

H.4.2 Caudales Observados

Los caudales observados en las estaciones Piñán y Pantaví están señalados en las Tablas H.4.4 y H.4.5, respectivamente.

Tabla H.4.4 Caudales Observados en la Estación Piñán (A = 63.2 km²)

(m³/s)

Mes	Año	86	87	88	89	90	91	Promedio	
								/63.2 km ²	/100 km ²
Enc		2.97	3.18	2.20	-	1.52	1.65	2.30	3.65
Feb		3.36	2.16	2.47	5.64	1.85	1.47	2.82	4.47
Mzo		-	2.69	2.29	4.65	2.02	3.59	3.03	4.79
Abr		-	3.06	4.14	3.02	3.43	2.22	3.17	5.02
Mayo		-	4.24	3.17	4.42	-	-	3.94	6.24
Jun		-	1.72	2.53	2.42	-	1.25	1.98	3.13
Jul		-	1.36	2.18	2.16	-	1.09	1.70	2.69
Agost		-	1.32	1.63	1.92	1.61	1.11	1.52	2.40
Sept		1.23	1.19	1.58	-	1.61	1.27	1.41	2.18
Oct		2.10	1.73	-	-	2.22	1.57	1.91	3.02
Nov		3.38	1.80	-	1.74	1.35	2.83	2.22	3.52
Dic		2.34	1.33	-	1.28	1.18	3.20	1.87	2.95
Promedio		-	2.15	-	-	-	-	2.32	3.67

Tabla H.4.5 Caudales Observados en la Estación Pantaví (A = 18.7 km²)

(m³/s)

Mes	Año	86	87	88	89	90	91	Promedio	
								/18.7 km ²	/100 km ²
Enc		-	0.112	0.095	0.589	0.178	-	0.240	1.28
Feb		-	0.095	0.217	0.542	0.328	-	0.290	1.58
Mzo		-	0.165	0.130	0.628	0.211	-	0.284	1.52
Abr		-	0.129	0.609	0.317	0.398	-	0.363	1.94
Mayo		0.274	0.560	-	0.357	0.310	-	0.375	2.01
Jun		0.106	0.095	-	0.263	0.114	-	0.145	0.77
Jul		0.054	0.042	-	0.136	0.089	-	0.080	0.43
Agost		0.043	0.038	0.046	0.080	0.035	-	0.048	0.26
Sept		0.029	0.099	0.094	0.096	0.022	-	0.068	0.36
Oct		0.121	0.142	0.196	0.199	-	-	0.165	0.88
Nov		0.232	0.068	0.603	0.093	0.027	-	0.205	1.09
Dic		0.134	0.084	0.578	0.074	-	-	0.218	1.16
Promedio		- 0.137	-	0.280	-	-	-	0.207	1.11

Nota: El análisis del balance de agua se realizó en base de los datos registrados durante 6 años, desde 1986 a 1991. (Los datos del 1992 no son representativos)

H.4.3 Estimación de Caudal

En los datos de caudales, existe falta de observaciones. Con el fin de realizar el cálculo de balance hídrico se han realizado las estimaciones de datos con los datos disponibles. Para obtener una mejor aproximación, se han comparado dos alternativas; 1) Correlaciones de los datos de los ríos Piñán y Pantaví, 2) Correlación entre el caudal del río Piñán y la precipitación de Apuela. Analizando estos, se ha concluido que la aproximación de caudal utilizando el método de la correlación entre dos ríos tiene mejor aproximación que el de la correlación entre precipitación y caudal. Los detalles se explican a continuación.

(1) Correlación entre los caudales de los ríos Piñán y Pantaví

En la Fig H.4.1 se muestra la correlación de los caudales mensuales y en la Fig. H.4.2 se indica la curva de duración de caudal específico de los ríos Piñán y Pantaví.

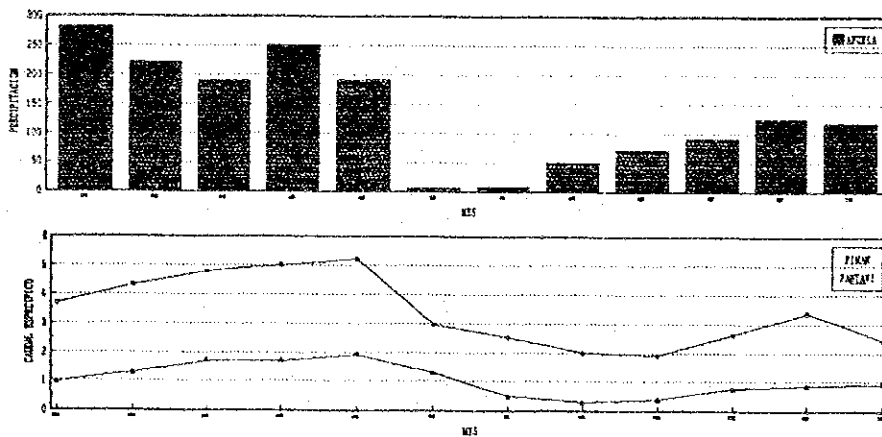


Fig. H.4.1 Caudales Medios Mensuales de los Ríos Piñán y Pantaví

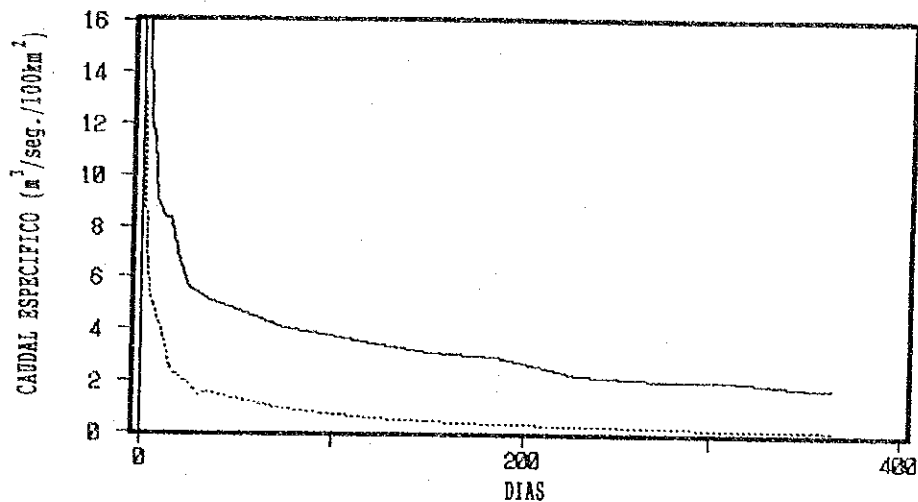


Fig. H.4.2 Curva de Duración de los Caudales Específicos de los Ríos Piñán y Pantaví

Se puede observar que existe gran diferencia entre los caudales específicos de los ríos Piñán y Pantaví, y que en el río Piñán se observa que la curva del caudal es estable.(ver Fig.H.4.1)

El caudal que se registra en la estación del río Pantaví es bajo y se puede suponer que existe una infiltración. En la estación del río Salado el caudal que se registra es bastante mayor que en el río Pantaví, siendo las áreas de las cuencas semejantes. Los valores obtenidos en la estación del río Salado varían de 0.5 a 1.0 m³/s/100 km². Por lo tanto, para calcular el caudal de la boca de toma, aguas abajo del río Pantaví se necesita realizar un estudio más detallado de dicho río.

Con el resultado de las mediciones simultáneas del caudal en la bocatoma y la estación se verificó este punto y se pudo observar claramente la filtración del agua del río alrededor de la estación Pantaví.

Actualmente el INERHI está realizando las mediciones de caudal en el sitio de la bocatoma, por consiguiente, basado en estos datos se calculará nuevamente el caudal del río Pantaví, por lo que se necesita instalar una nueva estación en la bocatoma del río Pantaví, para tener una mejor información, una estadística de un período más prolongado. Los ríos Pantaví y Piñán tienen huellas de inundación muy bajas.

Los datos observados en la estación Pantaví tienen buena correlación con los datos de la estación hidrométrica del Piñán, a pesar de que los datos de la estación Pantaví no son correctos, debido a la existencia de corrientes subterráneas.

$$Q_i = 0.472 \times Q_n - 0.74 \quad (r = 0.827)$$

Donde: Q_i = caudal del Pantaví ($m^3/s/100km^2$)
 Q_n = caudal del Piñán ($m^3/s/100km^2$)

(2) Correlación entre Caudales y Precipitaciones

En las cercanías de las estaciones hidrométricas se encuentran las estaciones pluviométricas de Lita, Apuela y Tumbabiro. En la Fig. H.4.3 se indica la ubicación de las estaciones pluviométricas.

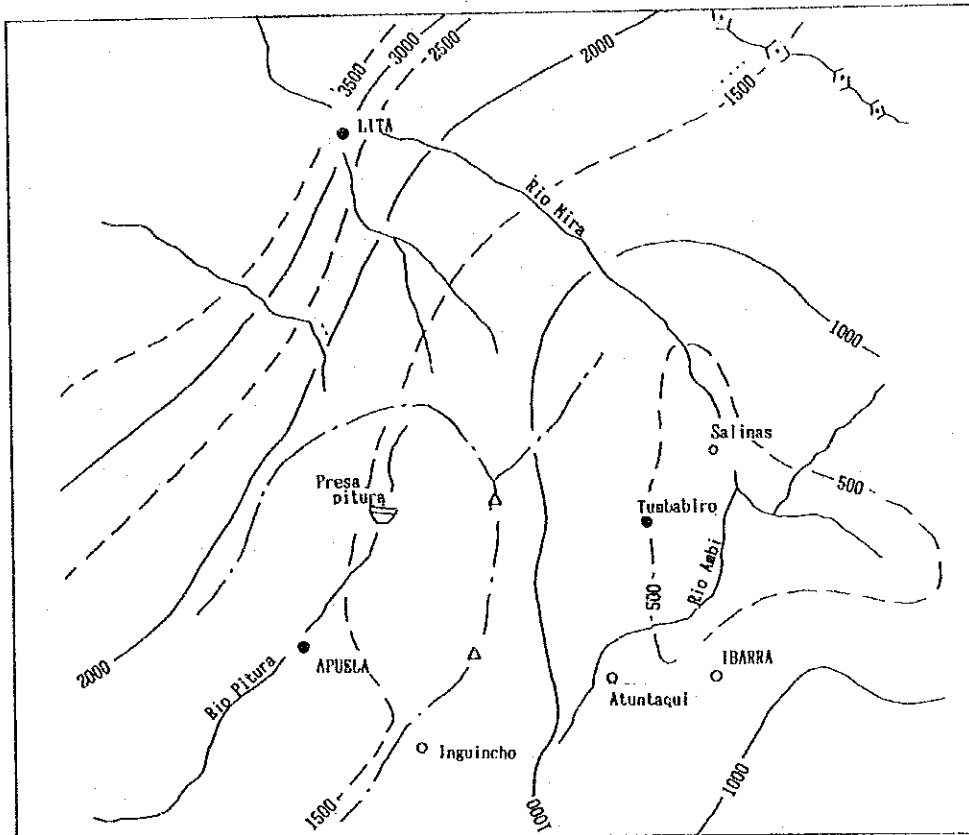


Fig. H.4.3 Ubicación de las Estaciones Pluviométricas

Los datos de las precipitaciones en Apuela y Lita se encuentran en la Tabla H.4.6 y Tabla H.4.7, respectivamente.

Tabla H.4.6 Precipitaciones Mensuales

Estación Apuela

	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	年
	mm												
1965	289	172	133	339	133	15	4	0	81	139	250	212	1767
66	110	64	142	93	189	52	45	12	37	215	297	193	1449
67	318	218	139	301	161	39	41	2	31	162	20	147	1579
68	180	215	185	305	39	49	34	28	154	89	92	51	1421
69	278	214	229	476	174	147	4	13	106	73	225	189	2128
70	131	326	231	300	194	41	21	17	100	81	184	170	1796
71	309	332	363	169	163	117	4	23	74	171	58	108	1891
72	225	228	228	214	153	83	31	103	66	91	305	142	1869
73	87	89	188	325	242	75	25	71	129	105	81	205	1622
74	235	354	278	149	90	62	16	0	113	206	192	168	1863
75	151	352	234	182	168	81	111	38	42	170	98	18	1645
76	174	152	312	274	188	96	3	2	44	39	155	193	1632
77	128	96	299	120	69	56	28	51	89	82	88	145	1251
78	142	157	179	227	122	25	54	2	71	20	60	230	1289
79	230	104	261	214	201	45	15	114	152	63	82	34	1515
80	248	338	213	263	74	36	3	20	17	111	60	115	1498
81	206	191	337	318	103	11	32	83	15	81	146	211	1734
82	285.9	297.1	244.3	328.1	276.5	8.5	18.8	3.9	117.6	347.4	418.7	333.9	2680.7
83	206.0	99.6	436.0	530.3	125.3	19.4	11.7	53.2	13.8	107.8	177.3	200.8	1981.2
84	196.8	341.6	375.0	410.6	101.6	47.2	21.6	34.6	171.8	198.4	122.1	221.9	2243.2
85	243.2	141.2	162.7	190.0	154.7	56.3	1.7	14.2	55.0	27.1	50.9	197.0	1294.0
86	290.4	221.6	216.7	253.4	159.0	18.3	0.0	2.8	42.3	134.6	220.5	251.3	1810.9
87	197.3	185.1	150.1	123.3	247.6	0.0	6.2	(28.0)	90.4	50.5	0.0	9.4	(1059.9)
88	357.3	255.9	203.3	378.4	165.9	85.4	85.3	18.5	108.2	84.8	156.6	92.9	1992.5
89	297.5	195.6	320.3	153.9	-	95.3	-	5.8	70.3	137.4	16.8	88.4	-
55-89	221	214	242	265	148	54	25	28	80	119	142	157	1598
55-84	206	217	250	277	148	55	26	34	81	128	156	164	1743
Promedio	66.8	97.6	81.1	109.6	58.1	35.2	24.2	34.2	47.4	73.9	99.5	72.2	332.0
Desviac	0.323	0.450	0.324	0.396	0.392	0.637	0.927	1.021	0.584	0.579	0.640	0.439	0.190

Estación Lita

	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	年
	mm												
1965	356	149	186	440	289	53	42	56	340	411	576	338	3236
66	277	328	308	300	516	324	130	130	220	511	694	393	4131
67	476	431	381	326	495	234	182	60	81	302	40	345	3353
68	205	363	262	512	153	204	153	249	324	330	337	211	3303
69	350	336	281	650	263	248	31	102	268	440	379	539	3887
70	402	453	289	289	473	178	109	211	146	338	383	542	3813
71	579	556	456	371	525	520	105	164	542	457	197	343	4815
72	613	241	605	620	336	201	113	245	259	472	399	533	4637
73	166	358	230	421	518	576	191	340	350	312	175	336	3973
74	355	444	503	466	424	311	239	276	323	623	565	411	4940
75	222	505	385	562	682	253	517	237	327	402	143	210	4445
76	473	246	319	436	226	160	9	91	96	171	455	415	3097
77	288	96	323	244	252	135	87	174	194	214	129	307	2443
78	120	112	302	530	246	206	115	15	173	251	393	316	2779
79	114	346	466	310	474	71	51	133	278	58	223	200	2724
80	547	417	246	501	237	117	40	81	115	306	244	278	3129
81	363	303	388	409	608	96	190	192	58	304	248	228	3387
82	424	269	377	394	534	160	86	32	280	488	358	248	3650
83	112	131	240	164	112	21	10	156	117	421	451	506	2441
84	328	420	316	346	330	204	136	101	340	330	176	28	3055
55-84	339	325	343	415	385	214	127	152	242	357	328	336	3562
Promedio	148.9	128.7	101.0	122.5	155.9	136.0	109.2	85.8	117.2	126.2	164.9	129.5	735.0
Desviac	0.440	0.396	0.294	0.295	0.405	0.637	0.861	0.564	0.485	0.354	0.502	0.385	0.206

Dentro del área beneficiada, existen varias estaciones de observación climatológica. Sin embargo, se juzga que no es aprovechable para el cálculo por su característica de lluvia y su valor debido los factores topográficos. Tomando ésto en consideración, se han utilizado los datos de Apuela, ubicada a 18 km del sitio propuesto de la presa. La Fig. H.4.4 se indican la correlación de las precipitaciones de la Apuela, y de Lita ubicada hacia norte, y la de Tumbabiro, para interpretar las características de cada estación.

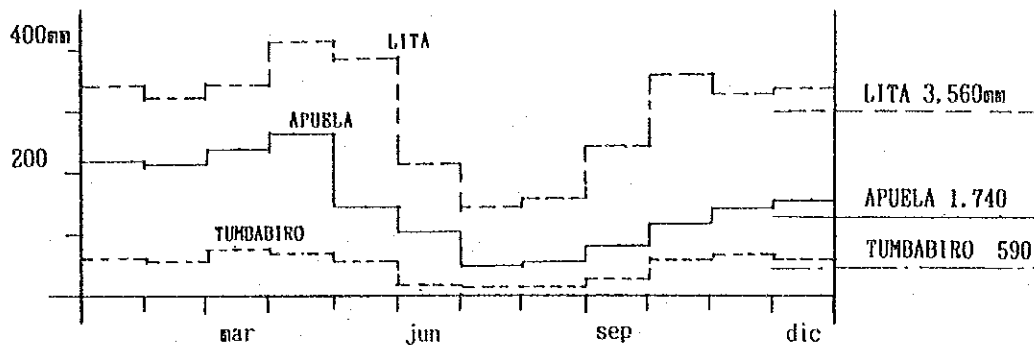


Fig. H.4.4 Características de las Precipitaciones

Las correlaciones entre los caudales del río Piñán y las precipitaciones en Apuela se muestran en la Fig. H.4.5, teniendo la correlación un valor de confiabilidad de $r=0.67$.

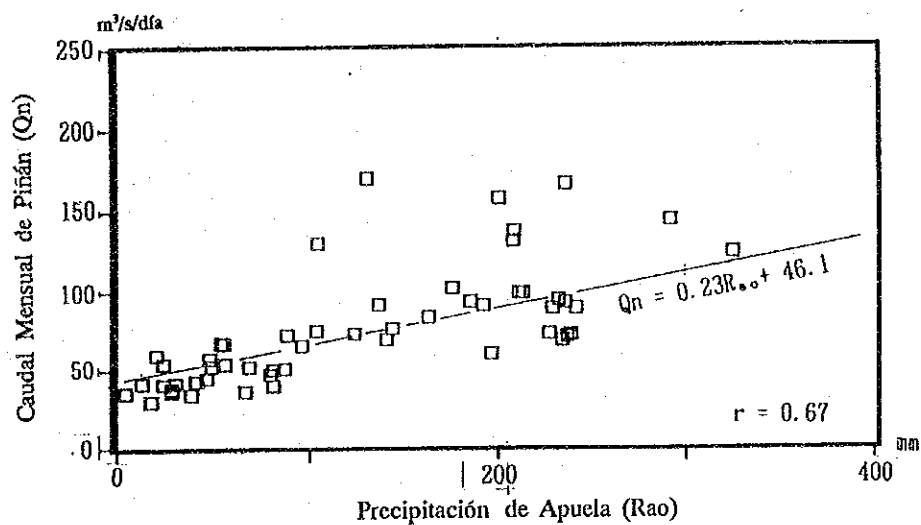


Fig. H.4.5 Correlación entre los Caudales del Río Piñán y las Precipitaciones de Apuela

Sin embargo, esta correlación presenta baja confiabilidad para estimar el caudal a través de la precipitación. Por esta razón, la estimación del caudal a través de la precipitación ha sido descartada.

(3) Estimación del Caudal del río Piñán

En la Tabla H.4.7, se indica el caudal medio de 5 días estimado del río Piñán y en la Tabla H.4.8, se indica la característica del río Piñán.

Tabla H.4.7 Caudal Medio de 5 días (m³/s)

Período	'86	'87	'88	'89	'90	'91	Período	'86	'87	'88	'89	'90	'91
1-1	13.15	11.72	6.10	29.12	7.07	6.73	7-1	7.11	7.10	12.51	11.24	6.68	5.42
-2	12.91	21.64	6.10	43.81	6.72	5.90	-2	7.04	6.99	13.52	11.00	6.68	5.42
-3	10.27	21.87	9.55	28.40	10.35	7.30	-3	6.76	6.55	11.55	10.40	13.78	5.42
-4	20.51	14.58	24.07	17.36	8.55	13.14	-4	6.76	6.55	10.02	10.07	9.77	5.42
-5	17.31	13.89	11.41	16.86	7.07	9.98	-5	6.68	6.55	9.40	10.43	6.33	5.42
-6	17.99	14.92	10.98	22.04	7.45	7.96	-6	7.68	8.39	10.68	13.76	7.46	6.66
2-1	12.41	10.88	8.63	34.23	6.30	6.72	8-1	6.40	7.78	8.63	9.85	7.88	5.65
-2	10.82	9.96	9.29	40.59	7.71	6.63	-2	6.40	6.66	8.45	9.85	7.88	5.65
-3	13.48	11.28	12.13	26.96	6.98	7.06	-3	6.40	6.76	7.95	9.85	7.88	5.42
-4	21.28	11.84	10.87	27.43	10.05	7.70	-4	6.40	6.10	7.95	9.41	7.88	5.81
-5	22.75	10.42	9.99	18.71	13.27	8.24	-5	6.40	6.19	7.95	9.30	7.88	5.49
-6	13.47	5.91	20.56	10.05	7.61	4.77	-6	7.68	7.32	9.54	11.16	10.51	6.50
3-1	22.44	9.52	17.69	17.68	11.95	8.18	9-1	6.04	6.10	7.86	9.63	8.35	5.64
-2	22.44	15.02	14.05	17.17	9.96	8.10	-2	6.09	6.10	7.77	9.32	8.35	5.40
-3	22.43	15.98	11.27	30.42	8.74	16.90	-3	6.00	5.90	8.45	8.50	7.88	5.40
-4	22.43	16.15	9.59	35.07	7.69	16.80	-4	6.00	5.80	8.15	6.47	7.88	5.80
-5	18.20	12.23	8.63	22.40	9.86	12.50	-5	6.09	5.60	7.95	9.98	7.88	7.43
-6	17.29	14.53	9.78	21.33	14.30	46.03	-6	6.69	6.30	7.23	14.14	7.88	8.45
4-1	11.41	16.42	9.52	19.12	13.38	14.40	10-1	8.15	8.07	7.95	9.19	8.16	10.05
-2	30.33	15.56	12.59	15.27	11.95	11.87	-2	10.10	6.39	7.59	7.76	10.44	8.54
-3	12.42	12.47	23.58	14.16	11.77	11.31	-3	8.61	8.18	7.78	19.23	11.55	8.53
-4	12.42	11.48	22.30	15.21	14.80	11.92	-4	7.40	8.29	8.05	8.76	11.04	7.86
-5	10.55	10.29	34.68	13.63	33.15	9.31	-5	11.03	8.73	11.56	13.56	12.71	6.29
-6	10.48	25.41	21.39	13.37	17.93	7.87	-6	19.85	13.90	18.71	16.49	15.06	7.44
5-1	11.99	31.25	21.94	25.25	16.62	7.06	11-1	21.77	12.73	19.44	11.36	10.39	6.73
-2	14.64	39.34	16.41	43.51	15.28	7.06	-2	22.27	8.99	29.47	9.32	7.72	10.38
-3	8.91	15.53	14.33	20.77	14.80	7.06	-3	16.60	7.93	27.40	8.70	5.98	16.30
-4	8.19	11.42	15.78	16.56	11.76	9.62	-4	12.59	10.02	34.20	8.00	5.74	17.51
-5	8.55	18.65	13.02	14.71	9.55	12.44	-5	15.34	7.77	26.39	7.60	5.43	18.39
-6	39.57	15.09	16.82	16.33	11.05	10.64	-6	12.98	6.66	23.84	7.21	5.35	15.64
6-1	11.13	10.42	14.22	12.85	10.2	7.24	12-1	11.00	6.97	28.77	6.31	5.35	14.14
-2	9.48	9.97	12.21	12.20	7.97	6.30	-2	10.07	7.10	22.61	6.15	5.51	16.30
-3	8.76	8.99	10.89	12.08	12.92	5.57	-3	10.81	6.77	21.25	6.15	5.35	18.05
-4	8.19	8.05	14.11	11.84	8.69	7.20	-4	13.53	6.55	20.48	5.99	5.13	17.08
-5	7.47	7.20	11.67	11.96	7.40	5.89	-5	11.60	6.19	18.03	5.91	6.72	15.41
-6	7.26	7.10	12.70	11.60	7.11	5.42	-6	15.61	7.59	18.71	9.40	8.46	18.14
								901.26	784.55	1026.64	1111.50	692.88	698.00

Tabla H.4.8 Características de los Caudales (m³/s/100 km²)

Días	'86	'87	'88	'89	'90	'91
5	10.44	12.45	10.97	13.86	10.49	12.14
10	9.60	9.89	10.82	13.77	5.67	5.82
15	7.20	8.04	9.33	12.84	5.26	5.71
20	7.10	6.92	9.10	11.10	4.84	5.54
35	7.10	5.20	8.13	9.22	4.36	5.32
50	6.89	4.92	7.46	8.53	4.09	4.95
60	6.49	4.75	7.06	7.09	4.01	4.78
75	5.25	4.03	6.72	6.05	3.78	4.16
95	4.63	3.87	5.60	5.59	3.66	3.76
120	4.12	3.63	4.53	5.24	3.23	3.04
150	3.93	3.26	4.12	4.35	2.91	2.61
185	3.42	2.84	3.66	3.82	2.58	2.35
210	3.20	2.55	3.44	3.59	2.49	2.23
240	2.71	2.25	2.97	3.16	2.44	2.10
275	2.25	2.11	2.67	2.95	2.23	1.84
320	2.03	1.96	2.52	2.46	1.96	1.72
355	1.90	1.84	1.93	1.90	1.69	1.71
360	1.90	1.77	1.93	1.87	1.62	1.71

(4) Estimación del Caudal del río Piñán

En la Tabla H.4.9, se indican los resultados de la estimación de caudales.

Tabla H.4.9 Caudal Mensual Estimado en el Río Piñán (m³/s)

M e s	año					
	' 8 6	' 8 7	' 8 8	' 8 9	' 9 0	' 9 1
1	2.970	3.180	2.200	—	1.520	1.650
2	3.360	2.160	2.470	5.640	1.850	1.470
3	—	2.690	2.290	4.650	2.020	3.500
4	—	3.060	4.140	3.020	3.430	2.220
5	—	4.240	3.170	4.420	—	—
6	—	1.720	2.530	2.420	—	1.250
7	—	1.360	2.180	2.160	—	1.090
8	—	1.320	1.630	1.920	1.610	1.110
9	1.230	1.190	1.580	—	1.610	1.270
1 0	2.100	1.730	—	—	2.220	1.570
1 1	3.380	1.800	—	1.740	1.350	2.830
1 2	2.340	1.330	—	1.280	1.180	3.200

En la Tabla H.4.10, se indican los caudales mensuales estimados en la estación hidrométrica de Pantaví.

Tabla H.4.10 Caudal Mensual Estimado en el Río Pantaví. (m³/s)

M e s	año					
	' 8 6	' 8 7	' 8 8	' 8 9	' 9 0	' 9 1
1	—	0.020	0.017	0.105	0.032	—
2	—	0.017	0.039	0.096	0.058	—
3	—	0.029	0.023	0.111	0.037	—
4	—	0.023	0.108	0.056	0.071	—
5	0.049	0.099	—	0.063	0.055	—
6	0.019	0.017	—	0.047	0.020	—
7	0.010	0.007	—	0.024	0.016	—
8	0.008	0.007	0.008	0.014	0.006	—
9	0.005	0.018	0.017	0.017	0.004	—
1 0	0.021	0.025	0.035	0.035	—	—
1 1	0.041	0.012	0.107	0.017	0.005	—
1 2	0.024	0.015	0.103	0.013	—	—

Tabla H.4.11 Caudal de 5 Días Estimado en el Río Piñán

	86		87		88		89		90		91	
	Qn5	Qt5	Qn5	Qt5	Qn5	Qt5	Qn5	Qt5	Qn5	Qt5	Qn5	Qt5
1-1	2.63	-	2.34	0.088	1.22	0.02	5.82	* 0.67	1.414	0.06	1.35	-
-2	2.58	-	4.33	0.16	1.22	0.02	8.76	* 1.08	1.344	0.14	1.18	-
-3	2.05	0.08	4.37	0.19	1.91	0.02	5.68	* 0.65	2.07	0.60	1.46	-
-4	4.10	-	2.92	0.10	4.81	0.26	3.47	* 0.35	1.71	0.15	2.63	-
-5	3.46	-	2.78	0.08	2.28	0.13	3.37	0.28	1.414	0.08	2.00	-
-6	3.00	-	2.49	0.07	1.83	0.04	3.67	0.51	1.2416	0.06	1.33	-
2-1	2.48	-	2.18	0.11	1.73	0.18	6.85	0.75	1.26	0.07	1.34	-
-2	2.16	-	1.99	0.05	1.86	0.11	9.12	0.74	1.542	0.39	1.33	-
-3	2.70	-	2.26	0.09	2.43	0.19	5.39	0.52	1.40	0.22	1.41	-
-4	4.26	-	2.37	0.13	2.17	0.08	5.49	0.52	2.01	0.46	1.54	-
-5	4.55	-	2.08	0.11	2.00	0.06	3.74	0.34	2.654	0.30	1.65	-
-6	3.37	-	1.48	0.03	5.14	0.79	2.51	0.21	1.9025	0.50	1.49	-
3-1	4.49	×	1.90	0.04	3.54	0.22	3.54	0.30	2.39	0.31	1.64	-
-2	4.49	×	3.00	0.10	2.81	0.23	3.43	0.52	1.932	0.18	1.62	-
-3	4.49	×	3.20	0.32	2.25	0.10	6.08	0.97	1.748	0.14	3.38	-
-4	4.49	×	3.23	0.28	1.92	0.06	7.01	0.98	1.538	0.11	3.36	-
-5	3.64	0.40	2.45	0.13	1.73	0.05	4.48	0.58	1.972	0.09	2.50	-
-6	2.88	0.25	2.42	0.12	1.63	0.12	3.56	0.46	2.38	0.40	7.67	-
4-1	2.28	* 0.18	3.28	0.29	1.90	0.07	3.82	0.72	2.676	0.43	2.88	-
-2	6.07	* 0.71	3.11	0.15	2.52	0.17	3.05	0.34	2.39	0.38	2.37	-
-3	2.48	* 0.21	2.49	0.11	4.72	0.83	2.83	0.24	2.354	0.23	2.26	-
-4	2.48	×	2.30	0.08	4.46	0.82	3.04	0.21	2.96	0.54	2.38	-
-5	10.55	* 0.16	2.06	0.06	6.94	1.27	2.73	0.18	6.63	0.58	1.86	-
-6	2.10	* 0.15	5.08	0.08	4.28	0.49	2.67	0.21	3.586	0.23	1.57	-
5-1	2.40	* 0.20	6.25	1.16	4.39	0.66	5.05	0.34	3.324	0.66	1.41	-
-2	2.93	* 0.27	7.87	0.72	3.28	0.38	8.70	0.89	3.056	0.43	1.41	×
-3	1.78	* 0.11	3.11	0.31	2.87	0.21	4.15	0.30	2.96	0.38	1.41	×
-4	1.64	* 0.09	2.28	0.20	3.16	0.16	3.31	0.26	2.352	0.18	1.92	×
-5	1.71	* 0.10	3.73	0.83	2.60	0.12	2.94	0.21	1.91	* 0.13	2.49	-
-6	6.60	* 0.78	2.52	0.21	2.80	-	2.72	0.18	1.8416	* 0.12	1.77	-
6-1	2.23	* 0.17	2.08	0.14	2.84	-	2.57	0.16	2.04	* 0.15	1.45	-
-2	1.90	* 0.13	1.99	0.13	2.44	-	2.44	0.26	1.594	* 0.08	1.26	-
-3	1.75	* 0.11	1.80	0.10	2.18	-	2.42	0.32	2.584	* 0.22	1.11	-
-4	1.64	* 0.09	1.61	0.08	2.82	-	2.37	0.26	1.738	* 0.10	1.44	-
-5	1.49	* 0.07	1.44	0.06	2.33	-	2.39	0.32	1.48	* 0.07	1.18	-
-6	1.45	* 0.06	1.42	0.05	2.54	-	2.32	0.27	1.422	* 0.06	1.08	-
7-1	1.42	* 0.06	1.42	0.04	2.50	-	2.25	0.19	1.336	* 0.05	1.08	-
-2	1.41	* 0.06	1.40	0.04	2.70	0.38	2.20	0.16	1.336	* 0.05	1.08	-
-3	1.35	* 0.05	1.31	0.04	2.31	0.16	2.08	0.12	2.756	* 0.25	1.08	-
-4	1.35	* 0.05	1.31	0.04	2.00	0.10	2.01	0.12	1.954	* 0.13	1.08	-
-5	1.34	* 0.05	1.31	0.03	1.88	0.09	2.09	0.12	1.266	* 0.04	1.08	-
-6	1.28	* 0.04	1.40	0.04	1.78	0.07	2.29	0.11	1.2433	* 0.04	1.11	-
8-1	1.28	* 0.04	0.31	0.07	1.73	0.06	1.97	0.09	1.576	0.03	1.13	-
-2	1.28	* 0.04	1.33	0.04	1.69	0.05	1.97	0.09	1.576	0.03	1.13	-
-3	1.28	* 0.04	1.35	0.03	1.59	0.04	1.97	0.09	1.576	0.02	1.08	-
-4	1.28	* 0.04	1.22	0.03	1.59	0.04	1.88	0.07	1.576	0.02	1.16	-
-5	1.28	* 0.04	1.24	0.03	1.59	0.04	1.86	0.07	1.576	0.02	1.10	-
-6	1.28	* 0.04	1.22	0.03	1.59	0.03	1.86	0.07	1.75	0.08	1.08	-
9-1	1.21	* 0.03	1.22	0.03	1.57	0.04	1.93	0.05	1.67	0.03	1.13	-
-2	1.22	0.03	1.22	0.03	1.55	0.04	1.86	0.06	1.67	0.02	1.08	-
-3	1.20	0.03	1.18	0.09	1.69	0.25	1.70	0.04	1.58	0.02	1.08	-
-4	1.20	0.03	1.16	0.32	1.63	0.06	1.29	* 0.04	1.58	0.02	1.16	-
-5	1.22	0.03	1.12	0.08	1.59	0.04	2.00	* 0.14	1.58	0.02	1.49	-
-6	1.34	0.03	1.26	0.05	1.45	0.12	2.83	* 0.26	1.58	0.02	1.69	-
10-1	1.63	0.04	1.61	0.20	1.59	0.10	1.84	* 0.12	1.63	0.02	1.71	-
-2	2.02	0.13	1.28	0.19	1.52	0.03	1.55	* 0.08	2.09	-	1.71	-
-3	1.72	0.12	1.64	0.09	1.56	0.32	3.85	* 0.40	2.31	-	1.71	-
-4	1.48	0.05	1.66	0.05	1.61	0.22	1.75	* 0.11	2.21	-	1.57	-
-5	2.21	0.11	1.75	0.06	2.31	* 0.18	2.71	* 0.24	2.54	-	1.26	-
-6	3.31	0.26	2.32	0.23	3.12	* 0.30	2.75	* 0.25	2.51	-	1.24	-
11-1	4.35	0.31	2.55	0.10	3.89	* 0.40	2.27	0.19	2.08	0.05	1.35	-
-2	4.45	0.46	1.80	0.05	5.89	* 0.68	1.86	0.10	1.54	0.03	2.08	-
-3	3.32	0.25	1.59	0.04	5.48	* 0.63	1.74	0.09	1.20	0.02	3.26	-
-4	2.52	0.13	2.00	0.04	6.84	* 0.82	1.60	0.07	1.15	0.02	3.50	-
-5	3.07	0.15	1.55	0.03	5.28	* 0.60	1.52	0.06	1.09	0.02	3.68	-
-6	2.60	0.08	1.33	0.13	4.77	0.50	1.44	0.05	1.07	0.01	3.43	-
12-1	0.44	0.09	1.39	0.20	5.75	0.96	1.26	0.08	1.07	0.01	2.83	-
-2	2.01	0.07	1.42	0.21	4.52	0.46	1.23	0.05	1.10	0.03	3.26	-
-3	2.16	0.11	1.35	0.04	4.25	0.84	1.23	0.06	1.07	0.02	3.61	-
-4	2.71	0.21	1.31	0.03	4.10	0.43	1.20	0.04	1.03	0.02	3.42	-
-5	2.32	0.14	1.24	0.02	3.61	0.52	1.18	0.03	1.34	-	3.08	-
-6	2.60	0.18	1.27	0.02	3.12	* 0.30	1.57	0.17	1.41	-	3.02	-
Σ	901.26	41.26	784.55	49.53	1026.64	89.00	219.12	20.14	692.88	51.93	698.00	-

* Datos Asumidos del Pantaví

(5) Estimación del Caudal Específico

i. Río Piñán

Los caudales específicos calculados para la cuenca del río Piñán son los siguientes:

Tabla H.4.12 Caudal de Diseño del Río Piñán
(m³/s/100km²)

Mes	Año	86	87	88	89	90	91	Promedio
							/100 km ²	
Ene		4.70	5.03	3.48	8.04	2.41	2.60	4.379
Feb		5.32	3.41	3.90	8.93	2.93	2.32	4.466
Mzo		6.39	4.26	3.62	7.35	3.19	5.54	5.059
Abr		4.62	4.83	6.54	4.79	5.43	3.52	4.955
Mayo		4.69	6.70	5.02	7.00	4.04	2.75	5.032
Jun		2.76	2.73	4.00	3.83	2.86	1.98	3.026
Jul		2.15	2.15	3.45	3.41	2.59	1.72	2.579
Agost		2.03	2.08	2.58	3.03	2.55	1.76	2.338
Sept		1.95	1.89	2.50	3.06	2.54	2.01	2.325
Oct		3.32	2.73	3.15	3.83	3.52	2.49	3.173
Nov		5.36	2.85	8.48	2.75	2.14	4.48	4.344
Dic		3.71	2.10	6.63	2.04	1.86	5.06	3.566
Promedio		3.91	3.40	4.44	4.84	3.00	3.02	3.766

Nota : Los valores no observados fueron calculados por la fórmula de correlación utilizando los datos registrados en el río Pantaví.

ii. Otros

Los caudales específicos en las otras cuencas se han estimado en base a 60 % de caudal específico, a pesar de que el caudal específico registrado del río Pantaví es de 33 % del caudal específico del río Piñán. Analizando las características del caudal del río Pantaví, se pudo observar que existen caudales de corriente subterránea. Teniendo esto en consideración, se han estimado los caudales específicos en el equivalente al 60 % del caudal específico del río Piñán.

H-5 PLAN DE DESARROLLO HIDRICO

En el caso de construirse una presa, ésta se construirá en el río Piñán, por ser la mayor fuente de recursos hídricos. Por ende, el estudio de la presa se hará enfocando el río Piñán como fuente principal de agua.

En este caso, se presentan las siguientes tres alternativas:

Caso 1 : Una presa para almacenar el caudal del río Piñán y la toma directa del caudal del río Pantaví.

Caso 2 : Una presa para almacenar los caudales de los ríos Piñán y Pantaví.

Caso 3 : Una presa para almacenar los caudales de los ríos Piñán, Pantaví y Salado.

En todos los casos, el caudal de los ríos Gualoto, Atanto y Campanario serán utilizados por toma directa al canal de conducción. Además, el 5% del caudal promedio anual seguirá circulando por estos ríos para mantener la corriente del río en curso. Los esquemas de cada alternativa se explican a continuación.

