour la période de 1977 à 1990 est pris à 150 l/j/habitant, norme établie et adoptée par les services du Ministère de l'Hydraulique.

* BESOINS SCOLAIRES.

Le besoin scolaire actuel sera évalué sur la base des dotations suivantes, nettoyages divers compris.

- Elève externe 60l/j/élève
- Elève interne 150 l/j/élève
- Orphelinat 150 l/j/élève

* AUTRES BESOINS.

- Besoins hospitaliers avec les normes d'usages: 315l/j/lit.
- Besoins de la mosquée: 10m³/j
- Besoins des abattoirs: 18m³/j
- Besoins des bains : 40m³/j
- Besoins des utilisateurs petite unité peu consommatrice d'eau soit 180m³/j
- Besoin d'hotel: 200l/ch/j

3.2 EVALUATION DES BESOINS EN EAU PAR SECTEUR.

- Secteur 1
- 2 bains-maure
 - 1 CEM de 480 élèves externes.
 - Habitants.

Secteur 2

- Habitants

Secteur 3

- Ecole de 520 élèves externes.
- Mosquée
- Habitants.

Secteur 4

- habitants

Secteur 5

- Habitants
- Hôtel de 50 chambres.

Secteur 6

- Habitants

Secteur 7

- Habitants

Secteur 8

- Abattoirs
- Habitants

Secteur 9

- Hôpital de 180 lits
- CEG de 400 élèves
- Ecole de 480 élèves
- Lycée de 600 externes et de 850 internes.
- Institut Islamique de 200 externes.
- Habitants

Secteur 10

- 2 Ecoles de 970 élèves externes.
- Habitants

Secteur 11

- Habitants

Secteur 12

- Habitants

Secteur 13

- Habitants

- Industrie

Les résultats de ces calculs sont portés sur les tableaux ci-après, Tableaux VI à VIII et donne un débit global de 97 0 m³/j pour l'horizon 2010 Objet de calcul du Réseau. La dotation moyenne calculée est de 214 l/j/habitant. Toute activité confondue. Cette moyenne reste dans les *normes* généralement admises qui vont de 150 à 220 l/j/habitant.

TABLEAU N° VI

EVOLUTION DES BESOINS EN EAU (150 l/j/ hab)

Horizon 1990

Secteurs	Besoins domestiques M3/j	Besoins Scolaires M3/j	Autres besoins M3/j	Besoins global M3/j
1	50	29	80	159
2	64	-	-	64
3	142	31	10	183
4	104	-	-	104
5	21	-	10	31
6	157	-	-	157
7	107	-	-	107
8	173	-	18	191
9	1063	229	57	1354
10	446	58	-	504
11	87	-	-	87
12	137	-	-	137
13	853	-	180	1033
TOTAL	3409	347	355	4111

TABLEAU N° 7

EVOLUTION DES BESOINS EN EAU (180 l/j/hab)

horizon 2000

Secteurs	Besoins Domestiques M3/j	Besoins Scolaires M3/j	Autres Besoins M3/j	Global M3/j
1	84	41	112	237
2	108	-	-	108
3	240	43	14	297
4	176	-	-	176
5	35	-	14	49
6	266	-	-	266
7	182	-	-	182
8	292	-	25	317
9	1808	321	80	2209
10	755	81	-	836
11	147	-	-	147
12	232	-	-	232
13	1444	-	360	1804
TOTAL	5769	486	605	6860

TABLEAU N° 8

EVOLUTION DES BESOINS EN EAU (180 l/j/ hab)

Horizon 2010

cteurs	Besoins M3/j Domestiques	Besoins M3/j Scolaires	Autres besoins M3/j	Global M3/j
1	119	57	157	333
2	153	-	-	153
3	339	60	20	419
4	248	-	-	248
5	50	-	20	70
6	375	-	-	375
7	257	-	-	257
8	412	-	35	447
9	2550	449	112	3111
10	1065	113	-	1178
11	207	-	-	207
12	327	-	-	327
13	2036	-	540	2576
TOTAL	8138	676	884	9701

4. APERCU SUR L'ETAT ACTUEL DU RESEAU.

4.1. SOURCES ACTUELLES :

L'alimentation actuelle en eau potable de la ville d'AKBOU se fait à partir d'une source et d'un puit.

- Captage Chellata débit 15l/s -----1.296 m³/j
 - Puits en rive de l'ouéd Soummam ~~115~~281/s-----1.320m³/j
- Le total est de 2.616 m³/j

La ville d'AKBOU se trouve actuellement dans une situation de pénurie évidente par suite de l'état des captages.

Pour remédier à cette situation, il est en premier lieu de mobiliser des ressources nouvelles en eau potables et de renforcer le réseau en conséquence.

4.2. IMPLANTATION DES RESERVOIRS:

La ville d'AKBOU dispose actuellement de 3 (trois) réservoirs groupés sur une même plate-forme que l'on peut schématiser en un seul qui joue le même rôle.

4.3. ROLES DES RESERVOIRS.

Ils servent de réserves d'eau. Ils jouent le rôle de volant de distribution et servent également de tampon entre l'Adduction et la distribution. Les réserves permettent également une marche plus ou moins uniformes des pompes.

4.4. RESERVOIRS EXISTANTS.

Ils sont groupés ainsi sur la même plate-forme:

- Réservoir de 500 m³
- 2 réservoirs de 2 X 300 m³
- * RESERVOIR DE 500m³

Côte Radier 366.80 N.G.A

Côte trop plein 372.00 N.G.A

* RESERVOIRS DE 2X300 M³

Côte Radier 368.75 N.G.A

Côte trop-plein 372.00 N.G.A

Ces réservoirs sont situés à l'extrémité Nord-Ouest de la ville avec une capacité totale de 1.100 M³ reste insuffisant au vu de la consommation journalière actuelle estimée à 2.600 M³, la capacité généralement admise étant au Minimum de 50% de la consommation Maximum journalière.

Un renforcement de la capacité de stockage s'impose et mérite toute l'attention de manière à avoir une réserve suffisante en cas de panne ou autres défauts d'énergie.

Le volume des réservoirs projetés sera calculé dans suite de notre étude.

4.5. RESEAU EXISTANTS.

La ville d'AKBOU est dotée d'un réseau de distribution très ancien et dans un état vétuste et de faible capacité ne répondant pas à la demande actuelle.

Les Perturbations dans la distribution sont fréquentes dues à des cassures, des pertes d'eau en route et des appareils annexes, vannes, vidange, robinets défectueux.

Avec l'extension de la ville et sa modernisation une refecton de l'ensemble du reseau de distribution est envisagée.

5. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION.

5.1. GENERALITES.

La configuration de la ville présente une topographie accidentée, les constructions s'étalent sur un versant montagneux et se prolongent vers la plaine. Le réseau de distribution projeté adapté à la structure de la ville présente deux réseaux indépendants et pouvant se connecter en cas de nécessité.

Le réseau n°1 concerne la partie haute de la ville et encadre une zone à forte densité de population.

Le réseau n°2 concerne la partie basse et offre une possibilité d'extension selon l'évolution de la ville.

La séparation en deux réseaux permet une distribution plus souple avec des pressions au sol convenable inférieure à 40 m (norme habituellement admise)

5.2. METHODES DE CALCULS DES DEBITS AU NOEUDS.

Pour le calcul des débits au noeuds, on procède comme suit. En premier lieu on commence à calculer la superficie desservie par chaque noeud en utilisant la méthode des médiatrices; cette méthode consiste à tracer les médiatrices des tronçons des conduites constituant le réseau. Ainsi on obtient un contour fermé autour de chaque noeud. ce contour est la superficie desservie par la noeud. Connaissant la superficie de chaque noeud, la densité, la consommation spécifique, nous pouvons calculer la population probable et le volume journalier pour chaque noeud en utilisant les formules ci-après (1) et (2).

$$P = S \times D \quad (1)$$

P: Population (habitants)

S: Superficie *desservie par le noeud ha*

D: Densité de population en habitants/ha.

$$Q = P \times U \quad (2)$$

Q: Débit journalier ou débit au noeud *l/j*

U: Consommation de base spécifique l/j/ha.

Le calcul est répété pour chaque noeud de manière à cerner toute la superficie du réseau de distribution et régulariser les volumes d'eau desservie en fonction de la population.

5.3. COEFFICIENTS DES DEBITS DE POINTE.

Le calcul des débits au noeud donne un débit moyen journalier sur 24 heures mais la consommation n'est pas régulière et est en fonction des saisons et des horaires de la journée.

