



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

MATERIA: HIRAUICA

TEMA: HIDRAULICA APLICADA

CANALES

PROF: ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

AGOSTO 1982

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
UNIVERSITY OF ENGINEERING

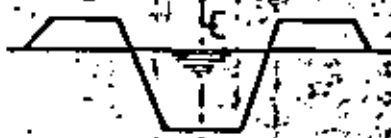
V CURSO DE CAPACITACION PARA INTENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

LA CANALIZACION DE AGUA
EN ZONAS DE RIEGO

MATERIA: HIDRAULICA

T E M A: HIDRAULICA APLICADA

CANALES



CANALES

PROF: ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

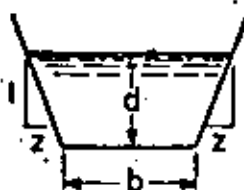
AGOSTO, 1982

VALORES DEL FACTOR DE GASTO K
EN LA FORMULA DE ROBERTO MANNING

$$Q = \frac{K'}{n} b^{8/3} \sqrt{s}$$

PARA CANALES RECTANGULARES
Y TRAPECIALES, CON REGIMEN
UNIFORME

$$K' = \frac{Q n}{b^{8/3} \sqrt{s}}$$



d/b	VALORES DE "Z"									
	0	1/4	1/2	3/4	1	1 1/2	2	2 1/2	3	4
0.46	0.177	0.210	0.241	0.270	0.295	0.347	0.385	0.428	0.473	0.549
0.47	0.182	0.217	0.249	0.280	0.307	0.357	0.405	0.447	0.490	0.576
0.48	0.188	0.225	0.257	0.291	0.319	0.372	0.420	0.462	0.515	0.600
0.49	0.193	0.231	0.264	0.301	0.332	0.387	0.439	0.488	0.556	0.632
0.50	0.198	0.239	0.277	0.311	0.344	0.402	0.457	0.509	0.560	0.661
0.51	0.204	0.246	0.286	0.323	0.356	0.418	0.476	0.531	0.585	0.695
0.52	0.209	0.254	0.295	0.334	0.369	0.435	0.495	0.553	0.610	0.729
0.53	0.214	0.261	0.305	0.343	0.383	0.451	0.515	0.576	0.636	0.754
0.54	0.220	0.268	0.314	0.357	0.398	0.468	0.535	0.597	0.662	0.787
0.55	0.225	0.276	0.324	0.368	0.410	0.483	0.556	0.623	0.690	0.821
0.56	0.231	0.284	0.334	0.381	0.424	0.503	0.577	0.648	0.720	0.834
0.57	0.236	0.291	0.344	0.393	0.438	0.521	0.598	0.675	0.747	0.888
0.58	0.241	0.299	0.354	0.405	0.453	0.539	0.620	0.698	0.774	0.922
0.59	0.247	0.307	0.365	0.418	0.467	0.556	0.643	0.724	0.807	0.962
0.60	0.252	0.315	0.375	0.431	0.482	0.577	0.666	0.751	0.834	1.00
0.61	0.258	0.323	0.385	0.445	0.497	0.591	0.686	0.780	0.868	1.03
0.62	0.263	0.331	0.396	0.456	0.513	0.616	0.713	0.807	0.895	1.08
0.63	0.268	0.339	0.406	0.470	0.528	0.636	0.740	0.834	0.929	1.12
0.64	0.274	0.347	0.417	0.483	0.544	0.657	0.762	0.861	0.962	1.16
0.65	0.280	0.356	0.428	0.496	0.560	0.678	0.787	0.890	0.996	1.20
0.66	0.285	0.364	0.439	0.511	0.577	0.700	0.814	0.922	1.03	1.24
0.67	0.291	0.372	0.451	0.525	0.593	0.720	0.841	0.955	1.07	1.28
0.68	0.297	0.381	0.462	0.539	0.610	0.740	0.868	0.989	1.10	1.33
0.69	0.302	0.389	0.474	0.553	0.628	0.767	0.891	1.01	1.14	1.38
0.70	0.307	0.398	0.486	0.568	0.643	0.787	0.922	1.05	1.18	1.43
0.71	0.313	0.406	0.497	0.583	0.663	0.814	0.949	1.08	1.22	1.47
0.72	0.319	0.415	0.509	0.598	0.681	0.834	0.982	1.12	1.25	1.52
0.73	0.325	0.424	0.521	0.613	0.697	0.851	1.01	1.15	1.29	1.57
0.74	0.330	0.433	0.533	0.628	0.718	0.881	1.03	1.19	1.33	1.62
0.75	0.336	0.442	0.546	0.644	0.737	0.908	1.07	1.22	1.38	1.67
0.76	0.342	0.451	0.558	0.660	0.754	0.935	1.10	1.26	1.42	1.73
0.77	0.347	0.460	0.571	0.676	0.774	0.972	1.15	1.30	1.46	1.78
0.78	0.353	0.470	0.581	0.692	0.791	0.987	1.16	1.34	1.51	1.84
0.79	0.359	0.478	0.597	0.708	0.814	1.01	1.20	1.37	1.55	1.89
0.80	0.365	0.488	0.610	0.725	0.834	1.03	1.23	1.41	1.59	1.95
0.81	0.370	0.497	0.623	0.740	0.854	1.06	1.26	1.45	1.64	2.00
0.82	0.376	0.507	0.636	0.756	0.873	1.09	1.30	1.49	1.69	2.06
0.83	0.381	0.516	0.649	0.774	0.893	1.12	1.33	1.53	1.73	2.12
0.84	0.387	0.525	0.662	0.791	0.915	1.15	1.36	1.57	1.78	2.19
0.85	0.393	0.533	0.677	0.814	0.942	1.18	1.40	1.62	1.83	2.25
0.86	0.399	0.543	0.692	0.828	0.972	1.20	1.44	1.66	1.88	2.31
0.87	0.405	0.553	0.706	0.848	0.982	1.24	1.47	1.71	1.93	2.38
0.88	0.410	0.564	0.720	0.868	1.000	1.26	1.51	1.75	1.98	2.44
0.89	0.416	0.575	0.733	0.881	1.03	1.30	1.55	1.80	2.04	2.51
0.90	0.422	0.585	0.747	0.902	1.05	1.33	1.59	1.84	2.09	2.58

VALORES DEL FACTOR DE GASTO K'
EN LA FORMULA DE ROBERTO MANNING

$$Q = \frac{K'}{n} b^{2/3} V_s$$

PARA CANALES RECTANGULARES
Y TRAPECIALES, CON REGIMEN
UNIFORME

$$K' = \frac{Q n}{b^{2/3} V_s}$$



d/b	VALORES DE "Z"										
	0	1/4	1/2	3/4	1	1 1/2	2	2 1/2	3	4	
0.91	0.428	0.591	0.760	0.922	1.08	1.24	1.43	1.63	1.85	2.15	2.64
0.92	0.434	0.603	0.774	0.932	1.09	1.25	1.44	1.64	1.86	2.16	2.72
0.93	0.439	0.615	0.787	0.942	1.12	1.43	1.71	1.90	2.23	2.78	
0.94	0.445	0.623	0.807	0.962	1.14	1.46	1.73	2.03	2.31	2.86	
0.95	0.451	0.633	0.821	1.00	1.17	1.49	1.79	2.08	2.37	2.93	
0.96	0.457	0.646	0.834	1.02	1.20	1.53	1.84	2.13	2.43	3.01	
0.97	0.463	0.656	0.854	1.04	1.22	1.56	1.88	2.19	2.49	3.08	
0.98	0.469	0.667	0.873	1.06	1.24	1.59	1.92	2.24	2.55	3.16	
0.99	0.475	0.677	0.881	1.08	1.27	1.63	1.96	2.29	2.61	3.24	
1.00	0.480	0.688	0.893	1.10	1.30	1.66	2.01	2.34	2.67	3.32	
1.01	0.485	0.700	0.915	1.12	1.32	1.70	2.05	2.39	2.73	3.40	
1.02	0.492	0.708	0.929	1.14	1.35	1.73	2.10	2.45	2.80	3.48	
1.03	0.498	0.720	0.949	1.16	1.38	1.77	2.15	2.51	2.87	3.57	
1.04	0.504	0.733	0.962	1.18	1.40	1.81	2.19	2.56	2.93	3.63	
1.05	0.510	0.740	0.982	1.21	1.43	1.85	2.24	2.62	2.99	3.71	
1.06	0.516	0.754	0.990	1.23	1.46	1.88	2.29	2.68	3.06	3.82	
1.07	0.522	0.767	1.01	1.25	1.49	1.92	2.34	2.74	3.13	3.91	
1.08	0.527	0.774	1.03	1.28	1.51	1.96	2.39	2.80	3.20	4.00	
1.09	0.533	0.787	1.05	1.30	1.54	2.00	2.43	2.86	3.27	4.08	
1.10	0.540	0.801	1.06	1.32	1.57	2.04	2.48	2.92	3.34	4.18	
1.11	0.546	0.807	1.08	1.34	1.60	2.08	2.54	2.98	3.42	4.27	
1.12	0.552	0.821	1.10	1.37	1.63	2.12	2.59	3.05	3.49	4.37	
1.13	0.558	0.834	1.12	1.39	1.66	2.17	2.64	3.11	3.57	4.46	
1.14	0.563	0.841	1.14	1.42	1.69	2.21	2.70	3.17	3.64	4.55	
1.15	0.569	0.854	1.15	1.44	1.72	2.25	2.75	3.24	3.71	4.66	
1.16	0.575	0.873	1.17	1.47	1.75	2.29	2.80	3.30	3.79	4.75	
1.17	0.581	0.881	1.19	1.49	1.78	2.33	2.86	3.37	3.87	4.85	
1.18	0.587	0.893	1.20	1.51	1.82	2.38	2.92	3.44	3.95	4.95	
1.19	0.593	0.911	1.22	1.54	1.85	2.43	2.97	3.50	4.03	5.04	
1.20	0.599	0.915	1.24	1.57	1.88	2.47	3.03	3.56	4.11	5.16	
1.21	0.605	0.929	1.26	1.59	1.91	2.52	3.09	3.63	4.19	5.27	
1.22	0.611	0.942	1.28	1.62	1.94	2.56	3.15	3.71	4.27	5.38	
1.23	0.617	0.949	1.30	1.64	1.98	2.61	3.21	3.79	4.36	5.48	
1.24	0.623	0.962	1.32	1.67	2.01	2.66	3.27	3.85	4.45	5.59	
1.25	0.629	0.974	1.34	1.69	2.04	2.70	3.33	3.94	4.53	5.71	
1.26	0.635	0.989	1.36	1.72	2.08	2.75	3.39	4.01	4.61	5.81	
1.27	0.641	1.00	1.38	1.75	2.11	2.80	3.45	4.08	4.70	5.93	
1.28	0.647	1.01	1.40	1.77	2.15	2.85	3.51	4.15	4.80	6.04	
1.29	0.653	1.02	1.42	1.81	2.18	2.90	3.58	4.24	4.88	6.16	
1.30	0.659	1.03	1.44	1.81	2.22	2.95	3.64	4.31	4.98	6.28	
1.31	0.665	1.05	1.46	1.86	2.25	3.00	3.71	4.39	5.07	6.40	
1.32	0.671	1.06	1.48	1.87	2.29	3.05	3.77	4.47	5.16	6.52	
1.33	0.677	1.08	1.50	1.92	2.33	3.10	3.84	4.55	5.23	6.64	
1.34	0.683	1.09	1.52	1.95	2.36	3.15	3.91	4.64	5.36	6.76	
1.35	0.689	1.10	1.54	1.98	2.40	3.21	3.98	4.72	5.45	6.87	