H.5.1 Esquema de Desarrollo Hídrico de las Alternativas Planteadas

1) Caso 1

El plan de recursos hídricos de esta alternativa se ha formulado en base a las siguientes condiciones:

- Utilizar los recursos hídricos de las quebradas aprovechables que se encuentran en el Area del Proyecto. Los quebradas aprovechables para esta alternativa son:

(Area del Proyecto)

Río Huarmiyacu

Quebrada Cariyacu

Quebrada Chimborazo

Quebrada Tushila

Río Alambí

- Utilizar los siguientes recursos hídricos para alimentar al canal de conducción

Río Pantaví

Río Gualoto

Río Atanto

Río Campanario

- Utilizar los recursos hídricos del río Piñán a través de la construcción de la presa Piñán

Los esquemas del plan de aprovechamiento de recursos hídricos se pueden ilustrar de la manera siguiente:

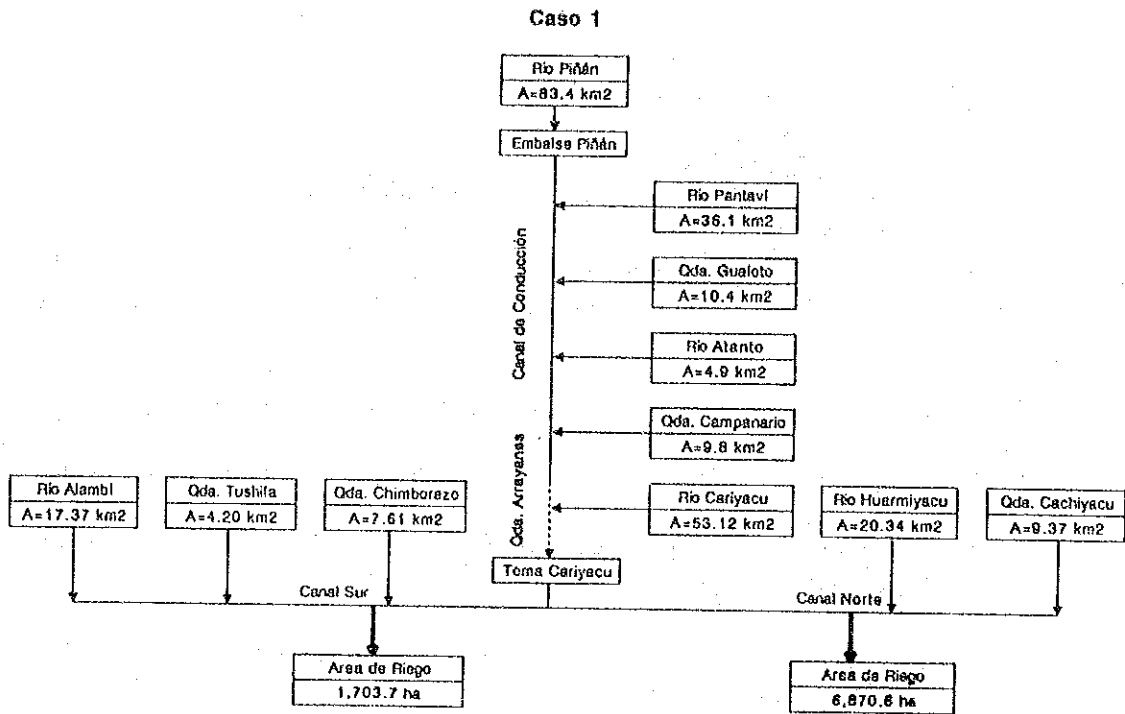


Fig. H.5.1 Esquema de Aprovechamiento de Recursos Hídricos (Alternativa Caso 1)

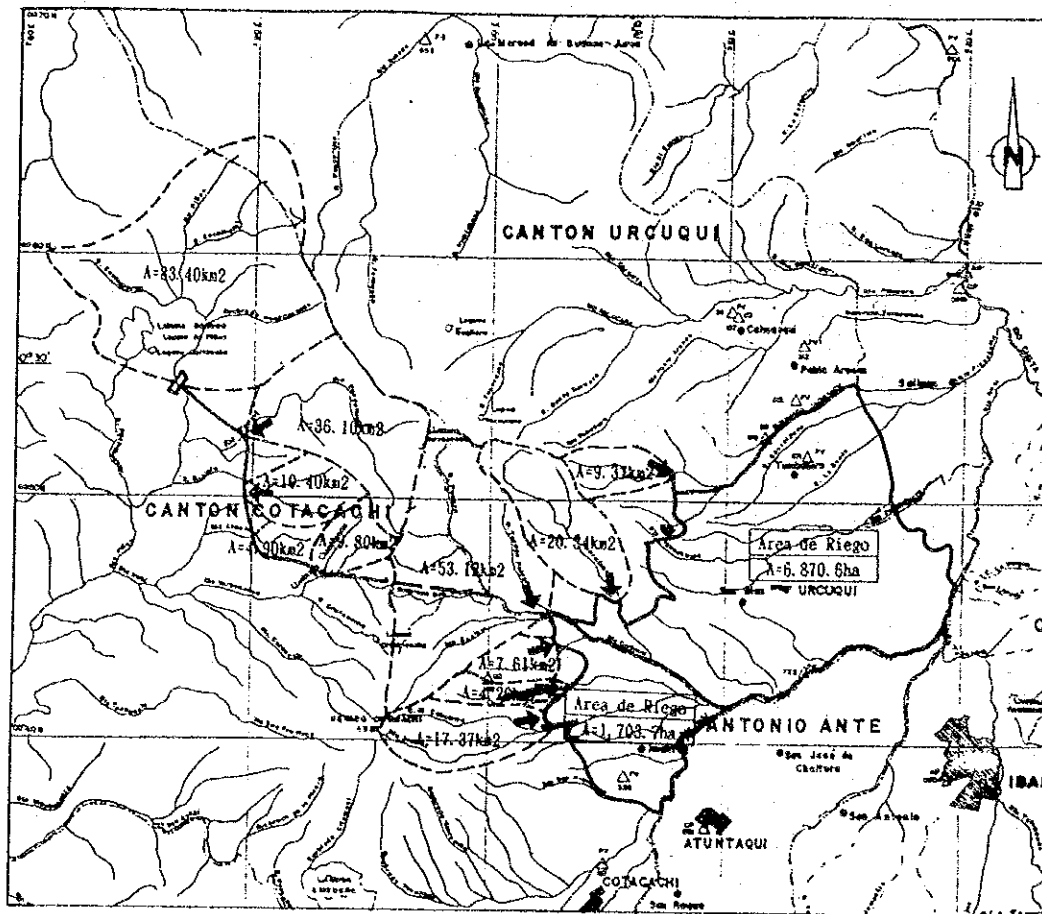


Fig. H.5.2 Cuencas de las Fuentes Hídricas del Proyecto (Alternativa Caso 1)

2) Caso 2

El plan de recursos hídricos de esta alternativa se ha formulado en base a las siguientes condiciones:

- Utilizar los recursos hídricos de los quebradas aprovechables que se encuentran en el área del proyecto. Los quebradas aprovechables para esta alternativa son:

(Area del Proyecto)

Río Huarmiyacu

Quebrada Cariyacu

Quebrada Chimborazo

Quebrada Tushila

Río Alambí

- Utilizar los siguientes recursos hídricos para alimentar al canal de conducción:

Río Gualoto

Río Atanto

Río Campanario

- Utilizar los recursos hídricos del río Piñán y río Pantaví a través de la construcción de la Embalse Piñán

Los esquemas del plan de aprovechamiento de recursos hídricos se pueden ilustrar de la siguiente manera:

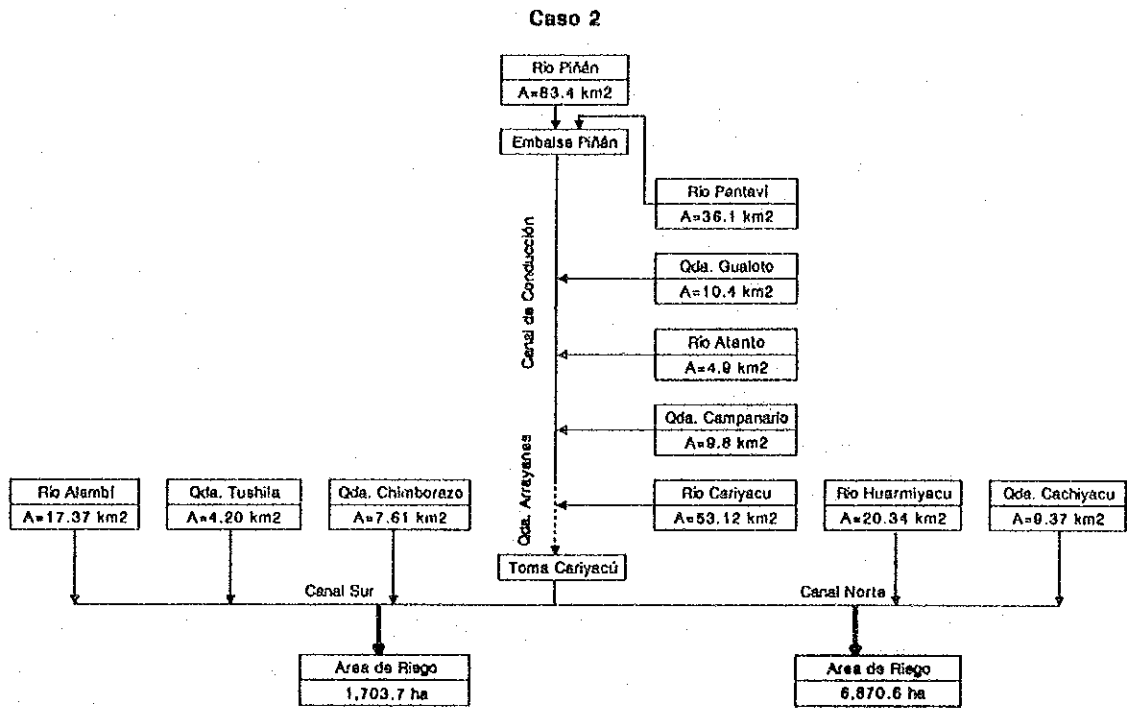


Fig. H.5.3 Esquema de Aprovechamiento de Recursos Hídricos (Alternativa Caso 2)

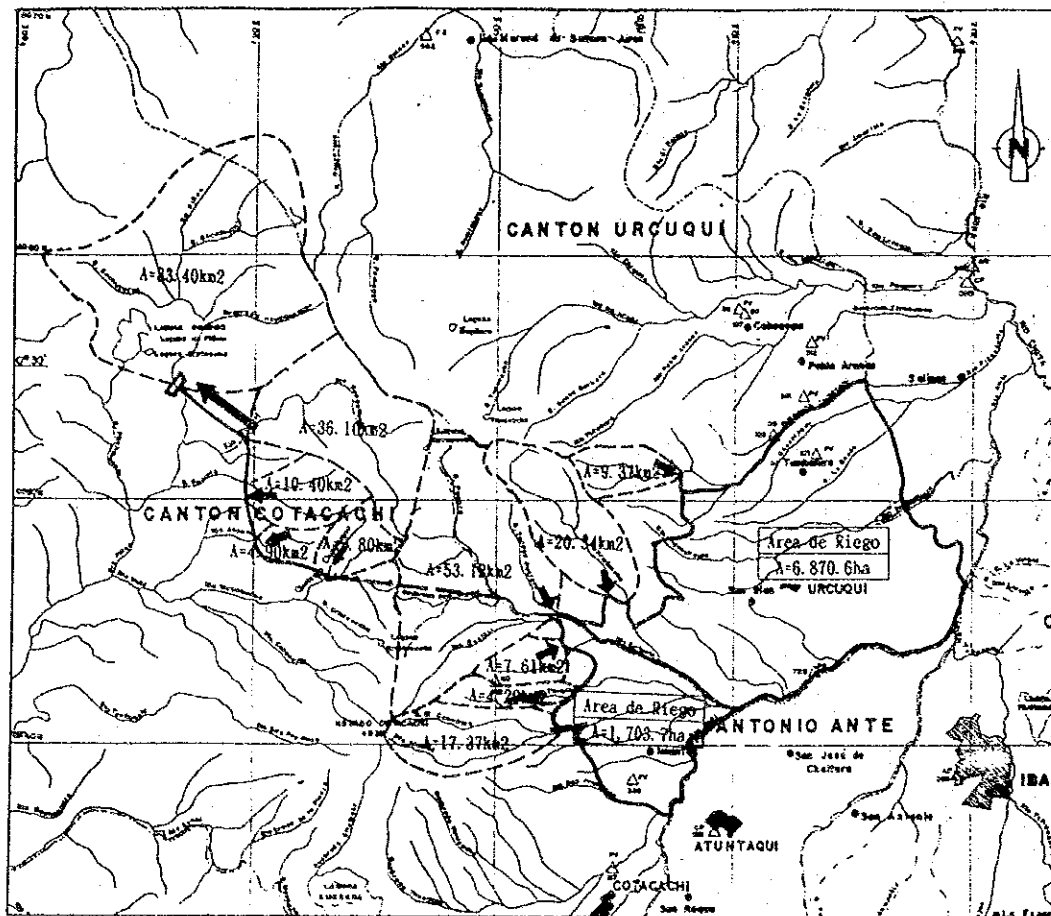


Fig. H.5.4 Cuencas de las Fuentes Hídricas del Proyecto (Alternativa Caso 2)

3) Caso 3

El plan de recursos hídricos de esta alternativa se ha formulado en base a las siguientes condiciones;

- Utilizar los recursos hídricos de los quebradas aprovechables que se encuentran en el área del proyecto. Los quebradas aprovechables para esta alternativa son;

(AREA DEL PROYECTO)

Río Huarmiyacu
Quebrada Cariyacu
Quebrada Chimborazo
Quebrada Tushila
Río Alambí

- Utilizar los siguientes recursos hídricos para alimentar al canal de conducción

Río Gualoto
Río Atanto
Río Campanario

- Utilizar los recursos hídricos del río Piñán y del río Pantaví a través de la construcción de la Embalse Piñán
- Conducir los recursos hídricos del río Salado a través de la construcción del canal de conducción.

Los esquemas del plan de aprovechamiento de recursos hídricos se pueden ilustrar de la manera siguiente:

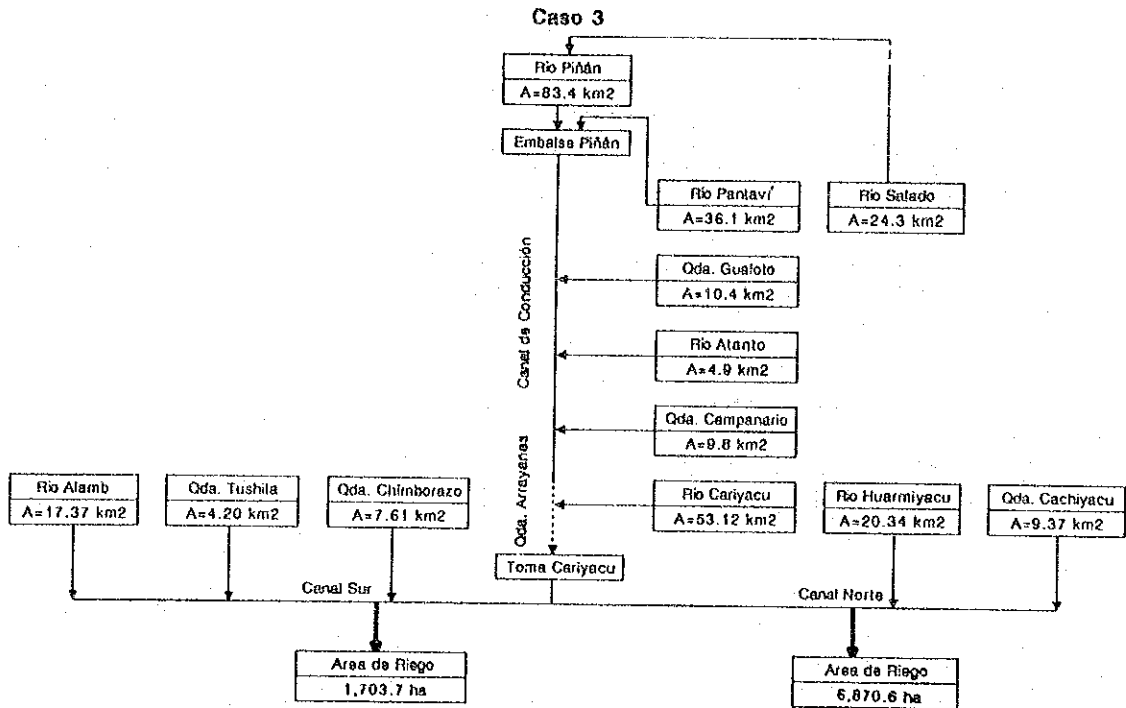


Fig. H.5.5 Esquema de Aprovechamiento de Recursos Hídricos (Alternativa Caso 3)

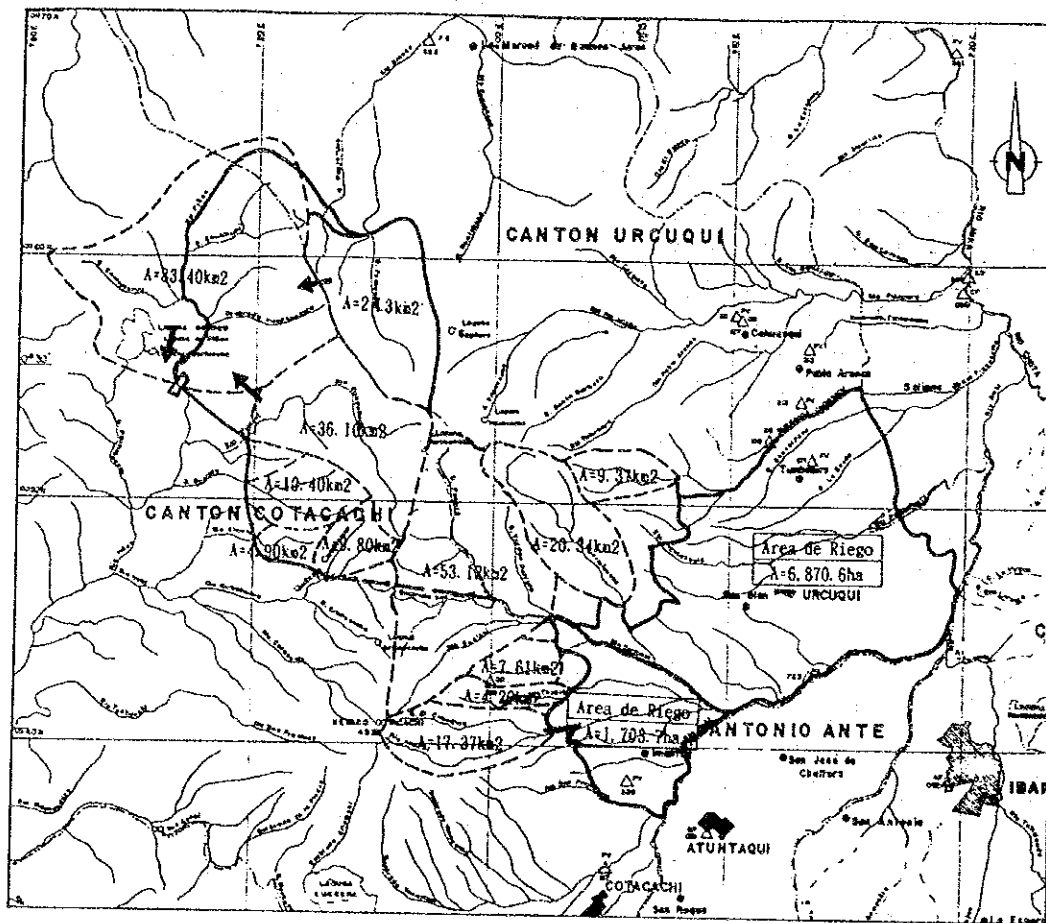


Fig. H.5.6 Cuencas de las Fuentes Hídricas del Proyecto (Alternativa Caso 3)

H.5.2 Recursos Hídricos

Las fuentes de los recursos hídricos de cada alternativa mencionada anteriormente se indica en la Tabla H.5.1.

Tabla H.5.1 Fuentes de Recursos Hídricos por Alternativa

	Caso 1	Caso 2	Caso 3
Presa	Río Piñán A = 83.4 km ²	Río Piñán A = 83.4 km ² Río Pantaví A = 36.1 km ²	Río Piñán A = 83.4 km ² Río Pantaví A = 36.1 km ² Río Salado A = 24.3 km ²
Canal de Conducción	Río Pantaví Río Gualoto Río Atanto Río Campanario $\Sigma A = 65.7$ Km ²	Río Gualoto Río Atanto Río Campanario $\Sigma A = 26.7$ Km ²	Río Gualoto Río Atanto Río Campanario $\Sigma A = 26.7$ Km ²
Area de Proyecto	Río Cariyacu Río Huarmiyacu Río Cachiyacu Qda. Chimborazo Qda. Tushila Río Alambí $\Sigma A = 111.58$ km ²	Río Cariyacu Río Huarmiyacu Río Cachiyacu Qda. Chimborazo Qda. Tushila Río Alambí $\Sigma A =$ 111.58 km ²	Río Cariyacu Río Huarmiyacu Río Cachiyacu Qda. Chimborazo Qda. Tushila Río Alambí $\Sigma A =$ 111.58 km ²

(1) Caudales

Los caudales estimados para cada fuente de agua se indican en las tablas siguientes:

1) Caso 1

Tabla H.5.2 Caudal Estimado del río Piñán (A = 83.4 km²)

Mes						
	86	87	88	89	90	91
1	3.922	4.198	2.904	6.708	2.010	2.171
2	4.441	2.841	3.252	7.445	2.447	1.939
3	5.331	3.551	3.023	6.133	2.661	4.619
4	3.854	4.030	5.457	3.992	4.530	2.933
5	3.910	5.588	4.185	5.838	3.365	2.294
6	2.300	2.275	3.334	3.190	2.388	1.655
7	1.789	1.793	2.881	2.848	2.158	1.437
8	1.689	1.737	2.148	2.529	2.125	1.469
9	1.624	1.575	2.085	2.553	2.121	1.677
10	2.773	2.280	2.624	3.192	2.936	2.074
11	4.467	2.380	7.071	2.296	1.786	3.737
12	3.091	1.753	5.528	1.699	1.555	4.219

Tabla H.5.3 Caudal Estimado de las Cuencas de los Ríos Captados para el Canal de Conducción (A = 65.7 km²)

Mes						
	86	87	88	89	90	91
1	1.854	1.984	1.372	3.171	0.950	1.026
2	2.099	1.343	1.537	3.519	1.156	0.916
3	2.520	1.679	1.429	2.899	1.258	2.183
4	1.822	1.905	2.579	1.887	2.141	1.386
5	1.848	2.641	1.978	2.759	1.591	1.084
6	1.087	1.076	1.576	1.508	1.129	0.782
7	0.846	0.848	1.362	1.346	1.020	0.679
8	0.798	0.821	1.015	1.196	1.004	0.695
9	0.767	0.744	0.986	1.207	1.003	0.793
10	1.311	1.078	1.240	1.509	1.388	0.980
11	2.111	1.125	3.342	1.085	0.844	1.766
12	1.461	0.828	2.613	0.803	0.735	1.994

2) Caso 2

Tabla H.5.4 Caudal Estimado del Río Pantaví (A = 36.1 km²)

Mes						
	86	87	88	89	90	91
1	1.019	1.090	0.754	1.742	0.522	0.564
2	1.153	0.738	0.844	1.934	0.635	0.503
3	1.384	0.922	0.785	1.593	0.691	1.200
4	1.001	1.047	1.417	1.037	1.176	0.762
5	1.015	1.451	1.087	1.516	0.874	0.596
6	0.597	0.591	0.866	0.829	0.620	0.430
7	0.465	0.466	0.748	0.740	0.561	0.373
8	0.439	0.451	0.558	0.657	0.552	0.382
9	0.422	0.409	0.542	0.663	0.551	0.435
10	0.720	0.592	0.681	0.829	0.762	0.539
11	1.160	0.618	1.836	0.596	0.464	0.970
12	0.803	0.455	1.436	0.441	0.404	1.096

Tabla H.5.5 Caudal Estimado de las Cuencas de los Ríos Captados para el Canal de Conducción (A = 26.7 km²)

Mes						
	86	87	88	89	90	91
1	0.753	0.806	0.558	1.289	0.386	0.417
2	0.853	0.546	0.625	1.430	0.470	0.372
3	1.024	0.682	0.581	1.178	0.511	0.887
4	0.740	0.774	1.048	0.767	0.870	0.563
5	0.751	1.073	0.804	1.121	0.646	0.441
6	0.442	0.437	0.640	0.613	0.459	0.318
7	0.344	0.344	0.553	0.547	0.415	0.276
8	0.324	0.334	0.413	0.486	0.408	0.282
9	0.312	0.302	0.401	0.490	0.407	0.322
10	0.533	0.438	0.504	0.613	0.564	0.398
11	0.858	0.457	1.358	0.441	0.343	0.718
12	0.594	0.337	1.062	0.326	0.299	0.810

3) Caso 3

Tabla H.5.6 Caudal Estimado del Río Salado (A = 24.3 km²)

Mes						
	86	87	88	89	90	91
1	0.686	0.734	0.508	1.173	0.351	0.380
2	0.776	0.497	0.568	1.302	0.428	0.339
3	0.932	0.621	0.528	1.072	0.465	0.808
4	0.674	0.705	0.954	0.698	0.792	0.513
5	0.684	0.977	0.732	1.021	0.588	0.401
6	0.402	0.398	0.583	0.558	0.417	0.289
7	0.313	0.314	0.504	0.498	0.377	0.251
8	0.295	0.304	0.376	0.442	0.371	0.257
9	0.284	0.275	0.365	0.446	0.371	0.293
10	0.485	0.399	0.459	0.558	0.513	0.362
11	0.781	0.416	1.236	0.401	0.312	0.653
12	0.540	0.306	0.966	0.297	0.272	0.738

(2) Balance Hídrico

Con el fin de examinar la capacidad óptima de la presa, se han realizado los cálculos de balance hídrico para cada caso. Los resultados se encuentran en las siguientes figuras y tablas.

Caso 1	:	Fig.H.5.7 y Tabla H.5.7
Caso 2	:	Fig.H.5.8 y Tabla H.5.8
Caso 3	:	Fig.H.5.9 y Tabla H.5.9

Para los cálculos de balance hídrico los siguientes caudales de compensación han sido considerados:

(Caso 1)			
Río Piñán	:	0.20 m ³ /s	
4 ríos	:	0.10 m ³ /s	(El río Pantaví inmediatamente después de la toma confluye con el río Piñán, por lo cual no se consideró caudal de compensación).

(Caso 2)		
Río Piñán	:	0.20 m ³ /s
3 ríos	:	0.10 m ³ /s

(Caso 3)		
Río Piñán	:	0.20 m ³ /s
3 ríos	:	0.10 m ³ /s
Río Salado	:	0.10 m ³ /s

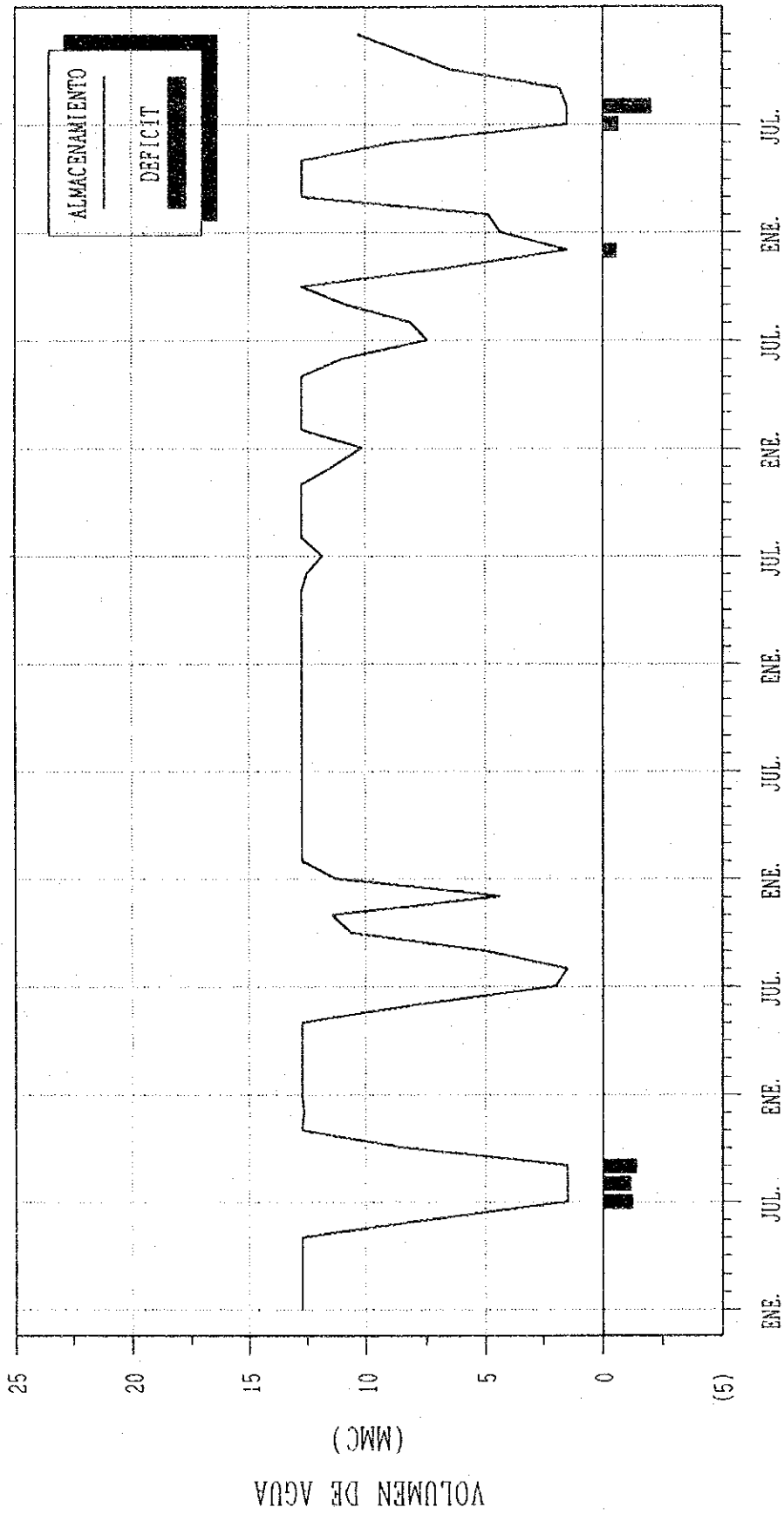
Para las fuentes hídricas de las cuencas captadas directamente en el canal de conducción se ha planeado introducir hasta un caudal máximo de 1.0 m³/s.

La determinación de la capacidad de almacenamiento efectiva de la presa se realizó en base a la curva V-H (Fig. H.5.10). Mediante el resultado del balance de agua de la presa, la capacidad de almacenamiento efectiva de la presa para las tres alternativas son las siguientes:

Caso	Capacidad Efectiva de Almacenamiento
1	11.22 x 10 ⁶ m ³
2	11.54 x 10 ⁶ m ³
3	10.55 x 10 ⁶ m ³

CANTIDAD DE ALMACENAMIENTO Y DEFICIT DEL EMBALSE

CASO 1



MES (1986 - 1991)

Fig. H.5.7 Cantidad de Almacenamiento y Déficit del Embalse Alternativa - Caso 1

Tabla H.5.7 Cálculo de Balance de Agua del Embalse Piñán
 Alternativa - Caso 1

CASO : 1
 AREA REGADA : 8,574 (ha)
 EPI, GLB, Ep: 0.5

6 RIOS (en canal pñit.) 111.59
 4 RIOS (en el canal de conducción) 65.7
 CAPTACION MAXIMO (m3/s) 1.000

ER.C: 11,220 (1000m3)
 GR.C: 12,720 (1000m3)
 D.S.C: 1,500 (1000m3)

PIÑAN 83.4

ANO	Mes	LLUVIA (mm)	ET(e) (mm)	Pa (mm)	N.R. NETA (mm)	NR BRUTA (mm)	NR BRUTA (mm)	NRI BRUTA (m3/s)	RIOS ADIC. (m3/s)	3 RIOS (m3/s)	AGUA COMPE. (m3/s)	CAPTA- CION (m3/s)	AFLU- ENCIA (m3/s)	BALANCE HIDRICO (m3/s)	RIO PIÑAN (m3/s)	RIO COMPE. (m3/s)	AGUA PIÑAN (m3/s)	AFLU. PIÑAN (m3/s)	BALANCE HIDRICO (m3/s)	ALMACE- NAJE (1000m3)	ERLU- ENTE (m3/s)	ABASTE- MIENTO (m3/s)	DEFICITO (m3/s)	EVAPORACION (1000m3)	
1986	ENE	28.3	88.6	18.0	70.6	141.2	4.320	1.680	1.680	1.654	0.100	1.000	2.680	1.840	3.922	0.200	3.722	1.882	12.720	12.720	1.882	0.000	0.000	28	
	FEB.	76.2	78.5	51.7	26.8	53.6	1.900	1.680	2.099	0.100	1.000	2.680	0.000	4.440	4.240	0.200	4.240	4.228	12.720	12.720	4.228	0.000	0.000	27	
	MAR.	224.9	69.7	69.7	0.0	0.0	0.000	1.680	2.520	0.100	1.000	2.680	0.000	5.331	5.131	0.200	5.131	5.121	12.720	12.720	5.121	0.000	0.000	20	
	ABR.	48.5	68.4	30.3	38.1	76.2	2.521	1.680	1.621	0.100	1.000	2.680	0.000	3.854	3.654	0.200	3.654	3.644	12.720	12.720	3.644	0.000	0.000	21	
	MAY.	129.8	82.1	82.1	0.0	0.0	0.000	1.120	1.848	0.100	1.000	2.120	0.000	3.910	3.710	0.200	3.710	3.702	12.720	12.720	3.702	0.000	0.000	24	
	JUN.	0.0	94.5	0.0	94.5	189.0	6.252	1.120	1.087	0.100	0.987	2.107	4.145	2.100	2.000	0.200	2.100	2.045	7.996	12.720	7.996	0.000	4.145	0.000	29
	JUL.	0.0	95.4	0.0	95.4	190.8	6.108	1.120	0.846	0.100	0.746	1.866	4.242	1.789	1.689	0.200	1.589	-2.653	1.500	0.000	3.779	0.000	4.463	31	
	AGO.	0.0	58.3	0.0	58.3	116.6	3.793	1.120	0.798	0.100	0.698	1.818	1.915	1.489	1.689	0.200	1.489	-0.428	1.500	0.000	1.477	0.000	0.438	12	
	SEP.	1.8	58.2	1.4	56.8	113.6	3.759	1.120	0.767	0.100	0.667	1.787	1.971	1.624	1.624	0.200	1.424	-0.547	1.500	0.000	1.419	0.000	0.951	12	
	OCT.	77.0	72.1	52.2	19.9	39.8	1.274	1.120	1.311	0.100	1.000	2.120	0.000	2.773	2.573	0.200	2.573	2.573	8.379	12.720	8.379	0.000	0.000	11	
	NOV.	75.5	96.2	48.0	48.2	96.4	3.189	1.680	2.111	0.100	1.000	2.680	0.509	4.467	4.267	0.200	4.267	3.758	12.720	12.720	2.079	0.000	0.000	30	
	DIC.	31.2	107.0	19.8	87.2	174.4	5.593	1.680	1.461	0.100	1.000	2.680	2.903	3.091	3.091	0.200	2.891	-0.012	12.658	12.658	0.000	2.903	0.000	35	
1987	ENE	52.5	88.6	35.0	53.6	107.2	3.432	1.680	1.964	0.100	1.000	2.680	0.752	4.198	3.246	0.200	3.998	3.246	12.720	12.720	3.210	0.752	0.000	28	
	FEB.	29.2	78.5	18.6	59.9	119.8	4.246	1.680	1.343	0.100	1.000	2.680	1.566	2.842	2.842	0.200	2.842	1.076	12.720	12.720	1.064	1.566	0.000	27	
	MAR.	69.9	69.7	45.1	24.6	49.2	1.575	1.680	1.679	0.100	1.000	2.680	0.000	3.351	3.351	0.200	3.351	3.351	12.720	12.720	3.341	0.000	0.000	23	
	ABR.	93.3	68.4	62.6	5.8	11.6	0.384	1.680	1.905	0.100	1.000	2.680	0.000	4.030	4.030	0.200	3.830	3.830	12.720	12.720	3.821	0.000	0.000	21	
	MAY.	102.4	82.1	71.3	10.8	21.8	0.681	1.120	2.641	0.100	1.000	2.120	0.000	5.598	5.398	0.200	5.398	5.388	12.720	12.720	5.380	0.000	0.000	24	
	JUN.	5.7	94.5	3.8	90.7	181.4	6.000	1.120	1.076	0.100	0.976	2.096	3.904	3.904	2.275	0.200	2.075	-1.829	7.955	12.720	7.955	0.000	3.904	29	
	JUL.	10.6	95.4	6.7	88.7	177.4	5.679	1.120	0.848	0.100	0.748	1.868	3.811	1.793	1.793	0.200	1.593	-2.218	1.985	12.720	1.985	0.000	3.811	32	
	AGO.	4.2	58.3	2.9	55.4	110.8	3.547	1.120	0.821	0.100	0.721	1.841	1.706	1.706	1.706	0.200	1.537	-0.169	1.500	0.000	1.706	0.000	1.419	16	
	SEP.	52.6	58.2	35.0	23.2	46.4	1.535	1.120	0.744	0.100	0.644	1.764	0.000	1.375	1.375	0.200	1.375	1.375	5.048	12.720	5.048	0.000	0.000	12	
	OCT.	81.5	72.1	55.1	17.0	34.0	1.088	1.680	1.079	0.100	0.979	2.098	0.000	2.280	2.280	0.200	2.080	2.080	10.607	12.720	10.607	0.000	0.000	27	
	NOV.	44.0	96.2	27.6	69.6	137.2	4.538	1.680	1.125	0.100	1.000	2.680	1.856	2.180	2.180	0.200	2.180	0.322	11.415	12.720	11.415	0.000	1.858	0.000	32
	DIC.	6.7	107.0	4.4	102.6	205.2	6.569	1.680	0.828	0.100	0.728	2.408	4.161	2.408	1.752	0.200	1.552	-2.609	4.395	12.720	4.395	0.000	4.161	0.000	34
1988	ENE	68.7	88.6	45.0	43.5	87.2	2.791	1.680	1.372	0.100	1.000	2.680	0.111	2.504	2.504	0.200	2.704	2.593	11.306	12.720	2.593	0.111	0.000	19	
	FEB.	39.5	78.5	24.8	53.7	107.4	3.675	1.680	1.537	0.100	1.000	2.680	0.986	3.652	3.652	0.200	3.052	2.057	12.720	12.720	1.485	0.986	0.000	25	
	MAR.	45.1	69.7	28.2	41.5	83.0	2.657	1.680	1.429	0.100	1.000	2.680	0.000	3.023	2.823	0.200	2.823	2.823	12.720	12.720	2.814	0.000	0.000	23	
	ABR.	73.8	68.4	48.2	20.2	40.4	1.335	1.680	2.579	0.100	1.000	2.680	0.000	5.457	5.257	0.200	5.257	5.248	12.720	12.720	5.248	0.000	0.000	21	
	MAY.	18.3	82.1	10.9	71.2	142.4	4.558	1.120	1.978	0.100	1.000	2.120	2.438	4.185	4.185	0.200	3.985	1.547	12.720	12.720	1.539	2.438	0.000	24	
	JUN.	45.9	94.5	28.7	65.3	131.6	4.353	1.120	1.576	0.100	1.000	2.120	2.293	3.334	3.334	0.200	3.134	0.901	12.720	12.720	0.892	2.293	0.000	29	
	JUL.	36.5	95.4	24.2	71.2	142.4	4.558	1.120	1.362	0.100	1.000	2.120	2.438	2.881	2.881	0.200	2.681	0.243	12.720	12.720	0.222	2.438	0.000	38	
	AGO.	9.8	58.3	6.2	52.1	104.2	3.336	1.120	1.016	0.100	0.916	2.036	1.300	1.948	1.948	0.200	1.848	0.648	12.720	12.720	0.634	1.300	0.000	41	
	SEP.	13.9	58.2	8.5	49.7	99.4	3.288	1.120	0.986	0.100	0.886	2.036	1.282	2.086	2.086	0.200	1.886	0.604	12.720	12.720	0.588	2.086	0.000	39	
	OCT.	28.9	72.1	18.4	53.7	107.4	3.438	1.120	1.240	0.100	1.000	2.120	1.318	2.624	2.624	0.200	2.424	1.106	12.720	12.720	1.091	1.318	0.000	36	
	NOV.	31.9	96.2	20.2	76.0	152.0	5.028	1.680	3.342	0.100	1.000	2.680	2.348	7.070	6.870	0.200	6.870	4.508	12.720	12.720	4.508	0.000	0.000	34	
	DIC.	31.8	107.0	20.2	86.8	173.6	5.557	1.680	2.613	0.100	1.000	2.680	2.877	5.528	5.528	0.200	5.328	2.451	12.720	12.720	2.488	2.877	0.000	35	