---COEFFICIENT SAISONNIERS.

Selon les saisons, été, hivers... la consommation d'eau augmente ou diminue, généralement elle est la plus forte en été. Les débits moyens aux noeuds doivent être corrigés par un coefficient saisonnier K1 qui tient compte des différentes périodes de l'année.

$$1,1 \leq K1 \leq 1,5 \quad (\text{DUPONT.T.II. 1979})$$

Pour notre étude il a été adopté une valeur moyenne $K = 1,3$ multipliant tous les débits aux noeuds calculés.

---COEFFICIENT DE POINTE.

Le coefficient de pointe est défini comme étant le rapport de la consommation instantannée de pointe à la consommation moyenne journalière, ceci pour tenir compte des habitudes de consommations quotidiennes, à savoir une grande partie de la dotation est débité pendant un temps réduit lors des travaux domestiques.

Dans le cadre de ce projet, nous adoptons une valeur $K2 = 1,5$. Les débits au noeud seront multipliés par ce coefficient.

Ainsi les débits de dimensionnement de réseau sont le produit du débit moyen par les coefficients K1 K2

$$Q_{\max} = Q_{\text{moyen}} \times K1 \times K2,$$

CALCUL DU DEBIT DE POINTE

RESEAU N° 1

Horizon 2010

TABLEAU N° IX

NOEUDS	ZONES	Surf. desservie par le noeud ha	Densité hab/ha	Population possible hab	Consommation spécifique l/j hab	Volume journalier M ³ /j	Debits saisonniers K= 1.3 P/S	Debit de pointe K=1.5 l/s	Debits arrondis l/s	Observations
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
A	MD	8.38	250	2095	180	377.10	5.674	8.511	9	
B	FD	2.30	300	690	"	124.20	1.869	2.800	3	
C	FD	6.14	300	1842	"	331.56	4.989	7.480	8	
D	MD	12.30	200	2460	"	442.80	6.660	9.990	10	
E	FD	5.70	300	1710	"	307.80	4.631	6.947	7	
F	FD	8.51	300	2571	"	462.78	6.963	10.440	10+17	!bouche !d'incend.
G	FD	4.39	400	1756	"	316.08	4.756	7.130	7	
H	FD	6.09	300	1827	"	328.86	4.948	7.420	7	
I	MD	3.77	250	943	"	169.74	2.554	3.830	4	
J	MD	4.42	250	1105	"	198.9	2.993	4.490	5	
K	FD	11.56	300	3468	"	624.24	9.393	14.090	14	
L	MD	10.18	250	2545	"	458.10	6.893	10.340	10	
M	MD	10.32	250	2580	"	464.40	6.988	10.480	11	
		94.12		25593		4606.56	69.311	103.97	122 l/s	

CALCUL DU DEBIT DE POINTE

RESEAU N° 2

HORIZON 2010

TAB X

NOEUDS	ZONES	SURF - DESSERVIES PAR LE NOEUD H A	DENSITE HAB/ HA	POPULATION POSSIBLE HAB	CONSUMMATION SPECIFIQUE L/J/HAB	VOLUME JOURNALIER M3/J	DEBITS SAISONNIERS K= 1.3 P/5	DEBITS DE POINTE K= 1.5 L/S	DEBITS ARRONDIS L/S	OBSERVATIONS
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1		6.98	200	1396	180	251.28	3.78	5.67	6	
2		9.42	300	2816	"-	508.68	7.65	11.8	12	
3		9.46	350	3311	"-	595.98	8.91	13.46	14	
4		7.18	300	2154	"-	387.72	5.83	8.75	9	
5		6.41	350	2244	"-	403.92	6.08	9.12	9+17	BOUCHE D'INC.
6		12.06	300	3618	"-	651.24	9.80	14.70	15	
7		5.66	350	1981	"-	356.58	5.37	8.05	8	
8		12.71	300	3813	"-	686.34	10.33	15.50	16	
9		8.09	200	1618	"-	291.24	4.38	6.51	7	
		77.97		22961		4132.98	62.19		113 L/S	113 L/S

5.4. CALCUL DES RESEAUX DE DISTRUBUTION (HORIZON 2010)

Le reseau de distrubution projeté comporte 10 grandes mailles dont lesquelles nous pouvons rajouter des mailles intérieurs si c'est nécessaire. Le calcul du reseau de distrubution est fait en deux fois. Une 1^o méthode à l'aide d'une T/59 programmable et une 2^o à l'Ordinateur du ministere de l'Hydraulique (suivant le programme N.V.35)

5.4.1. METHODE DE CALCUL (PREMIERE SOLUTION)

La méthode de résolution est celle d'HARDY CROSS. Tout d'abord, nous faisons une répartition arbitraire des débits dans chaque maille tout en fixant un sens supposé d'écoulement. Cette méthode de résolution est basée sur les deux lois suivantes.

1ère loi:

En un noeud quelconque de conduite la somme des débits qui arrivent à ce noeud est égale à la somme des débits qui en partent. Cette loi se raproche de la loi de Kirchoff en électricité.

2ème loi:

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

Le calcul est mené par approximations successives jusqu'à une vérification rapprochée des deux lois.

.../...

5.4.2, CANEVA DE CALCUL PAR LA METHODE D'HARDY-CROSS.a) - CALCUL DES PERTES DE CHARGES.

Les pertes de charges singulières peuvent être exprimées en fonction de la longueur équivalente de conduite (L_e). C'est à dire par la longueur d'une conduite, ayant des caractéristiques bien déterminées, occasionnant la même perte de charge lors du passage du même débit. D'après DARCY WEIS BACH nous avons:

$$\Delta H = f \frac{L_e V^2}{D_h 2g}$$

d'où L_e = longueur équivalente aux pertes de charges singulières.

f = coefficient de frottement

V = vitesse d'écoulement

D_h = diamètre de la conduite

$g = 9,8 \text{ m/s}^2$

$L_e = L + L_e$

Les pertes de charges dues aux frottements sont données par la formule

d'où L = longueur géométrique

La perte de charge totale est la somme des pertes de charges singulières et des pertes de charges dues aux frottements:

$$\Delta H = \Delta H_s + \Delta H_f$$

Et en introduisant le concept de la pert de charge debitaire ΔH_Q qui est la perte de charge provoquée par le passage d'un débit égal à l'unité : $\Delta H_Q = f \frac{L}{2g D_h A^2} = \Delta H / Q^2$

ayant la dimension $L^{-5} T^2$ et son unité S.I $m^{-5} s^2$ pour les profils circulaires avec $\pi = 3.14$ et $g = 9,8 \text{ m/s}^2$ le gradient de la perte de charge

$$J_Q = \Delta H / L = f \frac{Q^2}{2g D_h A^2} \quad (B)$$

Dimension de J_Q et $L^{-6} T^2$ son unité S.I est $M^6 S^{-2}$ d'ou l'équation (B) devait :

$$J_Q = 8,28 \cdot 10^{-2} f / D^5 \text{ m}^{-6} \text{ s}^2$$

Notons qu'en zone de pleine turbulence $f = f_r$ ne dépend que de la rugosité relative de la conduite. J_Q de la perte de charge débitaire peut être considéré comme une constante caractérisant de la conduite. En zone de transition, la validité de J_Q ne peut être étendue.

alors nous avons : $f_r = 2g D_h A^2 J_Q$

pour les profils circulaires

$$f_r = 12,09 D^5 J_Q$$

en régime turbulent rugueux, la perte de charge, se produisant le long de la conduite peut être exprimée par :

$$\Delta H = J L e = Q^2 J_Q L e = Q^2 \Delta H_Q$$

d'où la perte de charge débitaire caractérisant une telle conduite est :

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

les formules précédentes permettent d'écrire que :

$$\boxed{\Delta H = r Q^2}$$

cette formule est utilisée dans nos calculs.

b) calcul de r :

Nous avons : $\Delta H = f \frac{L v^2}{2gD} = \frac{16}{\pi^2} \frac{1}{2g} f \frac{L}{D^5} Q^2$

nous avons pris Q en (l/s) et D en (mm) donc nous aurons :

$$\Delta H = \frac{16}{2g\pi^2} 10^9 f \frac{L}{D^5} Q^2$$

des formules précédentes nous aurons :

$$r = \frac{16}{2g\pi^2} \cdot 10^9 f \frac{L}{D^5} = 827,1117 \cdot 10^5 f \frac{L}{D^5}$$

donc $\boxed{\Delta H = 827,1117 \cdot 10^5 f \frac{L}{D^5} Q^2}$ ou Q en l/s
D en mm

c) calcul de coefficient de frottement :

dans nos calculs, nous avons utilisé le coefficient de NIKURADZE mais dans la 4ème approximation du réseau maillé, nous avons utilisé le coefficient de frottement calculé par la formule de COOLEBROK. Ce dernier prend en 1ère approximation la valeur de qui se calcule par NIKURADZE qui est la suivante :

$$f = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D_h} \right)^{-2}$$

Les résultats de calcul des coefficients de frottements de NIKURADZE et CooleBROK sont sur les planches III et IV .