VALORES DEL FACTOR DE GASTO K'
EN LA FORMULA DE ROBERTO MANNING

$$Q = \frac{K'}{n} b^{8/3} \sqrt{s}$$

PARA CANALES RECTANGULARES
Y TRAPECIALES, CON REGIMEN
UNIFORME

$$K' = \frac{Q n}{b^{8/3} \sqrt{s}}$$



d/b	VALORES DE "Z"									
	0	1/4	1/2	3/4	1	1 1/2	2	2 1/2	3	4
1.36	0.633	1.12	1.56	2.00	2.43	3.26	4.04	4.80	5.34	7.00
1.37	0.700	1.13	1.58	2.04	2.47	3.32	4.11	4.88	5.64	7.13
1.38	0.706	1.14	1.60	2.06	2.52	3.37	4.18	4.97	5.75	7.27
1.39	0.713	1.16	1.63	2.09	2.55	3.42	4.25	5.05	5.83	7.40
1.40	0.720	1.17	1.65	2.12	2.58	3.48	4.32	5.14	5.90	7.54
1.41	0.726	1.18	1.67	2.16	2.63	3.53	4.39	5.23	6.00	7.67
1.42	0.733	1.20	1.69	2.19	2.67	3.58	4.47	5.32	6.16	7.80
1.43	0.740	1.21	1.71	2.22	2.71	3.63	4.54	5.41	6.26	7.94
1.44	0.747	1.21	1.73	2.25	2.75	3.71	4.61	5.50	6.36	8.07
1.45	0.747	1.24	1.75	2.28	2.79	3.78	4.68	5.59	6.47	8.21
1.46	0.754	1.25	1.78	2.31	2.83	3.83	4.76	5.69	6.58	8.34
1.47	0.760	1.26	1.80	2.35	2.87	3.88	4.84	5.78	6.69	8.48
1.48	0.767	1.28	1.82	2.37	2.91	3.94	4.92	5.87	6.80	8.61
1.49	0.774	1.29	1.85	2.41	2.95	4.00	5.00	5.97	6.92	8.81
1.50	0.780	1.30	1.87	2.44	3.00	4.08	5.07	6.08	7.03	8.95
1.51	0.787	1.31	1.90	2.47	3.04	4.12	5.15	6.18	7.13	9.08
1.52	0.794	1.33	1.92	2.51	3.08	4.18	5.23	6.28	7.27	9.21
1.53	0.801	1.34	1.94	2.54	3.13	4.24	5.31	6.38	7.40	9.42
1.54	0.807	1.36	1.96	2.58	3.17	4.31	5.40	6.43	7.47	9.55
1.55	0.807	1.38	1.99	2.61	3.22	4.37	5.48	6.53	7.60	9.69
1.56	0.814	1.39	2.02	2.64	3.26	4.44	5.56	6.66	7.74	9.82
1.57	0.821	1.40	2.04	2.68	3.30	4.50	5.65	6.78	7.87	10.0
1.58	0.828	1.42	2.06	2.71	3.35	4.57	5.73	6.86	8.01	10.1
1.59	0.834	1.43	2.09	2.75	3.40	4.64	5.82	6.97	8.07	10.3
1.60	0.841	1.45	2.11	2.78	3.44	4.70	5.91	7.08	8.21	10.5
1.61	0.848	1.47	2.14	2.82	3.48	4.77	5.99	7.20	8.34	10.6
1.62	0.854	1.48	2.17	2.86	3.53	4.84	6.08	7.27	8.48	10.8
1.63	0.861	1.49	2.19	2.89	3.58	4.90	6.17	7.40	8.61	10.9
1.64	0.868	1.51	2.21	2.93	3.63	4.97	6.26	7.54	8.75	11.2
1.65	0.868	1.53	2.24	2.97	3.68	5.05	6.35	7.60	8.88	11.3
1.66	0.875	1.54	2.27	3.00	3.73	5.11	6.44	7.74	9.02	11.5
1.67	0.881	1.55	2.29	3.04	3.77	5.18	6.53	7.87	9.15	11.6
1.68	0.888	1.57	2.32	3.07	3.82	5.25	6.63	7.94	9.29	11.8
1.69	0.895	1.59	2.35	3.11	3.87	5.33	6.72	8.07	9.42	12.0
1.70	0.902	1.60	2.37	3.15	3.92	5.40	6.82	8.21	9.55	12.2
1.71	0.908	1.61	2.39	3.19	3.97	5.47	6.93	8.29	9.69	12.4
1.72	0.915	1.63	2.42	3.23	4.02	5.54	7.00	8.41	9.82	12.6
1.73	0.922	1.65	2.45	3.27	4.08	5.62	7.13	8.55	9.96	12.7
1.74	0.929	1.66	2.47	3.31	4.12	5.69	7.20	8.68	10.1	12.9
1.75	0.935	1.68	2.51	3.35	4.18	5.77	7.27	8.81	10.23	13.1
1.76	0.943	1.69	2.54	3.39	4.25	5.85	7.40	8.88	10.3	13.3
1.77	0.942	1.71	2.56	3.43	4.28	5.92	7.47	9.02	10.5	13.5
1.78	0.949	1.73	2.59	3.47	4.35	6.00	7.60	9.15	10.7	13.6
1.79	0.951	1.74	2.62	3.51	4.39	6.08	7.67	9.29	10.8	13.8
1.80	0.962	1.76	2.64	3.55	4.44	6.16	7.80	9.42	10.9	14.0

VALORES DEL FACTOR DE GASTO K'
EN LA FORMULA DE ROBERTO MANNING.

$$Q = \frac{K'}{n} b^{8/3} \sqrt{s}$$

PARA CANALES RECTANGULARES
Y TRAPECIALES, CON REGIMEN
UNIFORME

$$K' = \frac{Q n}{b^{8/3} \sqrt{s}}$$



d/b	VALORES DE "Z"									
	0	1/4	1/2	3/4	1	1 1/2	2	2 1/2	3	4
1.81	0.928	1.77	2.67	3.49	4.49	6.24	7.87	9.55	11.1	14.2
1.82	0.916	1.79	2.70	3.63	4.55	6.32	8.01	9.69	11.3	14.4
1.83	0.902	1.81	2.73	3.67	4.60	6.40	8.14	9.76	11.4	14.7
1.84	0.889	1.82	2.76	3.71	4.66	6.48	8.21	9.83	11.6	14.9
1.85	0.876	1.84	2.79	3.76	4.72	6.56	8.34	10.0	11.8	15.1
1.86	1.00	1.86	2.82	3.80	4.77	6.64	8.41	10.1	11.9	15.3
1.87	1.00	1.88	2.85	3.84	4.83	6.72	8.53	10.3	12.0	15.5
1.88	1.01	1.89	2.88	3.89	4.88	6.81	8.65	10.4	12.3	15.7
1.89	1.01	1.91	2.91	3.93	4.94	6.89	8.75	10.5	12.4	15.9
1.90	1.02	1.92	2.93	3.98	5.00	6.98	8.88	10.7	12.5	16.1
1.91	1.03	1.94	2.97	4.03	5.06	7.06	9.02	10.8	12.7	16.3
1.92	1.03	1.96	2.99	4.08	5.11	7.13	9.16	10.9	12.8	16.5
1.93	1.04	1.98	3.03	4.10	5.17	7.27	9.22	11.2	13.0	16.7
1.94	1.05	1.99	3.06	4.15	5.23	7.33	9.35	11.3	13.2	17.0
1.95	1.05	2.01	3.09	4.20	5.29	7.40	9.42	11.4	13.4	17.2
1.96	1.06	2.03	3.12	4.24	5.36	7.47	9.55	11.6	13.5	17.4
1.97	1.07	2.04	3.15	4.29	5.42	7.60	9.69	11.7	13.7	17.6
1.98	1.08	2.06	3.18	4.33	5.48	7.67	9.82	11.8	13.8	17.9
1.99	1.08	2.08	3.22	4.38	5.54	7.74	9.90	12.0	14.0	18.1
2.00	1.09	2.10	3.24	4.43	5.60	7.87	10.0	12.2	14.2	18.4
2.01	1.09	2.12	3.28	4.47	5.68	7.94	10.1	12.3	14.4	18.6
2.02	1.10	2.13	3.31	4.52	5.72	8.07	10.3	12.4	14.6	18.8
2.03	1.10	2.15	3.34	4.57	5.79	8.14	10.4	12.6	14.8	19.0
2.04	1.11	2.17	3.37	4.61	5.85	8.21	10.5	12.6	14.9	19.3
2.05	1.12	2.19	3.40	4.66	5.91	8.34	10.6	12.9	15.1	19.5
2.06	1.12	2.21	3.44	4.71	5.97	8.41	10.7	13.0	15.3	19.8
2.07	1.13	2.23	3.47	4.76	6.04	8.55	10.9	13.2	15.5	20.0
2.08	1.14	2.24	3.50	4.81	6.11	8.61	11.0	13.4	15.7	20.2
2.09	1.14	2.26	3.54	4.86	6.17	8.68	11.2	13.5	15.9	20.5
2.10	1.14	2.28	3.57	4.91	6.24	8.81	11.3	13.7	16.1	20.7
2.11	1.15	2.30	3.60	4.96	6.30	8.88	11.4	13.8	16.3	21.0
2.12	1.16	2.31	3.64	5.01	6.37	9.02	11.4	14.0	16.5	21.2
2.13	1.16	2.33	3.67	5.06	6.44	9.08	11.7	14.2	16.6	21.5
2.14	1.17	2.35	3.71	5.11	6.51	9.22	11.8	14.3	16.8	21.7
2.15	1.18	2.37	3.74	5.16	6.57	9.29	12.0	14.5	17.0	22.0
2.16	1.18	2.39	3.77	5.21	6.64	9.42	12.1	14.6	17.2	22.3
2.17	1.19	2.41	3.81	5.26	6.71	9.49	12.2	14.9	17.4	22.5
2.18	1.19	2.43	3.85	5.31	6.78	9.62	12.4	15.0	17.6	22.8
2.19	1.20	2.45	3.88	5.37	6.83	9.76	12.5	15.2	17.8	23.1
2.20	1.21	2.47	3.92	5.42	6.89	9.82	12.6	15.3	18.0	23.3
2.21	1.22	2.49	3.95	5.48	7.00	9.98	12.8	15.5	18.2	23.6
2.22	1.22	2.51	3.99	5.53	7.06	10.0	12.9	15.7	18.4	23.9
2.23	1.22	2.52	4.02	5.58	7.13	10.1	13.0	15.9	18.6	24.1
2.24	1.23	2.54	4.06	5.63	7.20	10.23	13.2	16.1	18.8	24.4
2.25	1.24	2.56	4.10	5.69	7.27	10.3	13.3	16.2	19.1	24.7