CASO : 1
 AREA REGADA : 8,574 (ha)
 EPI, GLB, Ep : 0.5

6 RIOS (en canal prim.)
 111.59

4 RIOS (en el canal de conducción)
 65.7

6 RIOS (en canal prim.)
 111.59

4 RIOS (en el canal de conducción)
 65.7

6 RIOS (en canal prim.)
 111.59

4 RIOS (en el canal de conducción)
 65.7

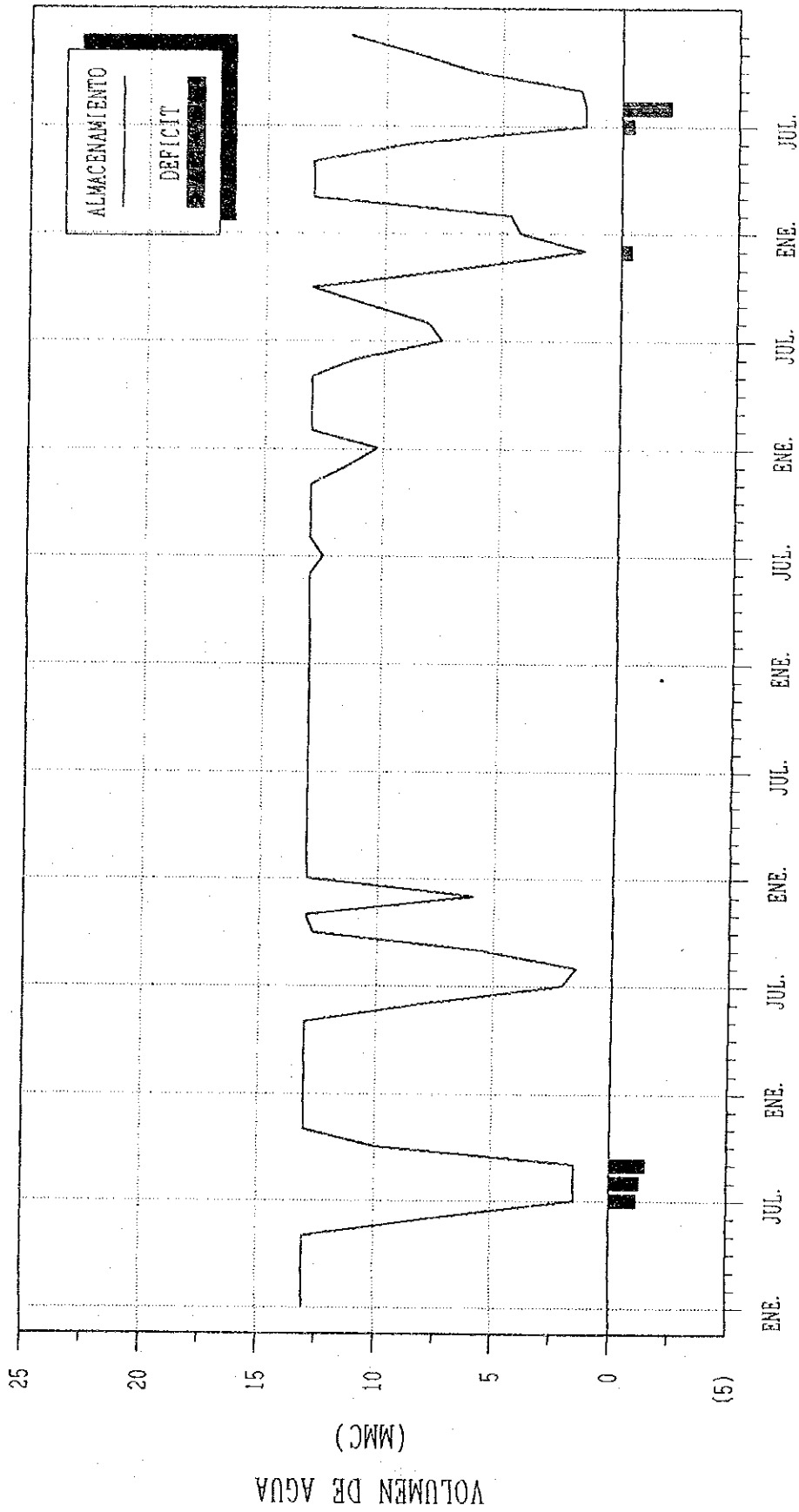
ANO Mes	LLUVIA (mm)	ET(c) (mm)	Po (mm)	N.R. (mm)	N.R. BRUTA (mm)	N.R. BRUTA (mm)	RIOS ADICI. (m3/s)	3 RIOS (m3/s)	AGUA COMPE. (m3/s)	CAPTA- CION (m3/s)	ENCIA. (m3/s)	AFLU- HIDRICO (m3/s)	BALANCE HIDRICO (m3/s)	ALMACE- NAJE (1000m3)	AFLU- PINAN (m3/s)	AGUA COMPE. (m3/s)	RIO PINAN (m3/s)	BALANCE HIDRICO (m3/s)	AFLU- PINAN (m3/s)	AGUA COMPE. (m3/s)	CAPTA- CION (m3/s)	ENCIA. (m3/s)	AFLU- HIDRICO (m3/s)	BALANCE HIDRICO (m3/s)	ALMACE- NAJE (1000m3)	EFLU- ENTE CIMENTO (m3/s)	ABASTE- CIMIENTO (m3/s)	DEFICITO (m3/s)	EVAPORACION (1000m3)
1989 ENE	53.0	88.6	35.3	53.3	106.6	3,412	1,680	3,171	0.100	1,000	2,680	0.792	6,708	0.200	6,508	0.200	6,508	5,776	12,720	5,763	0.792	0.000	28						
FEB	10.8	78.5	7.4	71.1	142.2	5,040	1,680	3,519	0.100	1,000	2,680	2,380	7,445	0.200	7,245	0.200	7,245	4,885	12,720	4,874	2,350	0.000	27						
MAR	50.8	69.7	33.9	35.8	71.6	2,292	1,680	2,899	0.100	1,000	2,680	0.000	6,133	0.200	5,933	0.200	5,933	5,933	12,720	5,923	0.000	0.000	23						
ABR	31.7	68.4	20.1	48.3	96.6	3,195	1,680	1,887	0.100	1,000	2,680	0.515	3,992	0.200	3,792	0.200	3,792	3,277	12,720	3,268	0.515	0.000	21						
MAY	9.8	82.1	6.2	75.9	151.8	4,859	1,120	2,759	0.100	1,000	2,120	2,739	5,837	0.200	5,637	0.200	5,637	2,898	12,720	2,890	2,739	0.000	24						
JUN	25.2	94.5	16.1	78.4	158.8	5,167	1,120	1,508	0.100	1,000	2,120	3,067	3,190	0.200	2,990	0.200	2,990	-0,077	12,497	0.000	3,067	0.000	29						
JUL	27.0	95.4	17.2	78.2	156.4	5,007	1,120	1,346	0.100	1,000	2,120	2,887	2,848	0.200	2,648	0.200	2,648	-0,239	11,828	0.000	3,067	0.000	38						
AGO	14.4	58.3	8.8	49.5	89.0	3,169	1,120	1,196	0.100	1,000	2,120	1,049	2,629	0.200	2,429	0.200	2,429	1,280	12,720	0.933	1,049	0.000	40						
SEP	21.5	58.2	12.6	45.6	91.2	3,017	1,120	1,207	0.100	1,000	2,120	0.897	2,553	0.200	2,353	0.200	2,353	1,456	12,720	1,440	0.897	0.000	38						
OCT	50.8	72.1	33.9	38.2	76.4	2,446	1,120	1,509	0.100	1,000	2,120	0.328	3,192	0.200	2,992	0.200	2,992	2,666	12,720	2,651	0.328	0.000	36						
NOV	54.9	96.2	36.5	59.7	119.4	3,950	1,680	1,085	0.100	0.985	2,665	1,285	2,296	0.200	2,096	0.200	2,096	0.811	12,720	0.797	1,285	0.000	34						
DIC	58.4	107.0	38.5	68.4	138.8	4,379	1,680	0.809	0.100	0.703	1,986	1,899	1,439	0.200	1,439	0.200	1,439	-0,497	11,354	0.000	1,986	0.000	35						
1990 ENE	24.2	88.6	14.1	74.5	149.0	4,770	1,680	0.960	0.100	0.850	2,530	2,240	2,010	0.200	1,810	0.200	1,810	-0,430	10,167	0.000	2,240	0.000	27						
FEB	58.3	78.5	36.6	39.9	79.8	2,828	1,680	1,166	0.100	1,000	2,680	0.148	2,447	0.200	2,247	0.200	2,247	2,069	12,720	1,032	0.148	0.000	24						
MAR	23.2	69.7	13.5	56.2	112.4	3,598	1,680	1,257	0.100	1,000	2,680	0.918	2,660	0.200	2,460	0.200	2,460	1,542	12,720	1,533	0.918	0.000	23						
ABR	36.3	68.4	22.9	45.5	91.0	3,010	1,680	2,141	0.100	1,000	2,680	0.339	4,530	0.200	4,330	0.200	4,330	4,000	12,720	3,991	0.339	0.000	21						
MAY	32.9	82.1	20.8	61.3	122.6	3,825	1,120	1,591	0.100	1,000	2,120	1,805	3,365	0.200	3,165	0.200	3,165	1,360	12,720	1,352	1,805	0.000	24						
JUN	30.6	94.5	19.4	75.1	150.2	4,968	1,120	1,129	0.100	1,000	2,120	2,848	2,380	0.200	2,188	0.200	2,188	-0,660	10,965	0.000	2,848	0.000	29						
JUL	21.6	95.4	12.7	82.7	169.4	5,295	1,120	1,020	0.100	0.920	2,040	3,255	2,158	0.200	1,958	0.200	1,958	-1,297	7,482	0.000	3,255	0.000	36						
AGO	1.0	59.3	0.8	57.5	115.0	3,681	1,120	1,004	0.100	0.904	2,024	1,657	2,125	0.200	1,925	0.200	1,925	0,268	8,163	0.000	1,657	0.000	34						
SEP	25.3	58.2	16.2	42.0	84.0	2,779	1,120	0.983	0.100	0.863	1,983	0.796	2,038	0.200	1,838	0.200	1,838	1,042	10,830	0.000	0.796	0.000	33						
OCT	121.4	72.1	72.1	0.0	0.0	0.000	1,120	1,387	0.100	1,000	2,120	0.000	2,535	0.200	2,335	0.200	2,335	2,735	12,720	2,017	0.000	0.000	33						
NOV	0.0	96.2	0.0	96.2	192.4	6,964	1,680	0.644	0.100	0.744	2,424	3,940	1,786	0.200	1,586	0.200	1,586	-2,964	6,965	0.000	3,940	0.000	34						
DIC	26.1	107.0	16.7	90.3	180.6	5,791	1,680	0.735	0.100	0.635	2,315	3,466	1,554	0.200	1,354	0.200	1,354	-2,112	1,500	0.000	3,466	0.000	26						
1991 ENE	50.9	88.6	34.0	54.6	109.2	3,496	1,680	1,026	0.100	0.926	2,606	0.890	2,171	0.200	1,971	0.200	1,971	1,681	4,368	0.000	0.890	0.000	8						
FEB	34.5	78.5	21.8	56.7	113.4	4,019	1,680	0.916	0.100	0.816	2,496	1,523	1,998	0.200	1,798	0.200	1,798	0,215	4,860	0.000	1,523	0.000	18						
MAR	122.7	69.7	69.7	0.0	0.0	0.000	1,680	2,193	0.100	1,000	2,680	0.000	4,619	0.200	4,419	0.200	4,419	4,419	12,720	1,485	0.000	0.000	17						
ABR	16.3	68.4	9.8	58.6	117.2	3,877	1,680	1,386	0.100	1,000	2,680	1,197	2,933	0.200	2,733	0.200	2,733	1,936	12,720	1,929	1,197	0.000	21						
MAY	57.1	82.1	44.0	38.1	76.2	2,439	1,120	1,084	0.100	0.984	2,104	0,335	2,234	0.200	2,034	0.200	2,034	1,759	12,720	1,751	0,335	0.000	24						
JUN	35.1	94.5	22.2	72.3	144.6	4,793	1,120	0,782	0.100	0,682	1,802	2,981	1,655	0.200	1,455	0.200	1,455	-1,526	8,741	0.000	2,981	0.000	29						
JUL	5.2	95.4	3.5	91.9	183.8	5,884	1,120	0,695	0.100	0,595	1,699	4,185	1,437	0.200	1,237	0.200	1,237	-2,948	1,500	0.000	3,930	0,255	30						
AGO	0.0	58.3	0.0	58.3	116.6	3,733	1,120	0,793	0.100	0,693	1,715	2,018	1,469	0.200	1,269	0.200	1,269	-0,749	1,500	0.000	1,266	0,762	12						
SEP	17.1	58.2	10.3	47.9	95.8	3,169	1,120	0,980	0.100	0,880	1,813	1,366	1,677	0.200	1,477	0.200	1,477	0,121	1,802	0.000	1,366	0,000	12						
OCT	58.7	72.1	38.8	33.3	66.6	2,132	1,120	0,980	0.100	0,880	1,813	1,366	1,677	0.200	1,477	0.200	1,477	0,121	1,802	0.000	1,366	0,000	12						
NOV	23.5	96.2	13.7	82.5	165.0	5,458	1,680	1,766	0.100	1,000	2,680	2,778	3,737	0.200	3,537	0.200	3,537	0,759	8,469	0.000	2,778	0,000	27						
DIC	23.5	107.0	13.7	83.3	186.6	5,973	1,680	1,994	0.100	1,000	2,680	3,289	4,220	0.200	4,020	0.200	4,020	0,727	10,329	0.000	3,289	0,000	30						

Nota

6 RIOS: CARIYACU, HUARMAYACU, CARIYACU, CHIMBORAZO, TUSHILA Y ALAMBI
 4 RIOS: PANTAYI, GUALOTO, ATANTO Y CAMPANARIO

CANTIDAD DE ALMACENAMIENTO Y DEFICIT DEL EMBALSE

CASO 2



MES (1986 - 1991)

Fig.H.5.8 Cantidad de Almacenamiento y Déficit del Embalse Alternativa - Caso 2

Tabla H.5.8 Cálculo de Balance de Agua del Embalse Piñán Alternativa - Caso 2

CASO: 2
 AREA REGADA: 8.574 (ha)
 ERI, G.L.B. Ep: 0.5

6 RIOS (en canal (m³/s))
 111.59

3 RIOS (en el canal de conducción)
 28.7
 CAPTACION MAXIMO (m³/s)
 1.000

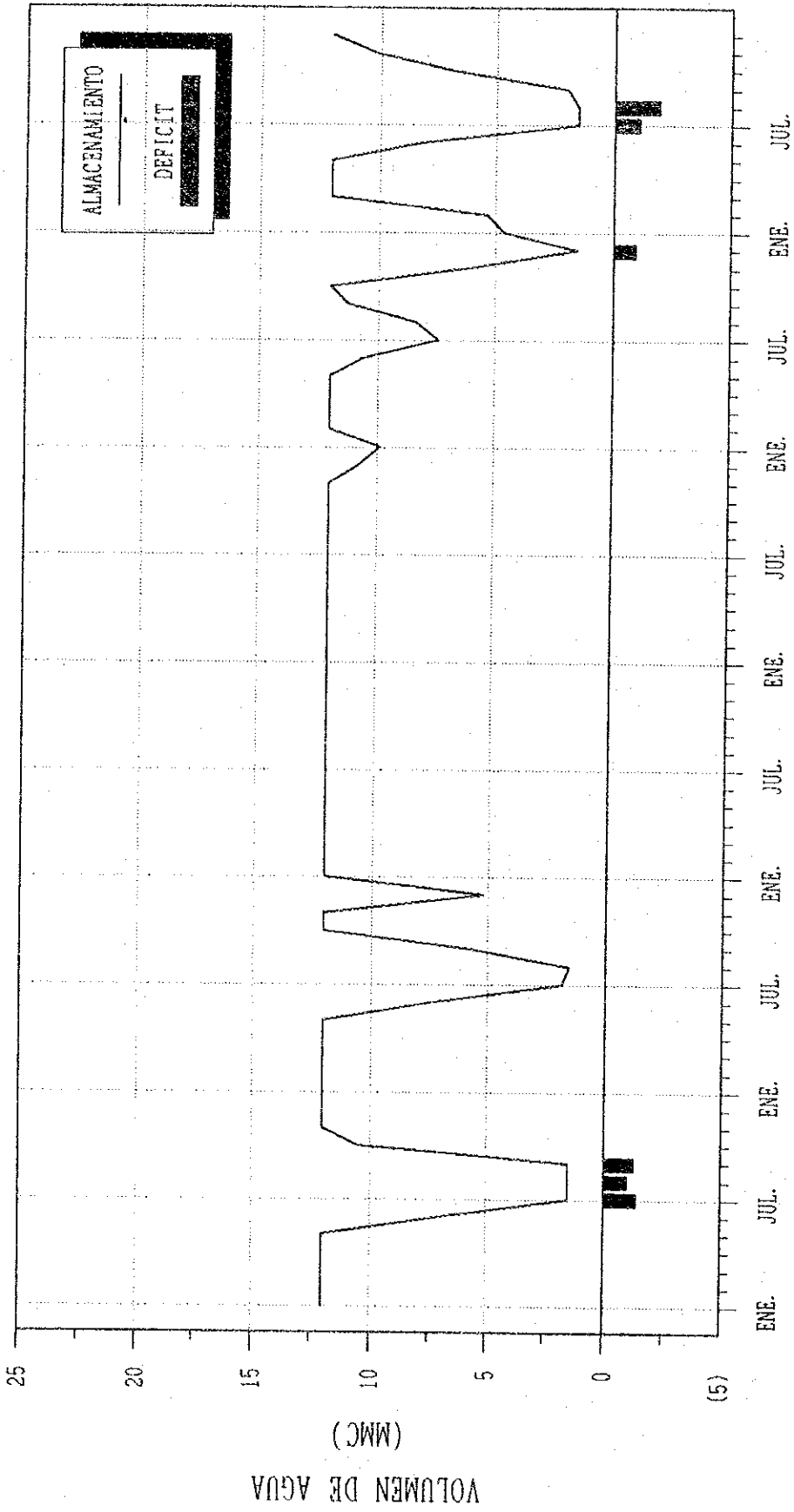
PIÑÁN
 83.4
 PANTAVI
 36.1

ERC: 11,542 (1000m³)
 G.R.C: 13,042 (1000m³)
 D.S.C: 1,500 (1000m³)

ANO	Mes	LLUVIA (mm)	ET(C) (mm)	Po (mm)	N.R. META (mm)	N.R. BRUTA (mm)	N.R. BRUTA (m ³ /s)	RIOS ADICL. (m ³ /s)	RIOS 3 RIOS (m ³ /s)	AGUA COMPE. (m ³ /s)	CAPTA. CION (m ³ /s)	AFLU. ENCA (m ³ /s)	BALANCE HIDRICO (m ³ /s)	RIO PIÑÁN (m ³ /s)	AGUA COMPE. (m ³ /s)	AFLU. PIÑÁN (m ³ /s)	AFLU. PANTAVI (m ³ /s)	CAPTA. CION (m ³ /s)	BALANCE HIDRICO (m ³ /s)	ALMACE. N.AJE (1000m ³)	EFLU. ENTE CIMIENTO (m ³ /s)	ABASTE. DEFICITO (m ³ /s)	SVAPO. RACION (1000m ³)	
1986	ENE	29.3	88.6	18.0	70.6	141.2	4.520	1.880	0.753	0.100	0.853	2.033	2.187	3.922	0.200	3.722	1.019	0.800	2.135	13.042	2.135	2.167	0.000	28
	FEB.	76.2	78.5	51.7	26.8	53.6	1.900	1.880	0.853	0.100	0.753	2.433	0.000	4.440	0.200	4.240	1.153	0.800	4.840	13.042	4.828	0.000	0.000	27
	MAR.	29.9	99.7	69.7	0.0	0.0	0.000	1.880	1.024	0.100	0.924	2.804	0.000	5.331	0.200	5.131	1.384	0.800	5.731	13.042	5.721	0.000	0.000	24
	ABR.	48.5	86.4	30.3	36.1	76.2	2.521	1.880	0.740	0.100	0.640	2.320	0.201	3.854	0.200	3.654	1.001	0.800	4.053	13.042	4.044	0.201	0.000	22
	MAY.	128.8	82.1	82.1	0.0	0.0	0.000	1.120	0.751	0.100	0.651	1.771	0.000	3.910	0.200	3.710	1.015	0.800	4.310	13.042	4.301	0.000	0.000	25
	JUN.	0.0	94.5	0.0	94.5	186.0	6.252	1.120	0.442	0.100	0.342	1.462	4.790	2.300	0.200	2.100	0.597	0.597	-2.093	7.662	0.000	4.790	0.000	29
	JUL.	0.0	93.4	0.0	93.4	190.8	8.106	1.120	0.344	0.100	0.244	1.364	4.744	1.899	0.200	1.699	0.436	0.436	-0.461	1.500	0.000	4.318	0.428	32
	AGO.	0.0	56.3	0.0	56.3	118.8	3.733	1.120	0.324	0.100	0.224	1.344	2.369	1.899	0.200	1.699	0.424	0.424	-0.560	1.500	0.000	4.318	0.428	32
	SEP.	1.8	58.2	1.4	56.8	113.6	3.758	1.120	0.312	0.100	0.212	1.332	2.428	1.864	0.200	1.664	0.422	0.422	-0.560	1.500	0.000	4.318	0.428	32
	OCT.	71.0	72.1	52.2	19.3	39.8	1.274	1.120	0.532	0.100	0.432	1.552	0.000	2.773	0.200	2.573	0.720	0.600	3.173	9.888	0.000	0.000	0.000	12
	NOV.	73.5	96.2	48.0	48.2	98.4	3.189	1.880	0.858	0.100	0.758	2.438	0.751	4.497	0.200	4.297	1.160	0.800	4.116	13.042	2.833	0.751	0.000	11
	DIC.	31.2	107.0	19.8	87.2	174.4	5.593	1.880	0.594	0.100	0.494	2.174	3.409	3.091	0.200	2.891	0.903	0.800	0.062	13.042	0.071	3.409	0.000	36
1987	ENE	52.5	96.6	35.0	53.6	107.2	3.432	1.880	0.808	0.100	0.708	2.398	1.046	4.198	0.200	3.998	1.090	0.800	3.552	13.042	3.539	1.046	0.000	29
	FEB.	29.2	78.5	18.8	59.9	119.8	4.246	1.880	0.546	0.100	0.446	2.126	2.842	2.842	0.200	2.642	0.738	0.800	1.122	13.042	1.110	2.120	0.000	27
	MAR.	88.9	86.7	45.1	24.6	49.2	1.575	1.880	0.882	0.100	0.882	2.282	0.000	3.551	0.200	3.351	0.922	0.800	3.951	13.042	3.841	0.000	0.000	24
	ABR.	90.3	86.4	82.8	5.8	11.6	0.394	1.880	0.774	0.100	0.674	2.354	0.000	4.030	0.200	3.830	1.047	0.800	4.430	13.042	4.421	0.000	0.000	22
	MAY.	102.4	82.1	71.3	10.8	21.6	0.691	1.120	1.073	0.100	0.973	2.693	0.000	5.588	0.200	5.388	1.451	0.800	5.988	13.042	5.980	0.000	0.000	25
	JUN.	5.7	94.5	3.8	90.7	181.4	8.000	1.120	0.437	0.100	0.337	1.457	4.543	2.275	0.200	2.075	0.591	0.591	-1.877	6.152	0.000	4.543	0.000	29
	JUL.	10.6	95.4	8.7	86.7	177.4	8.679	1.120	0.344	0.100	0.244	1.364	4.315	1.793	0.200	1.593	0.488	0.488	-2.256	2.080	0.000	4.315	0.000	32
	AGO.	4.2	58.3	2.9	55.4	110.8	3.547	1.120	0.304	0.100	0.204	1.354	2.193	1.737	0.200	1.537	0.451	0.451	-0.205	1.500	0.000	2.192	0.000	16
	SEP.	52.6	56.2	35.0	23.2	46.4	1.535	1.120	0.902	0.100	0.802	1.322	0.213	1.575	0.200	1.375	0.409	0.409	1.571	5.556	0.000	0.213	0.000	12
	OCT.	61.5	72.1	55.1	17.0	34.0	1.086	1.120	0.458	0.100	0.358	1.458	0.000	2.280	0.200	2.080	0.592	0.592	2.672	12.700	0.000	0.000	0.000	27
	NOV.	44.0	96.2	27.6	88.6	137.2	4.538	1.880	0.457	0.100	0.357	2.037	2.501	2.390	0.200	2.190	0.618	0.600	0.279	13.042	0.137	2.501	0.000	34
	DIC.	6.7	107.0	4.4	102.6	205.2	8.569	1.880	0.597	0.100	0.497	1.817	4.052	1.752	0.200	1.552	0.455	0.455	-2.645	5.924	0.000	4.052	0.000	36
1988	ENE	68.7	86.6	45.0	43.6	87.2	2.791	1.880	0.556	0.100	0.456	2.138	0.353	2.904	0.200	2.704	0.754	0.800	2.651	12.989	0.000	0.653	0.000	20
	FEB.	29.5	76.5	24.6	53.7	107.4	3.675	1.880	0.824	0.100	0.724	2.204	1.471	3.252	0.200	3.052	0.845	0.800	2.152	13.042	2.152	1.471	0.000	27
	MAR.	45.1	89.7	28.2	41.5	83.0	2.857	1.880	0.590	0.100	0.490	2.160	0.497	3.023	0.200	2.823	0.785	0.800	2.828	13.042	2.816	0.497	0.000	24
	ABR.	73.8	86.4	48.2	20.2	40.4	1.336	1.880	1.048	0.100	0.948	2.828	0.000	5.457	0.200	5.257	1.417	0.800	5.857	13.042	5.848	0.000	0.000	22
	MAY.	19.3	82.1	10.9	71.2	142.4	4.559	1.120	0.803	0.100	0.703	1.823	2.735	4.165	0.200	3.965	1.087	0.800	1.850	13.042	1.842	2.735	0.000	25
	JUN.	45.9	94.5	28.7	65.8	131.8	4.253	1.120	0.640	0.100	0.540	1.660	2.883	3.394	0.200	3.134	0.889	0.800	1.850	13.042	1.831	2.883	0.000	29
	JUL.	38.5	95.4	24.2	71.2	142.4	4.559	1.120	0.563	0.100	0.463	1.573	2.985	2.881	0.200	2.681	0.748	0.800	0.296	13.042	0.285	2.985	0.000	38
	AGO.	9.8	56.3	6.2	52.1	104.2	3.226	1.120	0.413	0.100	0.313	1.433	1.900	2.148	0.200	1.948	0.559	0.559	0.603	13.042	0.599	1.903	0.000	41
	SEP.	13.9	56.2	8.5	48.7	92.4	3.268	1.120	0.400	0.100	0.300	1.420	1.963	2.066	0.200	1.866	0.542	0.542	0.560	13.042	0.544	1.866	0.000	39
	OCT.	26.5	72.1	18.4	53.7	107.4	3.438	1.120	0.504	0.100	0.404	1.524	1.914	2.624	0.200	2.424	0.881	0.800	1.110	13.042	1.095	1.914	0.000	36
	NOV.	31.9	96.2	20.2	76.0	152.0	5.926	1.880	1.398	0.100	1.000	2.680	2.348	7.070	0.200	6.870	1.830	0.800	5.122	13.042	5.108	2.348	0.000	35
	DIC.	31.8	107.0	20.2	86.8	173.8	5.557	1.880	1.081	0.100	0.981	2.641	2.916	5.528	0.200	5.328	1.436	0.800	3.012	13.042	2.989	2.916	0.000	36

CANTIDAD DE ALMACENAMIENTO Y DÉFICIT DEL EMBALSE

CASO 3



MES (1986 - 1991)

Fig. H.5.9 Cantidad de Almacenamiento y Déficit del Embalse Alternativa - Caso 3

Tabla H.5.9

Cálculo de Balance de Agua del Embalse Piñán
 Alternativa - Caso 3

CASO : 3
 AREA REGADA : 6,274 (ha)
 EPL. G.LB. Ep : 0.5

8 RIOS (en canal prin.) : 111.25
 3 RIOS (en canal de construcción) : 28.7
 SALADO : 24.3

PANTANÍ : 36.1
 PIÑÁN : 63.4

E.R.C. : 10.550 (1000m³)
 G.R.C. : 12.050 (1000m³)
 O.S.C. : 1.500 (1000m³)

AÑO	Mes	LLUVIA (mm)	Ete)	Pi	N.R	N.R	BRUTA (mm)	N.R	BRUTA (mm)	N.R	ADICI.	3 RIOS		AQUA		AFLU. ENCA (m ³ /s)	BALANCE HIDRICO		AFLU. ENCA (m ³ /s)	CAPTA. CIEN (m ³ /s)	AFLU. PANTANÍ (m ³ /s)	AFLU. PANTANÍ (m ³ /s)	CAPTA. CIEN (m ³ /s)	BALANCE HIDRICO (m ³ /s)	ALMAC. NAJE (1000m ³)	EFLU. AGASTE-DEFICITO (m ³ /s)	EVAPO-RACION (1000m ³)	
												ADICI.	COMPE.	COMPE.	COMPE.		RIO SALADO (m ³ /s)	RIO PIÑÁN (m ³ /s)										RIO COMPE. (m ³ /s)
1986	ENE.	20.3	38.8	18.0	70.8	141.2	4.520	1.690	0.743	0.100	0.853	2.333	2.187	0.457	0.100	0.357	3.222	0.200	3.722	1.019	0.600	2.492	2.492	12,050	2.187	0.000	26	
	FEB.	76.2	78.8	51.7	28.8	83.6	1.900	1.860	0.853	0.100	0.753	2.433	0.000	0.517	0.100	0.417	4.440	0.200	4.240	1.153	0.800	5.257	5.257	12,050	0.000	0.000	28	
	MAR.	224.9	69.7	69.7	0.0	0.0	0.000	1.860	1.024	0.100	0.924	2.504	0.000	0.621	0.100	0.521	5.331	0.200	5.131	1.384	0.600	6.242	6.242	12,050	0.000	0.000	23	
	ABR.	48.5	68.4	30.3	36.1	78.2	2.521	1.680	0.740	0.100	0.640	2.320	0.201	0.449	0.100	0.349	3.654	0.200	3.854	1.001	0.600	4.402	4.360	12,050	0.201	0.000	21	
	MAY.	120.8	82.1	82.1	0.0	0.0	0.000	1.120	0.751	0.100	0.651	1.771	0.000	0.456	0.100	0.356	3.910	0.200	3.710	1.015	0.600	4.866	4.866	12,050	0.000	0.000	24	
	JUN.	0.0	94.5	0.0	94.5	189.0	4.252	1.120	0.842	0.100	0.942	1.482	4.786	0.288	0.100	0.188	2.300	0.200	2.100	0.987	0.597	-1.525	7.037	0.000	4.790	0.000	28	
	JUL.	0.0	96.4	0.0	96.4	190.8	6.108	1.120	0.944	0.100	0.944	1.384	4.744	0.269	0.100	0.169	1.789	0.200	1.589	0.465	0.465	-2.581	1.500	0.000	4.220	0.524	31	
	AGO.	0.0	58.3	0.0	58.3	118.6	3.720	1.120	0.824	0.100	0.924	1.344	2.389	0.197	0.100	0.097	1.698	0.200	1.498	0.438	0.438	-3.384	1.500	0.000	2.012	0.524	12	
	SEP.	1.8	58.2	1.4	58.8	113.6	3.758	1.120	0.812	0.100	0.912	1.332	2.428	0.189	0.100	0.089	1.824	0.200	1.624	0.422	0.422	-4.491	1.500	0.000	1.850	0.498	12	
	OCT.	77.0	72.1	52.2	19.9	38.8	1.274	1.120	0.532	0.100	0.632	1.552	0.000	0.323	0.100	0.223	2.773	0.200	2.573	0.720	0.600	3.366	10.883	0.000	0.000	0.000	11	
	NOV.	73.5	96.2	48.0	48.2	98.4	3.189	1.690	0.958	0.100	0.758	2.438	0.751	0.521	0.100	0.421	4.467	0.200	4.267	1.186	0.600	4.537	12.050	3.987	0.751	0.000	32	
	DIC.	31.2	107.0	18.8	87.2	174.4	5.583	1.860	0.964	0.100	0.964	2.174	3.409	0.380	0.100	0.280	3.091	0.200	2.891	0.803	0.600	0.342	12.050	0.320	3.409	0.000	34	
1987	ENE.	52.5	88.0	35.0	53.8	107.2	3.432	1.860	0.868	0.100	0.768	2.388	1.048	0.498	0.100	0.398	4.132	0.200	3.932	1.090	0.600	0.304	12.050	3.928	1.048	0.000	28	
	FEB.	29.2	78.5	18.6	59.9	119.8	4.248	1.860	0.548	0.100	0.448	2.138	2.120	0.331	0.100	0.231	2.942	0.200	2.742	0.738	0.600	0.351	12.050	1.341	2.120	0.000	28	
	MAR.	68.9	69.7	45.1	24.6	49.2	1.575	1.680	0.802	0.100	0.582	2.282	0.000	0.414	0.100	0.314	3.451	0.200	3.251	0.922	0.600	4.285	12.050	4.255	0.000	0.000	23	
	ABR.	53.3	68.4	62.8	6.8	11.8	0.384	1.860	0.774	0.100	0.674	2.364	0.000	0.470	0.100	0.370	4.039	0.200	3.839	1.047	0.600	4.800	12.050	4.791	0.000	0.000	21	
	MAY.	182.4	82.1	71.3	10.8	21.6	0.691	1.120	1.073	0.100	0.973	2.063	0.000	0.651	0.100	0.551	5.588	0.200	5.388	1.451	0.600	6.533	12.050	6.531	0.000	0.000	24	
	JUN.	5.7	94.5	3.8	90.7	181.4	6.000	1.120	0.437	0.100	0.337	1.457	4.543	0.285	0.100	0.185	2.275	0.200	2.075	0.991	0.600	-1.712	7.988	0.000	4.543	0.000	28	
	JUL.	10.8	96.4	8.7	86.7	177.4	5.679	1.120	0.344	0.100	0.244	1.264	4.315	0.209	0.100	0.109	1.793	0.200	1.593	0.486	0.486	-2.147	1.609	0.000	4.315	0.000	32	
	AGO.	4.2	58.3	2.9	55.4	110.8	3.547	1.120	0.324	0.100	0.224	1.354	2.183	0.202	0.100	0.102	1.737	0.200	1.537	0.451	0.451	-0.163	1.501	0.000	2.160	0.000	16	
	SEP.	52.8	58.2	35.0	23.2	48.4	1.535	1.120	0.302	0.100	0.202	1.322	0.213	0.184	0.100	0.084	1.575	0.200	1.375	0.409	0.409	1.655	5.774	0.000	0.213	0.000	12	
	OCT.	81.5	72.1	55.1	17.0	34.0	1.088	1.120	0.458	0.100	0.358	1.468	0.000	0.288	0.100	0.188	2.280	0.200	2.080	0.582	0.600	0.362	12.050	0.490	0.000	0.000	28	
	NOV.	44.0	96.2	27.8	88.8	197.2	4.538	1.860	0.437	0.100	0.337	2.037	2.501	0.277	0.100	0.177	2.880	0.200	2.680	0.818	0.600	0.498	12.050	0.445	2.501	0.000	0.000	34
	DIC.	8.7	107.0	4.4	102.8	205.2	6.589	1.690	0.337	0.100	0.237	1.917	4.882	0.284	0.100	0.184	1.782	0.200	1.582	0.455	0.455	-2.541	5.213	0.000	4.682	0.000	34	
1988	ENE.	69.7	88.8	45.0	43.6	87.2	2.791	1.860	0.508	0.100	0.498	2.138	0.853	0.398	0.100	0.298	2.904	0.200	2.704	0.794	0.600	0.289	12.050	0.323	0.653	0.000	19	
	FEB.	36.5	78.5	24.8	53.7	107.4	3.675	1.860	0.624	0.100	0.524	2.204	1.471	0.370	0.100	0.270	3.282	0.200	3.082	0.845	0.600	2.480	12.050	2.453	1.471	0.000	29	
	MAR.	45.1	69.7	23.2	41.5	83.0	2.457	1.890	0.590	0.100	0.480	2.180	0.497	0.352	0.100	0.252	3.023	0.200	2.823	0.785	0.600	3.178	12.050	3.168	0.487	0.000	23	
	ABR.	73.8	68.4	48.2	20.2	40.4	1.338	1.860	1.048	0.100	0.948	2.828	0.000	0.838	0.100	0.738	5.457	0.200	5.257	1.417	0.600	6.293	12.050	6.294	0.000	0.000	21	
	MAY.	183	82.1	10.9	71.2	142.4	4.588	1.120	0.603	0.100	0.703	1.828	2.735	0.488	0.100	0.388	4.185	0.200	3.985	1.067	0.600	2.238	12.050	2.239	2.735	0.000	24	
	JUN.	45.9	94.5	28.7	85.8	131.6	4.303	1.120	0.640	0.100	0.540	1.880	2.683	0.389	0.100	0.289	3.334	0.200	3.134	0.968	0.600	1.430	12.050	1.431	2.683	0.000	29	
	JUL.	38.5	96.4	24.2	71.2	142.4	4.588	1.120	0.553	0.100	0.453	1.670	2.985	0.335	0.100	0.235	2.881	0.200	2.681	0.748	0.600	0.582	12.050	0.582	2.881	0.000	32	
	AGO.	9.8	58.3	6.2	52.1	104.2	3.338	1.120	0.413	0.100	0.313	1.433	1.913	0.250	0.100	0.150	2.148	0.200	1.948	0.558	0.558	0.753	12.050	0.753	1.948	0.000	37	
	SEP.	13.9	58.2	8.5	49.7	99.4	3.288	1.120	0.400	0.100	0.300	1.420	1.898	0.343	0.100	0.143	2.086	0.200	1.886	0.542	0.542	0.703	12.050	0.688	1.886	0.000	38	
	OCT.	28.9	72.1	18.4	53.7	107.4	3.438	1.120	0.504	0.100	0.404	1.524	1.914	0.308	0.100	0.208	2.884	0.200	2.684	0.651	0.600	0.600	1.316	12.050	1.302	1.914	0.000	35
	NOV.	31.9	96.2	20.2	78.0	152.0	5.028	1.860	1.358	0.100	1.000	2.680	2.348	0.824	0.100	0.600	7.070	0.200	6.870	1.898	0.600	5.722	12.050	5.708	2.348	0.000	34	
	DIC.	31.8	107.0	20.2	86.8	173.8	5.527	1.860	1.061	0.100	0.961	2.641	2.918	0.844	0.100	0.744	5.528	0.200	5.328	1.438	0.600	3.558	12.050	3.543	2.918	0.000	34	

CASO : 3
 AREA REGADA : 8,574 (ha)
 EFL.GLB. Eb : 0.5

6 RIOS (en canal (m³/s))
 111.50

SUPERFICIE DE CAPTACION (m²)
 3 RIOS (en el canal de conducción)
 26.7

SALADO
 24.3

PANTANI
 36.1

PIÑAN
 83.4

E.R.C. : 10.500 (1000m³)
 G.R.C. : 12.050 (1000m³)
 D.S.C. : 1.500 (1000m³)