Remarque : Pour le calcul des pertes de charges de CooleBROK on utilise la relation suivante dans le calcul de la 4^e approximation.

$$\Delta H_{\text{Coolebrok}} = \Delta H_{\text{NIKURADZE}} \cdot \frac{f_{\text{CW}}}{f_{\text{N}}}$$

$$\Delta H_{\text{CW}} = \Delta H_{\text{N}} \cdot \frac{f_{\text{CW}}}{f_{\text{N}}}$$

d) Calcul du débit correctif .

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

les premiers débits Q sont supposés de manière à satisfaire la 1^{er} Loi les débits Q sont corrigés avec la correction ΔQ pour obtenir de

nouveaux débits : $Q_1 = Q + \Delta Q$

ainsi on obtient : $\Delta H = r Q_1^2$

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

$$\sum \Delta H = \sum r_i (Q + \Delta Q)^2 = 0 \quad (\text{pour que la 2eme loi soit satisfaite})$$

Comme ΔQ est très petit devant Q nous pouvons négliger ΔQ^2

$$\Delta Q = \frac{\sum r_i Q_i^2}{2 \sum r_i Q}$$

Les corrections se font algébriquement c'est à dire les débits seront pris avec leur signe et la correction ΔQ également. Les pertes de charges auront le signe affecté au débit car elle croissent dans le sens de l'écoulement

si la 2eme Loi n'est pas vérifiée c'est à dire les pertes de charges dans une maille égale à zéro. On recalcule les débits DQ et on corrige les débits; on poursuit les calculs jusqu'à ce que la 2eme loi soit vérifiée.

Or dans notre projet, on est pas arrivé à avoir la somme des pertes de charges dans une maille nulle. Pour cela on se fixe une limite où on arrête les calculs nous fixons les DQ débit correctes

Pour les corrections les débits des branches adjacentes, elle se fait 2 fois.

5.4.3 Programme utilisé pour les résolutions des réseaux

a) Programme pour T 59 : calcul d'une maille .

LRNRCL0 1 * RCL 00 = Lnx X 0.86 + 1.14 = X² $\frac{1}{X}$ X RCLO4 X RCLO2 X RCLO3X³
 * RCLO1 Y^X 5 = SUMC 2nd pause (3 fois) 2 nd/X/ X 2000 -+ RCLO3 =SUM1
 2 nd pause (3 fois) RST R/s .

- Les mémoires de stockage sont :

E (mm)	STO 00
D (mm)	STO 01
L (m)	STO 02
Q (1/s)	STO 03
827.III 7 10 ⁵	STO 04

Affichage des résultats :

nous appuyons sur RST R/S la premiere valeur affichée est DH avec le signe correspondant. La 2me valeur affichée juste après est 2 DH/Q qui est toujours positif ;

et on parcourt ainsi maille par maille .

b) programme de calcul du coef de frottement par la formule de CooleBROK

2 nd LBLA (1.14 - 0.86 X RCL 02 LNX) X $\frac{2}{X}$ STO 01 STO 06 R/s
 2 nd LBLB (2.51 ÷ RCLO3 ÷ RCL 01 (\sqrt{X} X RCLO2 ÷ 3.7)
 / nx X 0.86 = ÷/- STO II RCLO1 ÷ (RCL II X RCLO1 (\sqrt{X})
 Y^X 1.71 = STO 01
 (RCL II - RCLO11 (\sqrt{X}) 2 nd/X/ 2 nd X t 2 nd LBLB

.../.. .

. RCL01 R/S . 2 nd L^Xblc rcl ϕ ($\sqrt{X} \times 0.86 = \frac{1}{X}$ invlnx

$\frac{I}{X} - 295I \rightarrow$ RCL03 \leftarrow RCL01 ($\sqrt{X} = X \ 3.7 =$ ST002 R/S

Les mémoires de stockage sont :

2/D STO 02

Re STO 03

0.00001 X ----- t

on apuie sur A, on obtient la valeur de Fr qui est en STO 06.

c'est cette valeur Fr calculée par NIKURADZE qui est 6 Prise en première approximation pour le calcul de f par la formule Coolebrok.

5.5 Conclusion sur le dimensionnement .

Les résultats de calcul sont donnés dans les planches III et IV les calculs ont été menés à la 4^e me approximation avec des résultats de pressions au sol compris dans les limites acceptables 40 à 5P m au noeud au réseau n°2 , pour le réseau n°1, il est à remarquer des pressions élevés atteignant parfois 80 m dues à la topographie brute de ce secteur et à l'implantation des anciennes réservoirs, aussi il est prévu des réducteurs de pression pour des conduites secondaires dans les mailles pour la distribution avant les points B et D. L'introduction de conduites secondaires dans les mailles pour la distribution aux particuliers réduira davantage les pressions les pressions par les pertes de charges qui s'en suivent la vitesse déduites, comprises dans l'intervalles $0,49 \leq V \leq 0,96 \text{ m/s}$ IV 10,96 m/s , sont convenables par la circulation de l'eau dans les conduites ceci tout en évitant les dépôts et un fort débit instantané chez le consommateur.

Le calcul des pertes de charges est basé par l'utilisation de conduites en acier servant dans le réseau de distribution et d'une maintenance facile (mise en place , soudure, branchement particuliers .) .

6. Calcul de la capacité des réservoirs;

6.1. Définition

La conception du projet de cette étude prévoit une distribution à partir de réservoir semi enterrés pour les deux réseaux (1 et 2)
 Ces réservoirs jouent un rôle régulateur entre l'adduction et la distribution, et permettent une sécurité ainsi qu'une souplesse dans le fonctionnement des stations de pompage; de même ils servent à répondre aux débits de pointe supérieurs aux débits de pompage et constituent une réserve de lutte contre les incendies en ville.

6.2 Méthode de calcul.

Le calcul de la capacité du réservoir est basé sur les débits de consommation journalière de la ville, et il est fonction des habitudes de consommation selon les heures.

Dans le cas de la ville d'Akhou le débit moyen journalier est calculé sur 18 heures et corrigé par le coefficient K, = 1,3 pour tenir compte des pertes et l'irrégularité saisonnière ceci pour le réseau 2 pour le réseau 1 il a été tenu compte du débit des sources régulières sur 24 heures.

Les débits donnés dans le diagramme horaire de consommation journalière sont corrigés avec le coefficient a;h.

Les calculs sont reportés dans les tableaux XI et XII

6.3. Calcul du réservoir du réseau 1

Le volume global est de : 5431 m³ /J

Volume journalier net sera :

$$V = 5431 \times 1.3 = 7060,3 \text{ m}^3 /j$$

dont V1 = 3400,8 m³ / j des sources débit continu 24 / 24 et

$$V2 = 3659,5 \text{ m}^3 / j \text{ du forage débit irrégulier } 18 / 24 \text{ projeté}$$

Volume entier journalier

$$1250,07 + 442,89 = 1692,92$$

Pour la réserve incendie on ajoute 120 m³ / j

$$V = 1692,92 + 120 = 1812,92 \text{ m}^3 / j$$

Vu qu'il existe déjà un réservoir de 1100 m³/j donc il ne reste qu'à rajouté sur la meme plate - forme un réservoir de 800 m³.

Cote du réservoir : 366,80 N.G.A _____ cote radier

Niveau eau : 372,00 N.G.A _____ cote trop plein

Voir tableau N° XIII

6.4 . Calcul du réservoir au réseau N° 2

a) Volume global journalier et de : 4270 m³ / j

$$\text{Volume ne t} = 4270 \times 1.3 = 5551 \text{ m}^3 / \text{j}$$

Volume entier.

$$1245.89 + 442.49 = 1688.38 \text{ m}^3 / \text{j} \text{ (tableau XII)}$$

Pour la rése ve ince ndie, on ajoute 120 m³ / j

$$V = 1688.38 + 120 = 1808.38 \text{ m}^3$$

Pour cela on fait deux réservoir jumelés semi enterrés de 2 × 1000 m³

b Détermination de la cote du réservoir.