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	1		2		3		4		5	
b	0.300	0.450	0.600	0.600	0.750					
d	0.300	0.450	0.500	0.600	0.650					
A	0.270	0.510	0.670	0.900	1.120					
r	0.160	0.240	0.280	0.330	0.360					
n	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014					
l	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500					
	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V
0.00010	0.213	0.048	0.279	0.141	0.307	0.207	0.338	0.305	0.363	0.407
0.00015	0.261	0.059	0.342	0.173	0.376	0.254	0.414	0.373	0.445	0.499
0.00020	0.302	0.068	0.395	0.200	0.434	0.293	0.479	0.431	0.514	0.576
0.00025	0.337	0.076	0.442	0.224	0.485	0.327	0.535	0.452	0.575	0.644
0.00030	0.370	0.083	0.484	0.247	0.531	0.359	0.583	0.527	0.629	0.703
0.00035	0.399	0.090	0.523	0.269	0.574	0.387	0.633	0.570	0.680	0.762
0.00040	0.427	0.096	0.559	0.283	0.613	0.414	0.677	0.609	0.727	0.815
0.00045	0.452	0.102	0.593	0.300	0.650	0.439	0.718	0.646	0.771	0.864
0.00050	0.477	0.107	0.625	0.316	0.686	0.463	0.757	0.681	0.812	0.911
0.00055	0.500	0.113	0.655	0.332	0.719	0.485	0.794	0.714	0.852	0.955
0.00060	0.522	0.118	0.684	0.346	0.751	0.507	0.829	0.746	0.890	0.998
0.00065	0.544	0.122	0.712	0.361	0.782	0.528	0.863	0.776	0.926	1.039
0.00070	0.564	0.127	0.739	0.374	0.811	0.548	0.895	0.806	0.961	1.078
0.00075	0.584	0.131	0.765	0.387	0.840	0.567	0.927	0.834	0.995	1.116
0.00080	0.603	0.136	0.790	0.400	0.867	0.585	0.957	0.861	1.023	1.152
0.00085	0.622	0.140	0.815	0.412	0.894	0.603	0.987	0.888	1.059	1.183
0.00090	0.640	0.144	0.838	0.424	0.920	0.621	1.015	0.914	1.090	1.222
0.00095	0.657	0.148	0.861	0.436	0.945	0.638	1.043	0.939	1.120	1.255
0.00100	0.674	0.152	0.883	0.447	0.970	0.655	1.070	0.963	1.149	1.288
0.00110	0.707	0.159	0.927	0.469	1.017	0.686	1.122	1.010	1.205	1.351
0.00120	0.739	0.166	0.968	0.490	1.062	0.717	1.172	1.055	1.259	1.411
0.00130	0.769	0.173	1.007	0.510	1.106	0.746	1.220	1.098	1.310	1.469
0.00140	0.798	0.180	1.045	0.529	1.147	0.774	1.266	1.139	1.360	1.524
0.00150	0.826	0.186	1.082	0.548	1.186	0.802	1.311	1.179	1.407	1.578
0.00160	0.853	0.192	1.118	0.566	1.227	0.828	1.354	1.213	1.453	1.630
0.00170	0.879	0.198	1.152	0.583	1.264	0.853	1.395	1.256	1.498	1.680
0.00180	0.905	0.204	1.185	0.600	1.301	0.878	1.436	1.292	1.542	1.728
0.00190	0.930	0.209	1.218	0.617	1.337	0.902	1.475	1.327	1.584	1.774
0.00200	0.954	0.215	1.249	0.633	1.371	0.926				
0.00220	1.000	0.225								
0.00240	1.035	0.235								

$$2.5 \geq V \leq 0.8 V_c$$

$$b/d = 1.$$

JA

CANALAS REVESTIDAS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	6		7		9		9		10	
b	0.750		0.900		0.900		1.050		1.050	
d	0.750		0.900		0.900		0.950		1.050	
a	1.410		1.690		2.020		2.350		2.760	
r	0.410		0.440		0.490		0.530		0.570	
g	0.014		0.014		0.014		0.014		0.014	
f	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.0010	0.393	0.552	0.416	0.699	0.443	0.898	0.465	1.094	0.491	1.354
0.0015	0.441	0.676	0.509	0.856	0.543	1.099	0.570	1.340	0.602	1.658
0.0020	0.555	0.781	0.588	0.988	0.627	1.269	0.658	1.547	0.695	1.915
0.0025	0.621	0.973	0.652	1.105	0.711	1.419	0.736	1.730	0.777	2.141
0.0030	0.680	0.956	0.720	1.210	0.768	1.555	0.806	1.895	0.851	2.345
0.0035	0.734	1.033	0.778	1.307	0.829	1.679	0.870	2.047	0.919	2.533
0.0040	0.785	1.104	0.832	1.397	0.887	1.795	0.931	2.188	0.982	2.708
0.0045	0.833	1.171	0.882	1.482	0.940	1.914	0.987	2.321	1.042	2.872
0.0050	0.878	1.235	0.930	1.562	0.991	2.007	1.040	2.446	1.098	3.027
0.0055	0.921	1.295	0.975	1.639	1.040	2.105	1.091	2.566	1.152	3.175
0.0060	0.962	1.352	1.019	1.711	1.086	2.199	1.140	2.680	1.203	3.316
0.0065	1.001	1.408	1.060	1.781	1.130	2.289	1.186	2.789	1.252	3.452
0.0070	1.039	1.461	1.100	1.849	1.173	2.375	1.231	2.894	1.300	3.582
0.0075	1.075	1.512	1.139	1.913	1.211	2.458	1.274	2.997	1.345	3.707
0.0080	1.110	1.562	1.176	1.976	1.254	2.539	1.316	3.094	1.389	3.829
0.0085	1.145	1.610	1.213	2.037	1.292	2.617	1.357	3.189	1.432	3.947
0.0090	1.178	1.656	1.248	2.096	1.330	2.693	1.396	3.282	1.474	4.062
0.0095	1.210	1.702	1.282	2.154	1.366	2.767	1.434	3.372	1.514	4.173
0.0100	1.241	1.746	1.315	2.209	1.402	2.839	1.471	3.459	1.553	4.281
0.0110	1.302	1.831	1.379	2.317	1.470	2.977	1.543	3.628	1.629	4.490
0.0120	1.360	1.912	1.441	2.420	1.536	3.110	1.612	3.790	1.702	4.690
0.0130	1.416	1.991	1.500	2.519	1.598	3.237	1.678	3.944	1.771	4.882
0.0140	1.469	2.066	1.556	2.614	1.659	3.359	1.741	4.093	1.838	5.066
0.0150	1.521	2.139	1.611	2.706	1.717	3.477	1.802	4.237	1.902	5.244
0.0160	1.570	2.208	1.664	2.795	1.773	3.591	1.861	4.376	1.965	5.416
0.0170	1.619	2.276	1.715	2.881	1.828	3.701				
0.0180	1.666	2.342								

$$2.5 \geq V \leq 0.8 V_c$$

$$b/d = 1$$

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	11		12		13		14		15	
b	1.200		1.200		1.350		1.350		1.500	
d	1.110		1.200		1.250		1.350		1.400	
A	3.170		3.600		4.030		4.560		5.040	
s	0.510		0.650		0.690		0.730		0.770	
n	0.014		0.014		0.014		0.014		0.014	
t	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.512	1.606	0.537	1.933	0.557	2.245	0.581	2.646	0.600	3.024
0.00015	0.627	1.966	0.658	2.367	0.682	2.750	0.711	3.240	0.735	3.704
0.00020	0.724	2.271	0.759	2.733	0.788	3.175	0.821	3.742	0.849	4.277
0.00025	0.810	2.539	0.849	3.056	0.881	3.550	0.918	4.183	0.949	4.782
0.00030	0.887	2.781	0.930	3.348	0.935	3.889	1.006	4.583	1.039	5.235
0.00035	0.958	3.004	1.004	3.616	1.042	4.200	1.086	4.950	1.123	5.658
0.00040	1.024	3.211	1.074	3.866	1.114	4.491	1.161	5.292	1.200	6.048
0.00045	1.066	3.406	1.139	4.100	1.181	4.763	1.232	5.613	1.273	6.415
0.00050	1.145	3.590	1.201	4.322	1.245	5.021	1.298	5.916	1.342	6.762
0.00055	1.201	3.765	1.259	4.533	1.306	5.266	1.362	6.205	1.407	7.092
0.00060	1.255	3.933	1.315	4.734	1.364	5.500	1.422	6.481	1.470	7.408
0.00065	1.306	4.093	1.369	4.928	1.420	5.724	1.481	6.746	1.530	7.710
0.00070	1.355	4.248	1.420	5.114	1.474	5.940	1.536	7.000	1.580	8.001
0.00075	1.403	4.397	1.470	5.293	1.525	6.149	1.590	7.246	1.643	8.282
0.00080	1.449	4.541	1.519	5.467	1.573	6.351	1.642	7.484	1.697	8.554
0.00085	1.493	4.681	1.565	5.635	1.624	6.546	1.693	7.714	1.749	8.817
0.00090	1.536	4.817	1.611	5.798	1.671	6.736	1.742	7.938	1.800	9.072
0.00095	1.579	4.949	1.655	5.957	1.717	6.920	1.790	8.155	1.849	9.321
0.00100	1.620	5.077	1.698	6.112	1.761	7.100	1.836	8.367	1.897	9.563
0.00110	1.699	5.325	1.781	6.410	1.847	7.447	1.926	8.775	1.990	10.030
0.00120	1.774	5.562	1.860	6.695	1.929	7.778	2.012	9.165	2.079	10.478
0.00130	1.847	5.789	1.936	6.969	2.008	8.095	2.094	9.540	2.163	10.904
0.00140	1.916	6.008	2.009	7.232	2.084	8.401	2.173	9.900	2.245	11.315
0.00150	1.984	6.218	2.079	7.486	2.157	8.696	2.249	10.247	2.324	11.712
0.00160	2.049	6.422								

$$2.5 \geq V \leq 0.8 V_c$$

$$b/d = 1$$

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	16		17		18		19		20	
b	1.500		1.700		1.700		1.850		1.850	
d	1.500		1.550		1.700		1.750		1.850	
A	2.430		6.240		7.230		7.830		8.560	
r	0.810		0.860		0.920		0.960		1.000	
n	0.014		0.014		0.014		0.014		0.014	
t	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.623	3.504	0.644	4.018	0.677	4.892	0.695	5.443	0.716	6.129
0.00015	0.763	4.291	0.789	4.921	0.829	5.991	0.851	6.666	0.877	7.506
0.00020	0.881	4.955	0.911	5.682	0.958	6.918	0.983	7.897	1.013	8.667
0.00025	0.985	5.540	1.018	6.353	1.071	7.735	1.099	8.606	1.133	9.690
0.00030	1.079	6.069	1.115	6.955	1.173	8.473	1.204	9.427	1.241	10.615
0.00035	1.165	6.555	1.205	7.517	1.267	9.152	1.300	10.182	1.340	11.466
0.00040	1.246	7.008	1.288	8.036	1.354	9.784	1.390	10.886	1.433	12.256
0.00045	1.321	7.433	1.366	8.523	1.436	10.377	1.474	11.546	1.519	13.001
0.00050	1.393	7.835	1.440	8.984	1.514	10.938	1.554	12.170	1.602	13.704
0.00055	1.461	8.217	1.510	9.422	1.588	11.472	1.630	12.764	1.680	14.372
0.00060	1.526	8.583	1.577	9.841	1.658	11.982	1.702	13.332	1.755	15.012
0.00065	1.588	8.933	1.642	10.243	1.726	12.472	1.772	13.876	1.826	15.625
0.00070	1.648	9.270	1.704	10.630	1.791	12.943	1.839	14.400	1.895	16.215
0.00075	1.706	9.596	1.764	11.002	1.854	13.397	1.903	14.906	1.952	16.784
0.00080	1.762	9.911	1.822	11.364	1.915	13.836	1.966	15.394	2.026	17.335
0.00085	1.816	10.216	1.878	11.714	1.974	14.262	2.020	15.868	2.088	17.868
0.00090	1.869	10.512	1.932	12.053	2.031	14.675	2.085	16.328	2.149	18.386
0.00095	1.920	10.800	1.985	12.384	2.087	15.078	2.142	16.766	2.209	18.890
0.00100	1.970	11.080	2.037	12.705	2.141	15.469	2.198	17.212	2.265	19.381
0.00110	2.066	11.621	2.136	13.325	2.246	16.224	2.306	18.052	2.376	20.327
0.00120	2.158	12.138	2.231	13.918	2.345	16.946	2.408	18.854	2.481	21.231
0.00130	2.246	12.634	2.322	14.486	2.441	17.638	2.506	19.624	2.563	22.098
0.00140	2.331	13.110	2.410	15.033	2.533	18.304				