CAPTACION MAXIMO (m ³ /s)		1.000		0.600		0.600		0.600		0.600		0.600		0.600															
AÑO Mes	LLUVIA (mm)	ETRo (mm)	Pv (mm)	N.R. BRUTA (mm)	N.R. BRUTA (mm)	R.O.S. A.O.C.I. (m ³ /s)	3 RIOS COMPE. (m ³ /s)	A.G.U.A. COMPE. (m ³ /s)	C.A.P.T.A.-C.O.N. (m ³ /s)	A.F.L.U.-E.N.C.I.A. (m ³ /s)	B.A.L.A.N.C.E. H.I.D.R.I.C.O. (m ³ /s)	R.I.O. S.A.L.A.D.O. (m ³ /s)	R.I.O. C.O.M.P.E. (m ³ /s)	A.G.U.A. C.O.M.P.E. (m ³ /s)	C.A.P.T.A.-C.O.N. (m ³ /s)	R.I.O. P.IÑAN (m ³ /s)	R.I.O. C.O.M.P.E. (m ³ /s)	A.F.L.U.-P.IÑAN (m ³ /s)	P.A.N.T.A.N.I. (m ³ /s)	A.F.L.U.-P.IÑAN (m ³ /s)	C.A.P.T.A.-C.O.N. (m ³ /s)	B.A.L.A.N.C.E. H.I.D.R.I.C.O. (m ³ /s)	A.L.M.A.C.E.-N.A.U.E. (1000m ³)	E.F.L.U.-E.N.T.R.E. C.I.M.I.E.N.T.O. (m ³ /s)	A.B.A.S.T.E.-D.E.F.I.C.I.T.O. (m ³ /s)	E.V.A.C.O.-R.A.C.I.O.N. (1000m ³)			
1986 ENE	53.0	83.6	35.3	53.3	106.6	3,412	1,880	1,299	0.100	1,000	2,890	0.732	0.762	0.100	0.800	6.708	0.290	6.508	1.742	0.800	1.742	0.800	0.3978	12.050	6.963	0.732	0.000	26	
FEB	11.8	78.5	7.4	71.1	142.2	5,040	1,880	1,430	0.100	1,000	2,890	0.868	0.868	0.100	0.800	7.445	0.200	7.245	1.934	0.800	1.934	0.800	6.085	12.050	6.073	2.300	0.000	26	
MAR	50.8	69.7	33.9	35.8	71.6	2,292	1,880	1,000	0.100	1,000	2,890	0.000	0.715	0.100	0.800	6.133	0.200	5.933	1.560	0.800	1.560	0.800	7.133	12.050	7.123	0.000	0.000	26	
ABR	31.7	68.4	20.1	48.3	96.8	3,195	1,880	0.787	0.100	0.887	2,347	0.848	0.465	0.100	0.885	3.982	0.200	3.782	1.007	0.800	1.007	0.800	3.969	12.050	3.900	0.848	0.000	21	
MAY	9.8	82.1	6.2	75.9	151.8	4,899	1,120	1.121	0.100	1,000	2,120	2.799	0.890	0.100	0.990	3.837	0.200	3.637	1.516	0.800	1.516	0.800	4.078	12.050	4.070	2.789	0.000	24	
JUN	25.2	94.5	16.1	78.4	156.9	5,187	1,120	0.813	0.100	0.913	3.554	0.372	0.100	0.272	0.772	3.190	0.200	2.990	0.829	0.800	0.829	0.800	0.398	12.050	0.299	3.554	0.000	28	
JUL	27.0	95.4	17.2	78.2	158.4	5,007	1,120	0.547	0.100	0.447	3.440	0.332	0.100	0.232	0.648	2,848	0.200	2,648	0.740	0.800	0.740	0.800	0.040	12.050	0.029	3.440	0.000	37	
AGO	14.4	98.3	8.8	49.5	99.0	3,185	1,120	0.480	0.100	0.380	1,863	0.295	0.100	0.195	0.529	2,529	0.200	2,329	0.657	0.800	0.657	0.800	1.481	12.050	1.447	1.883	0.000	40	
SEP	21.5	98.2	12.6	43.8	91.2	3,017	1,120	0.490	0.100	0.390	1,507	0.298	0.100	0.198	0.486	2,583	0.200	2,383	0.693	0.800	0.693	0.800	1.644	12.050	1.628	1.507	0.000	38	
OCT	50.8	72.1	33.9	38.2	78.4	2,448	1,120	0.613	0.100	0.513	1,833	0.313	0.372	0.100	0.272	3.192	0.200	2,992	0.893	0.800	0.893	0.800	3.051	12.050	3.037	0.813	0.000	35	
NOV	54.9	96.2	38.5	56.7	119.4	3,950	1,880	0.441	0.100	0.341	2,021	1.520	0.268	0.100	0.168	2,298	0.200	2,098	0.598	0.800	0.598	0.800	1.929	12.050	1.929	0.000	0.000	34	
DIC	58.4	107.0	38.6	65.4	136.5	4,378	1,880	0.386	0.100	0.286	1,948	2.473	0.198	0.100	0.098	1,899	0.200	1,699	0.441	0.800	0.441	0.800	-0.435	10.851	0.000	2.473	0.000	34	
1987 ENE	24.2	88.0	14.1	74.5	140.0	4,770	1,880	0.386	0.100	0.286	1,968	2.604	0.234	0.100	0.134	2,010	0.200	1,810	0.522	0.800	0.522	0.800	2.254	12.050	2.254	0.000	2.804	0.000	24
FEB	58.3	78.5	38.6	36.9	79.8	2,828	1,880	0.470	0.100	0.370	0.778	0.285	0.100	0.185	0.465	2,447	0.200	2,247	0.635	0.800	0.635	0.800	1.793	12.050	1.794	1.907	0.000	23	
MAR	23.2	66.7	13.5	54.2	112.4	3,598	1,880	0.511	0.100	0.411	2,091	1.507	0.310	0.100	0.210	2,880	0.200	2,680	0.891	0.800	0.891	0.800	1.793	12.050	1.794	1.907	0.000	23	
ABR	38.3	68.4	22.9	45.5	91.0	3,010	1,880	0.870	0.100	0.770	2,450	0.580	0.268	0.100	0.428	4.530	0.200	4.330	1.178	0.800	1.178	0.800	4.788	12.050	4.788	0.500	0.000	21	
MAY	32.9	82.1	30.8	61.3	122.8	3,925	1,120	0.648	0.100	0.548	1,695	0.392	0.100	0.292	0.628	3,385	0.200	3,185	0.874	0.800	0.874	0.800	1.798	12.050	1.790	2.228	0.000	24	
JUN	30.6	94.5	19.4	75.1	150.2	4,368	1,120	0.459	0.100	0.359	1,479	3.460	0.278	0.100	0.178	2,398	0.200	2,198	0.820	0.800	0.820	0.800	-0.523	10.870	0.000	3.469	0.000	28	
JUL	21.6	95.4	12.7	82.7	165.4	5,295	1,120	0.414	0.100	0.314	1,434	3.861	0.252	0.100	0.152	2,150	0.200	1,950	0.591	0.800	0.591	-1.190	7.433	0.000	3.861	0.000	35		
AGO	1.0	98.3	0.8	57.5	115.0	3,981	1,120	0.408	0.100	0.308	1,428	2.283	0.248	0.100	0.148	2,125	0.200	1,925	0.532	0.800	0.532	0.562	0.372	8.418	0.000	2.283	0.000	34	
SEP	25.3	98.2	14.2	42.0	84.0	2,778	1,120	0.391	0.100	0.291	1,411	1.368	0.237	0.100	0.137	2,038	0.200	1,838	0.529	0.800	0.529	1.198	11.327	0.000	1.368	0.000	33		
OCT	121.4	72.1	72.1	0.0	0.0	0.000	1,120	0.684	0.100	0.484	1.984	0.000	0.342	0.100	0.242	2,655	0.200	2,455	0.782	0.800	0.782	0.600	3.577	12.050	3.295	0.000	0.000	34	
NOV	0.0	96.2	0.0	96.2	182.4	6,364	1,880	0.343	0.100	0.243	1.923	4.441	0.208	0.100	0.108	1.788	0.200	1.588	0.464	0.800	0.464	-2.283	6.998	0.000	4.441	0.000	4.441	0.000	34
DIC	26.1	107.0	18.7	90.3	180.6	5,781	1,880	0.298	0.100	0.198	1,878	3.903	0.181	0.100	0.081	1.654	0.200	1.454	0.404	0.800	0.404	-2.084	1.500	0.000	5.404	0.000	5.404	0.000	28
1987 ENE	50.8	28.0	34.0	54.8	108.2	3,498	1,880	0.417	0.100	0.317	1.997	1.489	0.253	0.100	0.153	2,171	0.200	1,971	0.594	0.800	0.594	1.189	4.857	0.000	1.189	0.000	1.189	0.000	8
FEB	34.5	78.5	21.8	56.7	113.4	4,019	1,880	0.372	0.100	0.272	1.992	2.067	0.228	0.100	0.128	1.538	0.200	1.338	0.503	0.800	0.503	0.300	3.375	0.000	2.067	0.000	2.067	0.000	18
MAR	122.7	81.7	69.7	0.0	0.0	0.000	1,880	0.897	0.100	0.797	2.407	0.000	0.538	0.100	0.438	4.610	0.200	4.410	1.200	0.800	1.200	0.800	5.457	12.050	2.958	0.000	0.000	18	
ABR	16.3	68.4	9.8	58.5	117.2	3,877	1,880	0.583	0.100	0.483	2.143	1.794	0.342	0.100	0.242	2.930	0.200	2.730	0.762	0.800	0.762	1.841	12.050	1.834	1.734	0.000	0.000	21	
MAY	67.1	82.1	44.0	38.1	78.2	2,439	1,120	0.440	0.100	0.340	1.480	0.979	0.287	0.100	0.187	2.294	0.200	2.094	0.598	0.800	0.598	0.598	1.870	12.050	1.870	0.579	0.000	24	
JUN	35.1	94.5	22.2	72.3	144.6	4,733	1,120	0.318	0.100	0.218	1.338	3.445	0.189	0.100	0.089	1.655	0.200	1.455	0.430	0.800	0.430	-1.487	5.223	0.000	3.465	0.000	3.465	0.000	29
JUL	5.2	95.4	3.5	91.9	163.8	5,884	1,120	0.278	0.100	0.178	1.296	4.988	0.187	0.100	0.087	1.437	0.200	1.237	0.373	0.800	0.373	-2.911	1.500	0.000	4.178	0.000	4.178	0.000	32
AGO	0.0	98.3	0.0	98.3	118.8	3,733	1,120	0.282	0.100	0.182	1.302	2.431	0.171	0.100	0.071	1.409	0.200	1.209	0.382	0.800	0.382	-0.789	1.500	0.000	1.710	0.000	1.710	0.000	12
SEP	17.1	98.2	10.3	47.9	96.8	3,189	1,120	0.322	0.100	0.222	1.342	1.827	0.185	0.100	0.085	1.677	0.200	1.477	0.438	0.800	0.438	0.606	1.957	0.000	1.827	0.000	1.827	0.000	12
OCT	58.7	72.1	38.0	33.3	88.6	2,192	1,120	0.398	0.100	0.298	1.418	0.714	0.242	0.100	0.142	2.073	0.200	1.873	0.538	0.800	0.538	0.530	1.839	6.870	0.000	0.714	0.000	12	
NOV	23.5	98.2	13.7	82.5	165.0	5,458	1,880	0.717	0.100	0.617	2.297	3.161	0.436	0.100	0.336	3.737	0.200	3.537	0.970	0.800	0.970	1.511	10.266	0.000	3.161	0.000	3.161	0.000	20
DIC	23.5	107.0	13.7	83.3	185.6	5,973	1,880	0.810	0.100	0.710	2.990	3.583	0.462	0.100	0.362	4.228	0.200	4.028	1.046	0.800	1.046	1.428	12.050	0.000	3.583	0.000	3.583	0.000	20

3 RIOS: CARIYACI, HUARIYACI, CARIYACI, CHIMBORAZO, TUSHLA Y ALAMBI
 Nota

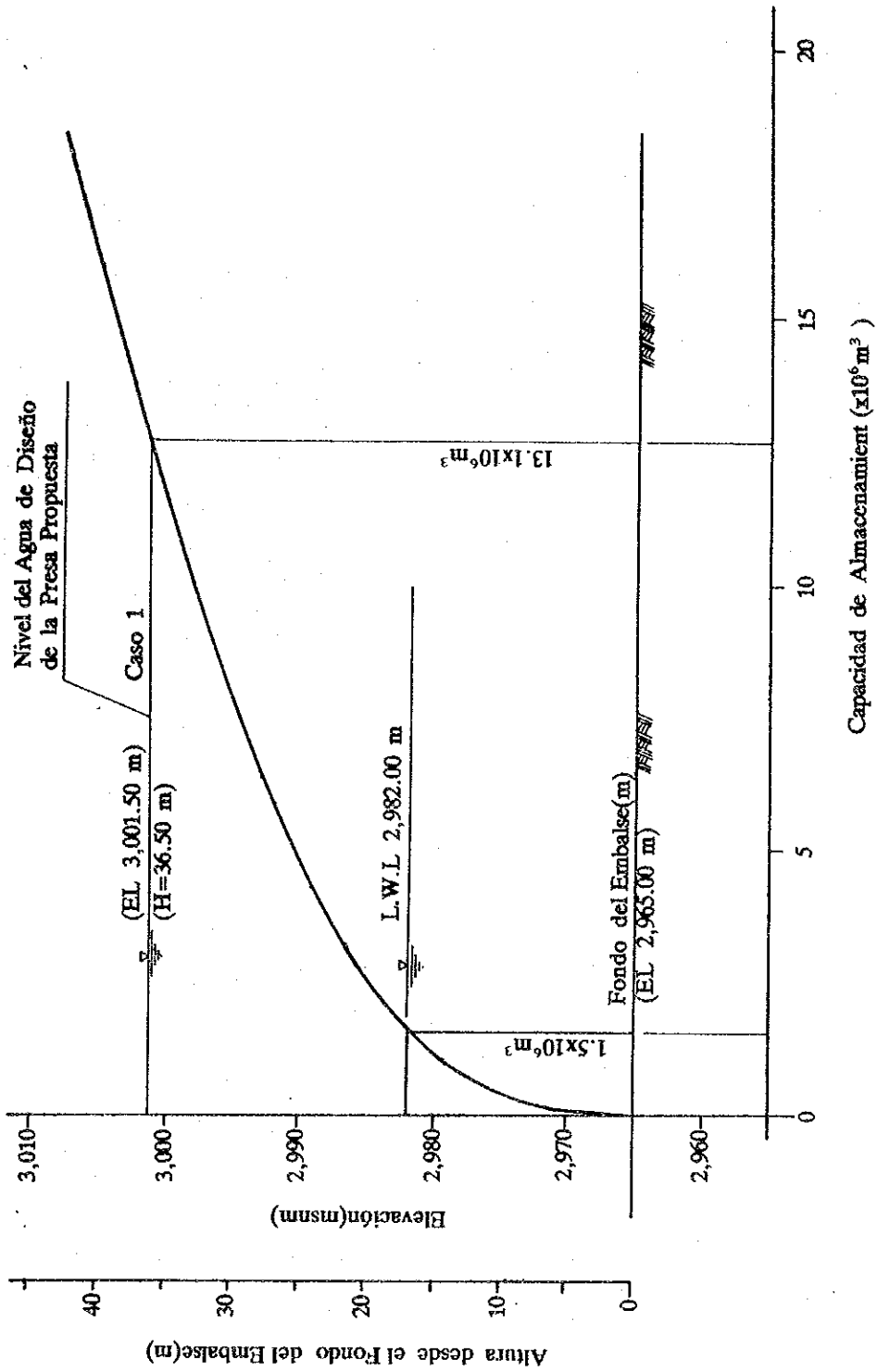


Fig. H.5.10 Curva Capacidad de Almacenamiento – Altura de la Presa

II.5.3 Determinación de la Alternativa Más Factible

En el análisis del balance hídrico, cabe mencionar que la alternativa del Caso 2 (Almacena el agua de los ríos Piñán y Pantaví) no es efectiva, comparada con la alternativa del Caso 1.

Por otro lado, la capacidad de almacenamiento del Caso 3, comparada con la Alternativa del Caso 1, puede ser reducida $0.67 \times 10^6 \text{ m}^3$ si se almacenan las aguas del río Salado.

Sin embargo, en el Caso 3 es necesaria la construcción de un canal de conducción adicional de 12 km de longitud (incluye túnel de 2 km), con el objeto de conducir las aguas del río Salado al río Piñán. El costo de construcción de este canal de conducción es mayor en comparación con la reducción del costo de la presa por la reducción de la capacidad de almacenamiento.

Por lo tanto, el "Caso 1", una presa para almacenar el caudal del río Piñán y captar directamente las aguas de los ríos Pantaví, Gualoto, Atanto y Campanario, es considerada como la alternativa más conveniente.

ANEXO I

PRESA

ANEXO I : PRESA

CONTENIDO

I.1	UBICACION DE LA PRESA	I- 1
I.2	MATERIAL DE CANTERA	I- 4
I.3	ESTUDIO DEL COEFICIENTE SISMICO	I- 5
I.4	CANAL DE DESVIO	I-12
I.5	PRESA Y TIPO DE FUNDACION	I-13
I.5.1	Tipo de Presa	I-13
I.5.2	Cuerpo de la Presa	I-14
I.5.3	Revestimiento de Concreto Asfáltico	I-14
I.5.4	Galería	I-15
I.5.5	Sección Típica de la Presa	I-16
I.5.6	Determinación del Borde Libre	I-16
I.5.7	Lechada de Cemento	I-17
I.5.8	Estabilidad de la Presa	I-18
I.6	CANAL DE DESFOGUE	I-20
I.6.1	Ubicación	I-20
I.6.2	Tipo	I-20
I.6.3	Caudal de Crecida de Diseño	I-21
I.6.4	Dimensión de la Sección del Canal de Desfogue	I-24
I.7	OBRA DE TOMA	I-25
I.8	PLANOS GENERALES DE LA PRESA	I-25

LISTA DE TABLAS

I.1.1	Comparación de la Cantidad de Obras	I- 3
I.2.1	Resultado de los Análisis de Material de Cantera	I- 5
I.3.1	Sismos Registrados en el País	I- 7
I.3.2	Estimación del Grado de Magnitud de Sismos	I-11
I.4.1	Relación entre Profundidad y Caudal	I-13
I.5.1	Dimensiones de Presas Similares	I-16
I.5.2	Resultado de los Ensayos de Rocas	I-18
I.6.1	Caudal de Crecida Registrado en el Período de Observación	I-22
I.6.2	Caudal de Crecida en el Período de Retorno de 100 y 200 Años	I-23

LISTA DE FIGURAS

I.1.1	Ubicación de los Sitios Propuestos para la Presa	I- 2
I.1.2	Secciones Transversales de los Sitios Propuestos para la Presa	I- 3
I.3.1	Origen de los Sismos Registrados en el País	I- 6
I.3.2	Correlación entre M_j , M_b y M_s	I- 9
I.4.1	Curva de Caudal y Profundidad del Túnel de Desvío	I-12
I.5.1	Revestimiento de la Presa	I-15
I.5.2	Sección de Galería	I-15
I.5.3	Ilustración del Cálculo de Estabilidad de la Presa	I-19
I.6.1	Caudal de Crecida Registrado en el Período de Observación	I-22
I.6.2	Caudal de Crecida en el Período de Retorno de 100 y 200 Años	I-23

I.8.1	Plano General del Embalse	I-26
I.8.2	Plano General de la Presa	I-27
I.8.3	Sección Longitudinal del Eje de la Presa	I-28
I.8.4	Sección Transversal Típica de Presa	I-29
I.8.5	Plano del Vertedero	I-30
I.8.6	Canal de Desvío y Obra de Toma	I-31
I.8.7	Plano de Obras Provisionales	I-32

I.1 UBICACION DE LA PRESA

Dada las condiciones de altura (sobre los 2,700 m) para la ubicación de la presa se seleccionó la cuenca del río Pitura, localizada a 25 km al noroeste del Arca del Estudio. Dentro de esta cuenca, las secciones de los siguientes dos valles del río Piñán, se seleccionaron como sitios factibles de ubicación de la presa:

- a) Un estrecho valle, a 2 km aguas abajo de la aldea Piñán (Valle 2 km).
- b) Estrecho valle a 5 km aguas abajo de la aldea Piñán (Valle 5 km).

Ambos valles son bruscos y angostos, con terrenos planos de suave pendiente en su sección aguas arriba. Por lo tanto, ambas tienen una capacidad de almacenamiento efectiva y adecuada como sitio para la presa propuesta. Sin embargo, "Valle 2 km" será omitido para el estudio futuro en consideración a la probable inundación de la aldea cercana y supuestos problemas sociales que se suscitarán por la inundación.

En el "Valle 5 km", los siguientes dos sitios pueden ser seleccionados como sitio de presa:

- Sitio A: Sección 300 m aguas abajo de la desembocadura del valle
- Sitio B: Sección inmediatamente aguas abajo de la desembocadura del valle

En el sitio A, a pesar de que la longitud de la presa es más corta, es desventajoso desde el punto de vista de la relación de la capacidad de almacenamiento del embalse y dificultades en la construcción, por la pendiente escarpada del valle en ambos lados.

La ubicación de los sitios A y B y sus respectivas secciones transversales se muestran en las Figs. I.1.1 e I.1.2, respectivamente.

La cantidad de obras de cada alternativa se indica en la Tabla I.1.1.

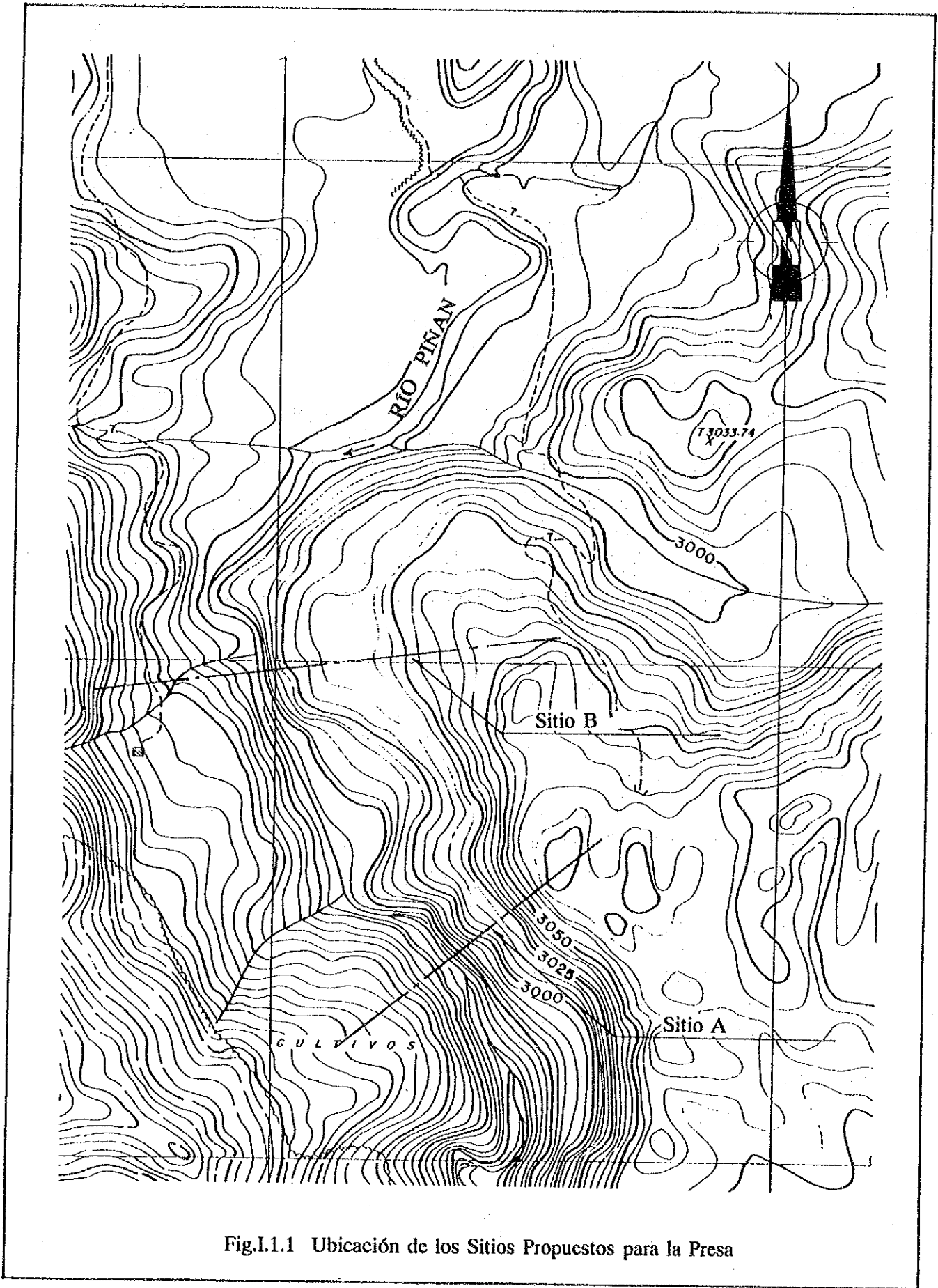


Fig.I.1.1 Ubicación de los Sitios Propuestos para la Presa

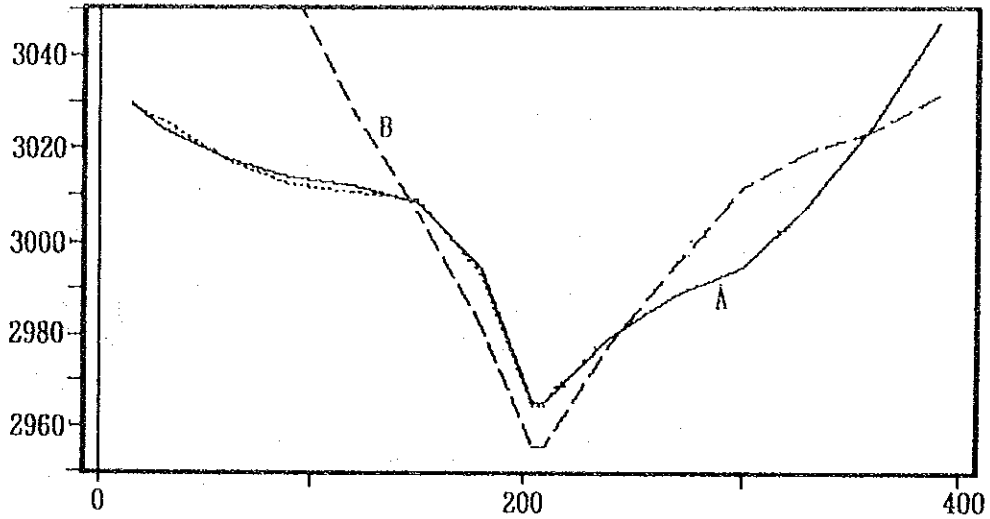


Fig. I.1.2 Secciones Transversales de los Sitios Propuestos para la Presa

Tabla I.1.1 Comparación de la Cantidad de Obras

	Alternativa A	Alternativa B	Referencia
Altura de la presa	48 m	54 m	Elev. de Corona
Longitud de Corona	220 m	180 m	El =3,005.5 m
Volúmen de Excavación	270,000 m ³	300,000 m ³	
Volúmen de Relleno	350,000 m ³	370,000 m ³	
Area de Presa	15,000 m ²	18,000 m ²	
Longitud de Galería	330 m	300 m	
Longitud total de lechado	34,700 m	32,000 m	Q=200 m ³ /s
Canal de desfogue	260 m	270 m	Q= 80 m ³ /s
Canal Provisional de Drenaje	245 m	290 m	

La altura y el volumen de almacenamiento de la presa en cada sitio propuesto son los siguientes:

Alternativa A					Alternativa B				
E.L.	h (m)	A (1,000 m3)	V (1,000 m3)	V Total (1,000 m3)	E.L.	h (m)	A (1,000 m3)	V (1,000 m3)	V Total (1,000 m3)
2,965		0	0	0	2,956		0	0	0
2,980	15	235	1,175	1,175	2,980	24	260	2,080	2,080
2,990	10	550	3,815	4,990	2,990	10	585	4,117	6,197
3,000	10	830	6,852	11,842	3,000	10	875	7,252	13,449
3,010	10	1,085	9,547	21,389	3,010	10	1,150	10,094	23,543
3,020	10	1,360	12,199	33,588	3,020	10	1,440	12,923	36,466

Alternativa A (h = W.L - 2,900)

$$W.L \leq 3,000$$

$$V = 15.185^2 - 2,200 h + 79992$$

$$W.L \geq 3,000$$

$$V = 13.26^2 - 1,829.9 h + 622232$$

Alternativa B

$$W.L \leq 3,000$$

$$V = 15.675^2 - 2,253 h + 81999$$

$$W.L \geq 3,000$$

$$V = 13.145^2 - 1,961 h + 68099$$

I.2 MATERIAL DE CANTERA

Como material para la construcción de la presa, se utilizará la granodiorita que existe a 0.5 km aguas arriba del sitio propuesto. No se tienen los datos de las características de las rocas, pero podrán ser utilizados los datos de otros lugares que tengan características semejantes. Los resultados obtenidos en esos lugares se detallan en la Tabla I.2.1.

Tabla I.2.1 Resultados de los Análisis de Material de Cantera

Muestra	4	5	6	7	8	9
Ubicación	B-2			B-3	B-4	
Profundidad (m)	19.7	26.5	29.8	25.7	16.9	23.1
Peso Específico	2.92	2.92	2.92	2.92	2.92	2.92
Coefficiente de absorción de agua (%)	0.08	0.14	0.13	0.36	0.39	0.55
Densidad de la roca (g/cm ³)	2.92	2.96	2.94	2.82	-	-
Fuerza de compresión unilaterial (kg/cm ³)	1,044	576	330	274	959	2,285
Velocidad de onda de Ultra sonido (km/s)	6.11	6.20	6.08	5.62	6.01	5.73
Porosidad (%)	-	-	-	-	1.1	1.4
Referencia	B1	B1	B1	B2	C1	C1

Nota: B1 : Alternativa B (lecho del río)
 B2 : Alternativa B (margen derecha del río)
 C1 : Alternativa A (lecho del río)

Según los resultados del ensayo de rocas, se prevé que las características de las rocas sean las siguientes;

Peso específico : 2.9
 Velocidad de onda ultra sonido : 6 km/s
 Fuerza de compresión : 1,000 kg/cm²
 Angulo de fricción interna : 45 °

I-3 ESTUDIO DEL COEFICIENTE SISMICO

Los grandes sismos ocurridos dentro del país se han localizado principalmente en la parte costera. Sin embargo, pueden ocurrir algunos sismos sobre la zona volcánica del interior del país que afecten al proyecto. En este proyecto se tomará el grado de aceleración de 0.18 g con la probabilidad de 100 años. Los sismos que se han registrado en el país dentro del rango de afección de este proyecto se muestran en la Fig. I.3.1. y Tabla I.3.1

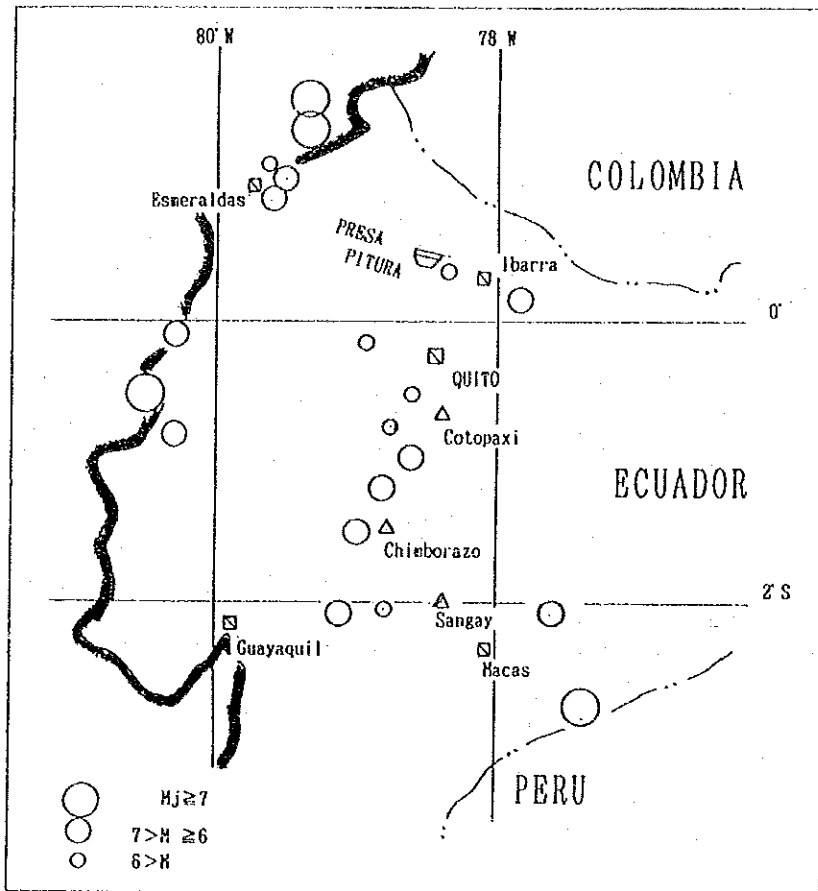


Fig.I.3.1 Origen de los Sismos Registrados en el País

Tabla I.3.1 Sismos Registrados en el País

Catálogo de Sismos

FECHA Año m. d.	HORA h. m.	EPICENTRO		PROFUND Km	M _s or m _b	INT	OBSERVACIONES
		Lat.	Long.				
1956. 1.16	23.37	0.50S	80.50	S	7.30	S 9	Sismo con efecto destructor en Jama y Bahía de Caraquez. En Portoviejo y Manta con una intensidad de 8K; en Jipi Japa y Chone con una intensidad de 7K; en Quito y Guayaquil con 6.0K. El sismo fue sentido en casi todo el país.
58. 1.19	14.07	1.37N	79.34	60	7.80	S 7	Sismo destructor y Tsunami en Esmeraldas. Epicentro en el mar frente a Esmeraldas. Se reportó la pérdida de 14 vidas humanas y heridos. En Quito la intensidad fue de 5K. Evento de carácter cortical.
58. 4.14	21.32	1.00N	79.50	S	6.80	S 8	Prov. de Esmeraldas. Danos de Esmeraldas. 1 muerto, 12 heridos.
60. 7.30	02.04	1.50N	79.00	21	5.80	b 7	Sismo destructor en Guaranda y Pasa con 7K de intensidad. Se reportó danos en la Provincia la intensidad fue de 5K. Evento de carácter cortical.
61. 4. 8	09.03	2.10S	79.10	24	6.10	b 7	Sismo destructor en La Moya. Provincia de Chimborazo. Sismo premonitores en la misma región y en la misma fecha con magnitudes similares y a profundidades entre 4 y 25Km. En Alausi, Sibambe, Guasuntos, Verdepamba, con una intensidad de 7K; en Cajabamba, Palmira, Guaranda, Babahoyo, con 5K. Evento con características corticales.
62. 11.11	03.52	1.20S	78.80	59	6.30	b 8	Sismo fuerte en Pujilli. Provincia de Cotopaxi. Se reportaron asentamientos de tierras. Evento de características corticales.
62. 11.16	06.39	1.00S	78.60	33	6.30	b 7	Sismo destructor en zonas cercanas a Pujilli. Provincia de Cotopaxi. En Pujilli el sismo fue sentido con una intensidad de 7K. En Cuzubamba. Provincia de Cotopaxi donde el sismo tuvo una intensidad de 8K, se reportó la caída de 16 casas. Evento de carácter cortical.
63. 5.10	22.22	2.10S	77.60	25	6.80	S 7	Sismo destructor en Sucua. Provincia de Morona Santiago. El sismo fue sentido en Alausi, Macas, Tulcan, Ibarra, etc con una intensidad de 6K. Evento de carácter cortical.
64. 5.19	23.03	0.84S	80.29	34	6.00	b 8	Sismo con efecto destructor en Bahía de Caraquez. Provincia de Manabí. En Montecristo la intensidad fue de 7K y en Manta de 6K. En general el sismo fue sentido en todo el país. Provoco danos en la Provincia de Manabí y se reportó dos heridos. Evento de características corticales.
64. 6. 9	18.16	0.17S	78.95	55	4.90	b 5	Sismo con efecto destructor en Santo Domingo de Los Colorados, Provincia de Pichincha. Evento de características corticales.
64. 10.25	22.55	2.07S	78.80	48	5.20	b 6	Sismo con efecto destructor en Alausi. Provincia de Chimborazo. Sentido con fuerza en Pallatanga y las Provincias centrales. Se reportó hundimientos de tierra en Guasuntos. Evento de características corticales.
71. 7.27	02.02	2.79S	77.35	88	7.50	S 7	Sismo con efecto destructor en Guayaquil, Provincia del Guayas. En Paute, Azoques y Sigsig la intensidad fue de 7. En Cuenca, Macara y Celica de 6K. Evento de subduccion.

OBSERVACIONES

FECHA	HORA	EPICENTRO	PROFUND	M	INT
Año m. d.	h. m.	Lat. Long.	Km	M _s or M _b	
1976. 4. 9	07.08	0.85N 79.63	19	5.70 S	7
76. 10. 6	09.12	0.76S 78.75	33	5.70 b	9
76. 11. 29	03.20	0.53S 78.60	?	5.00 S	7
79. 12. 12	07.59	1.60N 79.36	24	6.40 b	8
87. 3. 5	23.10	0.12N 77.80	10	6.90 S	9
89. 6. 29	14.37	1.13N 79.62	15	6.10 S	7
90. 8. 10	22.00	0.39N 78.43	4	5.00 b	7
90. 9. 2	4.26	0.10S 80.30	14	6.10 S	?

Sismo con efectos destructores en Esmeraldas (Esmeraldas). Se reporto la perdida de 8 vidas humanas y 46 heridos en la region de Esmeraldas.

(Quito 8.0M ; Esmeraldas 8.0M ; Sua, Tachina 7K)

Sismo con efectos destructores en Pastocalle y Pilonco (Cotopaxi). Se reporta 9 muertos y algunos heridos en Pastocalle. (8K ; Pastocalle. 8K ; Saquisilí, la Avelina 6K)

Sismo destructor en La Moya (Pichicha), (cercano a Aloasi). (Panzaaleo, San Ricardo 6K)

En el mar, frente a la costa S. de Colombia. 600 muertos, 20,000 heridos. Danos en Pasto, Tumaco, Buenaventura.

Alrededor de 1,000 personas que se encontraban en la zona de influencia del sismo perdieron sus vidas, al ser sicnizadas por las avalanchas de lodo originadas por el sismo. El Oleoducto Transcuatoriano fue completamente destruido en un tramo de 40 Km. Diversos deslizamientos de tierras se produjeron sobre la carretera Quito-Lago Agrio, en los tramos de influencia, interrumpiend por muchos dias el trafico vehicular y la comunicacion entre las poblaciones orientales con otros centros poblados importantes, quedando unos 75,000 personas aisladas totalmente. En San Gabriel, Provincia del Carchi y en otras poblaciones interandinas se produjeron colapsos en las construcciones de adobe y danos en las construcciones de hormigon. En Quito, localizado unos 87Km al Oeste del epicentro se produjeron danos de consideracion en monumentos y en antiguas iglesias del Centro Historico. Las perdidas economicas como resultado del sismo, ascendieron a mas de mil millones de dolares americanos. (Referencias: Laya y Chavaz, 1988)

Este evento afecto principalmente a la ciudad de Esmeraldas con el consiguiente parico de sus pobladores, dos viviendas fueron totalmente destruidas y quince intensamente cuarteadas. Se suspendieron algunos servicios de la ciudad. (Esmeraldas 7M)

Sismo con efect destructor en el cual 900 edificaciones de las poblaciones antes senaladas fueron afectadas. Se reporta la perdida de 3 vidas humanas y 417 familias damnificadas. Monumentos e iglesias coloniales, sufrieron importantes danos; 118 deslizamientos de tierra se produjeron a lo largo de la Panamericana Norte, entre Guayllabamba y El Pisque, interrumpiendose el servicio por el lapso de tres dias en una longitud de 12Km. (Pomasqui, San Antonio 7K)

Near coast Ecuador

Para la estimación del grado de sismo en el sitio propuesto de la presa se ha utilizado la formula empleadas en el Ministerio de Construcción del Japón, la cual se indica a continuación:

$$\text{Log}(G/640) = 0.01(L+40)(-7.604 + 1.724M - 0.136M^2)$$

Donde:

- G : Grado de aceleración máximo (gal)
- L : Distancia desde el origen del sismo
- M : = M_j Magnitud utilizada en la Agencia Meteorológica del Japón.

En la Fig I.3.2 se indica la correlación entre M_j, M_s y M_b.