Le niveau pie zométrique NP $Z_0 \times h \times 2 \times J$

Z_0 cote du batiment à desservir

$h \times 2$ hauteur du robinet le plus défavorisé à alimenter dans le

batime t augmenté de 2 m

J , total de pertes d charge le long de la conduite

$$Z_0 = 258.95$$

$h \times 2 \times j$ peuvent etre pris égeaux pour un batiment à 3 étages $h \times 2 \times j = 20\text{m}$

d'ou

$$C_R = 258.95 + 20 = 278.95 = 280 \text{ m}$$

Pour le calcul de pertes de charges, on peut utiliser la longueur fluidodynamique.

$D = 400 \text{ mm}$ Pour une conduite forcée

$$Q = 113 \text{ l/s} \quad \xi = 1 \quad \underline{D_o} = 1,539$$

$$\varepsilon = 1 \text{ mm}$$

$$\Lambda = \frac{D}{D_o} = \left. \vphantom{\frac{D}{D_o}} \right\}$$

$$\varepsilon = 1 \text{ mm}$$

arbaque 8

$$\frac{Q}{V \cdot J}$$

$$\Lambda = \frac{0,400}{1,539} = 2,599 \text{ m} \quad \frac{Q}{V \cdot J} = 1,9500$$

$$\varepsilon = 1 \text{ mm}$$

$$J = 0,0035$$

$$\Delta H = JL = 0,0035 \times 650 = 2,275 \text{ m}$$

$$L = 650 \text{ m}$$

$$\Delta H = 2,28 \text{ m}$$

TABLEAU DETERMINANT LA CAPACITE DU RESERVOIR

RESEAU N° 1

TABLEAU N° XI

heures	VOLUMES (M3)		VOLUMES CUMULES		DIFFERENCES		
	A	C	A	C	x	-	
0 - 1	1.5	345	105.90	345	105.90	239.10	
1 - 2	1.5	"	105.90	690	211.80	478.20	
2 - 3	1.5	"	105.90	1035	317.70	717.30	
3 - 4	1.5	"	105.90	1380	423.60	956.40	
4 - 5	2.5	"	176.51	1725	600.11	1124.89	
5 - 6	3.5	"	247.11	2070	847.22	1222.78	
6 - 7	4.5	"	317.71	2415	1164.93	1250.07	
7 - 8	5.5	"	388.31	2760	1553.24	1206.76	
8 - 9	6.25	"	441.26	3105	1994.50	1110.50	
9 - 10	6.25	"	441.26	3450	2435.76	1014.24	
10 - 11	6.25	"	441.26	3795	2877.02	917.98	
11 - 12	6.25	"	441.26	4140	3318.28	821.72	
12 - 13	5.0	"	353.01	4485	3671.30	813.70	
13 - 14	5.0	"	353.01	4830	4024.31	805.69	
14 - 15	5.5	"	388.31	5175	4412.62	762.38	
15 - 16	6.0	"	423.61	5520	4836.23	683.71	
16 - 17	6.0	141.7	423.61	5661.7	5259.84	401.86	
17 - 18	5.5	"	388.31	5803.4	5648.15	155.25	
18 - 19	5.0	"	353.01	5945.1	6001.16		56.06
19 - 20	4.5	"	317.71	6086.8	6318.87		233.0
20 - 21	4.0	"	282.41	6228.5	6601.28		372.78
21 - 22	3.0	"	211.81	6370.2	6815.09		442.89
22 - 23	2.0	345	141.21	6715.2	6954.30		239.10
23 - 24	1.5	"	105.90	7060.2	7060.20		0.00

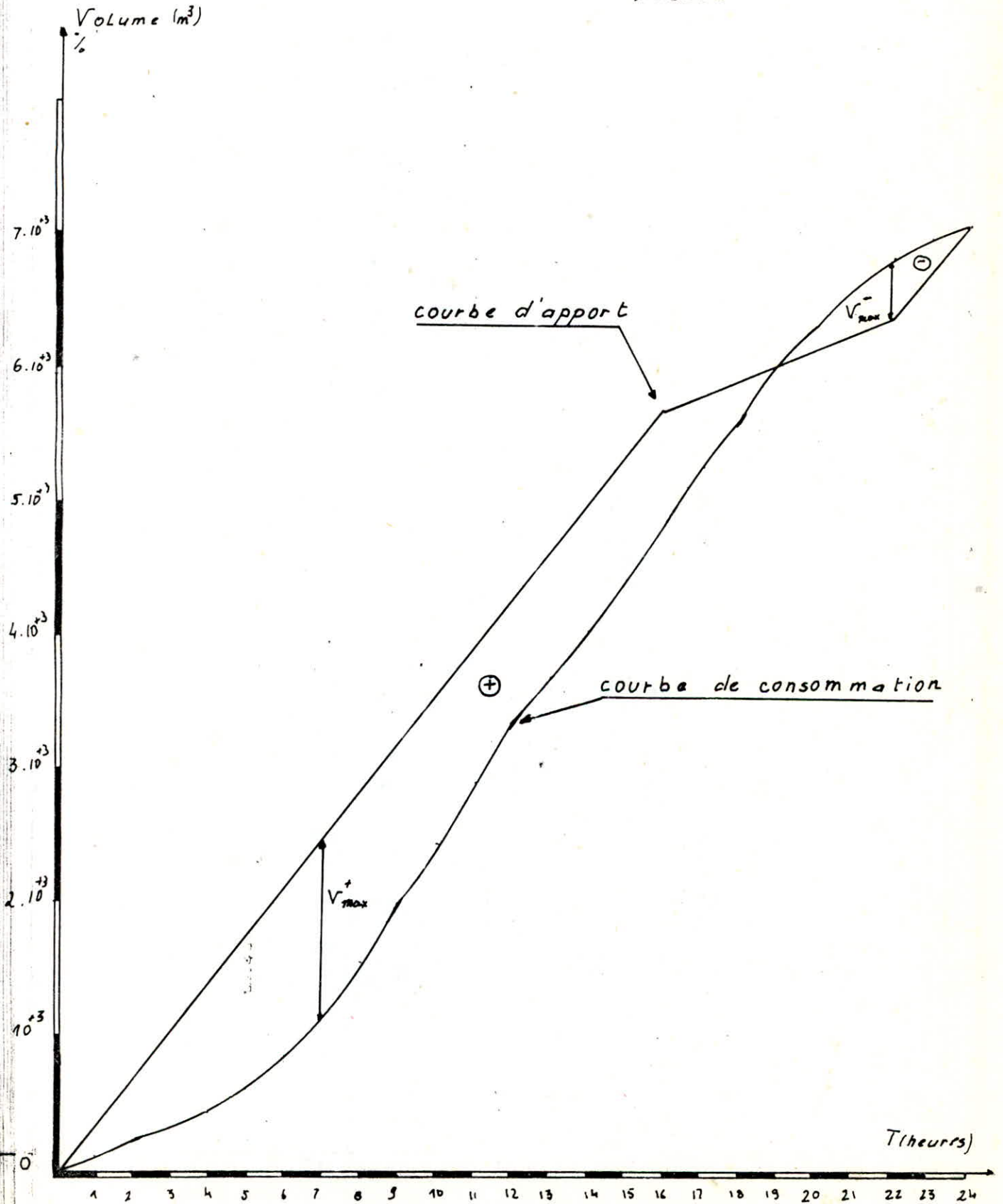
TABLEAU DETERMINANT LA CAPACITE DE RESERVOIR