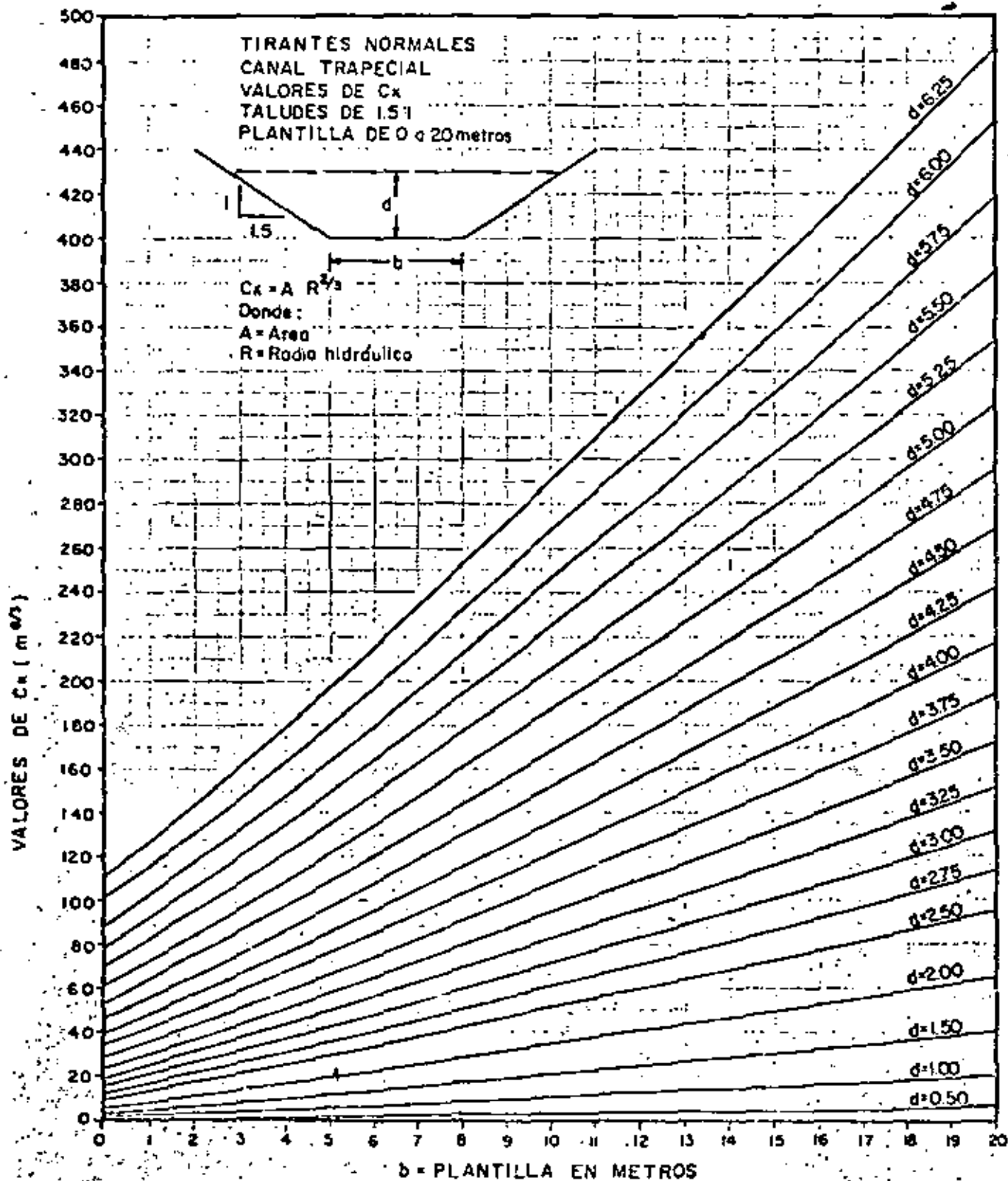
$$2.5 \geq V \leq 0.8 V_c$$

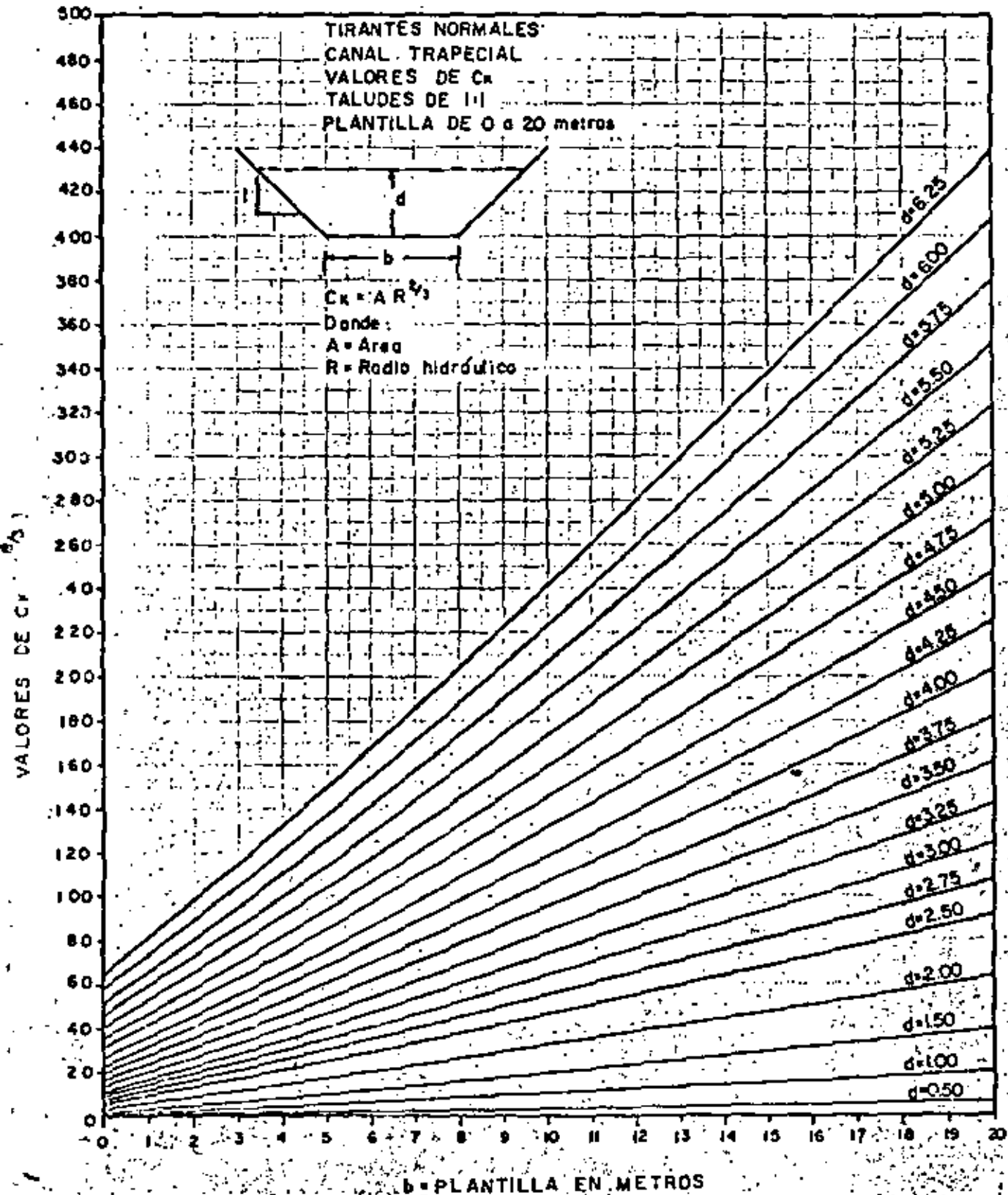
$$b/d = 1$$

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	21		22							
b	2.000		2.000							
d	1.900		2.000							
A	9.210		10.000							
r	1.090		1.090							
n	0.014		0.014							
t	1.500		1.500							
c	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.0010	0.734	6.761	0.754	7.545						
0.0015	0.899	8.281	0.924	9.240						
0.0020	1.038	9.562	1.067	10.670						
0.0025	1.160	10.691	1.193	11.929						
0.0030	1.271	11.711	1.307	13.068						
0.0035	1.373	12.649	1.411	14.115						
0.0040	1.467	13.523	1.509	15.089						
0.0045	1.557	14.343	1.600	16.005						
0.0050	1.641	15.119	1.687	16.870						
0.0055	1.721	15.857	1.789	17.894						
0.0060	1.797	16.562	1.848	18.481						
0.0065	1.871	17.238	1.924	19.235						
0.0070	1.941	17.889	1.996	19.961						
0.0075	2.009	18.517	2.066	20.662						
0.0080	2.075	19.124	2.134	21.340						
0.0085	2.139	19.713	2.200	21.998						
0.0090	2.201	20.284	2.263	22.634						
0.0095	2.262	20.840	2.325	23.254						
0.0100	2.320	21.382	2.386	23.858						
0.0110	2.434	22.425	2.502	25.023						
0.0120	2.542	23.422	2.614	26.136						
0.0130	2.646	24.379	2.720	27.203						

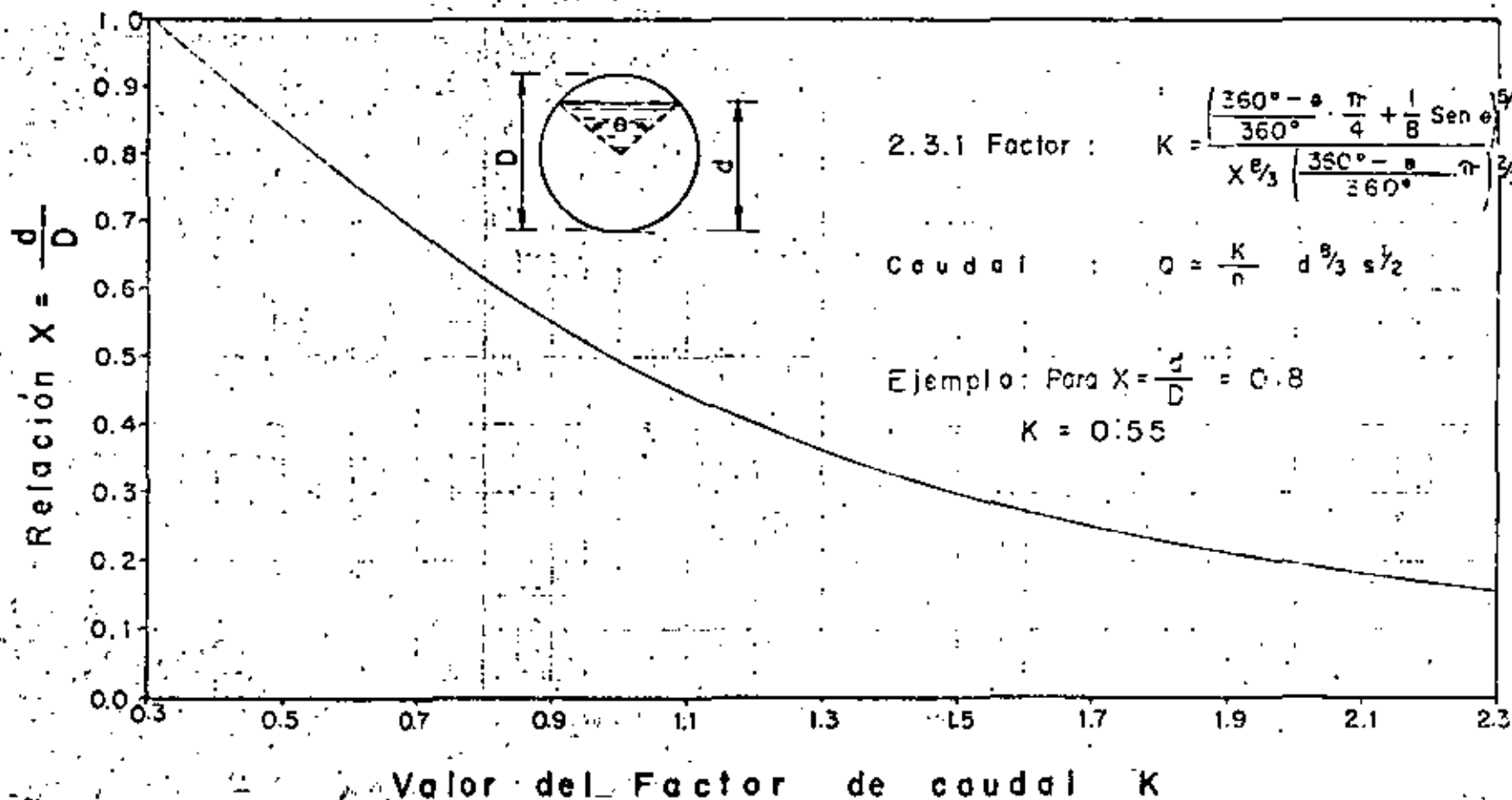
$2.5 \geq V \leq 0.8 V_c$
 $b/t = 1$



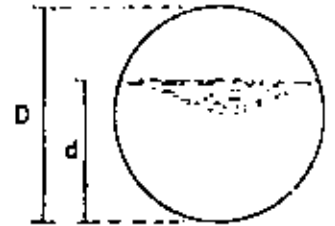


FACTOR DE CAUDAL EN CANALES CIRCULARES QUE TRABAJAN NORMALMENTE LLENOS.