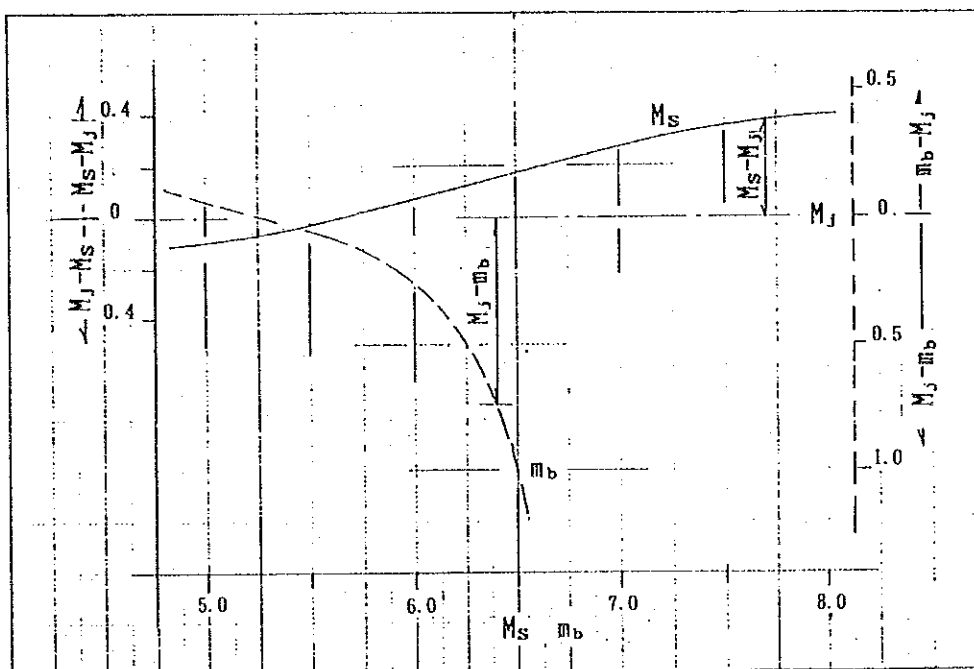


Fig. I.3.2 Correlación entre M_j, M_b y M_s

Nota: La fórmula utilizada para estimar el grado de magnitud es la siguiente (Tabla I.3.2):

$$M_s = \text{Log}(A/20) + 1.66 \text{Log}\Delta^\circ + 3.3$$

$$M_b = \text{Log}(A/T) + \rho(\Delta, h) + S$$

$$M_{b_q} = \text{Log}(A/T) + C_1 \text{Log} D + C_2$$

(SISAN - QUITO)

$$M_{b_{II}} = \text{Log}(A/T) + C_1 \text{Log}(R^2 + H^2)^{1/2} + C_2$$

(SISAN - HUANCAYO)

Donde:

A	:	Amplitud resultante
T	:	Período
Δ°	:	Distancia epicentral en grado
$\rho(\Delta, h)$:	Factor de distancia, profundidad
D	:	Distancia epicentral
R	:	Distancia hipocentral
H	:	Profundidad
S	:	Coficiente geológico
C_1, C_2	:	Constantes instrumentales

Tabla I.3.2 Estimación del Grado de Magnitud de Sismos

No.	A. M. D. T	Lat. N or S	Lon. W	Prof. Km	Mag.	Int	Mj	Dis. L Km	Gal. g
1	1956 1.16 23.37	0.50 S	80.50	S	7.30 S	9	7.0	255	10
2	58 1.19 14.07	1.37 N	79.34	60	7.80 S	7	7.4	145	71
3	4.14 21.32	1.00 N	79.50	S	6.80 S	8	6.6	130	36
4	60 7.30 2.04	1.50 S	79.00	21	5.80 b	7	6.0	225	2
5	61 4. 8 9.03	2.10 S	79.10	24	6.10 b	7	6.5	295	2
6	62 11.11 3.52	1.20 S	78.80	59	6.30 b	8	6.9	190	22
7	11.16 6.39	1.00 S	78.60	33	6.30 b	7	6.9	165	31
8	63 5.10 22.22	2.10 S	77.60	25	6.80 S	7	6.6	300	2
9	64 5.19 23.03	0.84 S	80.29	34	6.00 b	8	6.3	250	2
10	6. 9 18.16	0.17 S	78.95	55	4.90 b	5	4.9	92	4
11	10.25 22.56	2.07 S	78.80	48	5.20 b	6	5.2	285	1
12	71 7.27 2.02	2.79 S	77.35	88	7.50 S	7	7.3	380	5
13	76 4. 9 7.08	0.85 N	79.63	19	6.70 S	7	6.5	140	26
14	10. 6 9.12	0.76 S	78.75	33	5.70 b	9	5.9	140	9
15	11.29 3.20	0.53 S	78.60	?	5.00 S	7	5.1	115	3
16	79 12.12 7.59	1.60 N	79.36	24	6.40 b	8	7.1	160	44
17	87 3. 5 23.10	0.12 N	77.80	10	6.90 S	9	6.7	79	94
18	89 6.29 14.37	1.13 N	79.62	15	6.10 S	7	6.0	150	9
19	90 8.10 22.00	0.39 N	78.43	4	5.00 b	7	5.0	10	105
20	9. 2 4.26	0.10 S	80.30	14	6.10 S	?	6.0	215	2
SUM	n= 20								
MED									

No.	Gal = x	x ²	Te	y = logTe	y ²	xy
1 (19)	105	11025	20.000	1.3010	1.6927	136.608
2	17	8836	10.000	1.0000	1.0000	94.000
3	2	71	6.667	0.8239	0.6788	58.498
4	16	44	5.000	0.6990	0.4886	30.755
5	3	36	4.000	0.6021	0.3625	21.674
6	7	31	3.333	0.5229	0.2734	16.209
7	13	26	2.857	0.4559	0.2079	11.854
8	6	22	2.500	0.3979	0.1584	8.755
9	1	10	2.222	0.3468	0.1203	3.468
10	14	9	2.000	0.3010	0.0906	2.709
11	18	9	1.818	0.2596	0.0674	2.337
12	12	5	1.667	0.2218	0.0492	1.109
13	10	4	1.538	0.1871	0.0350	0.748
14	15	3	1.429	0.1549	0.0240	0.465
15	4	2	1.333	0.1249	0.0156	0.250
16	5	2	1.250	0.0969	0.0094	0.194
17	8	2	1.176	0.0706	0.0050	0.141
18	9	2	1.111	0.0458	0.0021	0.092
19	20	2	1.053	0.0223	0.0005	0.045
20	11	1	1.000	0.0000	0.0000	0.000
SUM	n= 20					
MED						

$a = (\overline{xy} - \overline{x}\overline{y}) / (\overline{y^2} - \overline{y}^2) = 87.6$ $b = \overline{y} - a\overline{y} = -9.4$
 $G = a*y + b = 87.6y - 9.4$
 $Te = 100$ $y = 2.00$ $G = 166gal = 0.17g$
 $Te = 200$ $y = 2.30$ $G = 192gal = 0.20g$

$\log(G/640) = 0.01*(L+40) + (-7.604 + 1.7244Mj - 0.1036Mj^2)$
 PRESA : 0.48 N. 78.42 W (110 Km / 1°)

I.4 CANAL DE DESVIO

Con el fin de drenar el caudal del río , se construirá provisionalmente un túnel y un canal abierto en la margen izquierda. Estos canales serán utilizados como canal de conducción, después de la construcción. Como caudal de diseño para el canal de desvío se tomó el caudal de diseño de avenida con probabilidad de 10 años ($Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$ con seguridad de 30 %). La sección del túnel es de tipo herradura con velocidad máxima de 8 m/s y diámetro de 3.8 m.

La capacidad del canal de desvío se indica en la Fig.I.4.1, y la relación entre la profundidad y el caudal se detalla en la Tabla I.4.1. Para la estimación del caudal se han utilizado los siguientes valores:

Pendiente	:	1/90
Coefficiente de rugosidad	:	$n = 0.015$
Radio del túnel	:	$r = 100 \text{ m}$

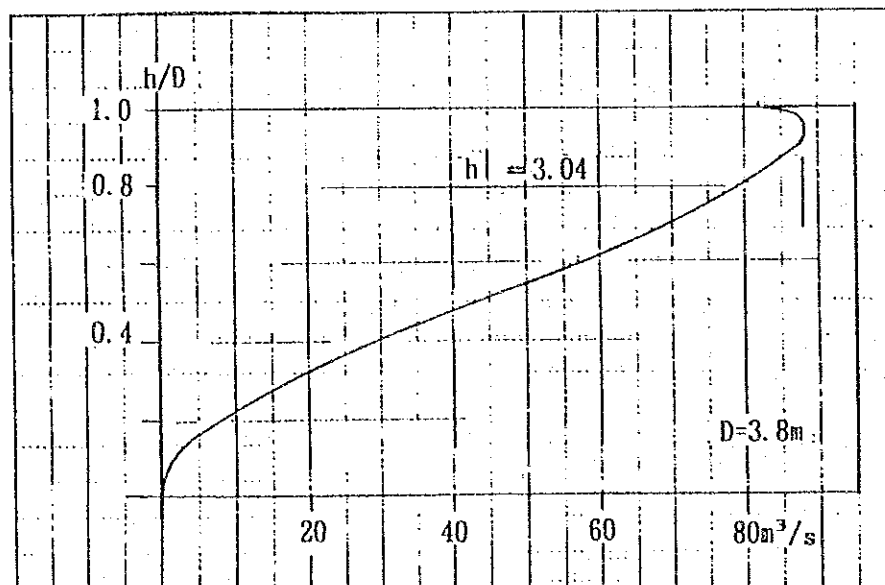


Fig. I.4.1 Curva de Caudal y Profundidad del Túnel de Desvío ($R=3.8\text{m}$)

Tabla I.4.1 Relación entre Profundidad y Caudal

h/D	h (m)	A (m ²)	R (m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)
0.09	0.34	0.70	0.22	2.56	1.8
0.20	0.76	2.10	0.51	4.49	9.4
0.40	1.52	4.87	0.86	6.34	30.8
0.50	1.90	6.31	0.98	6.93	43.7
0.60	2.28	7.74	1.07	7.37	57.0
0.70	2.66	9.12	1.14	7.66	69.8
0.80	3.04	10.36	1.17	7.78	80.6
0.85	3.23	10.91	1.16	7.76	84.7
0.90	3.42	11.38	1.14	7.68	87.4
0.95	3.61	11.76	1.10	7.49	88.1
1.00	3.80	11.97	0.97	6.86	82.1

La entrada del túnel de desvío se instalará aguas arriba del muro de retención (terraplén), el cual se comunicará con el canal de desfogue. El canal de desvío, posteriormente seá utilizado como canal de toma de agua de riego y conducción de los niveles bajos de agua.

I.5 PRESA Y TIPO DE FUNDACION

I.5.1 Tipo de presa

Como tipo de presa se tomará el tipo de presa de escollera revestida que impermeabiliza el talud de la presa. Como material impermeabilizante de la presa se utilizará el concreto asfáltico que tiene alta flexibilidad a los efectos de consolidación. Las razones por las que se ha elegido este tipo de presa son las siguientes:

- La intemperización de la roca puede estar desarrollada en una sección profunda y se supone que puede existir una sección de contacto intemperizada de la granodiorita y al lava andesítica en la margen izquierda del río. En el caso de una presa de gravedad de hormigón se requiere de una gran capacidad de resistencia de la roca de fundación para soportar el peso de la presa. Considerando las condiciones de las rocas de fundación, el tipo de presa de gravedad de hormigón

no es apta y tampoco es económica debido a los volúmenes de hormigón que serían utilizados.

- Los materiales de relleno permeable pueden ser obtenidos en la cercanías del sitio de la presa. Sin embargo existen dificultades para obtener materiales impermeables para la construcción de una presa de escollera zonalizada.
- Con la selección de la presa de tipo escollera revestida se puede minimizar el volumen de material de construcción, por la fuerte gradiente del talud.
- La presa de tipo escollera revestida no es afectada por factores climatológicos.

I.5.2 Cuerpo de la Presa

El cuerpo de la presa es relleno compactado de rocas por capas finas, de buena distribución por tamaño de rocas, para disminuir los asentamientos de la presa. Los materiales que se utilizarán para el relleno son los siguientes:

Zona I : Zona de roca, en esta parte se utilizarán rocas de buena calidad sin intemperización que se pueda obtener en la parte profunda del sitio de cantera.

Zona II : Zona de material de menor calidad.

I.5.3 Revestimiento de Concreto Asfáltico

El espesor de la capa de revestimiento es de 30 cm, como se detalla en la figura siguiente, compuesto por una capa impermeable (capa superior e inferior), estrato de drenaje y capa base.

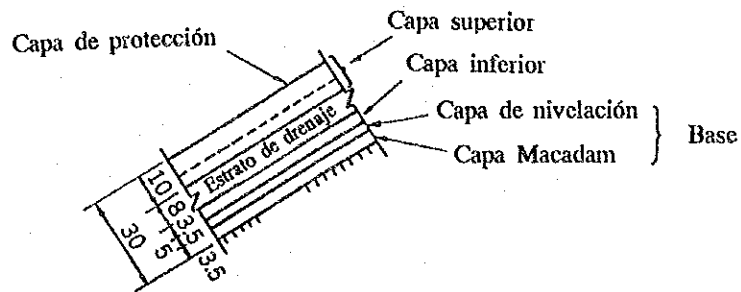


Fig I.5.1 Revestimiento de la Presa

I.5.4 Galería

La capa de revestimiento se conecta con la galería, la cual será construída directamente en la roca. Dicha galería se utilizará para el control de permeabilidad en la capa de revestimiento y para la realización de la inyección de la lechada de cemento. La sección de la galería se muestra en la Fig. I.5.2.

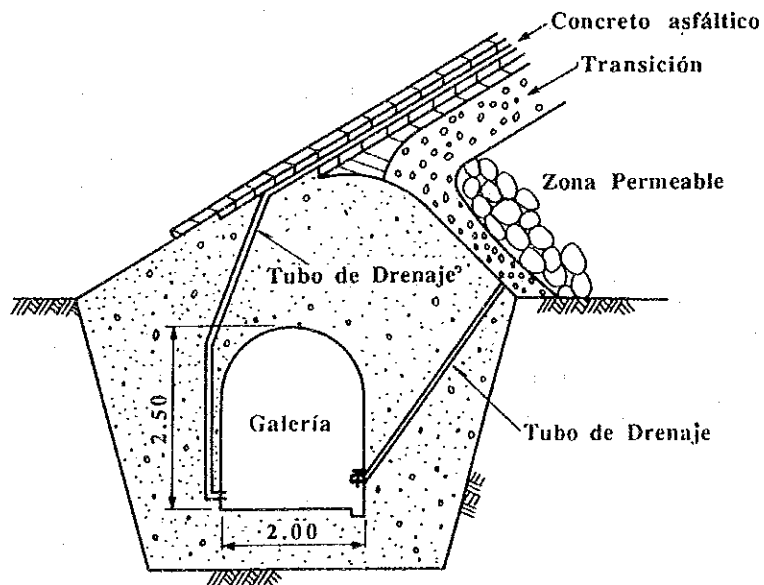


Fig.I.5.2 Sección de Galería

I.5.5 Sección Típica de la Presa

La sección típica de la cortina de la presa se determinó en base a los resultados de presas similares (tabla I.5.1):

Pendiente del talud (Aguas arriba) : 1 : 2.0
 Pendiente del talud (Aguas abajo) : 1 : 1.8

Tabla I.5.1 Dimensiones de Presas Similares

Nombre de presa	País	Altura (m)	E. C.T.S (cm)	Pendiente de C.T.S	Capa de drenaje
Henne	Alemania	58	26	1:2.1	Si
Montgomery	E.U.A	34	30	1:1.7	No
Bigge	Alemania	57	32 - 36	1:1.75	Si
Steinbeach	Alemania	35	20	1:1.75	Si
Pedu	Malaysia	63	19	1:1.7	No
Ohtsuki	Japón	52	30	1:1.7	Si
Higashifuji	Japón	22	30	1:3.0	Si
Miyama	Japón	76	42	1:1.9	Si
Tataragi	Japón	65	33	1:1.8	Si
Numappara	Japón	36	30	1:2.5	Si
Futaba	Japón	58	40	1:1.85	Si

Nota: E.C.T.S Espesor de Capa de revestimiento

I.5.6 Determinación del Borde Libre

Siendo que este embalse es para uso agrícola, y no tiene una función del control de avenidas, el embalse será operado entre el nivel normal y bajo de agua. El caudal de avenida será drenado a través del canal de desfogue. El nivel normal de agua es de 3,1001.5 m. La altura de la presa es:

$$H_n + h_w + h_c + 1 \quad (H_n + 3 >)$$

$$H_d + h_w + 1 \quad (H_d + 2 >)$$

Donde :

Hn	:	Nivel Normal de Agua (3,001.5 m)
Hd	:	Nivel de Diseño de Inundación (3,002.75 m)
Qd	:	Caudal de Diseño de Avenida Qd = 200 m ³ /s
hw	:	Altura de olas por viento
he	:	Altura de olas por sismo
hw	:	Velocidad de viento 20 m/s
		Distancia entre costa = 1.8 km
		Utilizando la figura de "Sverup-Munk-Bretschneider & Saville", el valor de hw se determinó (hw = 1.45 m).
he	:	(1/2) x (K x /)
		Coefficiente sísmico = 0.18
		Ciclo sísmico = 1 sec
		H Profundidad de la presa 36.5 m
		he = 0.5 x 0.0573 x 18.91 = 0.54 m
		 Hn + hw + he + 1.0 = 3,001.5 + 1.45 + 0.54 + 1.0 = 3,004.49 -- 3,004.50 m
		Hd + hw + 1.0 = 3,002.75 + 1.45 + 1.0 = 3,005.20 m

En base a estos resultados, la altura de la corona de presa se determinó en 3,005 m.

I.5.7 Lechada de Cemento

La profundidad de la lechada de cemento se determinó por la fórmula de Simonds, como se muestra a continuación:

$$d = (h/3) + c = 46/3 + 25 = 40.3 \text{ m} = 45 \text{ m}$$

Donde:

d	:	Profundidad de lechado (m)
h	:	Profundidad de presa (m)
c	:	Coefficiente constante (25 m)

Además de la cortina lechada se formará la lechado de consolidación con una profundidad de 10 m.

I.5.8 Estabilidad de la Presa

(1) Composición de la presa y Materiales a ser Utilizados

La pendiente aguas arriba de la presa es de 1 : 2.0 y aguas abajo es de 1 : 1.8. El cuerpo de la presa consta de dos zonas, en la cual la zona superficial (zona I) se colocará materiales de roca de buena calidad y la zona central (zona II) estará compuesta de rocas de menor calidad.

La cantera para la extracción de rocas (granodiorita) estará ubicada en la margen izquierda, aguas arriba, a 500 m de distancia de la presa. Los datos de los ensayos de rocas realizados se muestran a continuación:

Tabla I.5.2 Resultado de los Ensayos de Rocas

Sondeo No.	Prof. (m)	Gravedad Específica	Absorción (%)	Peso Unitario (g/cm ³)	Esfuerzo de Compresión (kg/cm ²)	Veloc. Sónica (km/s)	Porosidad (%)	Observación (Sitio B)
B-2	19.7	2.92	0.08	2.92	1,044	6.11	-	Aguas abajo, fondo del río
B-2	26.5	2.92	0.14	2.96	576	6.20	-	"
B-2	29.8	2.92	0.13	2.94	330	6.08	-	"
B-3	25.7	2.92	0.36	2.82	274	5.62	-	Aguas abajo, margen derecha
B-4	16.9	2.92	0.39	-	959	6.01	1.1	Aguas arriba, fondo del río
B-4	23.1	2.92	0.55	-	2,285	5.73	1.4	"

De acuerdo a los resultados se puede comprobar que casi no hay intemperización, o sea, que las rocas son recientes, con una gravedad específica de 2.9, velocidad sónica de 6 km/s, esfuerzo de compresión mayor de 1,000 kg/cm²; además, las rocas son duras, resistentes, de buena calidad, y con un ángulo de fricción interna mayor de 45°.

(2) Cálculo de Estabilidad de la presa

La estabilidad del cuerpo de la presa se calculó por el método de las dovelas. Dicho cálculo se realizó considerando el cuerpo completo en sus condiciones naturales y análisis sísmico, y la base en condiciones saturadas de suelo.

El cálculo de estabilidad se muestra a continuación:

Aguas Arriba					Aguas Abajo				
X	0	10	20	30	X	190	200	210	220
Y					Y				
170	1.473	1.451	1.483	1.471	180	1.358	1.344	1.330	1.351
160	1.483	1.444	1.475	1.479	170	1.351	1.346	1.327	1.364
150	1.475	1.447	1.468	1.490	160	1.353	1.336	1.329	1.373
140	1.484	1.453	1.470	1.480	150	1.365	1.331	1.335	1.365

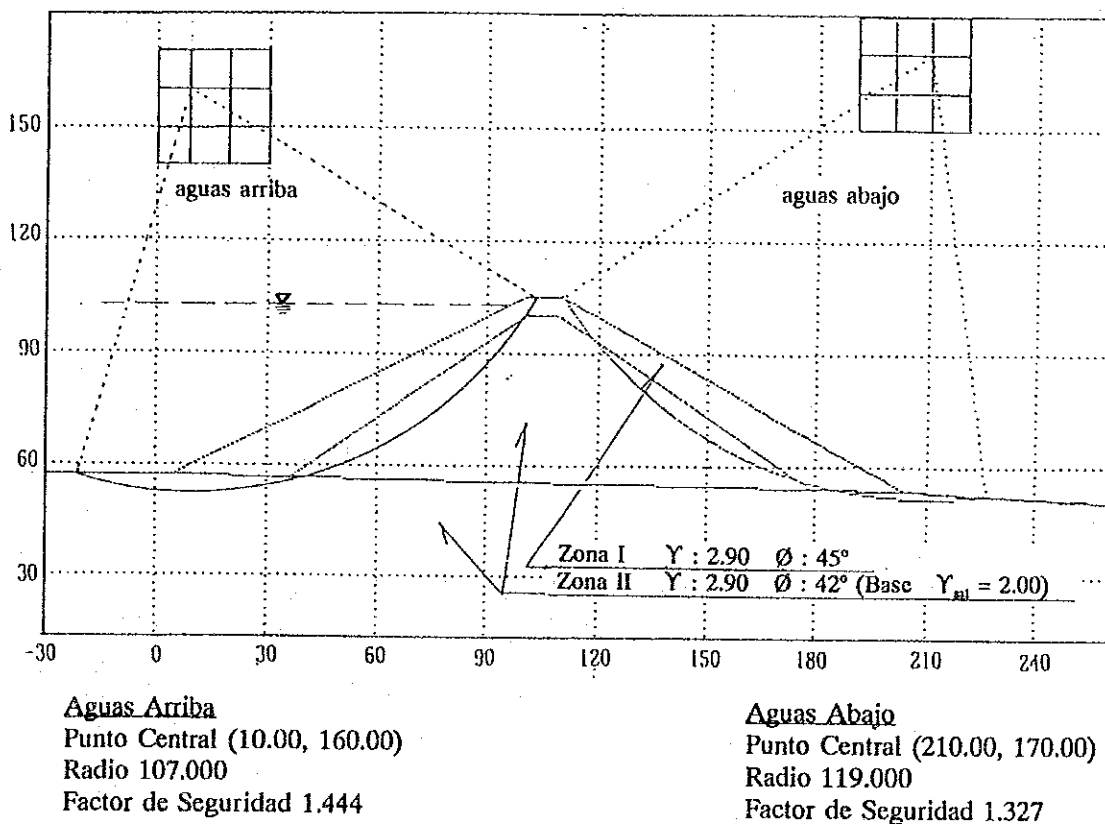


Fig. I.5.3 Ilustración del Cálculo de Estabilidad de la Presa

(3) Análisis de Estabilidad de Taludes

Se consideró que el material es roca, sin cohesión. La resistencia a la fricción de la superficie se calculó de la siguiente manera:

$$F_s = (1 + m \cdot k) \tan \phi / (m + k)$$

Donde:

F_s : factor de seguridad

m : pendiente de talud aguas arriba = 0.500 (1 : 2.0)

 aguas abajo = 0.566 (1 : 1.8)

k : coeficiente sísmico = 0.18

ϕ : ángulo de fricción interna = 45°

Superficie aguas arriba

$$F_s = 0.91 \times 1.0 / 0.736 = 1.34$$

Superficie aguas abajo

$$F_s = 0.90 \times 1.0 / 0.736 = 1.23$$

Como $F_s > 1.2$ ok

I.6 CANAL DE DESFOGUE

I.6.1 Ubicación

Se construirá el canal de desfogue en la margen izquierda del río, donde existe las condiciones topográficas y geológicas favorables. Además de las condiciones topográficas favorables, la ubicación es favorable para la conexión con el río natural.

I.6.2 Tipo

El tipo de canal de desfogue es de tipo canaleta.

1.6.3 Caudal de Crecida de Diseño

En este proyecto, la estimación de caudal de crecida se calculó en base a la fórmula utilizada por el INERHI:

$$Q = (25 \times A \times K)/(A + 57)^{1/2}$$

A : Area de la Cuenca = 74.1 km²
K : Coeficiente que depende del período de retorno:

T = 1/25 K = 0.507
T = 1/50 K = 0.646
T = 1/100 K = 0.730
T = 1/200 K = (Valor estimado)

Nota: el coeficiente para el período de retorno de 200, se estimó a través de la fórmula de Ganvel.

Los caudales de crecidas de diseño para cada período de retorno son los siguientes:

T = 1/25 Q = 82.0 m³/s
T = 1/50 Q = 104.5 m³/s
T = 1/100 Q = 118.1 m³/s
T = 1/200 Q = 136.0 m³/s

En la Tabla I.6.1 y en la Fig. I.6.1, se muestran los registros de caudales de crecidas ocurridos durante el período de observación (6 años) y el caudal de crecida estimado para el período de retorno de 10 años. Durante el período de observación, la crecida más alta observada ocurrió en el mes de mayo de 1989, con el valor máximo de crecida de 58.6 m³/s.

En la Tabla I.6.2 se muestra el caudal de crecida en el período de retorno de 100 y 200 años y sus respectivas gráficas se muestran en la Fig. I.6.2.

Tabla I.6.1 Caudal de Crecida Registrado en el Período de Observación (A= 63.2 km²)

Piñán G.S (C.A=63.2Km²)

'89. May.					'89. Feb.					'86. Jan.				
M.	D.	H.	h	Q	M.	D.	H.	h	Q	M.	D.	H.	h	Q
				m					m ³ /S					
5.	6	16	0.89	3.7	2.	9	14	1.00	5.7	1.	19	12	0.82	3.2
		19	1.35	14.8			16	1.42	18.2			14	0.90	4.3
		20.5	2.25	58.6			18	1.98	42.2			16	1.30	13.3
		22.5	1.92	39.0			19	2.02	44.5			17	1.56	22.3
	7	0.5	2.25	58.6			21.5	1.82	33.8			18	1.25	11.8
		2	2.11	49.8			23	2.01	43.9			19	1.12	8.6
		4	1.90	37.9			24	1.97	41.7			21	1.07	7.5
		6	1.55	21.9	2.	10	2	1.78	31.9			24	0.98	5.7
		8	1.27	12.4			4	1.65	26.0	1.	20	3	0.92	4.7
		10	1.12	8.4			6	1.60	23.9			6	0.89	4.2
		16	1.00	5.7			12	1.14	8.9			9	0.87	3.9
							15	1.09	7.6					

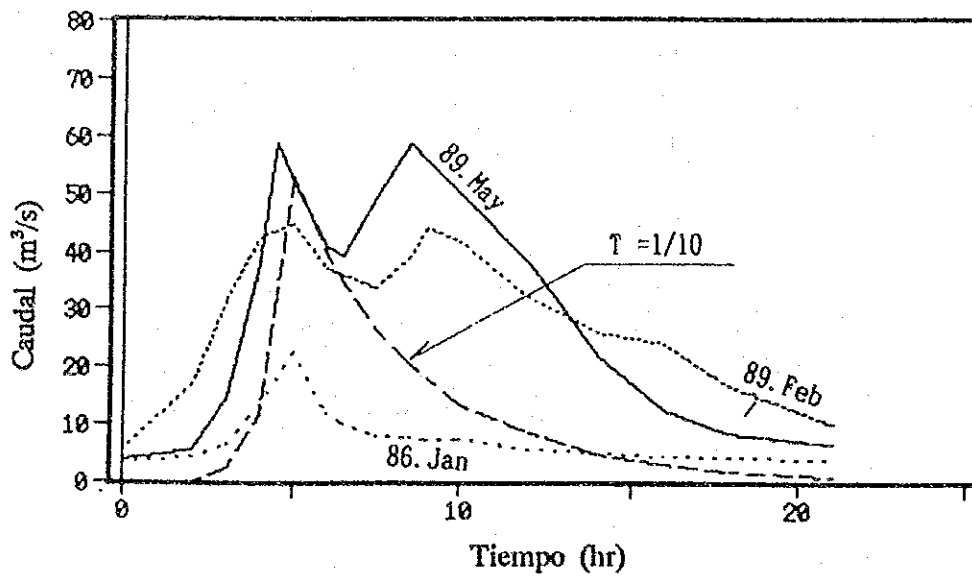


Fig I.6.1 Caudal de Crecida Registrado

Tabla I.6.2 Caudal de Crecida en el Período de Retorno de 100 y 200 Años

(Dam 74.1Km2)
(Ecu's Formula)

T = t	1/100 Q	1/200 Q	Qp
0	0.0	0.0	T = 1/5 Qp =46.0
1	5.5	6.3	
2	25.4	29.2	T =1/10 Qp =62.0
3	118.1	136.0	
4	88.1	101.5	T =1/20 Qp =77.0
5	66.3	76.3	
6	50.8	58.5	T =1/25 Qp =82.0
8	29.8	34.3	
10	19.3	22.2	T=1/50 Qp=104.5
12	10.5	12.1	
15	4.9	5.6	T=1/1000 Qp=178.0
18	2.7	3.1	
24	0.0	0.0	

T =1/5 1/10 1/20 1/200 1/1000

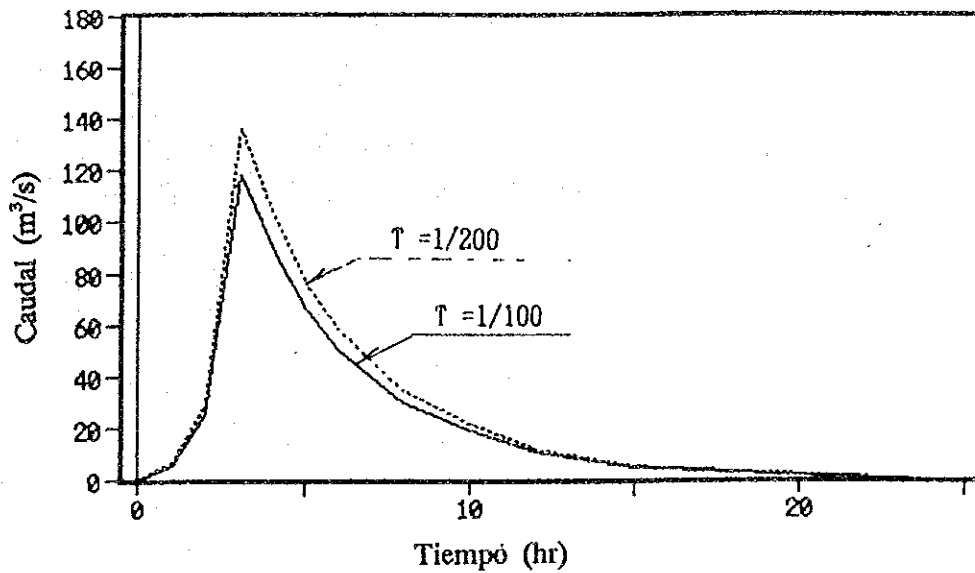


Fig I.6.2 Caudal de Crecida en el Período de Retorno de 100 y 200 Años

Teniendo en cuenta de que el tipo de presa es de tipo escollera, para la estimación de caudal de diseño, se aplicará el coeficiente de seguridad de 1.2. Por otro lado, durante el período de observación de 6 años, se han registrado crecidas equivalentes al caudal estimado para el período de retorno de 10 años. Considerando esto, se ha tomado como factor de seguridad el coeficiente de 1.22 para este proyecto. El caudal de diseño con el retorno de 200 años es:

$$Q = Q_{1/200} \times K_{s1} \times K_{s2}$$

donde :

Q	:	Caudal de diseño
$Q_{1/200}$:	Caudal de diseño con el período e retorno de 200 años
K_{s1}	:	actor de seguridad de tipo de presa (1.2)
K_{s2}	:	Factor de seguridad (1.22)

$$Q = 136 \times 1.2 \times 1.22 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$$

1.6.4 Dimensión de la Sección del Canal de Desfogue

El ancho del canal se calculó en 70 ms, tomando en consideración los factores topográficos y el caudal de crecida de diseño. La profundidad del canal se determinó con la siguiente formula:

$$Q = C \times L \times H^{3/2}$$

$$H = (Q/C \times L)^{2/3} = 1.23 = 1.25 \text{ m}$$

donde :

Q :	Caudal de diseño (200 m ³ /s)
C :	Coefficiente de caudal
H :	Profundidad de agua (m)

El nivel de diseño de agua se calculó en:

$$H.W.L = 3,001.50 + 1.25 = 3,002.75 \text{ m}$$

I.7 OBRA DE TOMA

El canal de desvío se utilizará luego de la construcción para la instalación de la obra de toma, proveyendo los tubos con los orificios para la toma de agua y conectando al canal de desvío. También serán instalados tubos de acero en el sistema del canal de desvío. El control de caudal será realizado en la parte aguas abajo del refuerzo de estos tubos de acero. Además, será instalada una válvula para el canal emergente de drenaje. El caudal de diseño para la toma de agua es de $5.171 \text{ m}^3/\text{s}$.

I.8 PLANOS GENERALES DE LA PRESA

A continuación se presentan los planos generales y secciones transversales concernientes a la presa:

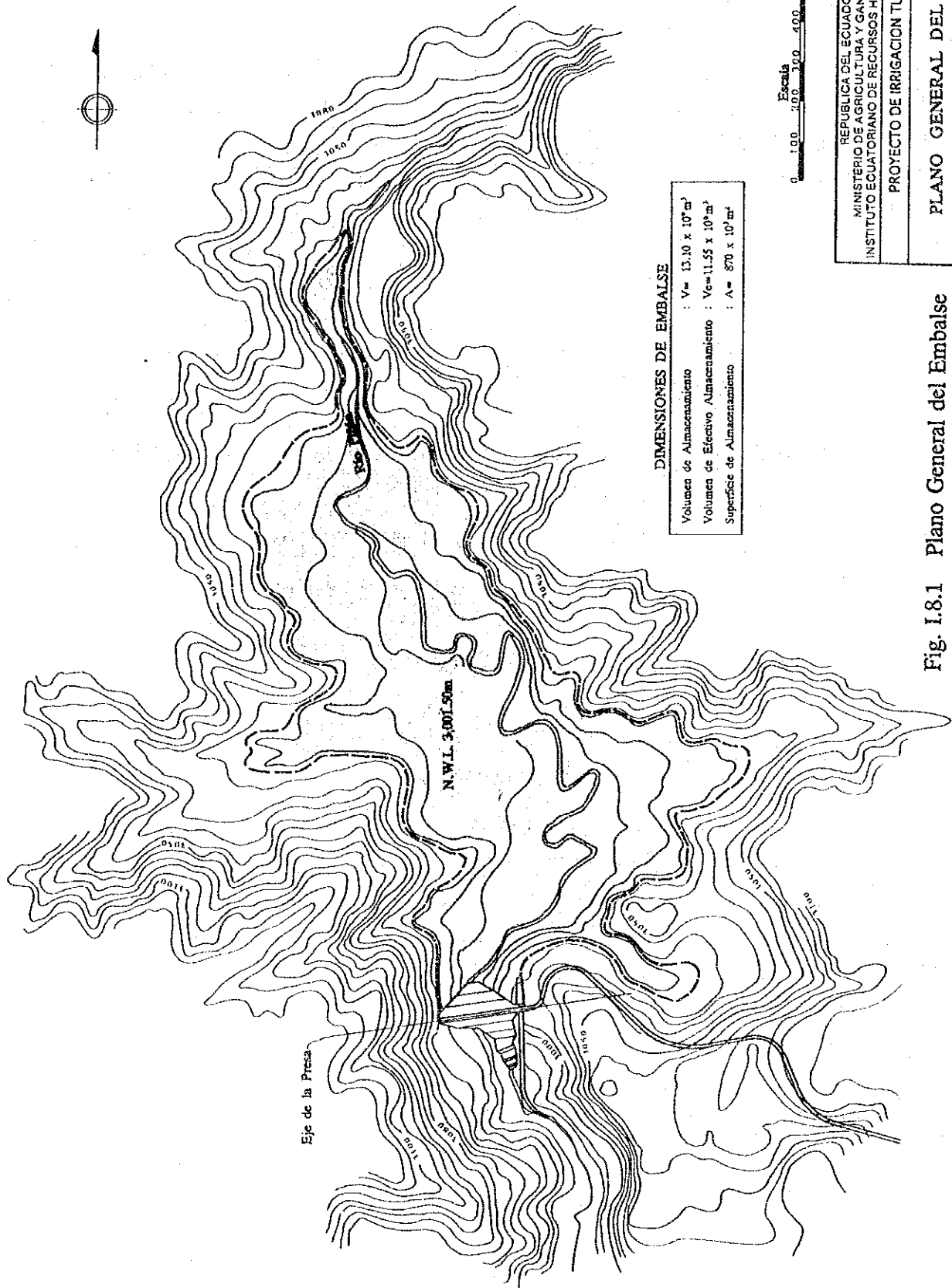


Fig. I.8.1 Plano General del Embalse

REPUBLICA DEL ECUADOR MINISTERIO DE AGRICULTURA Y GANADERIA (MAG) INSTITUTO ECUATORIANO DE RECURSOS HIDRAULICOS (INERHI)	
PROYECTO DE IRRIGACION TUMBABIRO	
PLANO GENERAL DEL EMBALSE	
FEBRERO DE 1994	NO. 2
AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON	