RESEAU N° 2

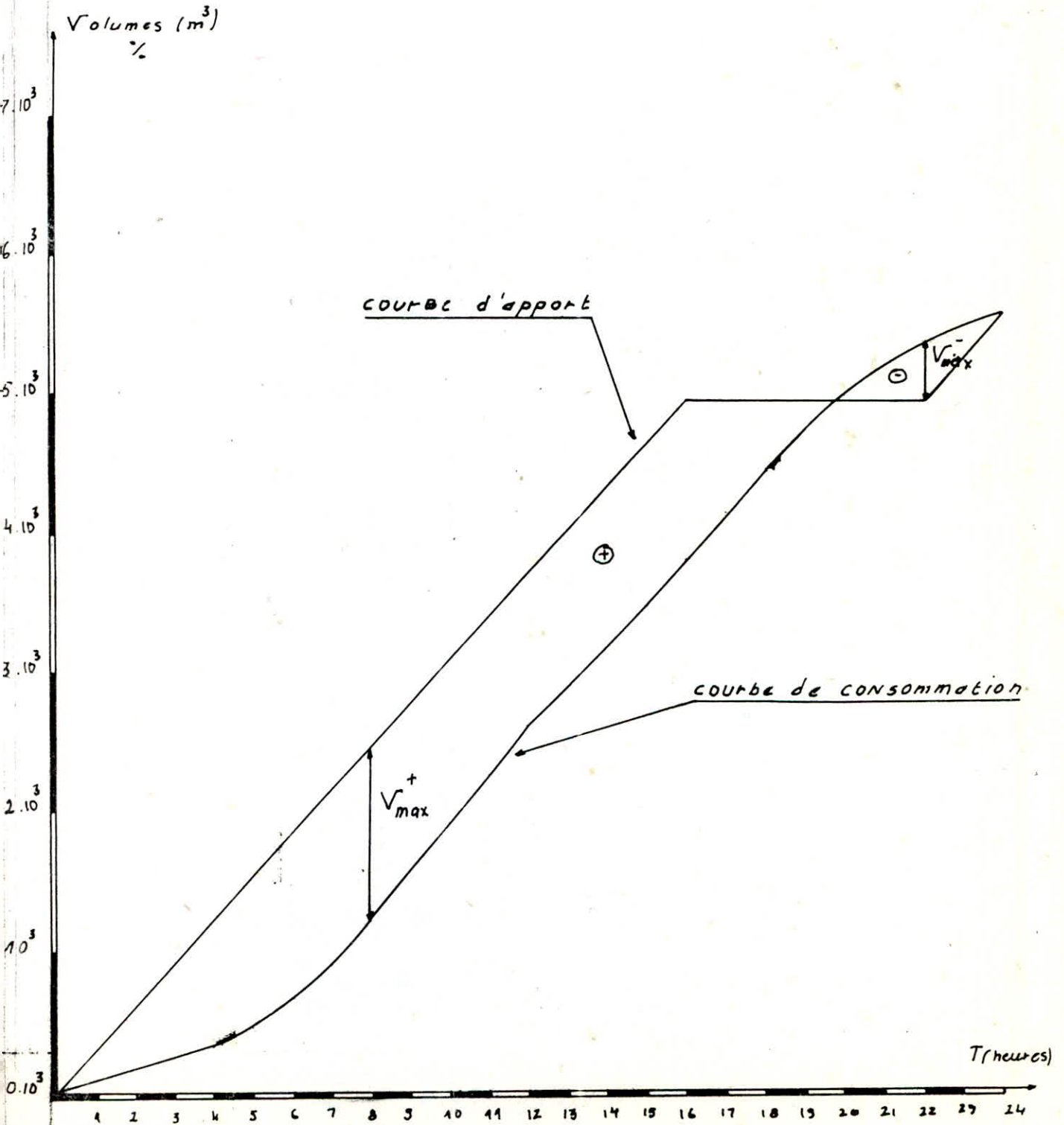
TAB XII

URES	A % H	VOLUMES (M3)		VOLUMES CUMULES		DIFFERENCES	
		A	C	A	C	+	-
0-1	1.5	308.39	83.27	308.39	83.27	225.12	
1-2	1.5	"	83.27	616.78	166.54	450.24	
2-3	1.5	"	83.27	925.18	249.81	675.37	
3-4	1.5	"	83.27	1233.57	333.08	900.49	
4-5	2.5	"	138.78	1541.97	471.86	1070.11	
5-6	3.5	"	194.29	1850.36	666.15	1184.21	
6-7	4.5	"	249.80	2158.76	915.95	1242.81	
7-8	5.5	"	305.31	2467.45	1221.266	1245.89	
8-9	6.25	"	346.94	2775.55	1568.20	1207.35	
9-10	6.25	"	346.94	3083.94	1915.14	1168.80	
10-11	6.25	"	346.94	3392.33	2262.08	1130.25	
11-12	6.25	"	346.94	3700.73	2609.02	1091.71	
12-13	5.0	"	277.55	4009.12	2886.57	1122.55	
13-14	5.0	"	277.55	4317.52	3164.12	1153.40	
14-15	5.5	"	305.31	4625.91	3469.43	1156.48	
15-16	6.0	0	333.07	4934.31	3802.50	1131.81	
17-18	5.5	0	305.31	4934.31	4440.88	798.74	
18-19	5.5	0	277.55	4934.31	4718.43	215.88	
19-20	4.5	0	249.80	4934.31	4968.23		33.92
20-21	4.0	0	222.04	2934.31	5190.27		255.96
21-22	3.0	0	166.53	4934.31	5356.80		422.49
22-23	2.0	308.39	111.02	5241.70	5467.82		225.12
23-24	1.5	"	83.27	5551.1	5551.1		0.00

Graphes déterminant la capacité du Reservoir
Réseau N°1



Graphes déterminant la capacité du Reservoir
 Réseau N°2



7. ETUDE DE LA CONDUITE DE REFOULE ENT.7.1. GENERALITES :

La conduite de refoulement projetée concerne le réseau n°2.
Le réseau n° 1 étant alimenté actuellement par une source importante
15 l/s et un puit de 15,28 l/s.

Les prévisions pour l'horizon 2010 prévoit un fonctionnement quasi-
indépendant du réseau n° 2, avec un volume journalier de 5551,1 m³.
Cet apport devra provenir d'un forage en bordure de la soummam.

Un profil du cheminement de la conduite du forage prévu au réservoir
est établi à partir de la carte 1/25.000 d' AKBOU (PL.5). On

7.2. CALCULS :

$$- Q \text{ max} = 5551,1 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q \text{ 18 h} = 85,67 \text{ l/s.}$$

- DIAMETRE DE LA CONDUITE .

Il est donné par la formule de Bresse :

$$D = 1,5 \sqrt[3]{Q \text{ 18}}$$

$$D = 1,5 \sqrt[3]{0,0857} = 0,439 \text{ m}$$

On choisit un diamètre normalisé à 400 mm et on déduit une vitesse
moyenne de 0,68 m/s.

- HAUTEUR DE REFOULEMENT :

La hauteur manométrique totale de refoulement est calculée comme suit :

$$H.M.T. = H G + N D + P. \text{ de } C.$$

HG = 77 m hauteur géométrique de refoulement.

ND = \varnothing : niveau de la pompe des forages.

P d. C = perte de charge totale.

Les pertes de charge sont calculés suivant la méthode de la longueur
fluidodynamique en conduite forcée .

. . . / . . .

$$D_o = 1,539 \text{ ET} \quad \xi = 1$$

$$\lambda = \frac{D}{D_o} = \frac{0,400}{1,539} = 2,599 \text{ m}^3 \quad \underline{2,6}$$

$$\lambda = 2,6 \quad \left. \begin{array}{l} \text{) Abaque 8a} \\ \text{) } \frac{Q}{(\sqrt{j})} = 2,4 \end{array} \right\}$$

$$g = 1 \text{ mm}$$

$$j = \frac{Q^2}{(2,4)^2} = 0,001284 \text{ m/m}$$

$$hr = L \times j = 0,001284 \times 1900 = 2,45 \text{ m}$$

Les pertes de charges singulières sont estimées à 15% DE hr soit 0,368

P de C = 2,817 m \simeq 3 m

La hauteur totale est donc estimée à 80 m.

La puissance de la pompe à installée est :

$$P = \frac{9,81 \times Q \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0857 \times 80}{0,8} = \underline{84,07 \text{ Kw}}$$

$$\eta = \text{Rendement du moteur} = 0,8$$

Cette puissance est calculée à titre indicatif car on ne connaît par le niveau de la pompe dans le forage ni le niveau de rabattement.

7.3. PROTECTION DE LA CONDUITE .

Le réseau de conduite doit être protégé contre la corrosion et le phénomène du coup de bélier.

Dans cette étude nous attacherons à étudier la protection contre le coup de bélier principalement pour la conduite de refoulement afin de pallier les effet sur les stations électromécanique de pompage.

... / ...

7.4 CALCUL DU COUP DE BELIER.

L'arrêt instantané d'une pompe crée un phénomène oscillatoire dans la conduite qui entraîne une très grande variation de la pression. La variation de la pression est donnée par la formule de JOUKOWSKY (arrêt brusque).

$$h_{\max} = \frac{V_0 \cdot C}{g}$$

V_0 = Vitesse de l'eau dans la conduite immédiatement avant le début du phénomène.

g = Accélération de la pesanteur.

c = Célérité de l'onde ou vitesse de propagation donné par la formule d'ALIEVI.

$$c = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{K}{E} \times \frac{d}{e}}}$$

K = Module de compression de l'eau.