- N O M O G R A M A -



AREA, PERIMETRO MOJADO Y RADIO HIDRAULICO
EN CONDUCTOS CIRCULARES PARCIALMENTE LLENOS



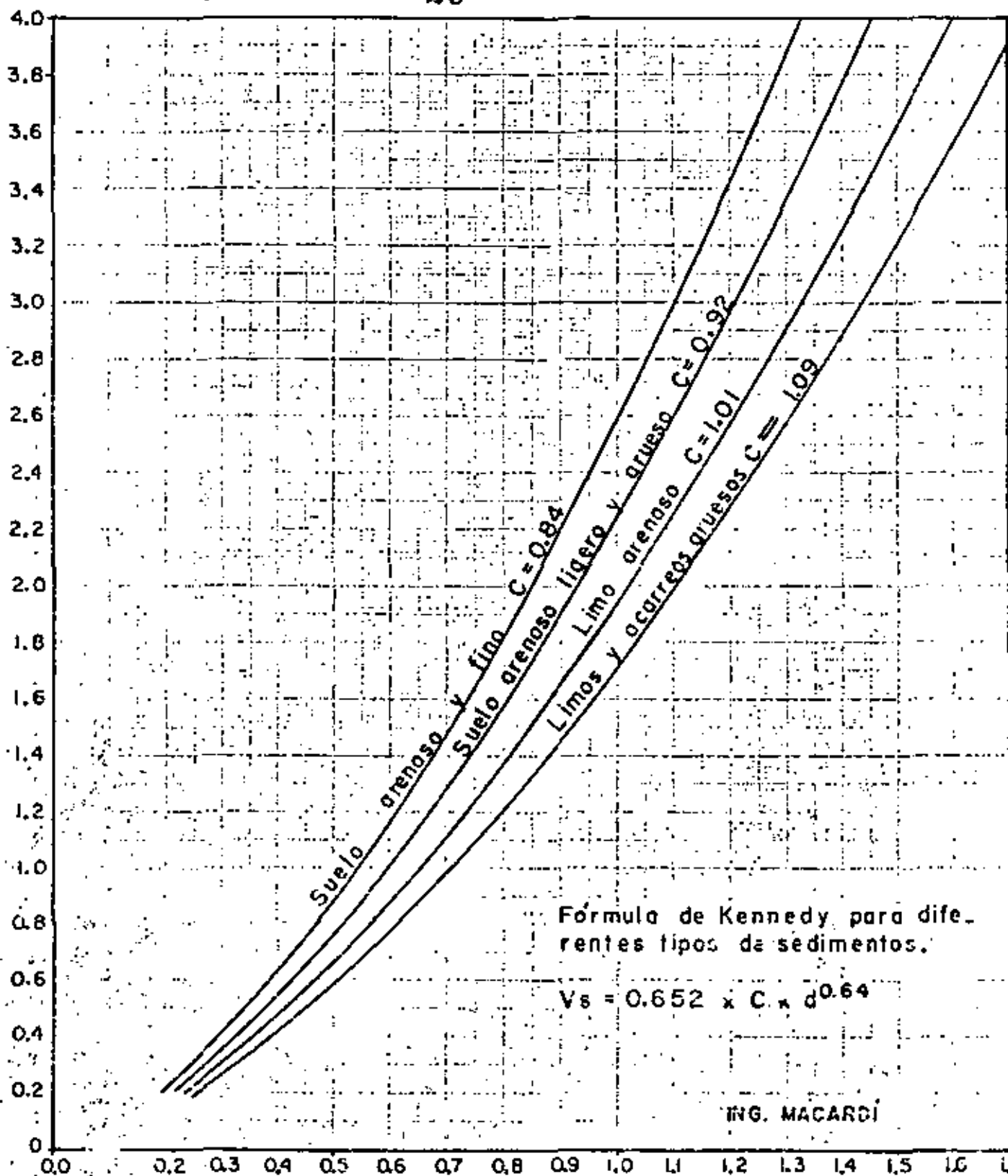
$\frac{d}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{r}{D}$	$\frac{d}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{r}{D}$
.01	.0013	.2003	.0066	.51	.4027	1.5008	.2631
.02	.0037	.2838	.0132	.52	.4127	1.6163	.2661
.03	.0069	.3182	.0197	.53	.4227	1.6363	.2691
.04	.0105	.3527	.0262	.54	.4327	1.6309	.2720
.05	.0147	.3510	.0326	.55	.4426	1.6710	.2649
.06	.0192	.4919	.0389	.56	.4526	1.6911	.2679
.07	.0242	.5355	.0451	.57	.4623	1.7113	.2703
.08	.0294	.5735	.0513	.58	.4723	1.7315	.2723
.09	.0350	.6093	.0574	.59	.4822	1.7318	.2753
.10	.0409	.6435	.0635	.60	.4920	1.7722	.2776
.11	.0470	.6761	.0695	.61	.5018	1.7926	.2797
.12	.0531	.7075	.0754	.62	.5115	1.8132	.2818
.13	.0600	.7377	.0813	.63	.5212	1.8338	.2829
.14	.0668	.7670	.0871	.64	.5308	1.8546	.2850
.15	.0739	.7954	.0929	.65	.5404	1.8733	.2851
.16	.0811	.8230	.0986	.66	.5499	1.8963	.2899
.17	.0885	.8500	.1042	.67	.5594	1.9477	.2917
.18	.0961	.8763	.1097	.68	.5687	1.9391	.2935
.19	.1039	.9020	.1152	.69	.5780	1.9096	.2959
.20	.1118	.9273	.1206	.70	.5872	1.9843	.2962
.21	.1199	.9521	.1259	.71	.5964	2.0042	.2973
.22	.1281	.9704	.1312	.72	.6054	2.0264	.2901
.23	.1365	1.0003	.1364	.73	.6143	2.0103	.2995
.24	.1449	1.0239	.1416	.74	.6231	2.0714	.3006
.25	.1535	1.0472	.1466	.75	.6318	2.0911	.3017
.26	.1623	1.0701	.1516	.76	.6404	2.1176	.3025
.27	.1711	1.0928	.1566	.77	.6489	2.1412	.3032
.28	.1800	1.1152	.1614	.78	.6573	2.1632	.3037
.29	.1890	1.1273	.1662	.79	.6655	2.1803	.3040
.30	.1982	1.1593	.1709	.80	.6736	2.2143	.3042
.31	.2074	1.1310	.1733	.81	.6815	2.2395	.3044
.32	.2157	1.2025	.1801	.82	.6891	2.2633	.3048
.33	.2260	1.2239	.1818	.83	.6969	2.2916	.3011
.34	.2355	1.2154	.1891	.84	.7043	2.3186	.3033
.35	.2450	1.2661	.1935	.85	.7115	2.3162	.3033
.36	.2516	1.2870	.1973	.86	.7186	2.3716	.3026
.37	.2642	1.3078	.2020	.87	.7254	2.4038	.3017
.38	.2739	1.3284	.2061	.88	.7320	2.4311	.3003
.39	.2836	1.3490	.2102	.89	.7383	2.4633	.2996
.40	.2934	1.3694	.2112	.90	.7445	2.4931	.2990
.41	.3032	1.3898	.2161	.91	.7501	2.5302	.2985
.42	.3130	1.4101	.2209	.92	.7560	2.5631	.2981
.43	.3229	1.4303	.2257	.93	.7612	2.6021	.2982
.44	.3328	1.4503	.2291	.94	.7662	2.6167	.2985
.45	.3428	1.4706	.2331	.95	.7707	2.6406	.2981
.46	.3527	1.4907	.2366	.96	.7710	2.7349	.2959
.47	.3627	1.5108	.2400	.97	.7783	2.7931	.2957
.48	.3727	1.5398	.2431	.98	.7816	2.8373	.2935
.49	.3827	1.5508	.2467	.99	.7811	2.9112	.2965
.50	.3927	1.5708	.2500	1.00	.7834	3.1416	.2964

Handwritten signature or mark.

VELOCIDAD MINIMA PERMISIBLE EN CANALES SIN REVESTIR PARA QUE NO SE PRODUZCA SEDIMENTACION

20

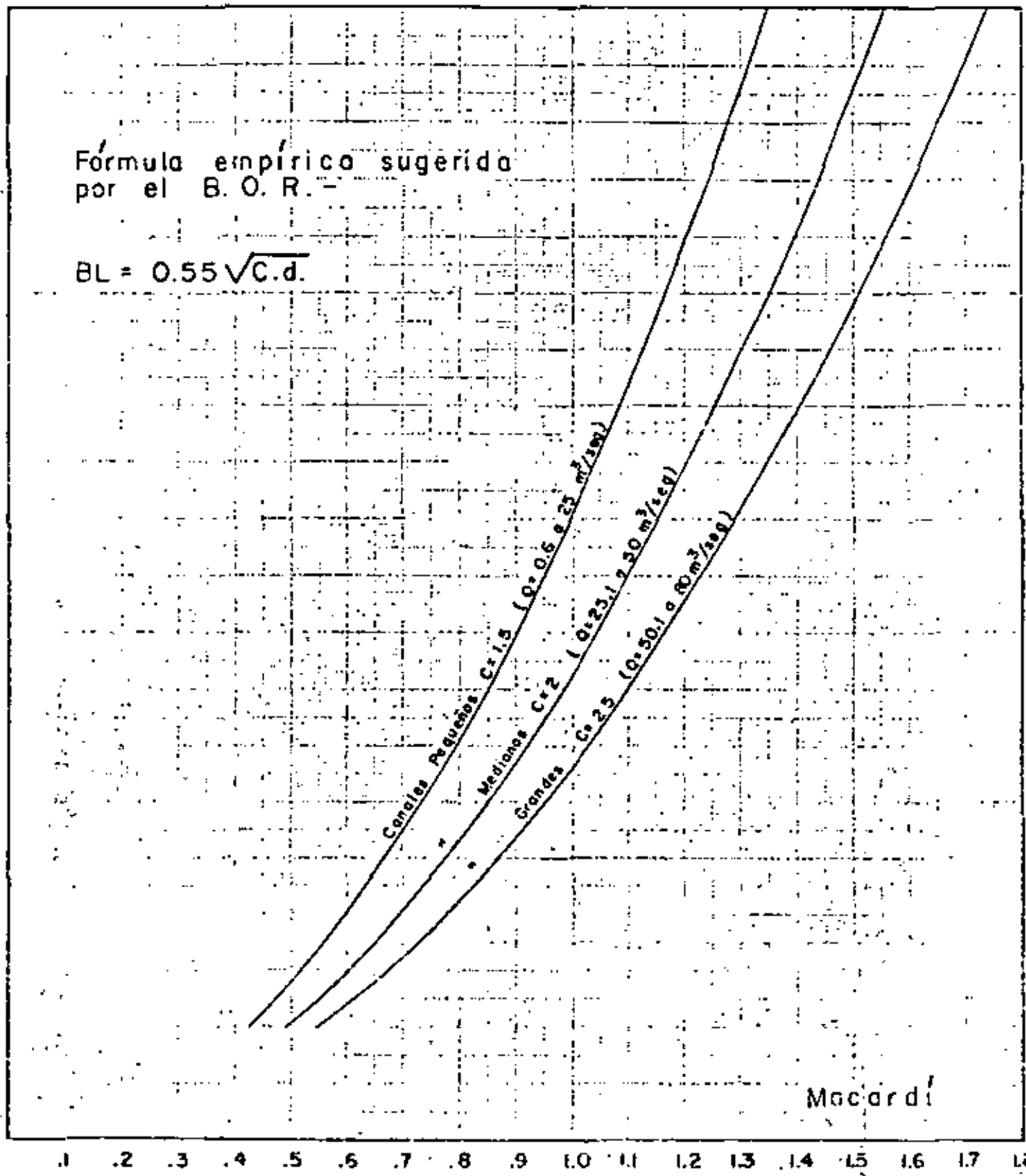
TIRANTE HIDRAULICO EN EL CANAL, EN METROS (d.)