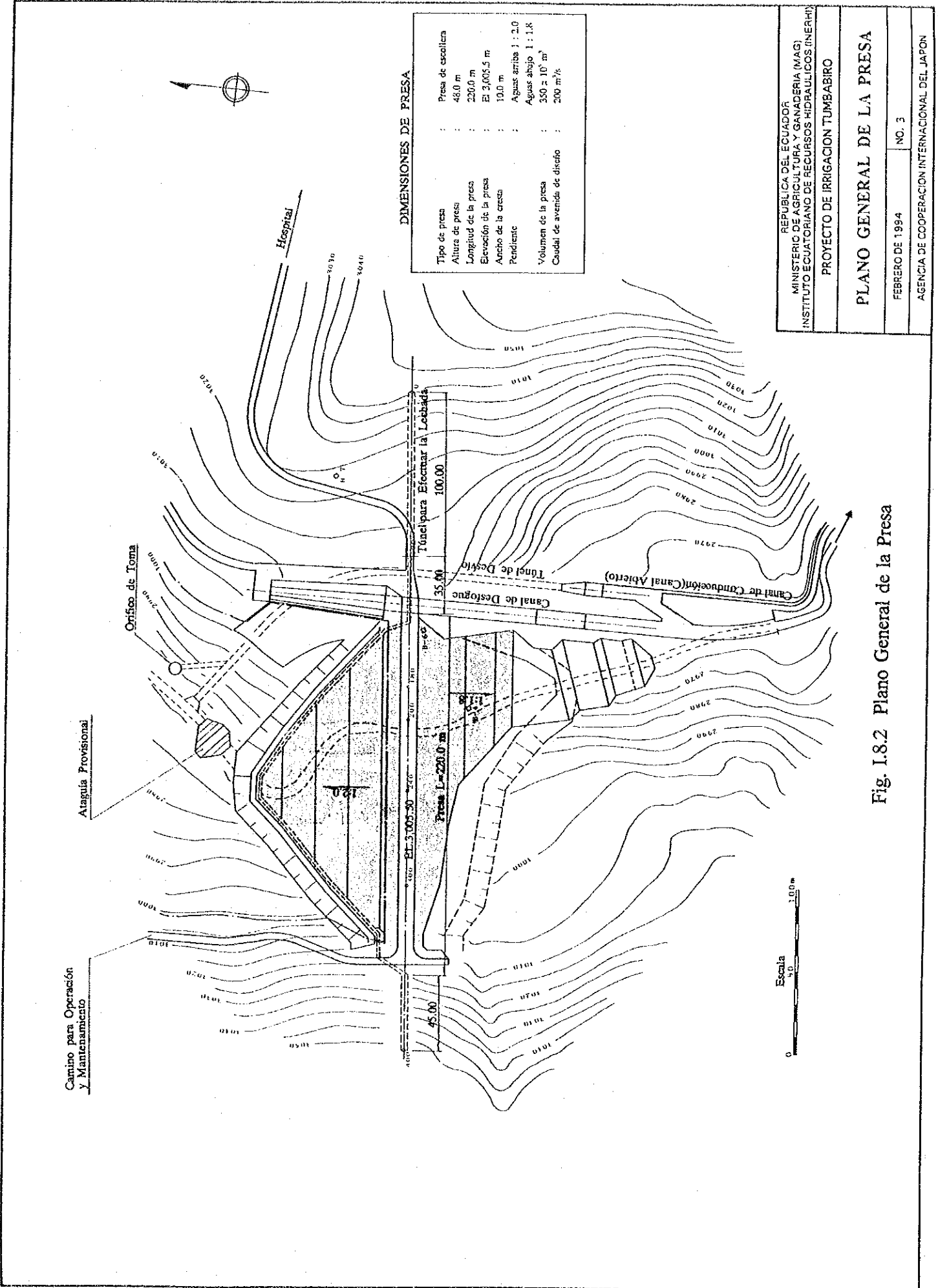


Fig. I.8.2 Plano General de la Presa

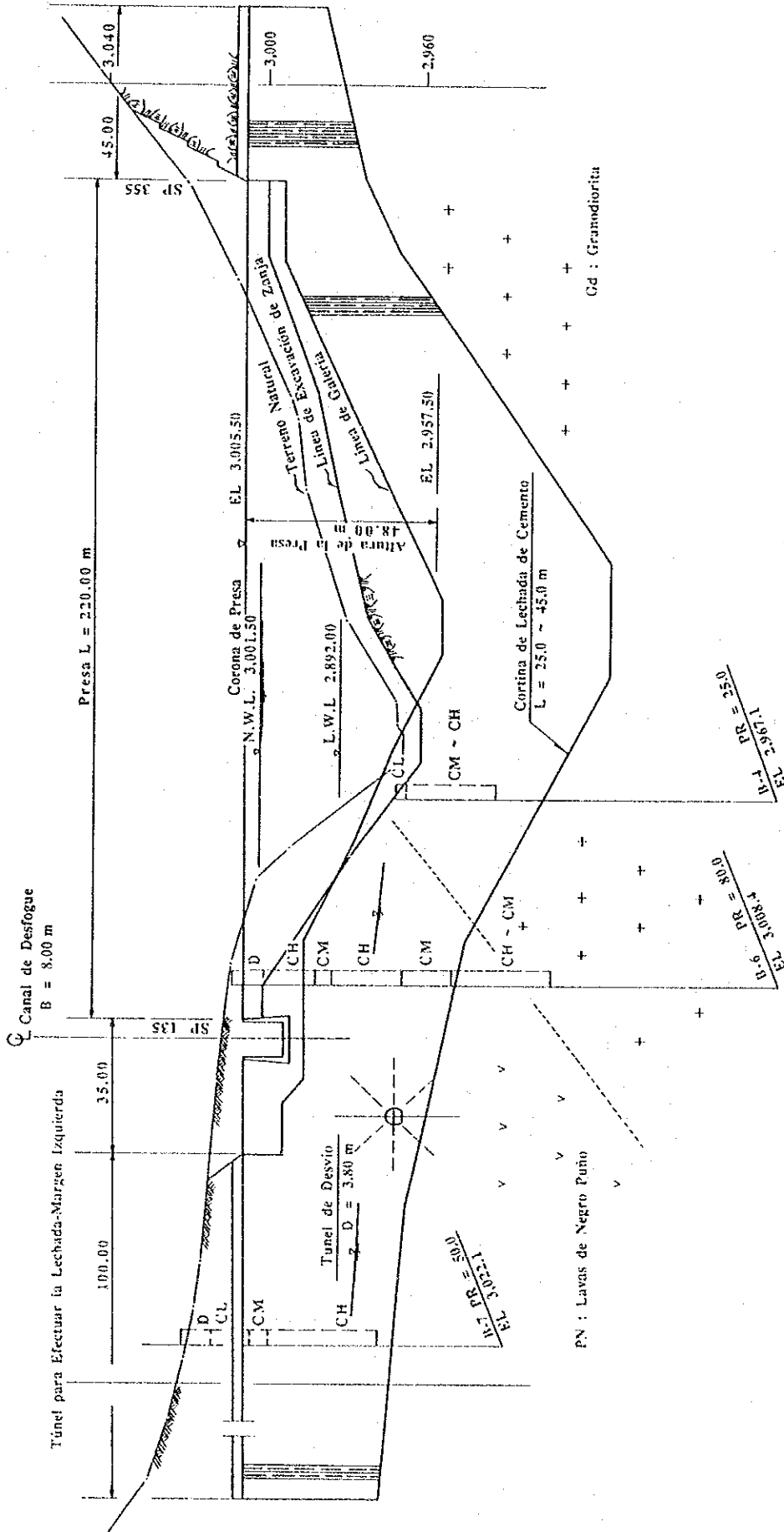
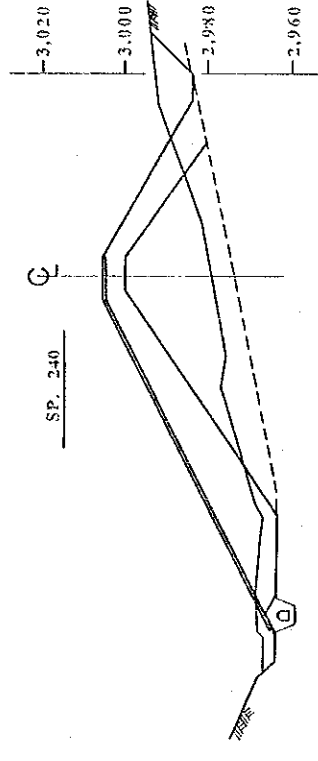
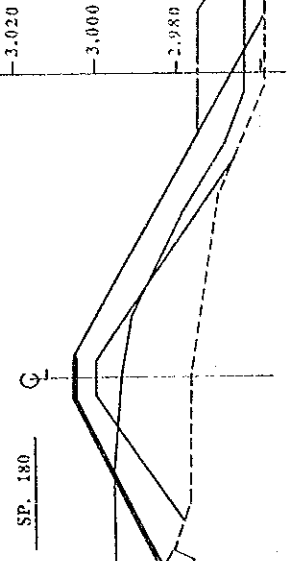
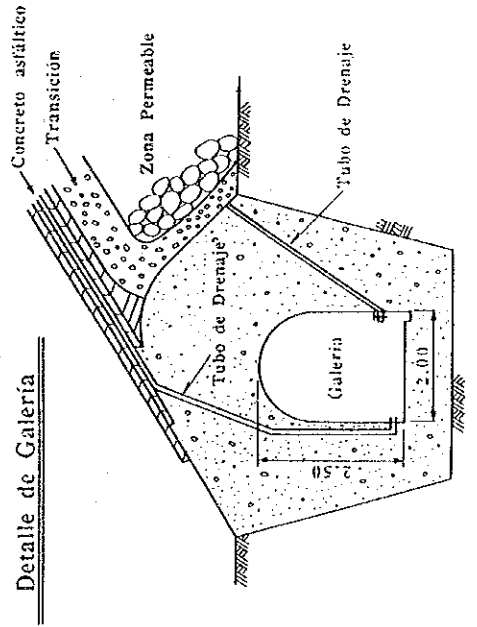
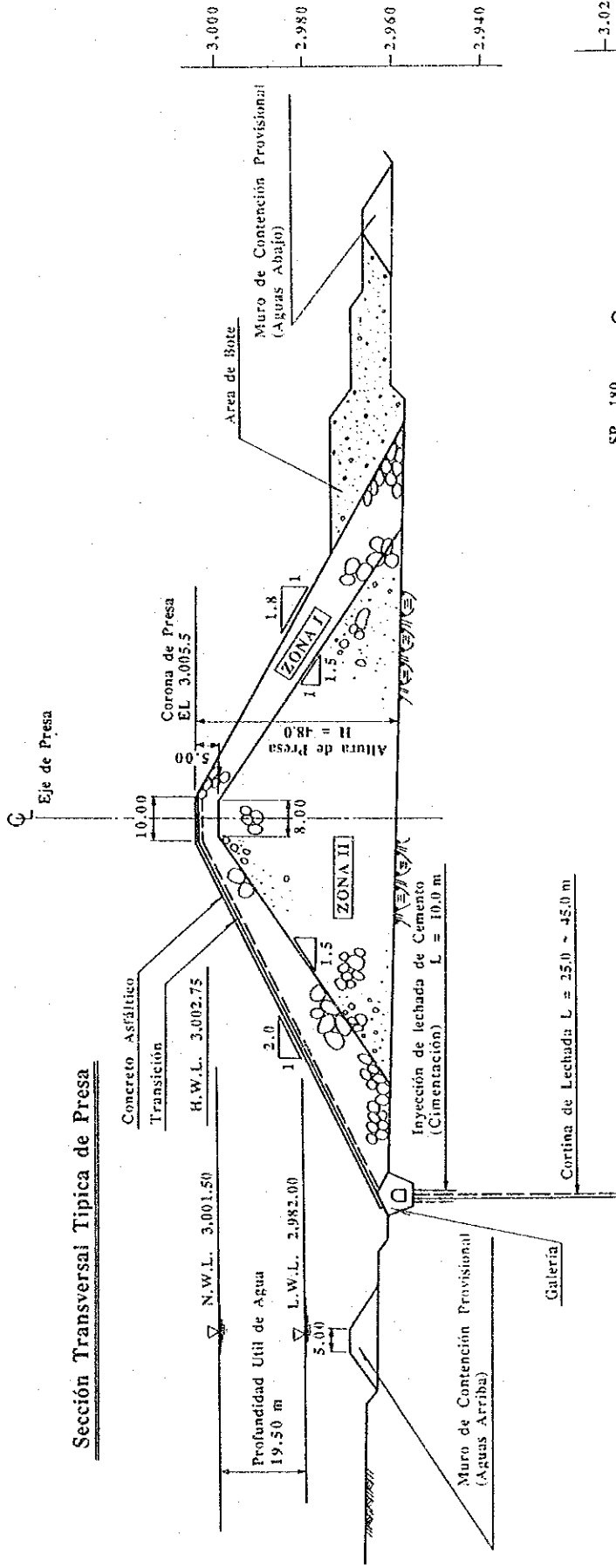


Fig. I.8.3 Sección Longitudinal del Eje de la Presa

REPUBLICA DEL ECUADOR	
MINISTERIO DE AGRICULTURA Y GANADERIA (MAG)	
INSTITUTO ECUATORIANO DE RECURSOS HIDRAULICOS (INERHI)	
PROYECTO DE IRRIGACION TUMBABIRO	
SECCION LONGITUDINAL DEL EJE DE LA PRESA	
FEBRERO DE 1994	NO. 6
AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON	

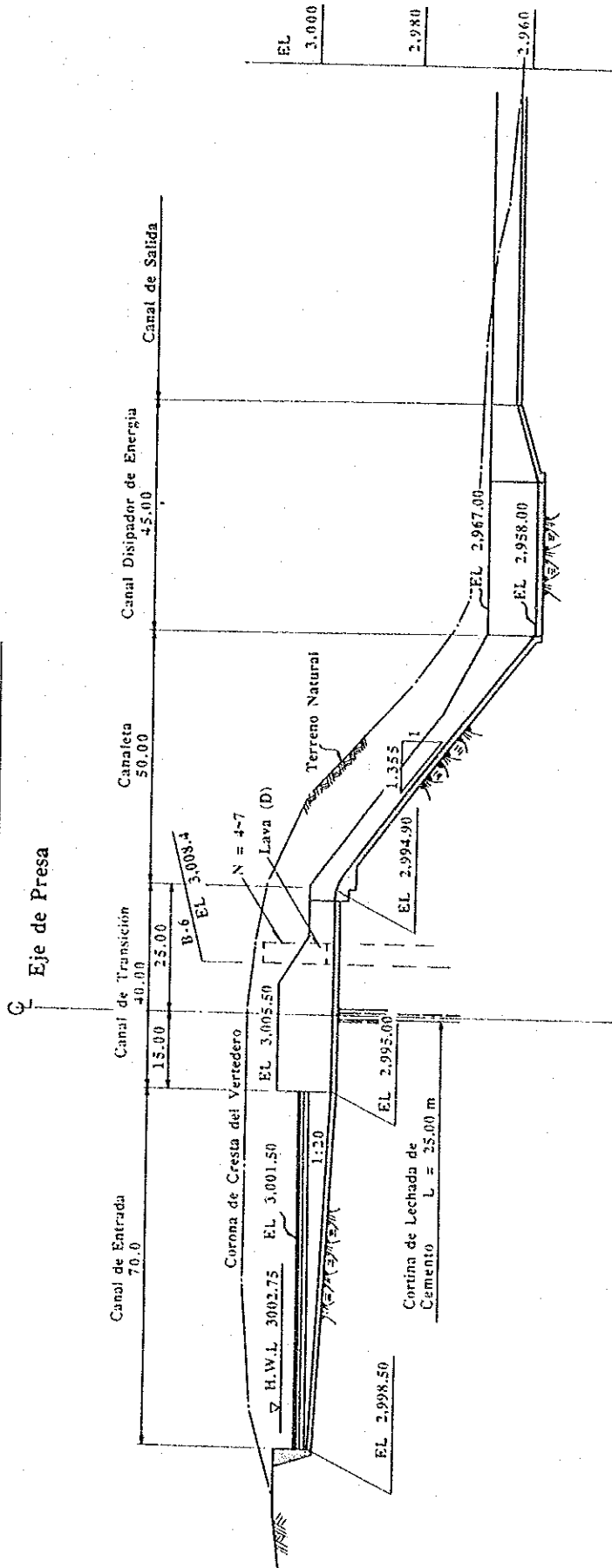
Sección Transversal Típica de Presa



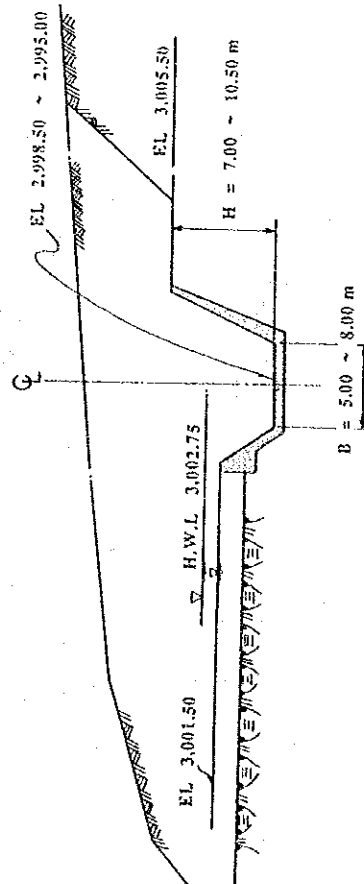
REPUBLICA DEL ECUADOR MINISTERIO DE AGRICULTURA Y GANADERIA (MAG) INSTITUTO ECUATORIANO DE RECURSOS HIDRAULICOS (INERHI)
PROYECTO DE IRRIGACION TUMBABIRO
SECCION TRANSVERSAL TIPICA DE PRESA
FEBRERO DE 1994
NO. 5
AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON

Fig. I.8.4 Sección Transversal Típica de Presa

SECTION LONGITUDINAL



Sección Canal de Entrada



Sección Canal Disipador

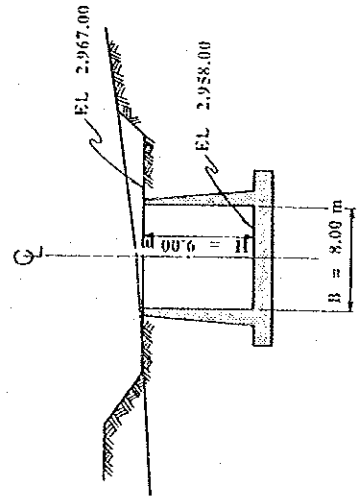


Fig. I.8.5 Plano del Vertedero

REPUBLICA DEL ECUADOR	
MINISTERIO DE AGRICULTURA Y GANADERIA (MAG)	
INSTITUTO ECUATORIANO DE RECURSOS HIDRAULICOS (INERHI)	
PROYECTO DE IRRIGACION TUMBABIRO	
PLANO DEL VERTEDERO	
FEBRERO DE 1994	NO. 7
AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON	

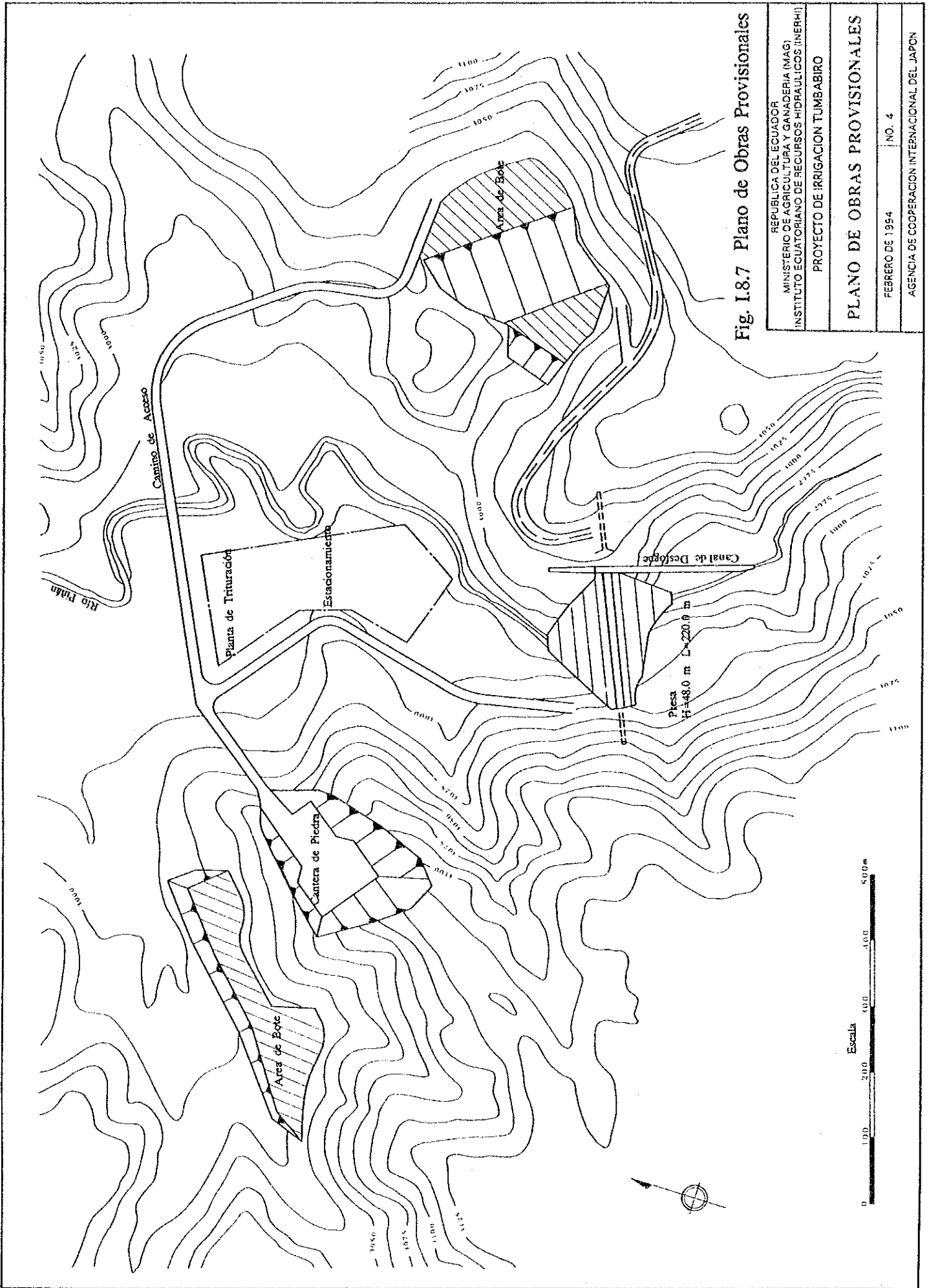


Fig. I.8.7 Plano de Obras Provisionales

REPUBLICA DEL ECUADOR	
MINISTERIO DE AGRICULTURA Y GANADERIA (MAG)	
INSTITUTO ECUATORIANO DE RECURSOS HIDRAULICOS (INERHI)	
PROYECTO DE IRRIGACION TUMBABIRO	
PLANO DE OBRAS PROVISIONALES	
FEBRERO DE 1954	NO. 4
AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON	

ANEXO J

***CANALES E INSTALACIONES
RELACIONADAS***

ANEXO J : CANALES E INSTALACIONES RELACIONADAS

CONTENIDO

J.1	RESUMEN	J- 1
J.2	CANAL DE CONDUCCION	J- 1
J.2.1	Caudal de Diseño	J- 1
J.2.2	Sección de Diseño	J- 2
J.3	OBRA DE TOMA DEL RIO CARIYACU	J- 6
J.3.1	Selección del Sitio de Ubicación	J- 6
J.3.2	Selección del Tipo	J- 6
J.3.3	Plan de Instalaciones	J- 6
J.3.4	Desarenador	J- 7
J.4	CANALES PRINCIPALES DE RIEGO	J- 8
J.4.1	Tipo de Canal	J- 8
J.4.2	Túnel	J- 8
J.4.3	Sifón	J- 8
J.5	RESUMEN DE LAS INSTALACIONES DE DISEÑO	J-10

LISTA DE TABLAS

J.2.1	Cálculo Hidráulico del Canal de Conducción y Canales Principales de Riego	J- 4
J.2.2	Cálculo Hidráulico de las Secciones de los Túneles del Canal de Conducción	J- 5
J.4.1	Cálculo Hidráulico de la Sección del Túnel No. 5	J- 9

LISTA DE FIGURAS

J.2.1	Comparación entre las Secciones de Forma Trapezoidal y Flume	J-3
J.5.1	Canal de Conducción. Secciones Típicas de Canal y Túnel	J-12
J.5.2	Obra de Toma Cariyacu (1 - 2)	J-13
J.5.3	Canal Principal de Riego. Secciones Típicas de Canal y Túnel	J-15
J.5.4	Obra de Toma de los Ríos Adicionales	J-16
J.5.5	Vertedero y Desagüe de Lluvia	J-17
J.5.6	Sifón (1 - 2)	J-18
J.5.7	Derivadora del Canal Principal de Riego (1 - 3)	J-20
J.5.8	Puente	J-23
J.5.9	Canal Secundario. Secciones Típicas de Canal y Tubería	J-24

J.1 RESUMEN

El agua de riego procedente de la presa se conduce mediante el canal de conducción y se descarga al río Arrayanes, afluente del río Cariyacu. Estas aguas, unidas al caudal del río Cariyacu es tomada nuevamente mediante una obra de toma construída en el río Cariyacu, ubicado aguas abajo del río Arrayanes. Luego, en el curso inferior del desarenador, el agua es conducida por los canales principales y derivada a los canales secundarios y terciarios para finalmente ser conducido a las zonas beneficiarias de riego. En este anexo, se explica el plan de las instalaciones y diseños relacionados con el canal de conducción, obra de toma, canales principales de riego, etc..

J.2 CANAL DE CONDUCCION

J.2.1 Caudal de Diseño

El agua de riego descargada de la presa y que suplirá a la zona de riego mediante el canal de conducción variará de acuerdo a la temporada, superficie de cultivo y de riego, humedad del suelo antes del riego, precipitación, caudal de disponibilidad de los ríos del Area del Proyecto y el volumen almacenado en el embalse, etc.. Tomando en cuenta la superficie de riego y el caudal disponible de los ríos se ha determinado el caudal de diseño para cada mes. Según el cálculo de recursos hídricos, el requerimiento de agua calculado en el sitio de la obra de toma se ha estimado como valor máximo 5.171 m³/s, en el mes de diciembre.

Aunque el volumen de agua que se conduce mediante el canal de conducción se diseña en base del valor máximo indicado arriba, considerando que la ruta de diseño del canal de conducción atraviesa zonas montañosas y se estiman pérdidas de cargas considerables, el caudal de conducción de diseño se determinó de la manera siguiente.

Para la determinación del canal de conducción se ha tomado el valor de 80 % del caudal máximo presentado en el mes de diciembre, como se muestra a continuación:

$$Q_d = Q_{reqmax} \times 80 \% = 4.137 \text{ m}^3/\text{s}$$

En donde :

Q_d : Caudal de diseño para el canal de conducción
 Q_{reqmax} : Requerimiento de agua máximo en el sitio de obra de toma
(5.171 m³/s)

En caso de que el caudal de conducción de diseño sea de 4.137 m³/s, equivalente al 80 % del requerimiento máximo de 5.171 m³/s (véase Tabla J.2.1). Tomando en cuenta las frecuencias y los caudales excedentes al caudal de diseño ($Q = 4.137 \text{ m}^3/\text{s}$) ocurren con una probabilidad de 15 %, equivalente a once meses durante el período de 6 años. En este proyecto, la sección de canal de conducción se diseñará básicamente para el caudal de diseño y los caudales excedentes a este caudal serán conducidos suficientemente dentro del borde libre de la sección del canal.

J.2.2 Sección de Diseño

(1) Canal de Conducción

En la etapa del Informe de Progreso II, se adoptó el tipo de canal abierto de forma trapezoidal. Después de un análisis más detallado se ha seleccionado como tipo de canal el canal flume de concreto, por las siguientes razones:

- Las condiciones topográficas que atraviesa el canal no es favorable para la construcción de canal trapezoidal, por su fuerte pendiente, entre 30 a 40 grados. Debido a esto, el costo de excavación y protección de talud será muy alto. En la figura J.2.1 se indica las alternativas de los tipos de canales. Comparando ambas alternativas, la alternativa del canal de tipo flume minimizará el volumen y la protección de talud. Consecuentemente, esto conllevará a minimizar el costo de construcción.

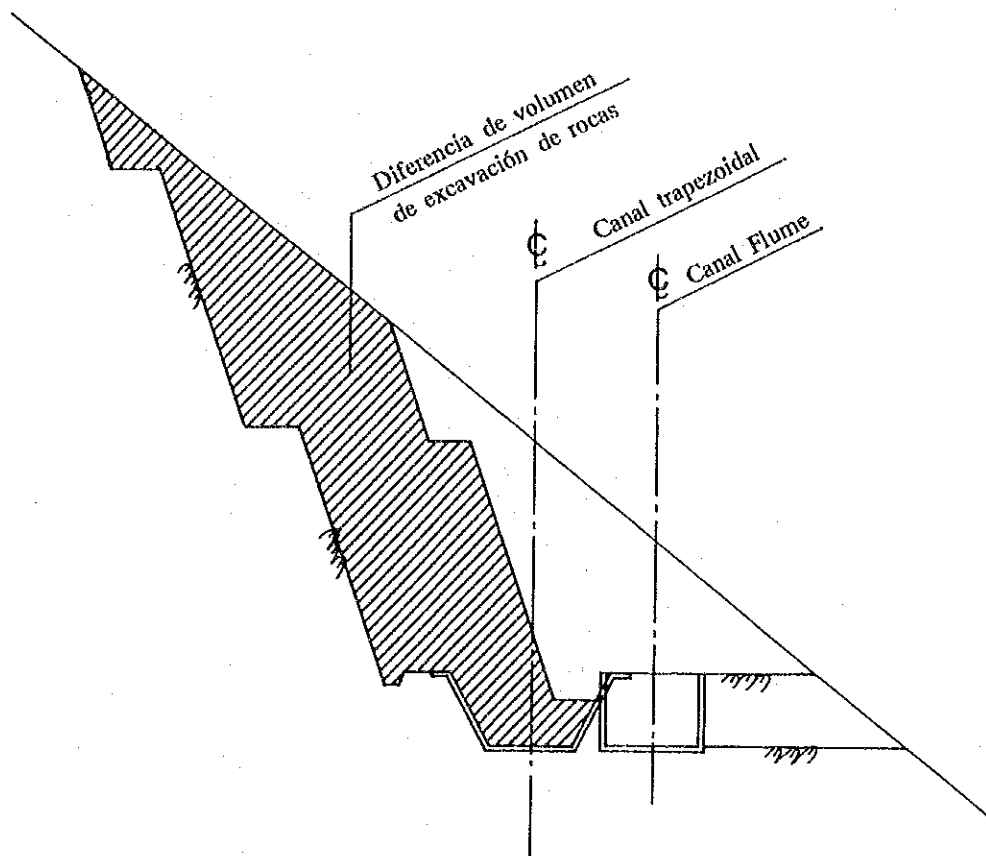


Fig. J.2.1 Comparación entre las Secciones de Forma Trapezoidal y Flume

- Teniendo en cuenta que este canal de conducción tiene una longitud aproximada de 23 km, es deseable minimizar el volumen de construcción, en lo que se refiere a la excavación y protección de talud.
- Respecto a la conservación del medio ambiente, es deseable minimizar en lo posible la cantidad de obras.
- Considerando las fuertes pendientes de los taludes de las montañas, la alternativa de tipo flume, podrá controlar los deslizamientos de los taludes.

Sin embargo, en lugares donde existe posibilidad de deslizamiento de talud y también donde el canal atravesase ríos pequeños, se construirán conductos cerrados de sección rectangular y de hormigón armado. El cálculo hidráulico de la sección de diseño en base a los caudales de conducción se indican la Tabla J.2.1.

Tabla J.2.1 Cálculo Hidráulico del Canal de Conducción y Canales Principales de Riego

		Talud		n:		0.0							
		Rugosidad		n:		0.016							
Tipo	Caudal Q (m ³ /s)	Ancho B (m)	Gradiente I	Profundidad d (m)	Velocidad V (m/s)	hv (m)	Fb (m)	H' (m)	Altura H (m)	H/B	Fr		
Canal de Conduccion	4.137	2.000	1/1500	1.736	1.192	0.072	0.244	1.980	2.100	1.050	0.289		
	5.171	2.000	1/1500	2.081	1.242	0.079					0.275		
	4.137	2.200	1/1500	1.561	1.205	0.074	0.233	1.794	1.900	0.864	0.308	***	
	5.171	2.200	1/1500	1.863	1.262	0.081					0.295		
	4.137	2.400	1/1500	1.422	1.212	0.075	0.225	1.647	1.700	0.708	0.325		
	5.171	2.400	1/1500	1.691	1.274	0.083					0.313		
N-I	5.040	2.000	1/1100	1.796	1.403	0.100	0.276	2.072	2.100	1.050	0.334		
	5.040	2.200	1/1100	1.613	1.420	0.103	0.266	1.879	1.900	0.864	0.357	***	
	5.040	2.400	1/1100	1.469	1.429	0.104	0.257	1.726	1.800	0.750	0.377		
N-II	2.315	1.400	1/1100	1.448	1.142	0.067	0.218	1.666	1.700	1.214	0.303		
	2.315	1.600	1/1100	1.241	1.166	0.069	0.206	1.447	1.500	0.938	0.334	***	
	2.315	1.800	1/1100	1.093	1.177	0.071	0.198	1.291	1.300	0.722	0.360		
N-III	1.924	1.200	1/1000	1.439	1.114	0.063	0.214	1.653	1.700	1.417	0.297		
	1.924	1.400	1/1000	1.199	1.147	0.067	0.201	1.400	1.400	1.000	0.335		
	1.924	1.600	1/1000	1.034	1.163	0.069	0.191	1.225	1.300	0.812	0.365	***	
S-I	1.161	1.000	1/1000	1.180	0.984	0.049	0.182	1.362	1.400	1.400	0.289		
	1.161	1.200	1/1000	0.953	1.015	0.053	0.170	1.123	1.200	1.000	0.332		
	1.161	1.400	1/1000	0.807	1.028	0.054	0.160	0.967	1.000	0.714	0.366	***	
S-II	0.968	1.000	1/1000	1.015	0.953	0.046	0.167	1.182	1.200	1.200	0.302		
	0.968	1.200	1/1000	0.826	0.977	0.049	0.157	0.983	1.000	0.833	0.343	***	
	0.968	1.400	1/1000	0.703	0.983	0.049	0.148	0.851	0.900	0.643	0.375		
S-III	0.588	0.800	1/1000	0.879	0.836	0.036	0.148	1.027	1.100	1.375	0.285		
	0.588	1.000	1/1000	0.682	0.863	0.038	0.136	0.818	0.900	0.900	0.334	***	
	0.588	1.200	1/1000	0.565	0.868	0.038	0.128	0.693	0.700	0.583	0.369		

Nota : $h_v = (v^2)/2g$

$F_b = 0.07 + h_v + 0.05$

*** Valor utilizado

(2) Túnel

En la ruta de diseño del canal de conducción se planea la construcción de túneles en 4 sitios. Debido a que los túneles No.1, No.2 y No.3 son de longitud corta se adoptará el método de construcción usual (sin equipo), y la sección podría ser del tipo Baul o Herradura. En base al resultado del cálculo de flujo uniforme para el caudal de conducción citado anteriormente, se adoptará como sección de diseño el de Herradura normal 2r por sus mayores ventajas.

Debido a que la longitud del túnel No.4 es de aproximadamente 7 km, la ejecución de esta obra por el método usual conllevaría un período de construcción relativamente largo, por lo cual se utilizará el método de excavación con maquinaria para acortar dicho período de construcción; y en este caso, la sección será circular. El cálculo hidráulico para el caudal de conducción de diseño de los tipos Herradura y Circular se indica en la Tabla J.2.2.

Tabla J.2.2 Cálculo Hidráulico de las Secciones de los Túneles del Canal de Conducción

(iii) Herradura

Gradiente		1/l = 800		Rugosidad		n = 0.016						
Tipo	Altura	Radio	Caudal	Ancho	Pro. Uni.	Altura	Ratio	Aexc	Velocidad	Caudal	Error	
	n	r	Q	b	d	H=2r	hu/H	(m ²)	V	Qc		
		(m)	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(%)		(m/s)	(m ³ /s)		
2r-2r-2r	1	1.000	4.14	1.646	1.453	2.000	73	3.317	1.580	4.140	0.000	
2r-2r-2r	1	1.000	5.17	1.646	1.860	2.000	93	3.317	1.554	5.004	-0.166	
2r-2r-2r	1	1.050	4.14	1.728	1.372	2.100	65	3.657	1.597	4.140	0.000	
2r-2r-2r	1	1.050	5.17	1.728	1.665	2.100	79	3.657	1.647	5.170	0.000	
2r-2r-2r	1	1.100	4.14	1.810	1.312	2.200	60	4.014	1.606	4.140	0.000	
2r-2r-2r	1	1.100	5.17	1.810	1.555	2.200	71	4.014	1.676	5.170	0.000	

(iv) Circular

Gradiente		1/l = 800		Rugosidad		n = 0.016					
Tipo	Radio	Caudal	Dia.	Pro. Uni.	Altura	Ratio	Aexc	Velocidad	Caudal	Error	
	r	Q	D	hu	H	h/H	A	V	Qcal		
	(m)	(m ³ /S)	(m)	(m)	(m)	(%)	(m ²)	(m/s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	
2r-r-r	1.100	5.170	2.200	1.954	2.200	89	3.801	1.580	5.170	0.000	
2r-r-r	1.100	4.140	2.200	1.546	2.200	70	3.801	1.574	4.140	0.000	
2r-r-r	1.150	5.170	2.300	1.789	2.300	78	4.155	1.635	5.170	0.000	
2r-r-r	1.150	4.140	2.300	1.450	2.300	63	4.155	1.597	4.140	0.000	
2r-r-r	1.200	5.170	2.400	1.671	2.400	70	4.524	1.666	5.170	0.000	
2r-r-r	1.200	4.140	2.400	1.368	2.400	57	4.524	1.614	4.140	0.000	
2r-r-r	1.250	5.170	2.500	1.575	2.500	63	4.909	1.688	5.170	0.000	
2r-r-r	1.250	4.140	2.500	1.297	2.500	52	4.909	1.628	4.140	0.000	

J.3 OBRA DE TOMA DEL RIO CARIYACU

J.3.1 Selección del Sitio de Ubicación

El agua de riego de la presa conducida a través del canal de conducción se descarga en el río Arrayanes, afluente del río Cariyacu. Mediante la obra de toma a construirse en el río Cariyacu, aguas abajo del Arrayanes, se captará dicho caudal conjuntamente con el caudal disponible de dicho río. Es preferible que la obra de toma se ubique lo más elevado posible que permita las condiciones topográficas y la composición geológica del sitio, por lo cual se seleccionó un lugar aproximadamente 150 m aguas arriba del puente existente en el río Cariyacu.

J.3.2 Selección del Tipo

(1) Método de Toma de Agua

Debido a que la pendiente del lecho del río Cariyacu es abrupta y el caudal es pequeño, la toma será por represamiento del agua, cuya boca de toma se ubica en la margen izquierda.

(2) Tipo de Presa de Toma

En vista de que la estructura geológica del sitio de toma de agua es de un estrato sedimentario de grava y arena del lecho del río, se adoptará la presa del tipo flotante (fundada sobre material de lecho de río permeable o semi-permeable). Además, la obra de represamiento de agua se efectuará a todo lo ancho del río, limitado por la presa fija y el vertedero regulador, considerando los aspectos económicos y de operación y mantenimiento.

J.3.3 Plan de Instalaciones

(1) Boca de Toma

Con el fin de evitar la afluencia de arena, la boca de toma se instalará 1.50 m más alto que el nivel del lecho del río, o sea, a una altura de 2,947.00 msnm. En cuanto al ancho de la boca toma, considerando que la velocidad de la afluencia es de 0.6 - 1.0 m/s, y la profundidad de 0.60 m, será de 3.50 m x 3 bocas (10.50 m),

con sus respectivas compuertas.

(2) Presa Fija

El objeto de la presa fija tipo cimacio es de asegurar el nivel de agua necesario para la toma de agua y evitar dificultades de descarga en la época de inundación, por lo que la estructura deberá ser fuerte y segura a la fuerza externa, con sección hidráulica ventajosa. La altura de la presa fija será de 2,947.70 msnm, agregando al nivel de toma de agua de diseño 0.10 m de borde libre. El ancho de la cresta es de 3.10 m. La sección del cuerpo de la presa será de corte vertical en el lado aguas arriba, y en aguas abajo de talud 1:0.8.

(3) Canal de Desfogue

Con el fin de evitar la afluencia de arena y de facilitar su eliminación en el lado de la boca de toma se instalará el canal de desfogue, diseñado para eliminar partículas cuyo diámetro máximo sea de alrededor de 30 cm.

J.3.4 Desarenador

Debido a que existe la posibilidad de que la arena que afluye con el agua de toma se acumule en el canal obstruyendo el paso de la corriente, para evitar que esto ocurra, se construirá estanque desarenador. Aunque normalmente se prefiere construir el desarenador cerca de la boca de toma, debido a las condiciones topográficas se instalará 100 m aguas abajo de la toma.

Calculando que el diámetro mínimo de las partículas de sedimentación es de 0.03 cm y que el volumen de toma de agua de diseño es de 6.131 m³/s, el ancho del estanque desarenador será de 6.30 m, compuesto por dos canales de 3.00 m cada uno separados por un muro de 0.30 m de espesor. La longitud del canal sedimentador será de 38 m.

J.4 CANALES PRINCIPALES DE RIEGO

El agua de riego captada en la obra de toma del río Cariyacu se bifurca mediante la obra de derivación instalada inmediatamente después del estanque desarenador a los canales principales norte y sur. Los caudales de diseño son: para el canal Norte de 5.295 – 1.916 m³/s y para el canal Sur de 1.091 – 0.221 m³/s.

J.4.1 Tipo de Canal

Al igual que el canal de conducción, el tipo de canal será de tipo flume de concreto. En la Tabla J.2.1 se indican las secciones hidráulicas clasificadas por tipo (conjuntamente con el cálculo hidráulico del canal de conducción).

J.4.2 Túnel

El túnel No. 5 (con un caudal de 2.115 m³/s), se ubica cerca del extremo final del canal principal de riego norte, el cual fue adoptado considerando el caudal conducido, aspecto constructivo y aspecto económico. En base al cálculo hidráulico indicado en la Tabla J.4.1 se adoptará el tipo de Bául (3r-V-H), con una pendiente de I=1/800.

J.4.3 Sifón

Debido a que los canales principales se ubican a lo largo de la curva de nivel con altitud de aproximadamente 2,540 m, es necesario atravesar muchos ríos y quebradas, por lo cual en esos sitios de cruce se planea la instalación de sifones y alcantarillas de cajón. En estos casos, donde la presión sea pequeña se utilizarán conductos cerrados de sección rectangular y donde la presión sea grande, se utilizarán tuberías de acero.

Tabla J.4.1 Cálculo Hidráulico de la Sección del Túnel (No. 5)

Baúl		1/l = 800		n = 0.016					
Gradiente	Radio	Ancho	Pro. Uni.	Altura	Ratio	Aexc	Velocidad	Caudal	Error
Rugosidad	r	b=2r	d	H	d/H	Aexc	V	Qcal	
S=n*r	(m)	(m)	(m)	(m)	(%)	(m ²)	(m/s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
2.0r-V-H	1.0	1.50	1.121	1.500	75	2.009	1.276	2.115	0.000
2.4r-V-H	1.4	1.30	1.356	1.560	87	1.847	1.235	2.115	0.000
2.4r-V-H	1.4	1.40	1.188	1.680	71	2.142	1.275	2.115	0.000
2.4r-V-H	1.4	1.50	1.095	1.800	61	2.459	1.288	2.115	0.000
3.0r-V-H	2.0	1.20	1.429	1.800	79	2.005	1.239	2.115	0.000
3.0r-V-H	2.0	1.00	1.679	1.950	86	1.964	1.199	2.115	0.000

J.5 RESUMEN DE LAS INSTALACIONES DE DISEÑO

Las principales facilidades contempladas para el canal de conducción, obra de toma Cariyacu, canales principales de riego y obras adicionales se muestran a continuación (Figs. J.5.1 - J.5.9):

(1) Obra de Toma Cariyacu

Ubicación	:	Río Cariyacu
Ancho del río	:	75 m
Caudal de avenida de diseño	:	65.0 m ³ /s
Altura de la presa fija	:	6.5 m
Longitud total de presa	:	56.5 m
Altura de cresta	:	El 2,547.7 m
Longitud delantera	:	14.1 m
Compuerta de toma	:	3.50 m x 3 unidades
Caudal máximo de toma	:	6.131 m ³ /s
Compuerta del desarenador	:	3.00 m x 2 unidades
Desarenador	:	38.00 m x 3.00 m x 2 líneas

(2) Canales

1) Canal de Conducción

Longitud total	:	23.31 km, incluyendo los 8.89 km de túneles
Caudal normal	:	4.137 m ³ /s
Caudal máximo	:	5.171 m ³ /s
Tipo de canal	:	Flume de concreto
Camino de acceso	:	4.00 m de ancho, pavimento en grava
Estructuras relacionadas	:	sifón, alcantarilla de cajón, obra de toma de ríos, canal de descarga, etc.