E = Module d'élasticité du matériau constitutif de la conduite.

d = diamètre de la conduite.

e = épaisseur de la paroi.

- Caractéristiques de la conduite de refoulement :

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

$$V_0 = 0,68 \text{ m/s}$$

$$L = 1900 \text{ m}$$

$$K/E = 1/100$$

$$\frac{K}{E} = \frac{1}{100} \times d = 4 \text{ mm}$$

- Surpression de la conduite .

$$\Delta h_{\max} = \frac{V_0 \cdot C}{g} = \frac{1004,09 \times 0,68}{9,8} = 69,67 \text{ m} \approx 7 \text{ bar}$$

$$c = 1004,09 \text{ m/s}$$

V_0 : vitesse de l'eau dans la conduite immédiatement avant le début du phénomène provoquant le coup de bélier:

g = Accélération de la pesanteur.

c = Celerité.

Période d'oscillations .

41

$$t = \frac{2 L}{C} = \frac{2 \times 1900}{1004,09} = 3,78 \text{ P}$$

Pour des manoeuvres manuels :

Pour éviter l'apparition d'un coup de bélier très fort (7 bars) faut que le temps de fermeture de la vanne soit supérieure au t qui est égale à 3,78 s. Dans ce cas et si on peut admettre que le changement de vitesse est linéaire.

$$\text{Le } \Delta p = \frac{2 \rho L D V}{t g} \text{ d'où}$$

$$t_f \gg \frac{2 \rho L D V}{D p} = \frac{2 \times 10^3 \times 1900 \times 0,68}{210^5} = 12,92 \text{ s}$$

7.5 . RESERVOIRS 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 pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordé au refoulement immédiatement à l'aval du clapet.

Ce dispositif est excessivement simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

CALCUL SIMPLIFIÉ D'UN RESERVOIR D'AIR .

A. Vibert évalue à une expression relativement simple qui donne le volume V_0 de l'air contenu dans la cloche.

L'expression donnant U_0 est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2g z_0} \frac{L S}{f \left(\frac{L}{z_0} \right)}$$

U_0 = volume de l'air en m³

L = Longueur de la conduite en m

S = section de la conduite en m²

... / ...

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

L'expression donnant U_0 a fait l'objet d'un Abaque de A. VIBERT
est donné en page n° -

Pour l'établissement de cet abaque, la formule a été mise sous
la suivante :

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

En posant $\frac{V_0^2}{2g} = h_0$

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{h_0}{Z_0} \frac{1}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

Ces expressions se retrouvent sur les 3 échelles de l'abaque.

$$L = 1900 \text{ m} \quad V = 0,68 \text{ m/s}$$

$$D = 0,400 \text{ m}$$

$$\text{Section} = \frac{MD^2}{4} = 0,1257 \text{ m}^2$$

$$\text{Débit} = 0,1257 \times 0,68 = 0,085 \text{ m}^3/\text{s}$$

Volume de la conduite :

$$V = 1900 \times 0,1257 = 238,76 \text{ m}^3 \quad \underline{\quad} \quad 239 \text{ m}^3$$

Hauteur géométrique de refoulement = 80 m

$$\frac{C V_0}{g} = \frac{1004,09 \times 0,68}{9,8} = 70 \text{ m d'eau}$$

Au moment du retour de l'onde, la pression de l'onde peut atteindre :

$$80 + 70 = 150 \text{ m d'eau} = 15 \text{ Bars.}$$

Si l'on s'impose de ne pas dépasser pour la conduite une pression de 12 bars
ou 120 m d'eau.

... / ...

Le calcul du réservoir s'effectuera comme suit

$$Z_0 = 80 + 10 \gamma = 90 \text{ m}$$

$$Z_{\text{max}} = 120 + 10 = 130 \text{ m}$$

$$\frac{Z_{\text{max}} \times K}{Z_0} = \frac{130}{90} = 1,44$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{0,60^2}{2 \times 9,8} = 0,024$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = \frac{0,024}{90} = 0,0003$$

Les alignements 1,44 sur l'échelle $\frac{Z_{\text{max}}}{Z_0}$ et 0,0003 sur l'échelle $\frac{h_0}{Z_0}$ donnent sur l'abaque :

$$\frac{U_0}{IS} = 3,610^{-3}$$

$$\text{soit } U_0 = 1,259 \times 3,610^{-3}$$

$$U_0 = 0,860 \text{ m}^3$$

$$\frac{Z_{\text{min}}}{Z_0} = 0,685$$

$$U_{\text{max}} = \frac{U_0}{0,685} = 1,255 \text{ m}^3$$

$$U_{\text{min}} = 0,860$$

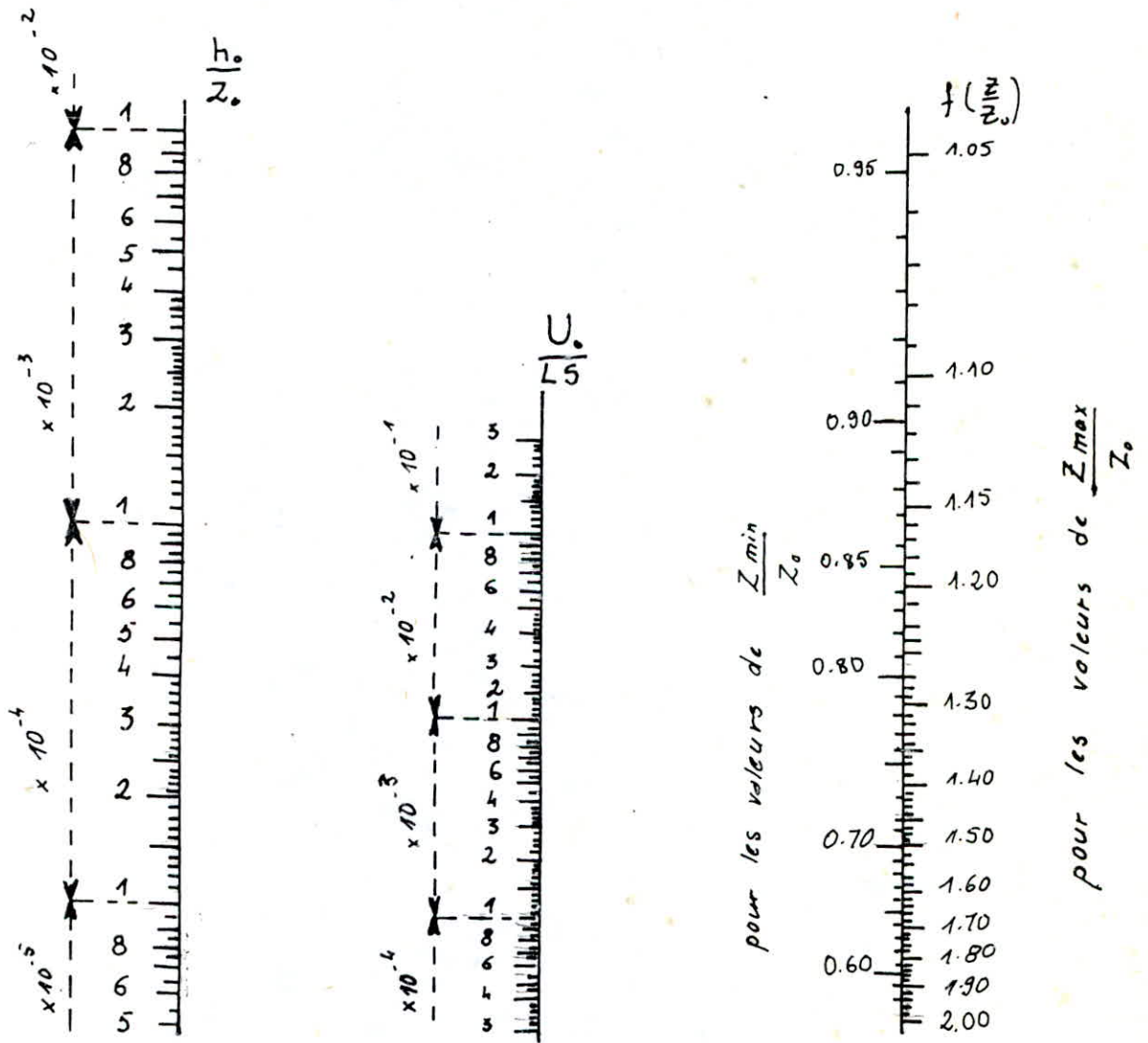
$$\text{Volume réservoir} > 1,255 \text{ m}^3$$

... / ...