VELOCIDAD DE SEDIMENTACION, EN M/SEG (Vs.)

ESTIMACION PRELIMINAR DEL BORDO LIBRE EN CANALES SIN REVESTIR.

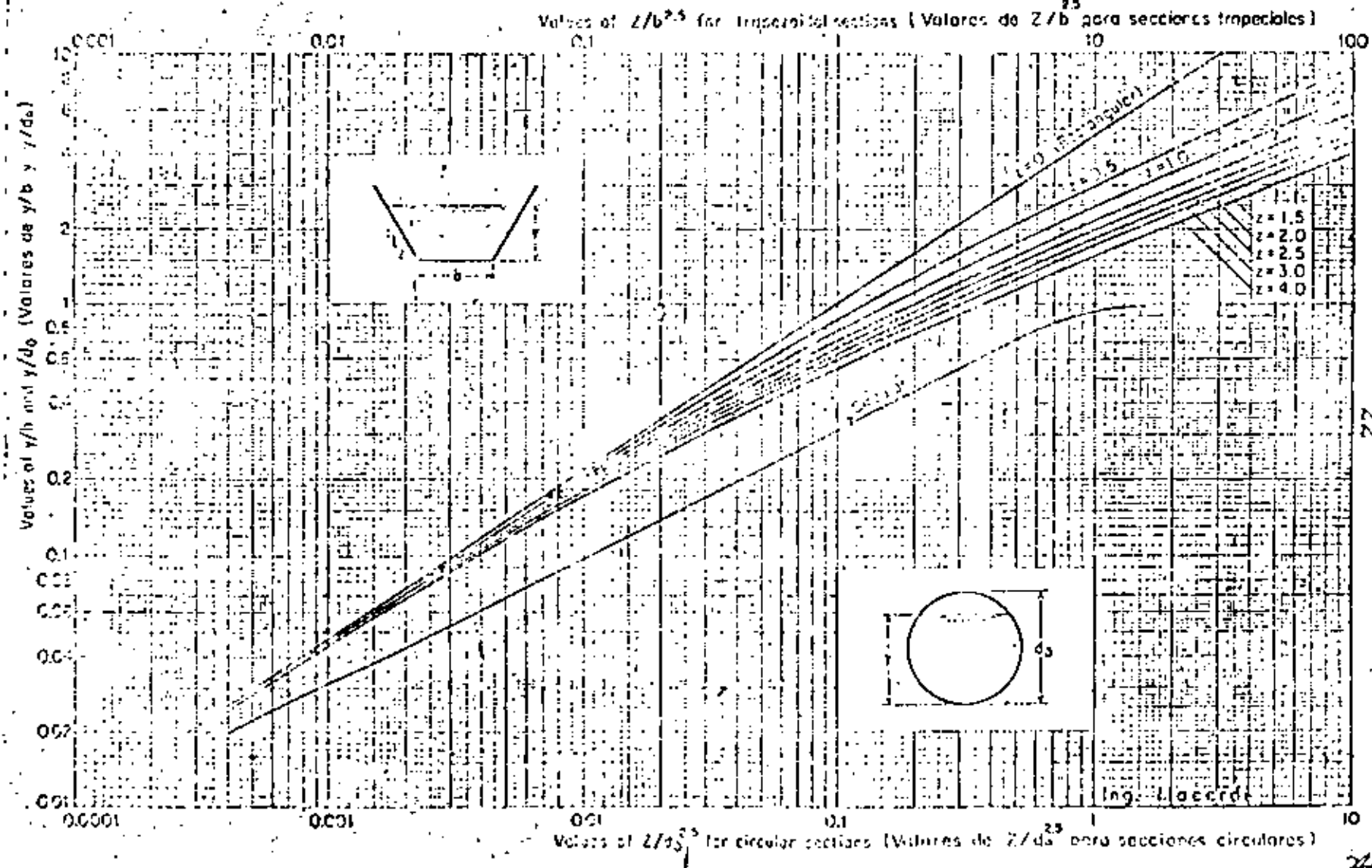
TIRANTE HIDRAULICO EN EL CANAL, EN METROS. (d)



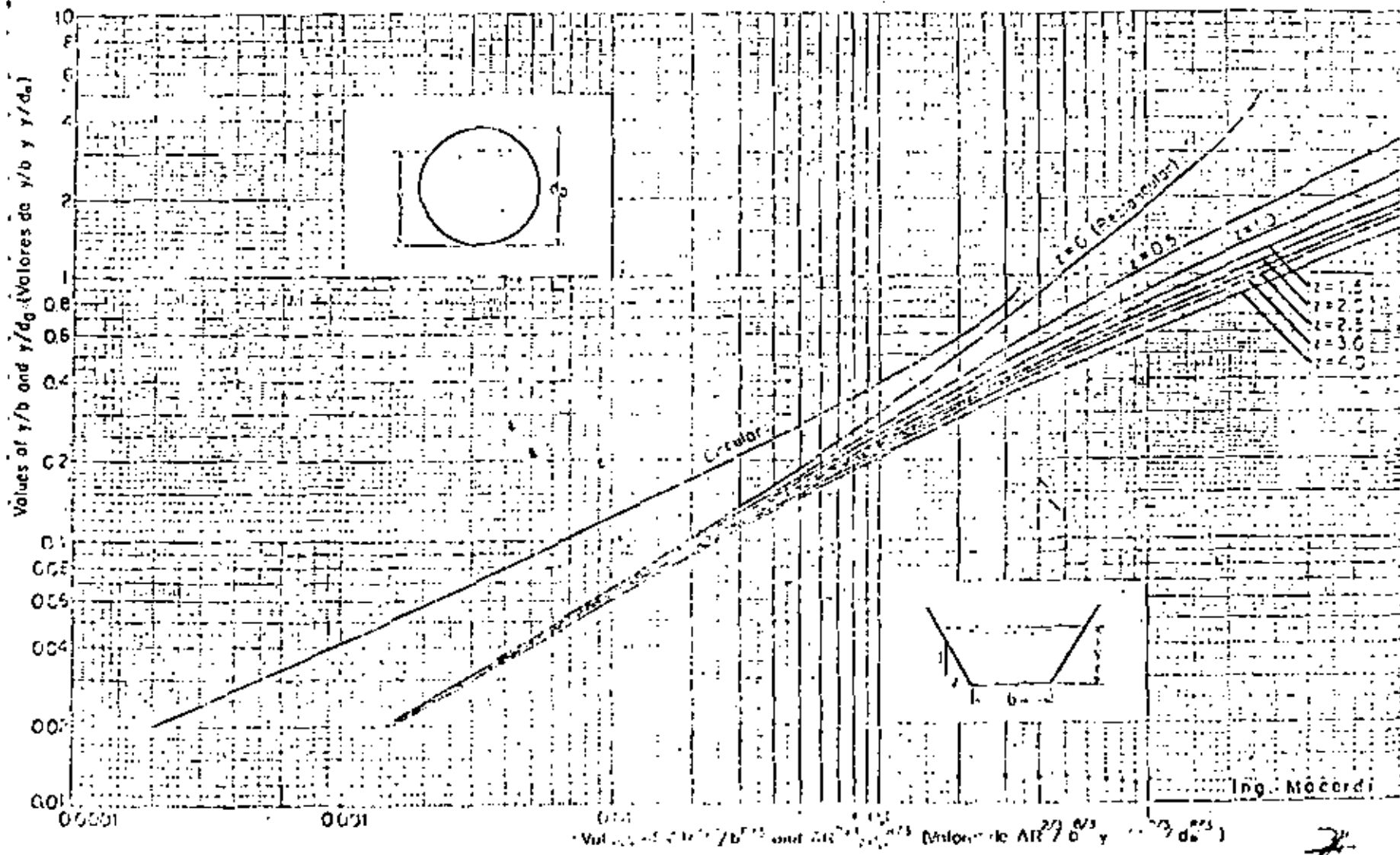
Macardí

ALTURA DEL BORDO LIBRE, EN METROS. (B.L.)

CURVAS PARA DETERMINAR EL TIRANTE CRITICO



CURVAS PARA DETERMINAR EL TIRANTE NORMAL





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

V CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

MATERIA: HIDRAULICA

TEMA: HIDRAULICA APLICADA

TOMAS

ESTRUCTURAS AFORADORAS

PROF. ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

AGOSTO 1982

V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

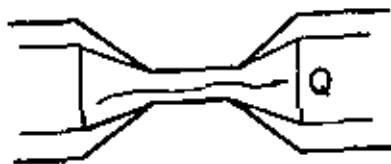


TOMAS

MATERIA: HIDRAULICA

T E M A: HIDRAULICA APLICADA

TOMAS
ESTRUCTURAS AFORADORAS



AFORADORAS

PROF. ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

AGOSTO, 1982

$$h = \frac{v_2^2}{2g} + \sum h_{1-2}$$

El último término incluye todas las pérdidas que se tienen entre los dos puntos, sin importar las causas que las originan. En el caso presente únicamente dos pérdidas están involucradas, la pérdida de carga por entrada al conducto y la pérdida por fricción en el conducto.

$\sum h_{1-2} = h_e + h_f =$ pérdida de carga por entrada más pérdida de carga por fricción.

Pérdida por entrada = $0.5 \frac{v_2^2}{2g}$ (por ser con arista viva)

Pérdida por fricción = $\frac{(v_2 N)^2}{r^{2/3}}$ L² (Manning)

$v_2 =$ velocidad del agua dentro del tubo.

El teorema de Bernoulli lo podemos expresar como sigue:

$$h = \frac{v_2^2}{2g} + \frac{0.5 v_2^2}{2g} + \left(\frac{v_2 N}{r^{2/3}} \right)^2 L$$

La expresión que da la pérdida de carga total para una velocidad "v" es:

$$h = K_1 h_v + K_2 h_v + K_3 h_v$$

En donde K representa el coeficiente que multiplicado por la carga de velocidad (h_v), da la pérdida de carga correspondiente a cada uno de los conceptos ya enlistados.