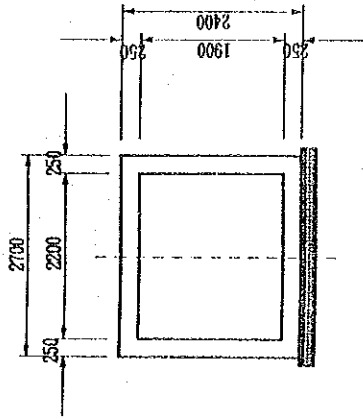
2) Canal Principal

Longitud total	:	29.37 km, incluye túnel de 3.13 km.
Caudal máximo	:	5.295 m ³ /s
Tipo de canal	:	Flume de concreto
Estructuras relacionadas	:	Obra de toma de ríos, obras de derivación

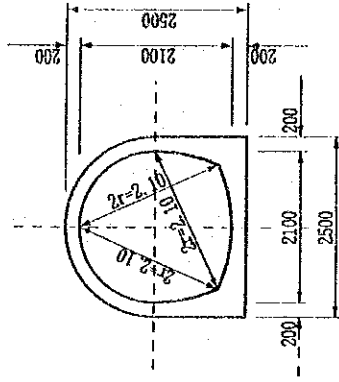
3) Canal Secundario

Longitud total	:	110.58 km, incluye 10.22 km de tuberías.
Caudal máximo	:	2.534 m ³ /s
Tipo de canal	:	Flume de concreto
Estructuras relacionadas	:	Obras de derivación

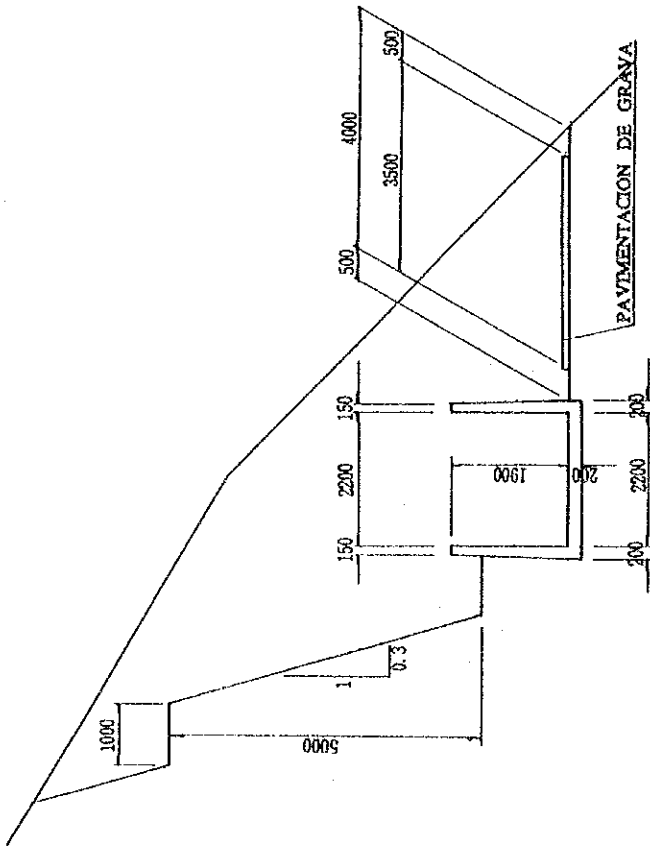
SECCION TIPICA DE ALCANTARILLA DE CAJON



SECCION TIPICA DE TUNEL
No.1,2,3
TIPO HERADURA

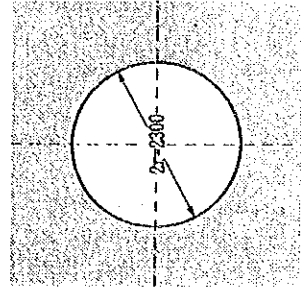


SECCION TIPICA DEL CANAL ABIERTO

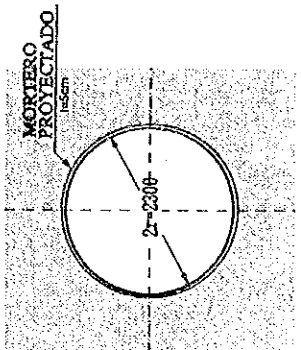


SECCION TIPICA DE TUNEL No.4 TIPO CIRCULAR

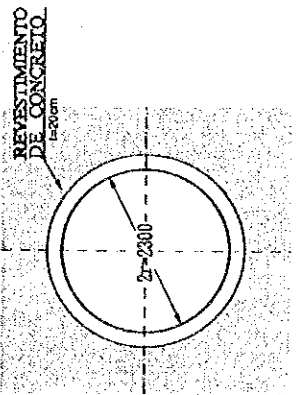
TRAMO CENTRAL



TRAMO OTROS



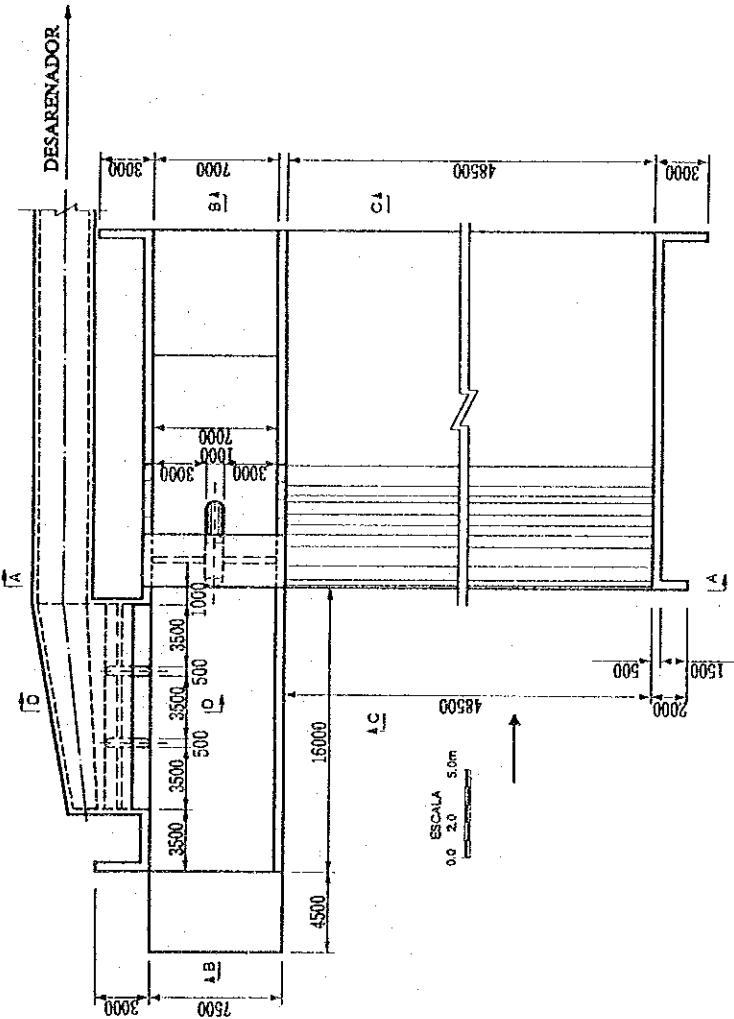
TRAMO DE ENTRADA Y SALIDA



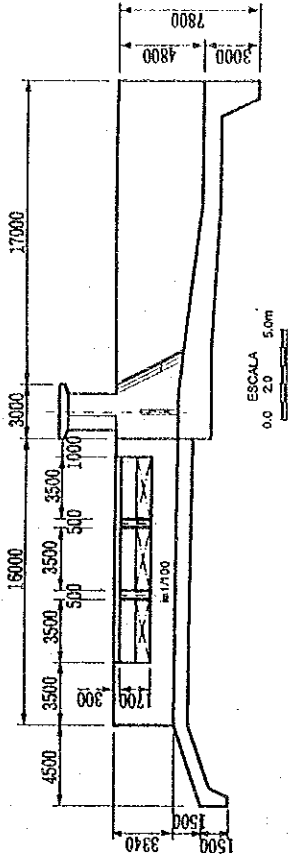
REPUBLICA DEL ECUADOR
MINISTERIO DE AGRICULTURA Y GANADERIA (MAG)
INSTITUTO ECUATORIANO DE RECURSOS HIDRAULICOS (INERHI)
PROYECTO DE IRRIGACION TUMBABIRO
CANAL DE CONDUCCION
SECCIONES TIPICAS DE CANAL Y TUNEL
FEBRERO DE 1994
AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON

Fig. J.5.1 Canal de Conducción. Secciones Típicas de Canal y Túnel

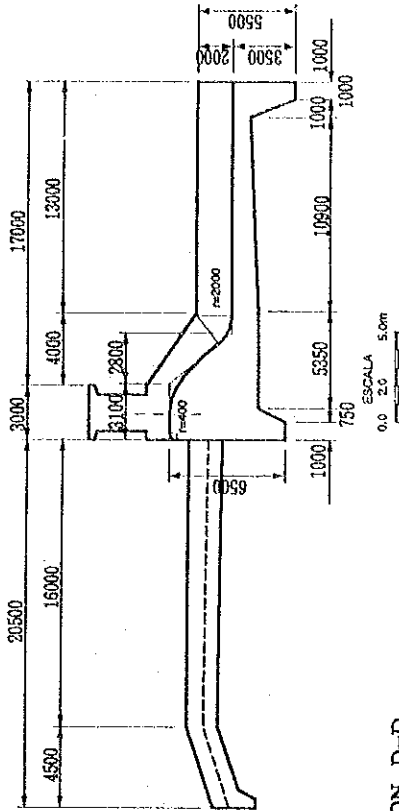
PLANTA



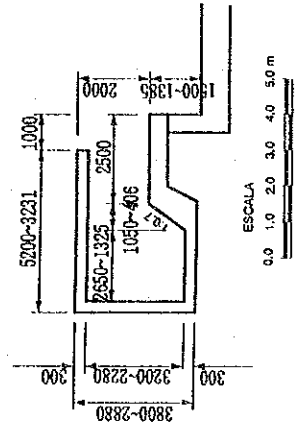
SECCION B-B



SECCION C-C



SECCION D-D



SECCION A-A

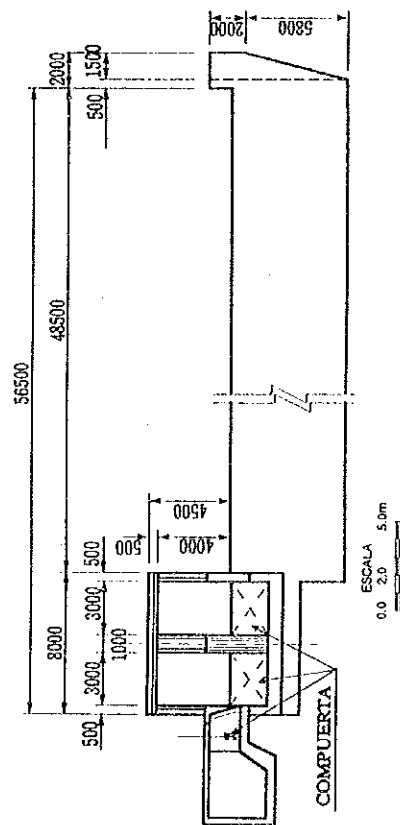
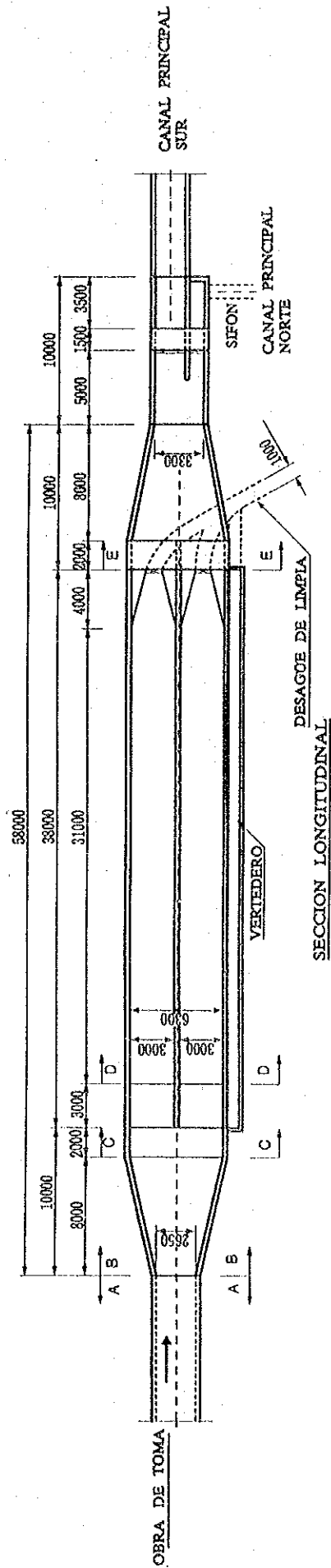


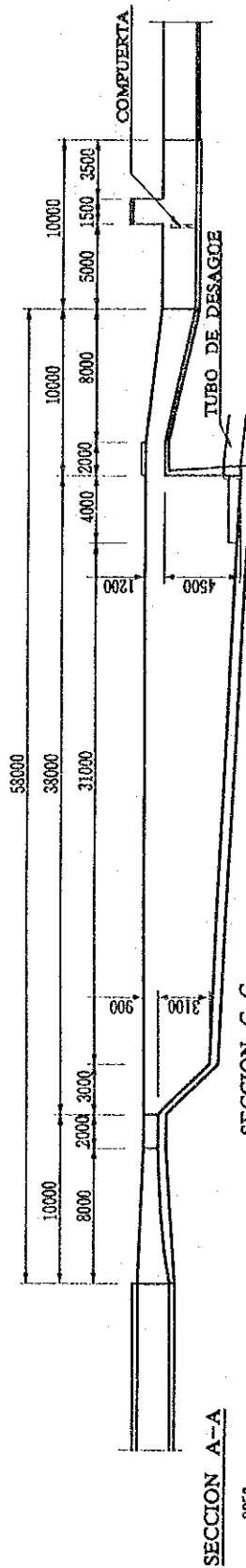
Fig. J.5.2 (1) Obra de Toma Cariyacu

REPUBLICA DEL ECUADOR
MINISTERIO DE AGRICULTURA Y GANADERIA (MAG)
INSTITUTO ECUATORIANO DE RECURSOS HIDRAULICOS (INERHI)
PROYECTO DE IRRIGACION TUMBABIRO
OBRA DE TOMA CARIYACU
FEBRERO DE 1994
AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON

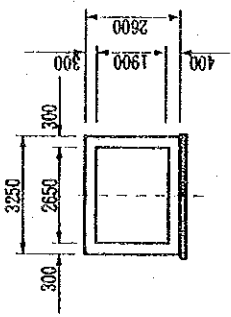
PLANTIA



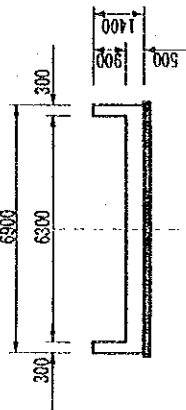
SECCION LONGITUDINAL



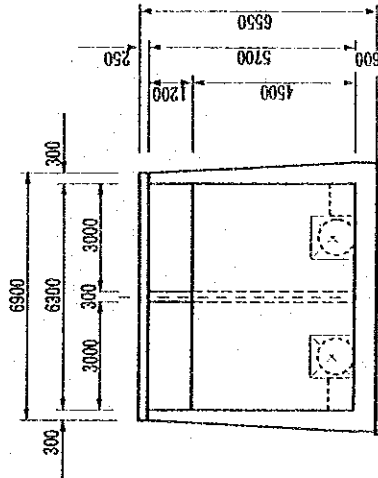
SECCION A-A



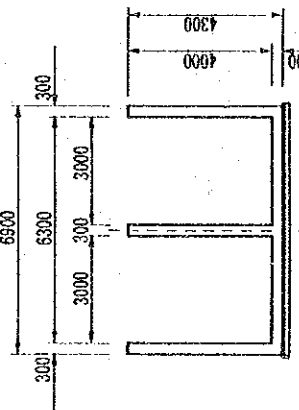
SECCION C-C



SECCION E-E



SECCION D-D



SECCION B-B

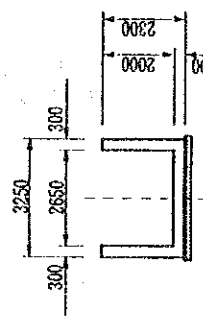
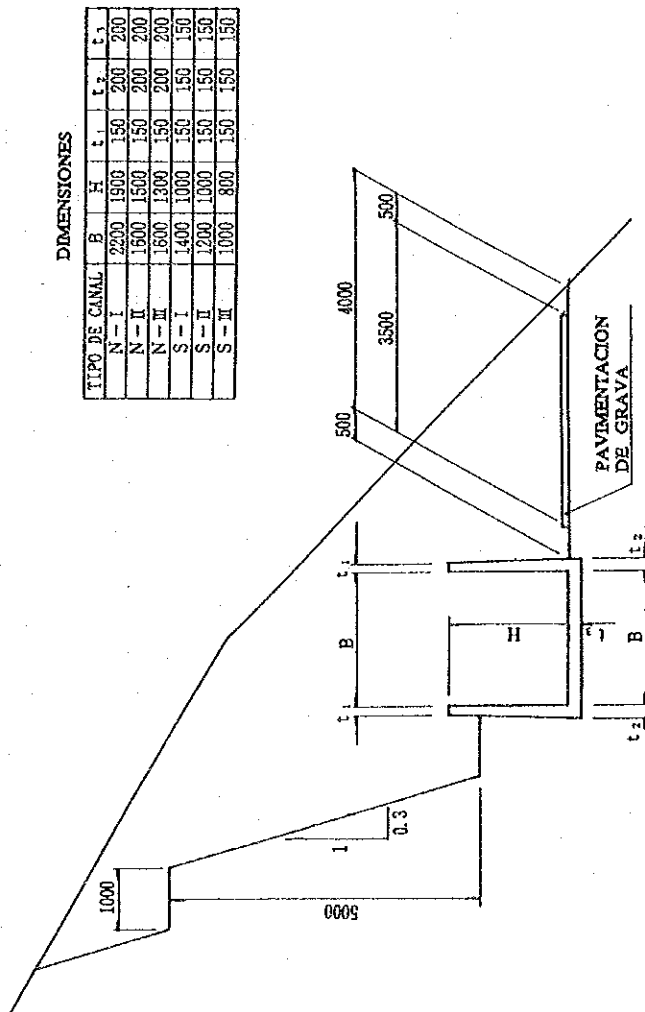


Fig. J.5.2 (2) Obra de Toma Cariyacu

REPUBLICA DEL ECUADOR MINISTERIO DE AGRICULTURA Y GANADERIA (MAG) INSTITUTO ECUATORIANO DE RECURSOS HIDRAULICOS (INERHI)
PROYECTO DE IRRIGACION TUMBABIRO
OBRA DE TOMA CARIYACU ESTANQUE DESARENADOR
FEBRERO DE 1994
AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON

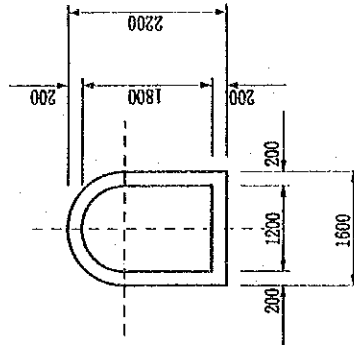
SECCION TIPICA DEL CANAL ABIERTO



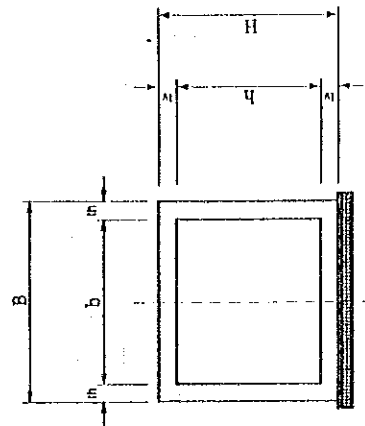
DIMENSIONES

TIPO DE CANAL	B	H	t ₁	t ₂	t ₃
N-I	2200	1900	150	200	200
N-II	1500	1500	150	200	200
N-III	1600	1300	150	200	200
S-I	1400	1000	150	150	150
S-II	2200	1000	150	150	150
S-III	1000	800	150	150	150

SECCION TIPICA DEL TUNEL No.5



SECCION TIPICA DE ALCANTARILLA DE CAJON



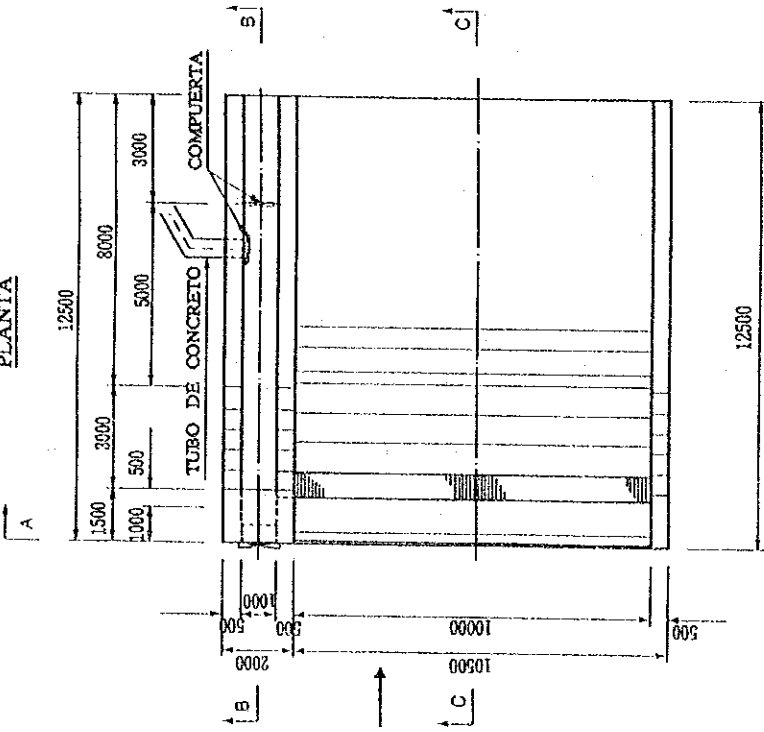
DIMENSIONES

TIPO DE CANAL	B	b	t ₁	H	h	t ₂	LONGITUD
N-I	2700	2200	250	2400	1900	250	36800
N-II	2000	1600	200	1900	1500	200	42300
S-I	1300	1400	200	1400	1000	200	40500
S-II	1500	1200	150	1300	1000	150	166000
S-III	1300	1000	150	1100	800	150	30500

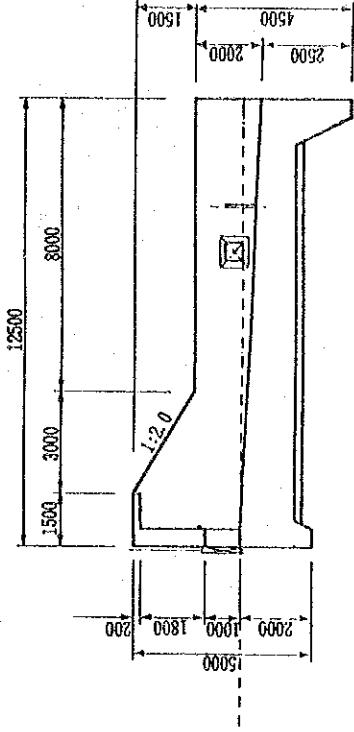
Fig. J.5.3 Canal Principal de Riego. Secciones Típicas de Canal y Túnel

REPUBLICA DEL ECUADOR
 MINISTERIO DE AGRICULTURA Y GANADERIA (MAG)
 INSTITUTO ECUATORIANO DE RECURSOS HIDRAULICOS(INERHI)
 PROYECTO DE IRRIGACION TUMBABIRO
 CANAL PRINCIPAL
 SECCIONES TIPICAS CANAL Y TUNEL
 FEBRERO DE 1994
 AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON

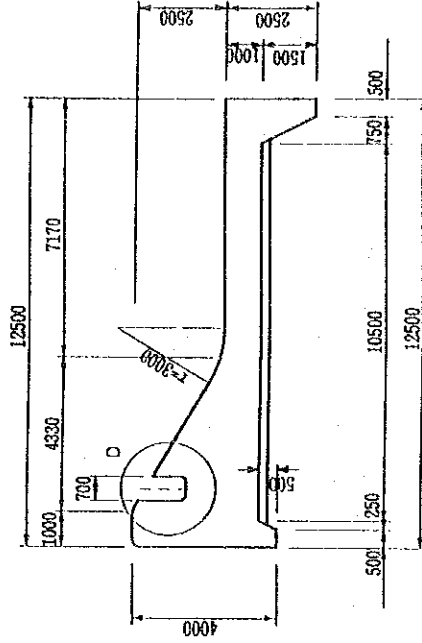
PLANTA



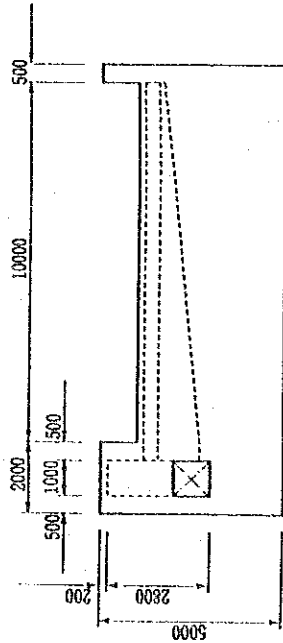
SECCION B-B



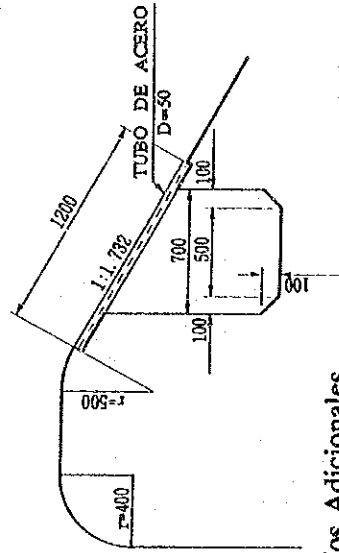
SECCION C-C



SECCION A-A



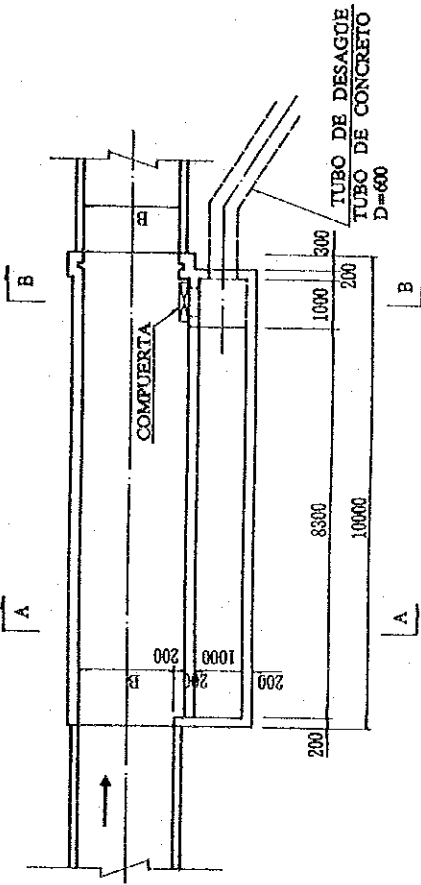
DETALLE D



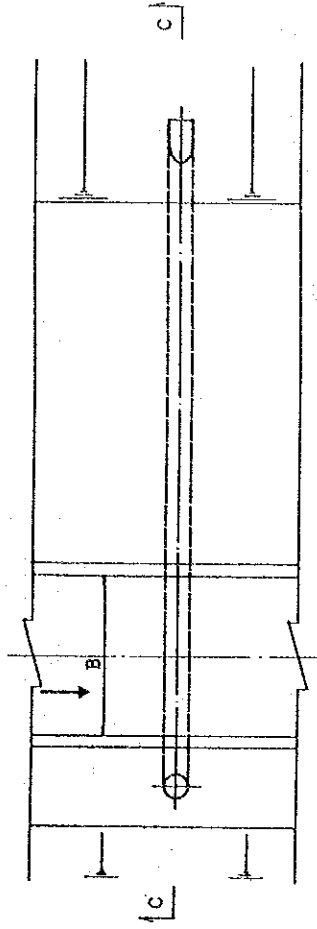
REPUBLICA DEL ECUADOR
MINISTERIO DE AGRICULTURA Y GANADERIA (MAG)
INSTITUTO ECUATORIANO DE RECURSOS HIDRAULICOS (INERHI)
PROYECTO DE IRRIGACION TUMBABRO
OBRA DE TOMA DE LOS RIOS ADICIONALES
FEBRERO DE 1994
AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPAN

Fig. J.5.4 Obra de Toma de los Ríos Adicionales

PLANTA

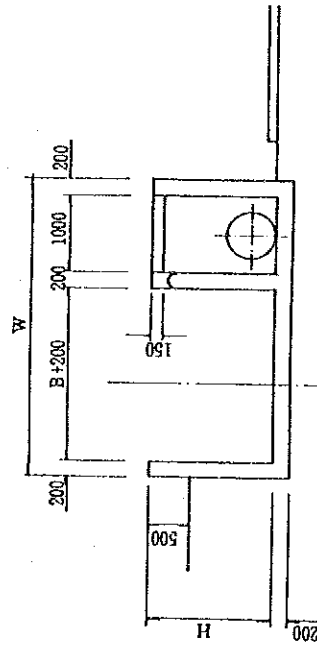


PLANTA

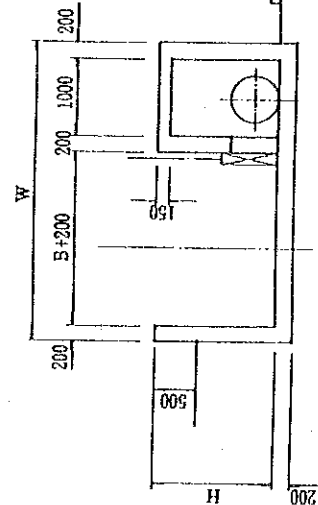


DIMENSIONES

TIPO DE CANAL	B	H	t ₁	t ₂	L ₁	L ₂
C. CONDUCCION	2200	1900	200	200	1800	7500
N - I	2200	1900	150	200	1800	7600
N - II	1600	1500	150	200	1400	7000
N - III	1600	1300	150	200	1200	7000
S - I	1400	1000	150	150	900	6700
S - II	1200	1000	150	150	900	6500
S - III	1000	800	150	150	700	6200



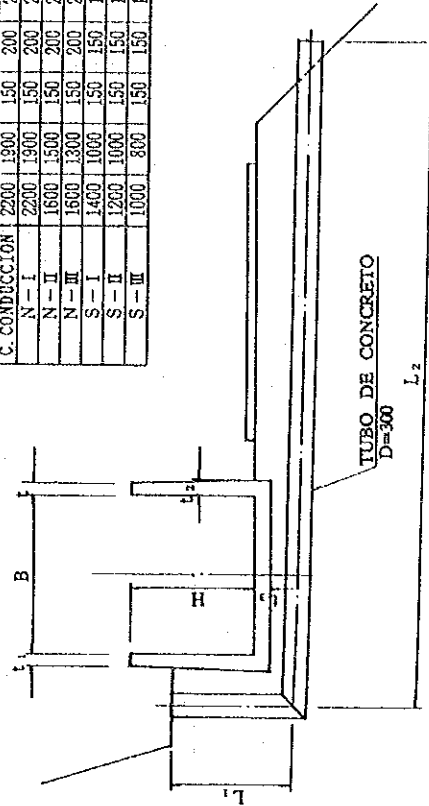
SECCION A-A



SECCION B-B

DIMENSIONES

TIPO DE CANAL	B	H	W
C. CONDUCCION	2200	1900	4000
N - I	2200	1900	4000
N - II	1600	1500	3400
N - III	1600	1300	3200
S - I	1400	1000	3200
S - II	1200	1000	3000
S - III	1000	800	2800

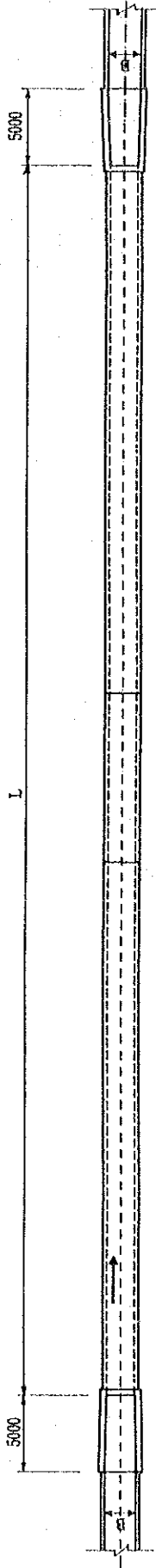


SECCION C-C

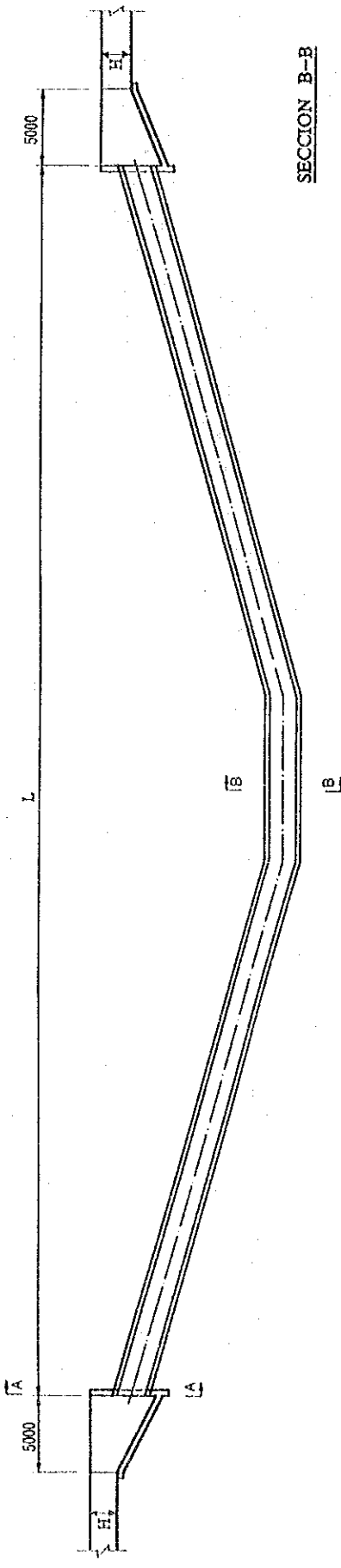
REPUBLICA DEL ECUADOR
 MINISTERIO DE AGRICULTURA Y GANADERIA (MAG)
 INSTITUTO ECUATORIANO DE RECURSOS HIDRAULICOS (INERHI)
 PROYECTO DE IRRIGACION TUMBASIRO
 VERTEDERO Y
 DESAGÜE DE LLUVIA
 FEBRERO DE 1994
 AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON

Fig. J.5.5 Vertedero y Desagüe de Lluvia

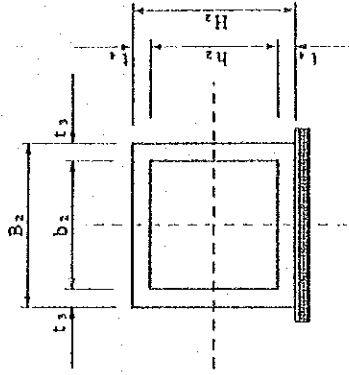
PLANTA



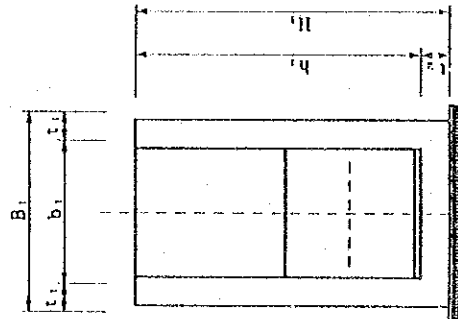
SECCION LONGITUDINAL



SECCION B-B



SECCION A-A



DIMENSIONES

SIFON No.	TIPO DE CANAL	B	b	H	h	t ₁	t ₂	t ₃	B ₂	b ₂	H ₂	t ₃	t ₃	B	H	L
C-2	C. CONDUCCION	2800	2000	4400	4000	400	400	2500	2000	2500	2500	250	250	2200	1900	24000
C-3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	33000
C-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	55000
C-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	29000
N-1	N-1	2800	2000	4400	4000	400	400	2300	1800	2300	2300	250	250	2200	1900	80000
N-2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	80000
N-3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	35000

REPUBLICA DEL ECUADOR
 MINISTERIO DE AGRICULTURA Y GANADERIA (MAG)
 INSTITUTO ECUATORIANO DE RECURSOS HIDRAULICOS (INER-HI)

PROYECTO DE IRRIGACION TUMBABIRO

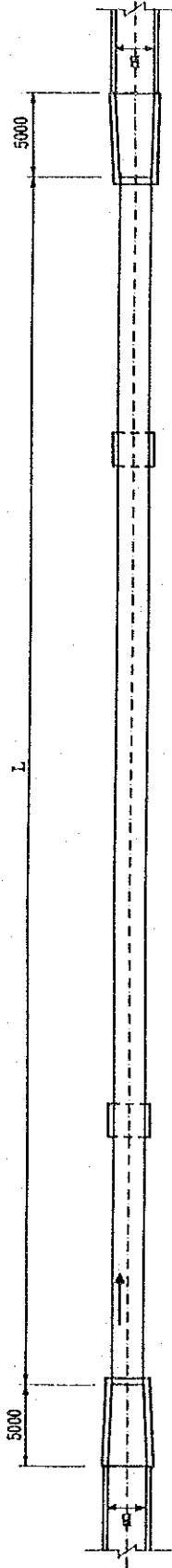
SIFON (SECCION RECTANGULAR)

FEBRERO DE 1994

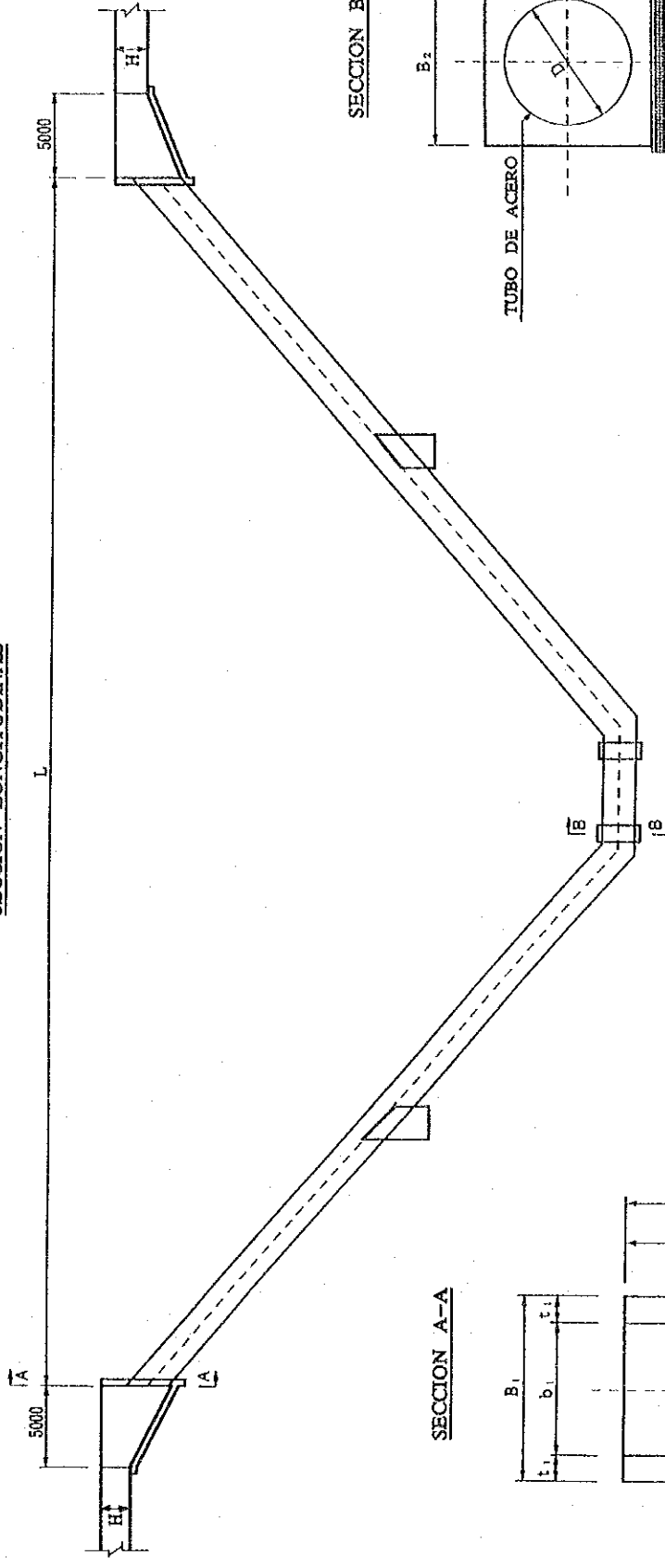
AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON

Fig. J.5.6 (1) Sifón (Sección Rectangular)

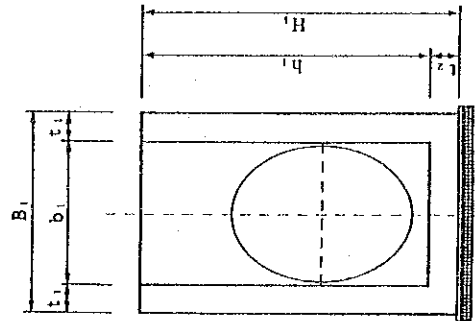
PLANTA



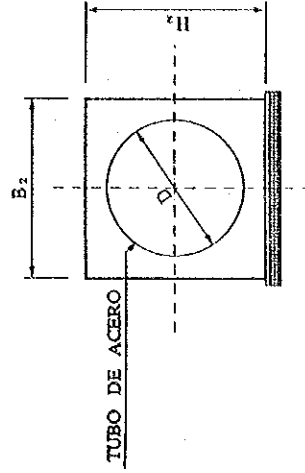
SECCION LONGITUDINAL



SECCION A-A



SECCION B-B



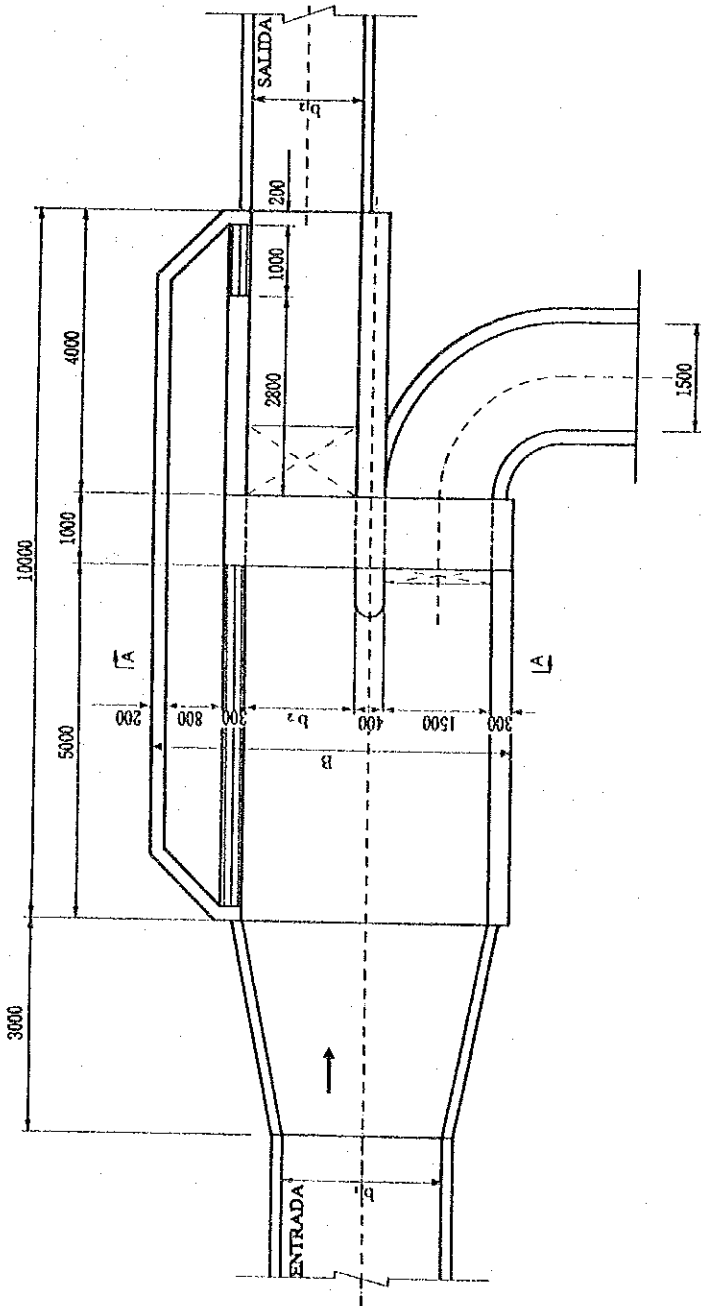
DIMENSIONES

SIFON No.	TIPO DE CANAL	B ₁	b ₁	H	h ₁	t ₁	t ₂	B ₂	H ₂	D	B	H	L
C-1	C. CONDUCCION	2800	2000	4400	4000	400	400	2500	2500	1900	2200	1900	73000
N-4	N-II	2700	2000	3850	3500	350	350	1800	1800	1200	1600	1500	58000
N-5	N-III	2700	2000	3850	3500	350	350	1800	1800	1200	1500	1300	40000
S-1	S-I	2100	1500	3300	3000	300	300	1500	1500	900	1400	1000	94000
S-2	S-I	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	47000
S-3	S-II	"	"	"	"	"	"	1400	1400	800	1200	"	37000
S-4	S-II	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	28000
S-5	S-III	"	"	"	"	"	"	1300	1300	700	1000	800	37000
S-6	S-III	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	17000
S-7	S-III	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	49000

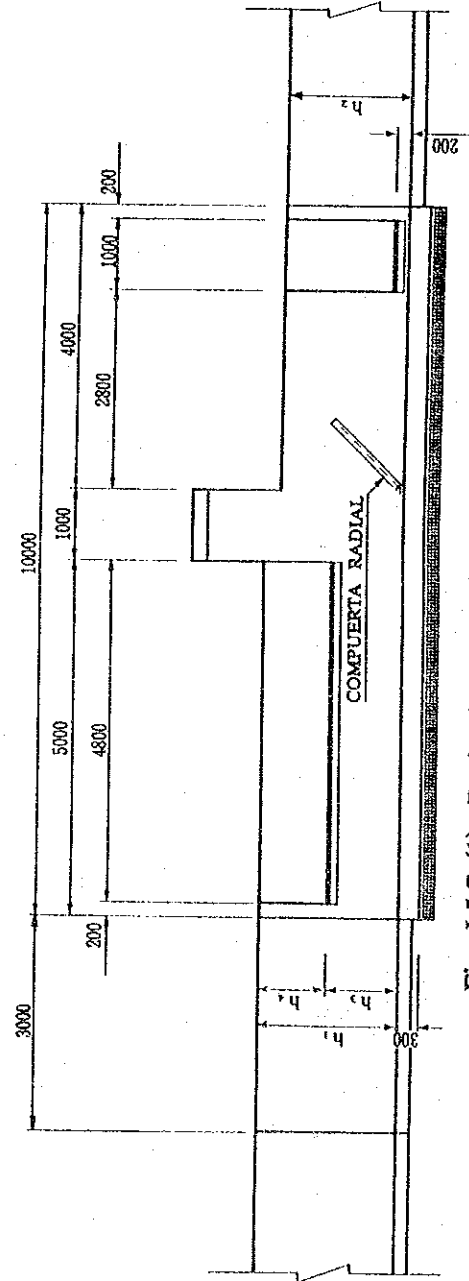
Fig. J.5.6 (2) Sifón (Sección Circular)

REPUBLICA DEL ECUADOR
 MINISTERIO DE AGRICULTURA Y GANADERIA (MAG)
 INSTITUTO ECUATORIANO DE RECURSOS HIDRAULICOS (INERHI)
 PROYECTO DE IRRIGACION TUMBABIRO
SIFON (SECCION CIRCULAR)
 FEBRERO DE 1994
 AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPCN

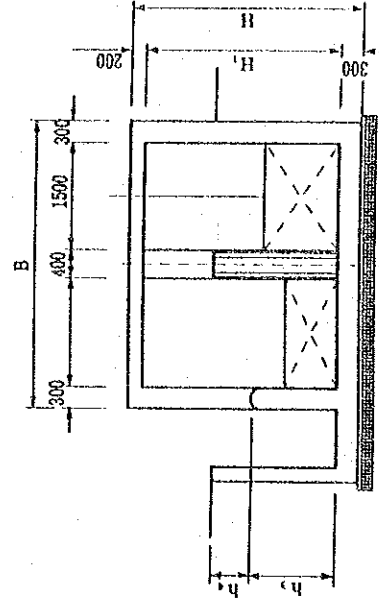
PLANTA



SECCION LONGITUDINAL



SECCION A-A



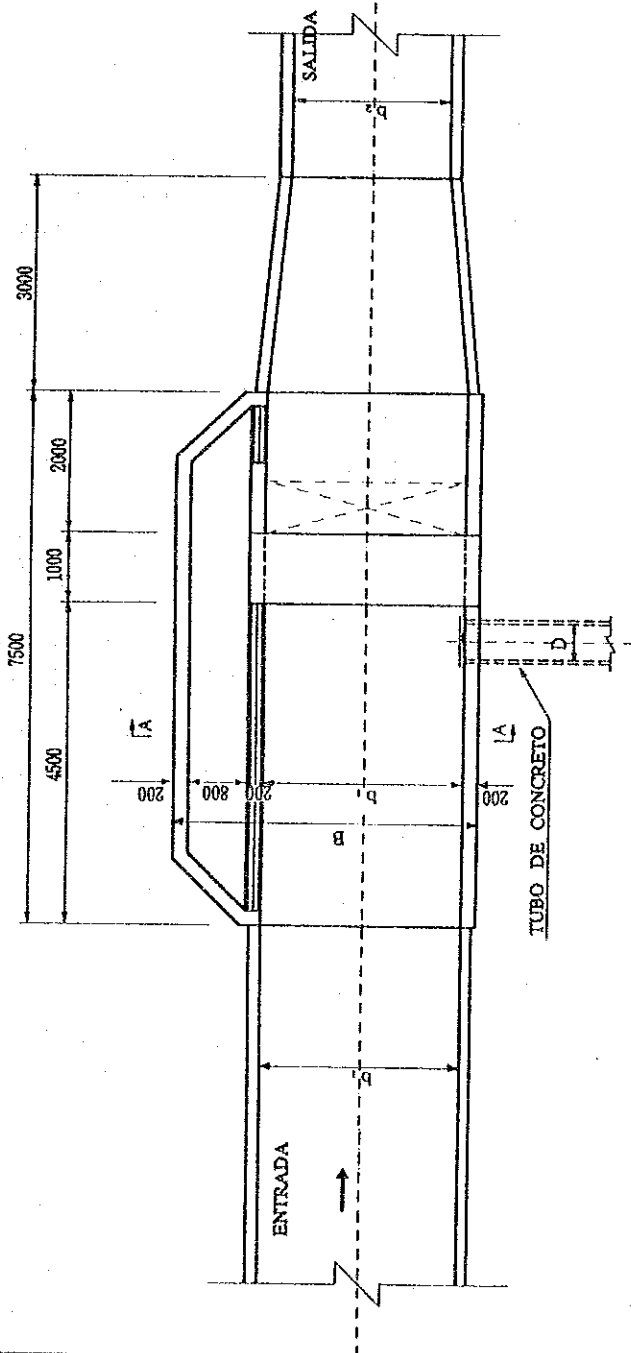
DIMENSIONES

DEL No.	TIPO DE CANAL											
	ENTRADA SALIDA											
	B	b ₁	b ₂	b ₃	b ₄	b ₅	b ₆	b ₇	b ₈	b ₉	b ₁₀	H
N-1	4100	2000	2000	1900	1900	300	1500	300	1500	300	1500	300
N-2	4100	2000	1900	1900	1900	300	1500	300	1500	300	1500	300
N-3	4100	2000	1900	1900	1900	300	1500	300	1500	300	1500	300
N-4	4100	2000	1900	1900	1900	300	1500	300	1500	300	1500	300
N-5	4100	2000	1900	1900	1900	300	1500	300	1500	300	1500	300
N-6	4100	2000	1900	1900	1900	300	1500	300	1500	300	1500	300
N-7	4100	2000	1900	1900	1900	300	1500	300	1500	300	1500	300
N-8	4100	2000	1900	1900	1900	300	1500	300	1500	300	1500	300
N-9	4100	2000	1900	1900	1900	300	1500	300	1500	300	1500	300
N-10	4100	2000	1900	1900	1900	300	1500	300	1500	300	1500	300

REPUBLICA DEL ECUADOR
 MINISTERIO DE AGRICULTURA Y GANADERIA (MAG)
 INSTITUTO ECUATORIANO DE RECURSOS HIDRAULICOS (INERHI)
 PROYECTO DE IRRIGACION TUMBABIRO
 CANAL PRINCIPAL
 DERIVACION TIPO-I
 FEBRERO DE 1994
 AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON

Fig. J.5.7 (1) Derivadora del Canal Principal de Riego (Tipo I)

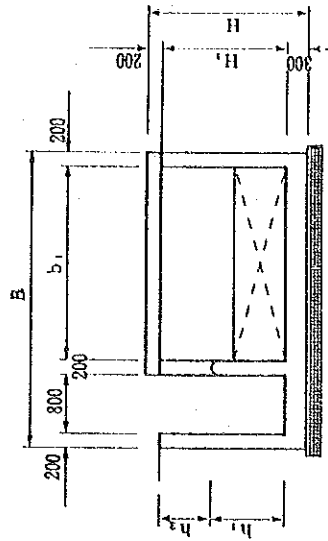
PLANTA



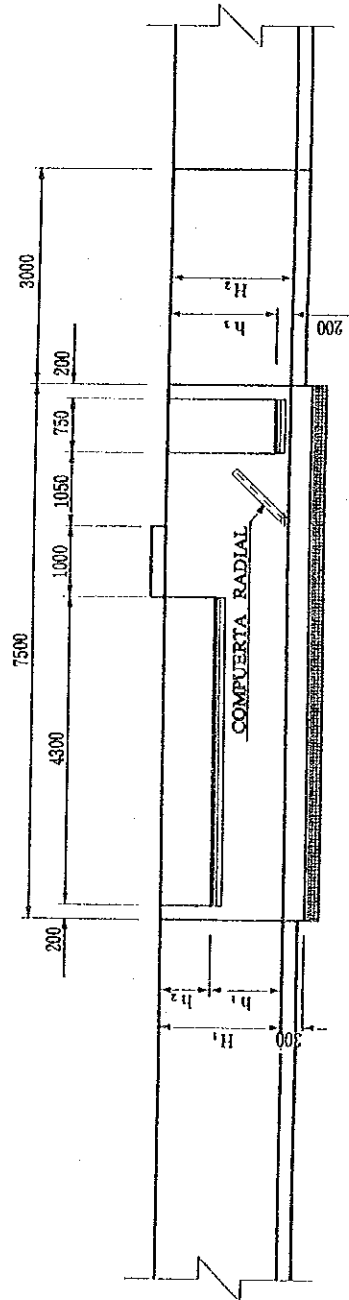
DIMENSIONES

PZ. No.	TIPO DE CANAL		B		H		H ₁		H ₂		b ₁		b ₂		D	
	ENTRADA	SALIDA	b ₁	b ₂	H	H ₁	H ₂	H ₁	H ₂	H ₁	H ₂	b ₁	b ₂	b ₁	b ₂	D
N-1	N-1	N-1	3600	2700	2200	2200	900	1900	300	1900	300	1800	1000	1000	500	500
N-2	N-1	N-1	3600	2700	2200	2200	900	1900	300	1900	300	1800	1000	1000	400	400
N-3	N-1	N-1	3600	2700	2200	2200	900	1900	300	1900	300	1800	1000	1000	400	400
S-1	S-1	S-1	2000	1500	1400	1400	1000	1000	1000	1000	1000	200	200	200	200	500
S-2	S-1	S-1	2000	1500	1400	1400	1000	1000	1000	1000	1000	200	200	200	200	500
S-3	S-1	S-1	2000	1500	1400	1400	1000	1000	1000	1000	1000	200	200	200	200	500
S-4	S-1	S-1	2000	1500	1400	1400	1000	1000	1000	1000	1000	200	200	200	200	500
S-5	S-1	S-1	2000	1500	1400	1400	1000	1000	1000	1000	1000	200	200	200	200	500
S-6	S-1	S-1	2000	1500	1400	1400	1000	1000	1000	1000	1000	200	200	200	200	500
S-7	S-1	S-1	2000	1500	1400	1400	1000	1000	1000	1000	1000	200	200	200	200	500
S-8	S-1	S-1	2000	1500	1400	1400	1000	1000	1000	1000	1000	200	200	200	200	500
S-9	S-1	S-1	2000	1500	1400	1400	1000	1000	1000	1000	1000	200	200	200	200	500
S-10	S-1	S-1	2000	1500	1400	1400	1000	1000	1000	1000	1000	200	200	200	200	500

SECCION A-A



SECCION LONGITUDINAL

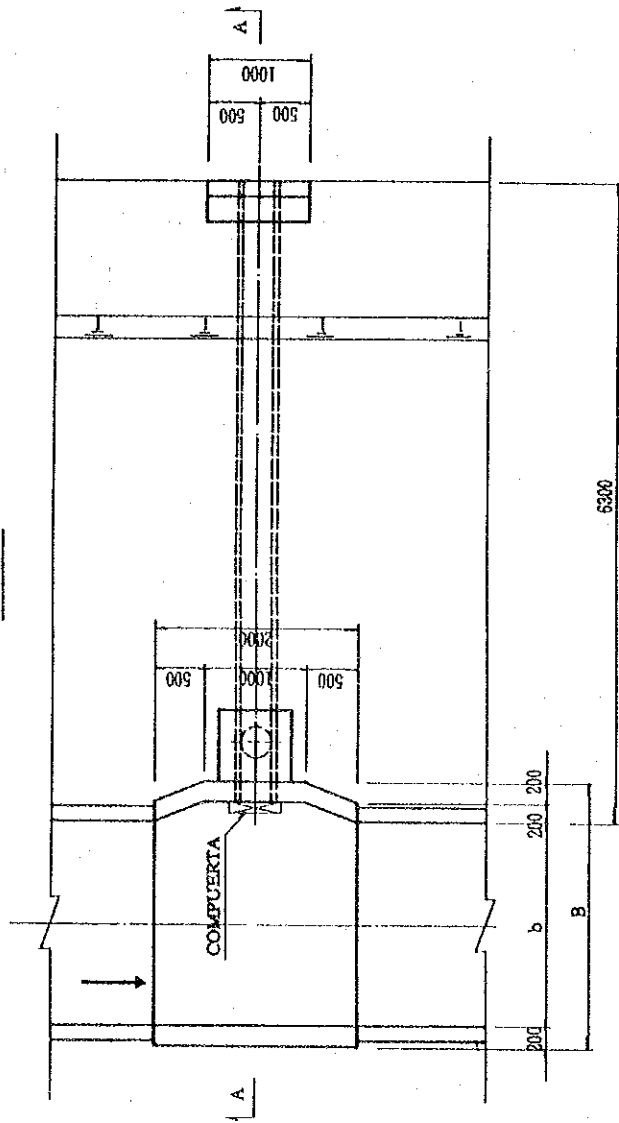


NOTA: EN CASO DE b1=b2 NO INCLUYE TORANSICION

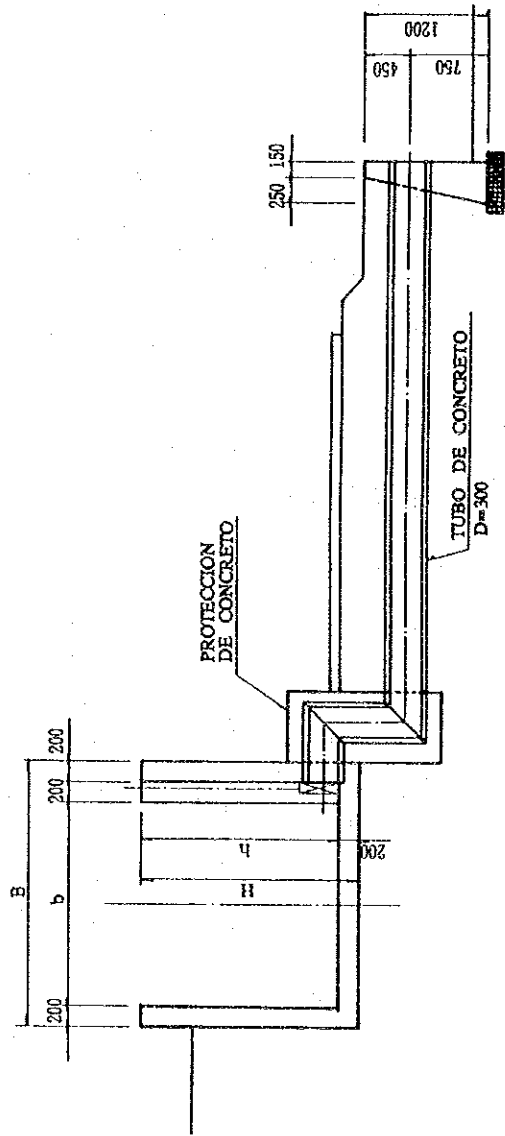
Fig. J.5.7 (2) Derivadora del Canal Principal de Riego (Tipo II)

REPUBLICA DEL ECUADOR
 MINISTERIO DE AGRICULTURA Y GANADERIA (MAG)
 INSTITUTO ECUATORIANO DE RECURSOS HIDRAULICOS (INERHI)
 PROYECTO DE IRRIGACION TUMBABIRO
 CANAL PRINCIPAL
 DERIVACION TIPO-II
 FEBRERO DE 1994
 AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON

PLANTA



SECCION A-A



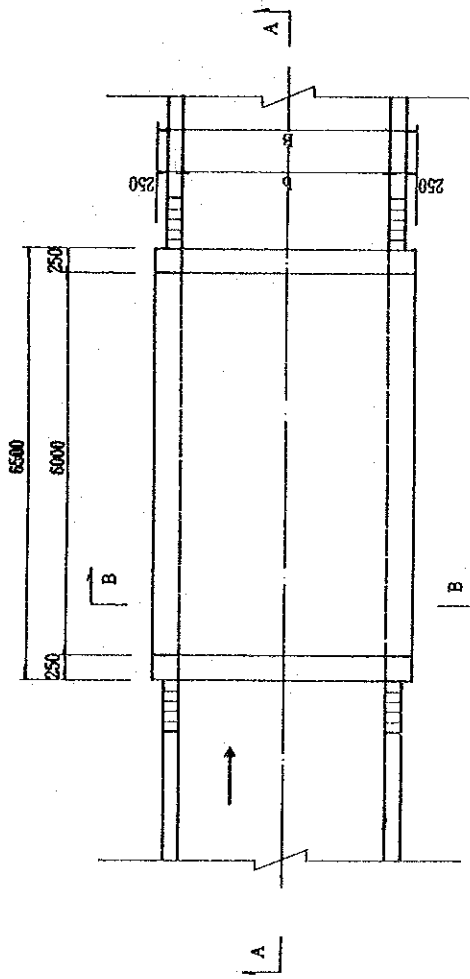
DIMENSIONES

DER. No.	TIPO DE CANAL	B	b	H	h
N-2	N-I	2800	2200	2100	1900
N-3	N-I	2800	2200	2100	1900
N-7	N-II	2200	1600	1700	1500
N-10	N-III	2200	1600	1500	1300
N-11	N-III	2200	1600	1500	1300
S-1	S-I	2000	1400	1200	1000
S-7	S-II	1800	1200	1200	1000
S-8	S-II	1800	1200	1200	1000
S-10	S-III	1600	1000	1200	1000

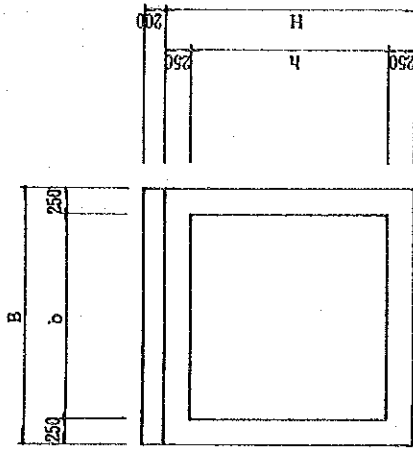
Fig. J.5.7 (3) Derivadora del Canal Principal de Riego (Tipo III)

REPUBLICA DEL ECUADOR MINISTERIO DE AGRICULTURA Y GANADERIA (MAG) INSTITUTO ECUATORIANO DE RECURSOS HIDRAULICOS (INERHI)
PROYECTO DE IRRIGACION TUMBABIRO
CANAL PRINCIPAL DERIVACION TIPO-III
FEBRERO DE 1994
AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON

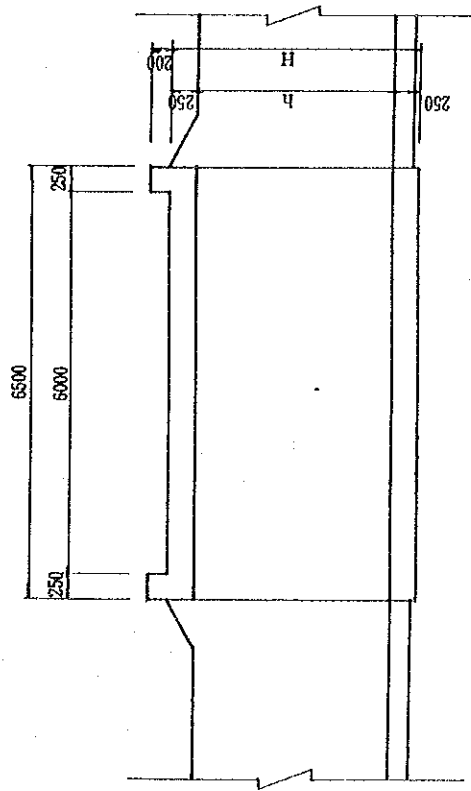
PLANTA



SECCION B-B



SECCION A-A



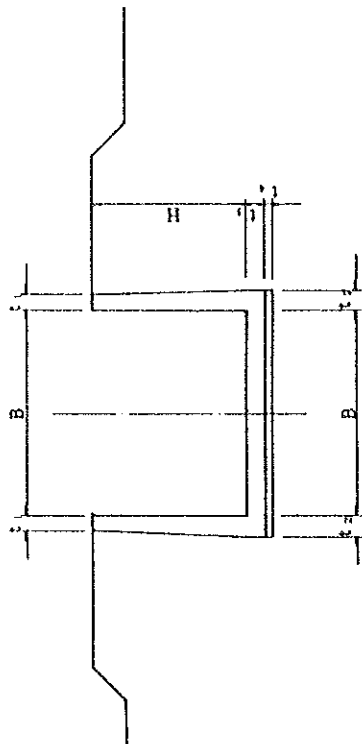
DIMENSIONES

TIPO DE CANAL	B	b	H	h	CANTIDAD
N-I	2700	2200	2400	1900	4
N-II	2100	1500	2000	1500	2
N-III	2100	1500	1800	1300	1
S-I	1900	1400	1500	1000	2
S-II	1700	1200	1500	1000	4
S-III	1500	1000	1300	800	3

Fig. J.5.8 Puente

REPUBLICA DEL ECUADOR
 MINISTERIO DE AGRICULTURA Y GANADERIA (MAG)
 INSTITUTO ECUATORIANO DE RECURSOS HIDRAULICOS (INERHI)
 PROYECTO DE IRRIGACION TUMBABIRO
 PUENTE
 FEBRERO DE 1994
 AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON

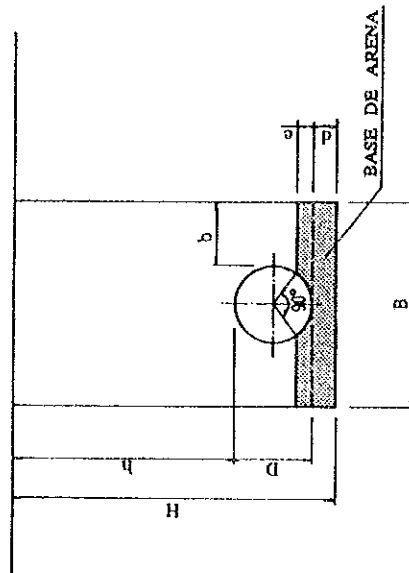
SECCION TIPICA DEL CANAL ABIERTO



DIMENSIONES

TIPO DE CANAL	B	H	t ₁	t ₂	t ₃	t ₄
I	350	300	100	100	100	50
II	350	450	100	100	100	50
III	500	450	100	100	100	50
IV	600	450	100	100	100	50
V	700	550	100	100	100	50
VI	800	550	100	100	100	50
VII	900	600	100	100	100	50
VIII	1300	550	100	100	150	100
IX	1500	600	100	100	150	100
X	2000	700	150	150	200	100
XI	2000	900	150	150	200	100

SECCION TIPICA DE LA TUBERIA



DIMENSIONES

TUBO	D	H	h	B	b	e	d
VP 100	100	800	600	600	250	20	100
VP 150	150	850	600	550	250	40	100
VP 200	200	1300	1000	700	250	50	100
VP 250	250	1400	1000	850	300	60	150
VP 300	300	1450	1000	900	300	70	150
VP 400	400	1550	1000	1000	300	90	150
VP 500	500	1760	1000	1560	500	130	200
AP 600	600	1870	1000	1670	500	160	200

Fig. J.5.9 Canal Secundario. Secciones Típicas de Canal y Tubería

ANEXO K

ESTIMACION DE COSTOS

ANEXO K : ESTIMACION DE COSTOS

CONTENIDO

K.	ESTIMACION DE COSTOS	K- 1
K.1	CONDICIONES PARA LA ESTIMACION DE COSTOS	K- 1
K.2	COSTO DEL PROYECTO	K- 3
K.2.1	Costo de Construcción	K- 3
K.2.2	Adquisición de Tierras	K-25
K.2.3	Costo de Equipos para Operación y Mantenimiento (O/M) del Proyecto	K-25
K.2.4	Costos para la Protección del Medio Ambiente	K-26
K.2.5	Costos de Administración	K-26
K.2.6	Costos de Estudios Previos	K-26
K.2.7	Costos de Servicios de Consultoría	K-28
K.2.8	Costos del Proyecto	K-28

LISTA DE TABLAS

K.1.1	Precios Unitarios de Mano de Obra	K- 2
K.1.2	Precios Unitarios de Materiales	K- 2
K.1.3	Proporción de Divisas y Moneda Local	K- 3
K.2.1	Costo de Construcción	K- 4
K.2.2	Estimación de Costo de Construcción	K- 5
K.2.3	Estimación Detallada de Costo de Construcción	K-12
K.2.4	Equipos para Operación y Mantenimiento (O/M)	K-25
K.2.5	Costos de Administración	K-26
K.2.6	Costos de Estudios Previos	K-27
K.2.7	Costo Estimado para los Servicios de Consultoría	K-28
K.2.8	Costos del Proyecto	K-29
K.2.9	Programa de Amortización Anual	K-30

K. ESTIMACION DE COSTOS

Los costos del proyecto consisten en los costos de construcción, expropiación de terreno, indemnización, adquisición de equipos de operación y mantenimiento, administración, servicios de consultoría e imprevistos físicos y económicos.

K.1 CONDICIONES PARA LA ESTIMACION DE COSTOS

El costo del proyecto será estimado tomando en consideración los siguientes factores:

- a) Los precios básicos de mano de obra, materiales y equipos serán fijados en base a los "Precios Unitarios Referenciales para la Construcción de Obras Hidráulicas y Complementarias", editado por INERHI en marzo de 1993; pero los rubros no contemplados se fijarán en base a los precios del mercado prevalcientes en el mes de julio de 1993.
- b) El rendimiento de obra será fijado en base a las normas del INERHI.
- c) Los precios de los materiales de construcción de producción nacional, incluye la transportación hasta el sitio de obra.
- d) Los costos de construcción fueron estimados según los componentes de moneda local y moneda extranjera. En los costos unitarios de los respectivos rubros de construcción, se incluyen los costos indirectos. Los costos indirectos se estiman en un 39% de los costos directos, en concordancia con lo estipulado en INERHI.
- e) El tipo de cambio aplicada es de US\$ 1.00 = S/1,883, promedio de la tasa de cambio del mes de julio de 1993.
- f) Los imprevistos físicos se estiman en un 10% del costo de construcción y otros costos adicionales. Los imprevistos económicos estarán sujeto a la tasa de interés anual de 3.8 % para moneda extranjera (El promedio de índices de precios al consumidor registrados en cinco países desarrollados durante los últimos 3 años.), y del 43.8 % para moneda local (El promedio de índices de precios al consumidor del área urbana del Ecuador durante los últimos 10 años).

Los precios unitarios se resumen en las Tablas K.1.1 y K.1.2.

Tabla K.1.1 Precios Unitarios de Mano de Obra

Descripción	Unidad	Precio(Sucres)
Inspector de Obra	dia	13,220
Maestro Especializado	dia	12,762
Ayudante	dia	10,754
Peón	dia	10,302
Operador de Máquinas	dia	17,426
Chofer	dia	11,424
Carpintero	dia	11,668
Herrero	dia	11,668
Albanil	dia	11,668
Plomero	dia	11,668
Pintor	dia	11,668
Mecánico	dia	17,544
Electricista	dia	17,544

Tabla K.1.2 Precios Unitarios de Materiales

Descripción	Unidad	Precio(Sucres)
Piedra bola	m3	6,200
Ripio triturado	m3	7,100
Arena de mina	m3	7,600
Hierro estructural	kg	890
Dinamita	kg	7,120
Fulminantes	No.	300
Mecha	m	350
Tablones (30x4x240)	No.	3,860
Ducla preparada (12x240)	No.	1,350
Tabla encofrado (30x240)	No.	1,420
Ducla de Eucalipto	No.	1,170
Alfajidas (5x5x240)	No.	1,100
Pingos (10-15)	m	290
Clavos	kg	1,630
Alambre de amarre #18	kg	1,880
Cemento	kg	175
Anfo	kg	1,200
Diesel	lt	386
Gasolina	lt	386
Lubricantes y otros	lt	2,800
Gaviones	m3	21,000
Alambre cobre rev. #8	m	1,190
Mangas vent. tunel	m	2,900
Alambre de amarre gav.	kg	2,100

La proporción de divisas y moneda local para los materiales y equipos de construcción se presentan en la siguiente tabla.

Tabla K.1.3 Proporción de Divisas y Moneda Local

Descripción	Moneda Local (%)	Divisas (%)
Cemento	100	0
Acero en barras	80	20
Tubo de acero	80	20
Tubo de PVC	80	20
Tubo de asbesto cemento	80	20
Madera	100	0
Combustible y Lubricantes	100	0
Trabajador	100	0
Explosivo	0	100
Equipo de construcción		
Costo de depreciación	0	100
Costo de reparación	20	80
Costo de administración	100	0

K.2 COSTO DEL PROYECTO

K.2.1 Costo de Construcción

El costo total de construcción es de S/ $2,140 \times 10^2$ millones , de los cuales S/ $1,674 \times 10^2$ millones equivale a la porción en moneda extranjera (78.2 %) y S/ 466×10^2 millones de moneda local (21.8 %) (Tabla K.2.1).

La estimación de los costos de construcción por componente de la Tabla K.2.1 se presenta en la Tabla K.2.2 y sus detalles respectivos se muestran en la Tabla K.2.3.

Tabla K.2.1 Costo de Construcción

I T E M	Componente de	Componente de	Total
	Monedas Locales (1,000S/.)	Divisas (1,000S/.)	
1. Obras Preparatorias	902,847	3,271,000	4,173,847
2. Camino de Acceso	814,743	5,000,323	5,815,066
3. Presa			
(1) Canal de Desvio	945,772	2,221,474	3,167,246
(2) Cuerpo de Muro	7,493,482	36,993,083	44,486,565
(3) Obra de Cantera	878,350	5,133,900	6,012,250
(4) Tratamiento de Cimiento	937,841	15,433,907	16,371,748
(5) Canal de Desfogue	1,998,380	4,486,102	6,484,482
(6) Instalacion de Toma	86,269	2,860,362	2,946,631
(7) Transporte de Equipo	340,695	7,762,580	8,103,275
(8) Obras Provisionales	822,830	4,144,780	4,967,610
Sub-total	13,503,619	79,036,188	92,539,807
4. Canal de Conduccion	7,528,299	13,797,381	21,325,680
5. Tunel No. 4	3,673,917	48,214,358	51,888,275
6. Boca Toma	1,030,180	517,834	1,548,014
7. Canal Principal de Riego			
(1) Canal Principal Sur	2,819,658	3,290,497	6,110,155
(2) Canal Principal Norte	6,584,150	7,203,233	13,787,383
Sub-total	9,403,808	10,493,730	19,897,538
8. Canal Secundario			
(1) Canal Secundario Sur	774,614	581,692	1,356,306
(2) Canal Secundario Norte	8,193,180	5,908,483	14,101,663
(3) Canal Terciario	220,000		220,000
Sub-total	9,187,794	6,490,175	15,677,969
9. Facilidades de Asistencia Agricola	550,500	550,500	1,101,000
Total	46,595,707	167,371,489	213,967,196

Tabla K.2.2 Estimación de Costo de Construcción

Description	Cantidad	Unid.	Costo Unit. (S/.)		Monto (1,000S/.)		Total (1,000S/.)
			Moneda Local	Divisas	Moneda Local	Divisas	
1. OBRAS PREPARATORIAS (2% de Cost Total)	1	U			902,847	3,271,000	4,173,847
2. CAMINO DE ACCESO							
(1) Desmante	1	U			4,143	69,523	73,666
(2) Camino de acceso	40,000	m	19,300	117,400	772,000	4,696,000	5,468,000
(3) Obras Adicionales (5% de Cost (2))	1	U			38,600	234,800	273,400
Total de 2.					814,743	5,000,323	5,815,066
3. PRESA							
(1) Canal de Desvio							
Tunel L=245m							
Excavacion	4,530	m3	9,547	101,048	43,249	457,747	500,996
Revest. Tunel	1,590	m3	221,653	415,616	352,428	660,829	1,013,258
Ataguia	1	U			39,396	59,094	98,490
Sub-Total					435,073	1,177,671	1,612,744
Canal Abierto							
Excavacion	12,000	m3	1,813	7,974	21,756	95,688	117,444
Relleno	5,000	m3	1,462	4,551	7,310	22,755	30,065
Revest. Canal	2,400	m3	195,350	374,857	468,840	899,657	1,368,497
Sub-Total					497,906	1,018,100	1,516,006
Ataguia de Rio	1	U			12,793	25,703	38,496
Sub-Total(1)					945,772	2,221,474	3,167,246
(2) Cuerpo de Muro							
Excavacion							
Water. Duros y Suaves	230,000	m3	2,550	12,108	586,500	2,784,840	3,371,340
Rocas	38,000	m3	7,853	46,441	298,414	1,764,758	2,063,172
Sub-Total					884,914	4,549,598	5,434,512
Terraplen de Cuerpo	350,000	m3	5,534	38,745	1,936,900	13,560,750	15,497,650
Pantalla Impermeable (Asfalto)	15,000	m2	15,128	467,395	226,920	7,010,925	7,237,845
Galeria de Inspeccion							
Tratamiento de Rocas	4,600	m2			1,560	316,910	318,470
Concreto	34,000	m3	130,682	339,850	4,443,188	11,554,900	15,998,088
Sub-Total					4,444,748	11,871,810	16,316,558
Sub-Total(2)					7,493,482	36,993,083	44,486,565
(3) Obra de Cantera							
Materiales Suaves	90,000	m3	1,451	8,786	130,590	790,740	921,330
Rocas Suaves	110,000	m3	3,818	17,669	419,980	1,943,590	2,363,570
Rocas Duros	70,000	m3	4,598	34,026	321,860	2,381,820	2,703,680
Tratamiento de Talud	20,000	m2			5,920	17,750	23,670
Sub-Total(3)					878,350	5,133,900	6,012,250