ABAOUE

DE M. VIBERT

Pour le calcul simplifié des reservoirs d'air



RACCORDEMENT DES DEUX RESEAUX (N°1 et N°2)

a) Le raccordement est prévu dans deux endroits différents.

1° Il se fait par le Noeud 2 du deuxième réseau.

2° Il se fait par la conduite ramifiée du même réseau.

Le noeud N°2 sera connecté au noeud K du premier réseau.

Le noeud L du premier réseau sera connecté directement sur la conduite ramifiée/.

Nous prévoyons ce raccordement en cas de panne du réseau II pour pallier à un retard prolongé dans la distribution.

b) Calcul de la connexion .

- Côte Piézométrique du Noeud 2 = 276,09 m
- Pression au sol du noeud 2 = 26.65 m
- Côte piezométrique du noeud K = 319,77 m
- Pression au sol du noeud K = 49.06 m
- Côte piezométrique du noeud L = 322,49 m
- Pression au sol du noeud L = 48.59 m
- Côte piezométrique du noeud 1 = 277,72 m
- Pression au sol du noeud 1 = 26.65 m

Calcul du diamètre de la conduite de Jonction ϕ Economique.

D'après la formule de Bresse.

$$D = 1,5 \sqrt[3]{\frac{Q}{\rho}}$$

Le débit qui transite par cette conduite est de 60 l/s

$$Q = 0,06 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 1,5 \sqrt[3]{0,06} = \phi = 0,367 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé $\phi = 300 \text{ mm}$

on calcul les pertes de charges j.

$$= \frac{ab \lambda}{Do}; Do = 1.539$$

$$\lambda = \frac{D}{Do} = \frac{0,300}{1.539} = 0,1949 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = 1 \text{ mm} \\ \lambda = 0,1949 \end{array} \right\} \frac{Q}{\sqrt{j}} = 1.08 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q^2 = j 1,08^2 = j \frac{Q^2}{1,08^2} = \frac{0,06^2}{1,08^2} = 0,003086$$

$$Q = V.S \Rightarrow V = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = 0,85 \text{ m/s}$$

Calcul de la P.D.C

$$DH_{\text{tot}} = DH_f = DH_S$$

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

$$DH_S = 0,15 DH_f$$

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

$$DH_{\text{tot}} = 1,15 (1,14 - 0,86 \text{ en } 1/300)^{-2} \times \frac{100}{0,3} \left(\frac{0,85}{19,6} \right)^2 = 0,3866 \text{ m}$$

Vérification du Régime

$$\frac{\epsilon}{DH} = \frac{1}{300} = 0,0033$$

$$Re = 0,85 \times 0,3 \cdot 10^6 = \frac{VD}{\nu} = 0,25510^6 \quad \left. \begin{array}{l} \text{)} \\ \text{Régime turbulent, rugueux.} \\ \text{(} \end{array} \right\}$$

REMARQUE /

La longueur de la conduite de connection est de :

$$/ \frac{L}{\quad} = 100 \text{ m} /$$

Pour l'autre accordement, le même principe peut être appliqué.

TABLEAU SOMMAIRE DES TRAVAUX.

Ce devis quantitatif est donné à titre indicatif pour une estimation rapide avant la mise en exécution des travaux.

Reseau n°1 et 2:

Tronçon de conduites	Longueur en M.L.	Diametre en M.M.	Vanne (unite)	Bouche d'incendie	déblai en M3	Remblai en M3
A - B	683,6	300	2	/	752	558,72
B - C	281,82	150	2	1	310	288,08
C - D	74,54	80	1	/	82	80,35
D - A	536,40	300	1	/	590	423,18
B - E	332,7	250	1	2	366	294,14
E - F	278,18	200	1	2	306	267,55
F - C	470,9	150	2	1	518	481,38
E - G	360	100	1	1	396	383,56
G - H	450,91	100	2	1	496	480,42
H - F	127,30	100	1	/	140	135,6
I - J	987,30	80	1	/	1086	1064,16
G - IX	43,64	100	/	1	48	46,49
J - K	596,40	80	1	2	656	642,81
K - H	96,40	100	1	1	106	102,67

K - L	672,8	200	1	/	740	647
L - M	707,3	250	1	1	778	625,24
M - D	498,18	300	1	4	558	393
J - I	114,54	80	2	1	126	123,47
1 - 2	476,4	300	1	1	524	490,33
2 - 3	487,3	200	2	1	536	520,69
3 - 4	354,6	80	2	1	390	389,9
4 - 5	527,3	100	2	2	580	575,44
5 - 6	90,9	200	1	/	100	96,86
6 - 7	636,4	200	2	2	700	678
7 - 8	505,4	250	2	/	556	446,83
8 - 9	169	300	2	/	186	133,4
9 - 1	509	300	1	/	560	401,66
8 - 2	363,64	150	2	/	400	371,7
6 - 8	400	200	1	//	440	384,7
3 - 5	243,64	100	2	/	268	259,58

Dans le cadre de cette étude nous avons essayé de projéter un réseau d'alimentation en eau potable pour l'horizon 2010.

Cerner le problème de la distribution dans une ville en pleine expansion comme AKBOU est une tâche difficile dans la mesure où il y a manque de données de base : recensement de la population , schéma général d'urbanisation ;.....

Néanmoins , nous pensons avec ce projet avoir apporté une contribution à la résolution du problème d'eau de la ville.

Une estimation des besoins ainsi qu'un tracé des réseaux ont été établis. Les calculs de conduite du réseau ont été menés de manière à satisfaire aux normes en vigueur dans la distribution (pression , vitesse...).

Sur la base d'approximation successives avec des diamètres normalisés des différentes conduites.

La distribution a été étudiée en deux réseaux quasi-indépendant du fait du relief accidenté de la ville afin de limiter la pression très forte en contre-bas.

Notons que deux réducteurs de pression sont prévus en tête du réseau 1 sur les deux conduites principales.

L'exécution de ce projet nécessite une mise à jour par un tracé des conduites intérieures des mailles que le temps et les moyens de calcul (ordinateurs) ne nous ont pas permis de faire. ~~6~~

B I B L I O G R A P H I E

- G. LAPRAY (1939) théorie de la longueur fluidodynamique.
- C. GOMELLA et H. GUERREE : (1980) : la distribution d'...
agglomérations urbaines et rurales : EYROLLES -PARIS-
- A. DUPONT (1979) Hydraulique urbaine tome II EYROLLES -
- A. CAUVIN - H. GUERREE (1978) Elément d'hydraulique -
- M CARLIER (1972) . Hydraulique générale et appliquée EYROLLES -

PH 00883
- 07 -

république algérienne démocratique et populaire

U.S.T.H.B.

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'EL-HARRACH

PROJET DE FIN D'ÉTUDE

ÉTUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

DE LA VILLE DE AKBOU

SCHEMA DES RESEAUX

مخطط التوزيع
DE DISTRIBUTION
المدى
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