A la expresión anterior podemos darle la forma:

$$h = h_1 + h_2 + h_3 ; \text{ siendo}$$

$$h_1 = K_1 h_v$$

$$h_2 = K_2 h_v$$

$$h_3 = K_3 h_v$$

a) La carga de velocidad en las tuberías vale:

$$h_1 = K_1 h_v = 1 \frac{v_2^2}{2g}$$

b) Pérdida por entrada:

$$h_2 = K_2 h_v = 0.5 \frac{v_2^2}{2g}$$

c) Pérdida por fricción

$$h_3 = K_3 h_v$$

$$h_3 = L \left(\frac{V_2 N}{r^{2/3}} \right)^2 = L \left(\frac{N}{r^{2/3}} \right)^2 V_2^2$$

$$h_3 = 2g L \left(\frac{n}{r^{2/3}} \right)^2 \frac{V_2^2}{2g}$$

$$h_3 = 2g L \frac{N^2}{r^{4/3}} \frac{V_2^2}{2g}$$

$$h_3 = 2g N^2 \frac{L}{r^{4/3}} \frac{V_2^2}{2g} = \frac{2g N^2 L}{r^{4/3}} \frac{V_2^2}{2g}$$

Valor de la pérdida de carga total:

$$h = \frac{V_2^2}{2g} (\sum K_1 - 3)$$

Velocidad en el conductor:

$$V_2^2 = \frac{2gh}{\sum K_1 - 3}$$

$$V_2 = \sqrt{\frac{2gh}{\sum K_1 - 3}} \quad ; \quad V = \frac{1}{\sqrt{\sum K_1 - 3}} \sqrt{2gh}$$

en donde: $C = \frac{1}{\sqrt{\sum K_1 - 3}}$ = coef. de gasto

$$V = C \sqrt{2gh}$$

Gasto:

$$Q = A \cdot V$$

$$Q = CA \sqrt{2gh}$$

Cuando el conducto es circular y de concreto (tubería)

$$C = \frac{1}{\sqrt{\sum K_1 - 3}} = (\sum K_1 - 3)^{-1/2}$$

$$K_3 = \frac{2gn^2 L}{r^{4/3}} = 2 \times 9.8 \times 0.015^2 \cdot \frac{L}{r^{4/3}}$$

$$K_3 = \frac{0.00441L}{r^{4/3}}$$

$$C = (\sum K1-3)^{-\frac{1}{2}} = (1 + 0.5 + 0.025 \frac{L}{D^{1.33}})^{-\frac{1}{2}}$$

Valor del gasto:

$$Q = CA \sqrt{2gh} = C \frac{D^2}{4} \sqrt{2g} \sqrt{h}$$

$$Q = \frac{3.1416}{4} \times 4.4272 D^2 \sqrt{h}$$

$$Q = 3.48 D^2 \sqrt{h} \text{ en m}^3/\text{seg} \quad D \text{ y } h \text{ en metros}$$

Se puede observar que el coeficiente para este caso es parecido al coeficiente de gasto experimental de los señores Yarnall, Nagler y Vodvard.

Para tubería de concreto, con entrada de arista es cuadrada:

$$C = (1 + 0.561 D^{0.5} + \frac{0.0205L}{D^{1.2}})^{-\frac{1}{2}}$$

Para conducto rectangular de concreto con entrada de arista escuadrada:

$$C = (1 + 0.57 R^{0.5} + \frac{0.00333L}{r^{1.25}})^{-\frac{1}{2}}$$

Para conductos de concreto sin importar la forma de ellos, el valor del coeficiente de gasto sería:

$$C = (\sum K1-3)^{-\frac{1}{2}} = (\frac{1 + 0.5 + 0.00441L}{r^{1.33}})^{-\frac{1}{2}}$$

3. ESTRUCTURAS APORADORAS

La Secretaría de Recursos Hidráulicos tiene desde 1966 el propósito de modificar el sistema de cobro del servicio de riego que se da a los usuarios, ya que el antiguo sistema, o sea, cobro por hectáreas regadas, da motivo a que los agricultores desperdicien gran parte del volumen de agua que se les proporciona a ni-

vel parcelario, a pesar del asesoramiento técnico del Departamento de Ingeniería de Riego y Drenaje.

La modificación que se ha propuesto al Sistema Administrativo de los Servicios de Riego, consiste en realizar el cobro al usuario de acuerdo al volumen que utilice para regar.

Esta modificación trae consigo la tarea de construir un gran número de estructuras aforadoras a nivel de usuario en cada Distrito de Riego, así como también la construcción de estructuras de aforo en los canales para la mejor operación de los mismos.

La idea principal de la Secretaría de Recursos Hidráulicos está orientada a diseñar y adaptar una estructura aforadora que instalada en la gran variedad de canales existentes en los Distritos de Riego, funcione con buen grado de exactitud en la medición del gasto, y segundo, a diseñar un dispositivo que funcionando como módulo absorba las variaciones de los niveles de la superficie libre del agua en los canales, descargando un gasto más o menos constante, dentro de los límites aceptados por la Administración de los Distritos de Riego.

De acuerdo a su funcionamiento, las estructuras aforadoras pueden dividirse en cuatro grupos, a saber:

- I. Estructuras que funcionan a régimen crítico.
- II. Estructuras que funcionan por medio de un resalto.
- III. Estructuras que funcionan como orificio.
- IV. Estructuras que funcionan combinando dos o tres de las funciones anteriores.

I. ESTRUCTURAS AFORADORAS QUE FUNCIONAN A RÉGIMEN CRÍTICO.

Dentro de este grupo de estructuras podemos mencionar toda la gama de vertedores, tanto de cresta ancha, como de cresta delgada. Consisten en una escotadura a través de la cual se hace circular el agua.

Se describen a continuación las estructuras principales pertenecientes a este grupo:

- a) Estructura Aforadora Tipo Guamúchil.

Consiste en un vertedor de cresta delgada construido en la sección transversal a la corriente, y a través del cual se hace circular el agua para su aforo. El gasto que pasa está en función de la longitud de cresta del vertedor y de la carga "H" sobre la — cresta medida en una escala colocada a una distancia tal que el abatimiento del nivel del agua no influya en la lectura.

El uso de este aforador permite medir gastos de 0 a 500 lt/seg y las fórmulas utilizadas son las siguientes:

$$Q = 1.84 (L - 0.2H) H^{3/2} \text{ cuando existen contracciones}$$

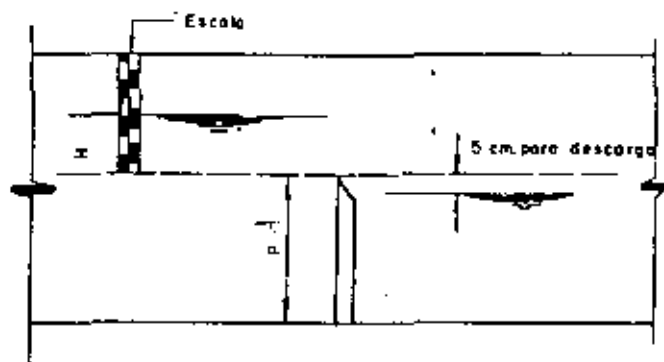
$$Q = 1.84 L H^{3/2} \text{ Cuando no existen contracciones}$$

Donde:

Q = Gasto en lt/seg

L = Longitud de la cresta en centímetros

H = Carga sobre el vertedor en centímetros



Las dimensiones y forma de instalación de la estructura se indican en el plano que se anexa.

Para el correcto funcionamiento del medidor deben cumplirse los siguientes requisitos.

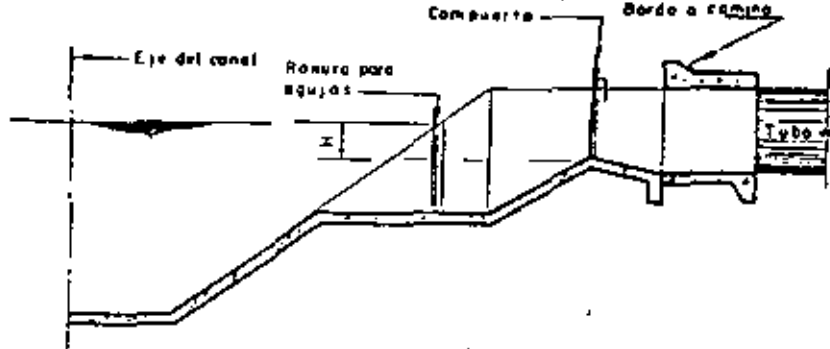
- 1. La carga sobre la cresta del vertedor debe ser suficiente para el gasto requerido.
- 2. Debe procurarse que la velocidad de llegada del agua sea poco considerable, y que no se formen demasiadas turbulencias. Esto se resuelve colocando a cierta distancia del vertedor una pantalla como se indica en el plano anexo antes mencionado.
- 3. La regadera aguas abajo debe diseñarse de manera que el chorro no se ahogue.
- 4. El chorro debe tener suficiente ventilación.

Como ventajas de este tipo de estructura se tienen su fácil calibración y operación. La desventaja que presenta estriba en el hecho de que se azolve fácilmente y después de azolvada da mediciones incorrectas.

b) Estructura Aforadora de Agujas.

La estructura aforadora de agujas y tabloncillos comúnmente construidos de madera, se utiliza generalmente para medir por superficie el agua, y también es usada como estructura auxiliar para el mantenimiento de otras estructuras. Debido a que es una estructura muy rudimentaria, la medición del agua es muy inexacta lo que ocasiona que esté cayendo en desuso como aforadora y solamente se utilice como estructura auxiliar. El diseño del espesor de los tabloncillos como agujas se ilustra en la tabla adjunta.

c) Estructura Aforadora Tipo Celaya.



La aforadora tipo "Celava" es un vertedor de cresta ancha, el cual requiere para su correcto funcionamiento que el canal de conducción lleve el gasto normal, o sea, que esté siempre lleno. Este tipo de estructura puede considerarse dentro del grupo de las aforadoras combinadas, ya que puede trabajar a cresta libre como vertedor, o bien, como orificio mediante la colocación de una compuerta deslizable sobre el vertedor.

Los gastos aforados pueden ser hasta de 300 lt/seg. teniendo poco rango de variabilidad en la medición y su uso se recomienda en aquellos casos en que el hecho de tener lleno el canal no constituya un serio inconveniente.

A fin de que no se produzca ahogamiento en el vertedor, la regadera aguas abajo debe tener el diseño adecuado.

Este tipo de estructura requiere menos carga que la aforadora tipo "Guamúchil".

En el plano correspondiente se pueden ver la forma y dimensiones de la estructura.

II. ESTRUCTURAS AFORADORAS QUE FUNCIONAN POR MEDIO DE UN RESALTO.

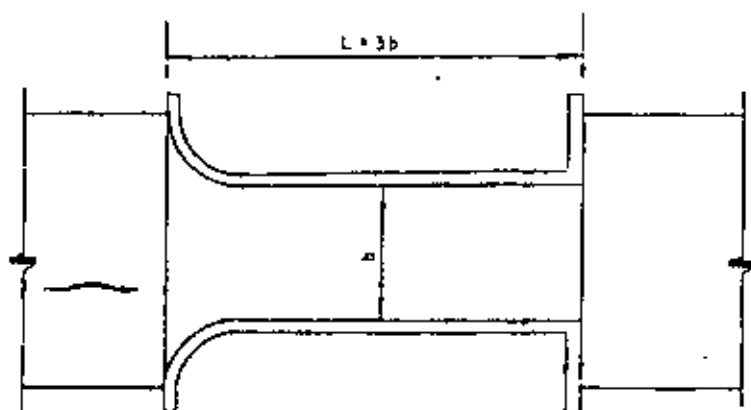
Se forman por medio de una reducción de la sección transversal de la corriente, aumentando la velocidad de la misma y presentándose el régimen crítico; al salir el agua de la sección reducida, la velocidad disminuye produciéndose un resalto hidráulico.