révisé par les étudiants

L. BOUALI

C. MATSA

révisé par le professeur

B. TRYSKO

PLANCHE

N.7

ech: 1/5000

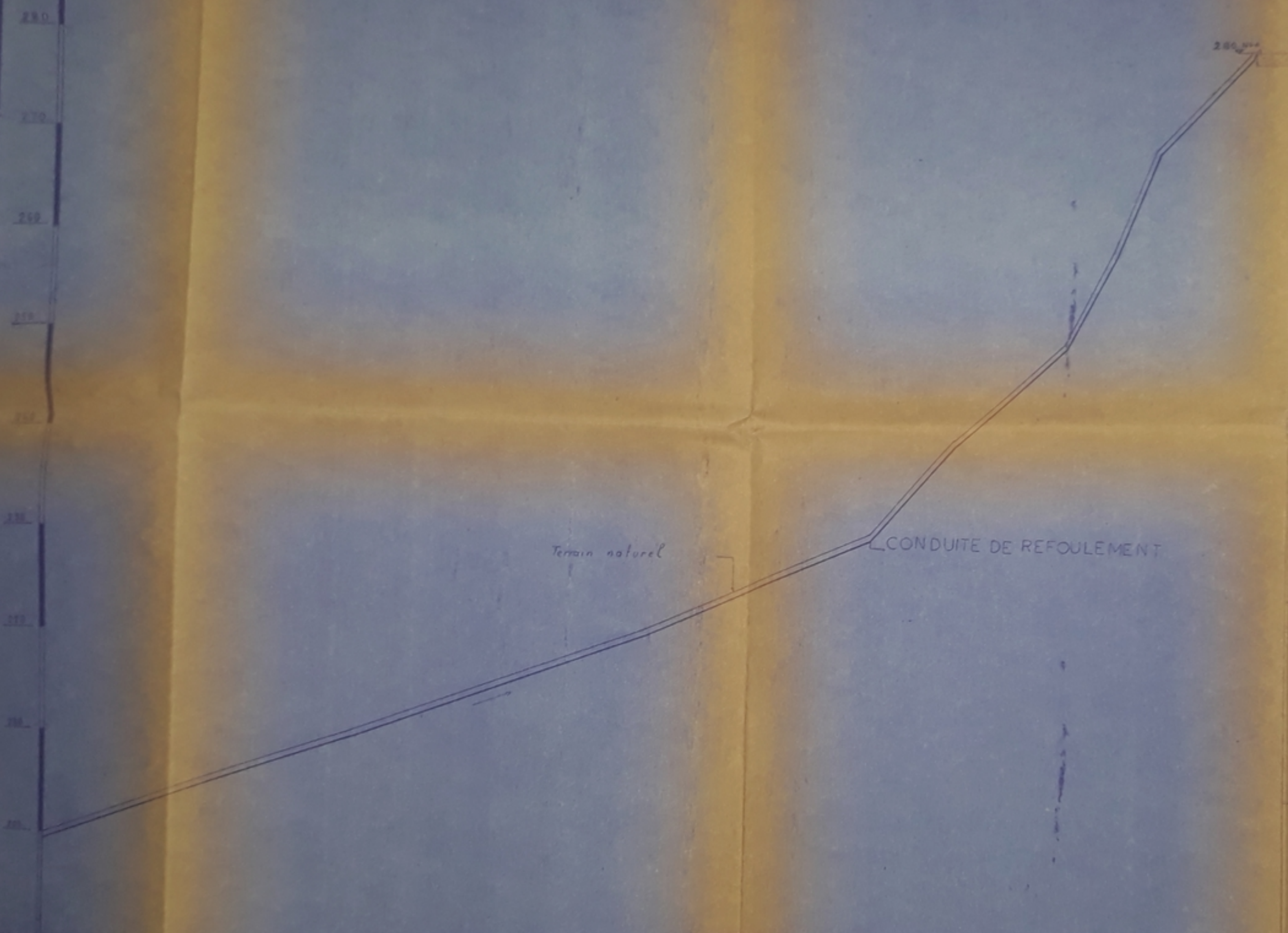
proposé par

O. MW

BF JATA



M (m) cote de TN 1964



PH 00783
-5-

republique algerienne democratique et populaire

U.S.T.H.B.

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'EL-HARRACH

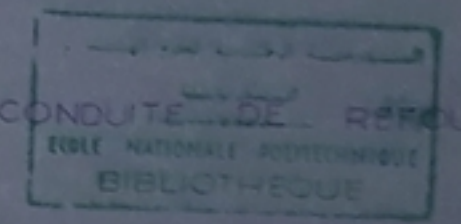
PROJET DE FIN D'ETUDE

ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

DE LA VILLE DE ARBOU

TRACE DU PROFIL EN LONG

DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT



POINTS	1	2	3	4	5	6	7
DISTANCE	487,5	450	362,5	212,5	95	80	625
POINTS	280	280	280	280	280	280	280
DIAMETRE	Ø 400						
PROFIL	0,04%						

etudie par les etudiants
L. BOUALI
C. MATSA
dirige par le professeur
B. UTRYSKO

PLANCHE
N°5

proposé par
D.H.W.
B.F. JAWA

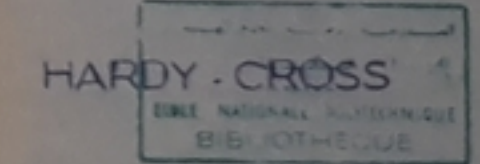
Table with columns for approximation levels (1st, 2nd, 3rd, 4th) and various data points (Q, CP, etc.). The table is divided into sections I, II, III, IV, and V.

U.S.T.H.B.

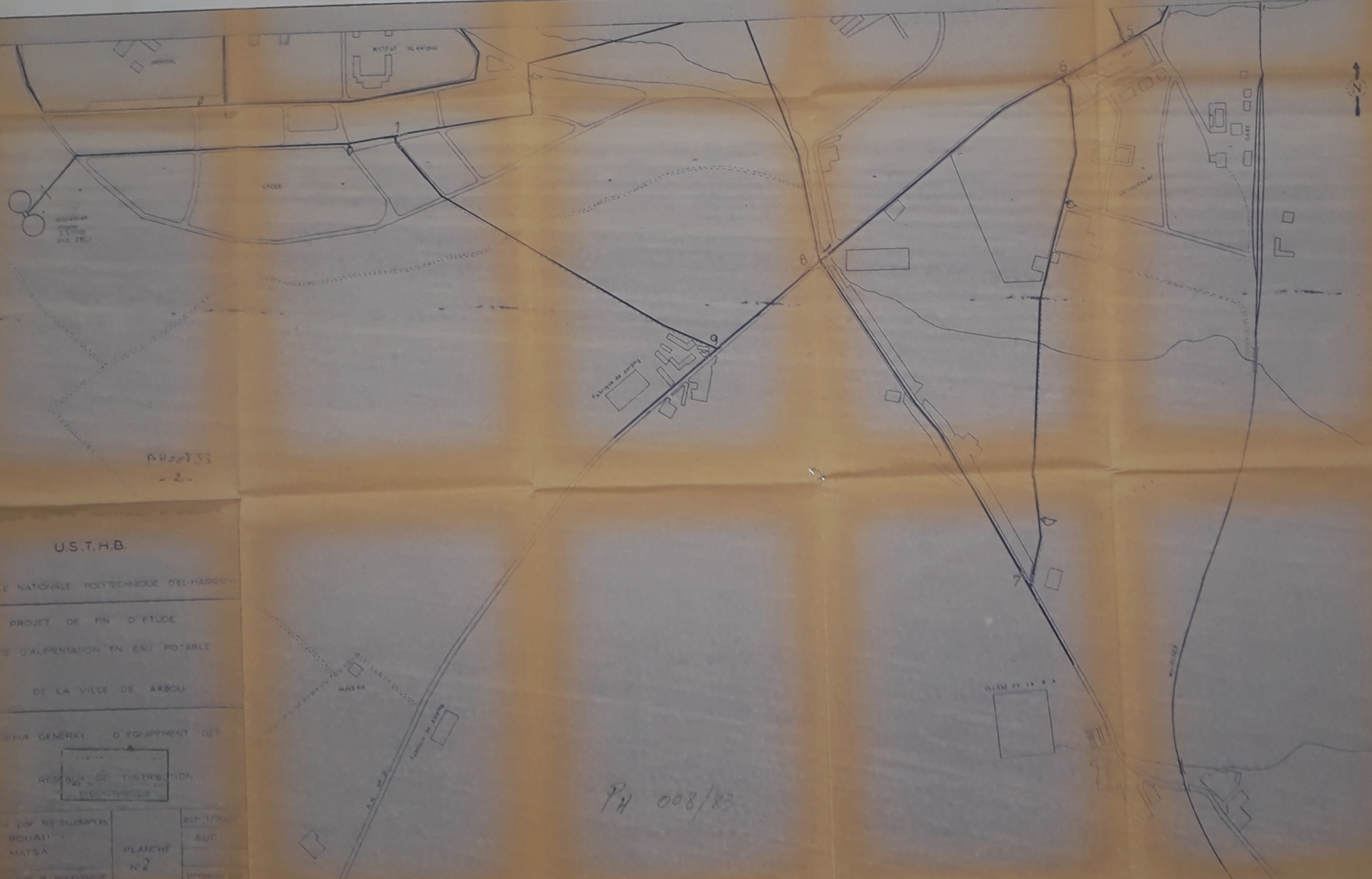
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'EL-HARRACH

PROJET DE FIN D'ETUDE
ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DE LA VILLE DE AKBOU

CALCUL DU RESEAU N°1 PAR LA METHODE



étudié par les étudiantes
L. BOUALI
C. MATSA
proposé par le professeur
B. UTRISKO
PLANCHE N°3



PH00753
-2-

U.S.T.H.B.

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'EL-HARRACH

PROJET DE FIN D'ÉTUDE

RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

DE LA VILLE DE ARBOU

SCHEMA GENERAL D'EQUIPEMENT DES

RESERVOIR DE DISTRIBUTION

ÉLABORÉ PAR M. MATSA

PLANCHE
N°2

SCHEMA

SUD

1/500

1983

PH 008/83