Se describen dos tipos de aforadoras pertenecientes a este grupo:

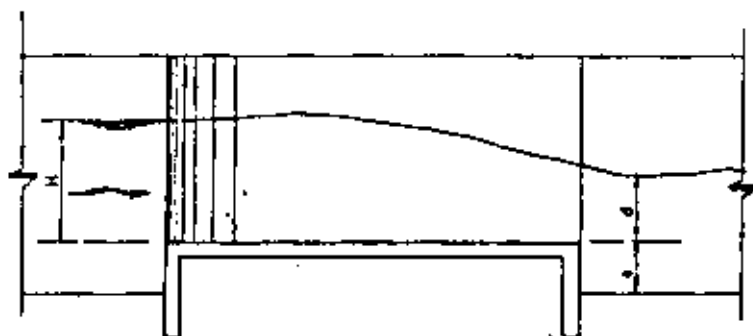
a) Estructura Aforadora Tipo Venturi.

Esta estructura consiste en un estrechamiento practicado en la sección transversal de la corriente, capaz de provocar la formación del tirante crítico en la misma. El estrechamiento es de sección rectangular, formado por dos paredes laterales de longitud igual a tres veces el ancho del estrechamiento. Su parte inicial se forma con un segmento de círculo y las paredes terminan con un ensanchamiento brusco para empotrarse en los taludes de la regadera

o canal.



P L A N T A



E L E V A C I O N

Dependiendo de sus dimensiones, la estructura afora gas desde 5 lt/seg hasta 200 lt/seg.

En los ensayos realizados con este tipo de estructura - se observó que permite grandes variaciones en el nivel del agua de después del estrechamiento, sin que se altere la descarga ni la elevación del agua en el canal aguas arriba.

El límite del funcionamiento de la estructura hasta don

de la descarga puede considerarse libre para diferentes gastos, es la relación $\frac{d}{H} = 0.70$; el significado de las literales aparece ilustrado en la figura anterior.

El hecho de que este aforador permita un ahogamiento tan grande sin alterar el valor del gasto es de gran utilidad, principalmente en los Distritos de Riego muy planos, donde los canales tienen pendientes muy bajas y no admiten la instalación de estructuras que provoquen fuertes pérdidas de carga. Para canales o regaderas con pendiente muy pequeña, es probable que el porcentaje de ahogamiento sea mayor, que 0.70, en cuyo caso la curva de gastos calculada se alterará. Para reducir el valor de $\frac{d}{H}$ por debajo de 0.70, debe construirse el aforador sobre un escalón colocado en la plantilla con una longitud igual a la del aforador y cuya altura (e) sea igual a la diferencia ($d - 0.7 H$).

La estructura puede hacerse trabajar como regulador de gasto constante, sin importar las variaciones del nivel del agua en el canal aguas arriba, mediante la colocación de una pantalla móvil al final del estrechamiento. Por medio de esta pantalla se logra que el escurrimiento o superficie libre cambie a escurrimiento a través de un orificio en cuanto la superficie libre del agua toque el labio inferior de la pantalla. Se tiene entonces una ventaja adicional, ya que, por ser móvil la pantalla, puede utilizarse como compuerta y obstruir completamente el paso del agua. La mejor posición de la pantalla se fijó a 0.5 b del extremo de aguas abajo del estrechamiento.

Las ventajas que presenta la estructura descrita son:

- a) Se dispone de un aforador de gran exactitud cuando funciona a superficie libre.
- b) Se tiene un módulo de gasto constante cuando trabaja como orificio.
- c) Es muy sencilla de construirse y calcularse.
- d) Soporta grandes ahogamientos que no alteran sus curvas de gastos. (El ahogamiento máximo como aforador es de 0.7 H, y como orificio de 0.5H).
- e) No influye el ancho del canal en que está colocada siempre y cuando éste sea mayor de 3 veces el estrechamiento del medidor.
- f) La rugosidad de las paredes de la estructura no afecta la descarga dentro del rango probado: - -

$$(0.00001 \text{ m} < E < 0.007 \text{ m})$$

Como desventajas se tienen:

- a) El rango de gastos es muy reducido.
- b) Si se reprisa el agua en la regadera, se ahoga con facilidad.

En el plano que se anexa se indica la forma de instalación y las dimensiones de la estructura.

b) Medidor Parshall

El problema de contar con un dispositivo de aforo cuya precisión fuese tan buena como la de un vertedor pero en donde no se tuviera problema de azolves; fué resuelto por el Ing. Ralph L. Parshall en Estados Unidos, quien ideó algunas modificaciones para el medidor Venturi, mejorándolo y dando lugar a la estructura aforadora que lleva su nombre.

El medidor consta de tres partes fundamentales que son: la entrada, formada por dos paredes verticales simétricas y convergentes y de una plantilla horizontal; la garganta, que está formada por dos paredes verticales y paralelas con la plantilla inclinada hacia abajo; por último, la salida que está formada también por dos paredes verticales pero divergentes y la plantilla ligeramente inclinada hacia arriba. La arista formada por la unión de las plantillas de la entrada y de la garganta se llama "Cresta del Medidor", y a su longitud, o sea, la distancia entre las paredes de la garganta, se le llama "Tamaño del Medidor" (W).

La estructura tiene dos pozos amortiguadores para medir las cargas "Ha" h "Hb" antes y después de la cresta, colocados en los lados de la estructura y comunicados a ella por tubería que se conecta a puntos bien definidos de la entrada y la garganta. Si el medidor trabaja con sumersión, es necesario medir las dos cargas; - si trabaja a descarga libre, basta medir únicamente la carga Ha para calcular el gasto.

A la relación $\frac{Hb}{Ha}$ se le llama Grado de Sumersión y es la que determina si un determinado medidor trabaja con descarga libre o con sumersión. Es de recomendarse que un medidor trabaje con descarga libre, porque entonces para calcular el gasto, será suficiente

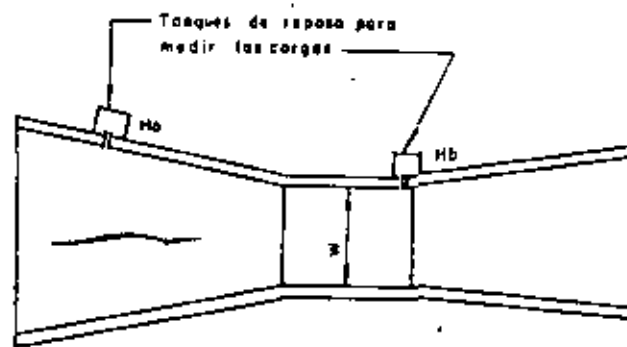
conocer solamente el valor de H_a y sustituirlo en la expresión general:

$$Q = m H^n$$

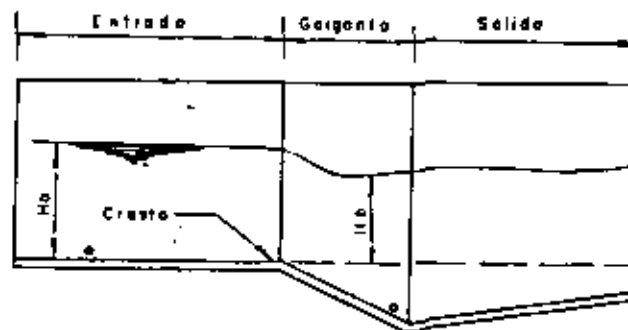
en donde m y n varían con el tamaño del medidor.

Para un medidor con tamaño V entre 0.30 y 2.50 m, se produce la descarga libre si $\frac{H_b}{H_a} < 0.70$.

Para un medidor con tamaño V entre 2.50 y 15.00 m se produce la descarga libre si $\frac{H_b}{H_a} < 0.80$.



P L A N T A



E L E V A C I O N

La forma de instalación y las dimensiones para diferentes gastos se indican en el plano anexo a este trabajo.

Las fórmulas para el cálculo de medidores fueron obtenidas en base a numerosos experimentos realizados usando distintos tamaños de medidor, encontrándose que una misma fórmula daba el gasto en medidores cuyo tamaño estaba comprendido entre ciertos límites.

El diseño de un medidor Parshall consiste en comparar la relación de un par de valores: el tamaño del medidor y la pérdida de carga ocasionada probando diversos tamaños, escogiendo el que presente mayores ventajas.

Los gastos aforados alcanzan valores hasta de 85 m³/seg y se tienen las siguientes ventajas en el uso del medidor Parshall:

1. El diseño es simple y su construcción es relativamente barata, sobre todo si se construye en combinación con caídas.
2. La estructura trabaja bien, aún teniendo variación de gastos, y el error en la medición no pasa del 5% cuando el medidor trabaja ahogado, y de 3% cuando trabaja con descarga libre.
3. La velocidad de llegada no influye prácticamente en la determinación del gasto.
4. Se tienen pocas pérdidas en comparación con las que se originan en otras estructuras de aforo.
5. No se tiene problema de azolve, ya que el aumento de la velocidad mantiene a la estructura libre de obstrucciones.

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo, usando las fórmulas, tablas y gráficas que aparecen en la publicación - Memorándum Técnico N° 23, editado por la Dirección de Distritos de Riego del mes de marzo de 1952.

EJEMPLO NUMÉRICO

Datos generales del canal.

$$Q = 3.475 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 1.35 \text{ m}$$

$$d = 1.25 \text{ m}$$

$$n = 0.030$$

$$v = 10.862 \text{ m/seg}$$

$$A = 4.05 \text{ m}^2$$

$$r = 0.64 \text{ m}$$

$$S = 0.0017$$

$$t = 1.5:1$$

$$Bl. = 0.50 \text{ m}$$

$$h_{vn} = 0.04 \text{ m}$$

Verificación de los datos hidráulicos.

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.030} \times 0.030^{2/3} = 1.105 \text{ m}^{2/3}$$

$$A = d (b + 1.5 d) = 1.25 (1.35 + 1.5 \times 1.25) = 4.031 \text{ m}^2$$

$$p = b + 3.000 d = 1.35 + 4.500 = 5.850 \text{ m}$$

$$r = \frac{4.031}{5.850} = 0.689 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.780$$

$$\text{velocidad} - v = 1.105 \times 0.780 = 0.862 \text{ m/seg}$$

$$\text{gasto} = 0.862 \times 4.031 = 3.475 = 3.475 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$h_{vn} = \frac{0.862^2}{19.62} = 0.04 \text{ m}$$

Cálculos hidráulicos del MEIDOR PARSHALL.

Gasto máximo que pasará por la estructura Alcantara para el cálculo de las propiedades hidráulicas.

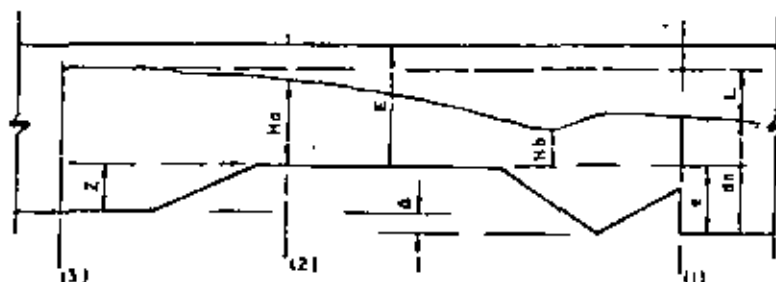
$$Q = 3.475 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Fórmulas generales para el cálculo.

$$Q = m H_a^n \text{ -----(1) para descarga libre}$$

$$Q = m H_a^n - C \text{ -----(2) cuando trabaja con suersión}$$

$$\text{grado de suersión } S = \frac{h_b}{H_a}$$



SECCION DEL MEDIDOR PARSHALL

Por ser un gasto pequeño y el ancho de plantilla de - -
 $b = 1.35 \text{ m}$ se estudiarán dos alternativas

1. Descarga libre
2. Trabajando con sumersión

De la publicación Memorándum Técnico N° 63 editado por la Dirección de Distritos de Riego, Departamento de Planeación, Investigación y Estadística con fecha de marzo de 1952; en la hoja 13 se obtiene:

Tamaño del medidor,	Descarga libre	Con sumersión
V entre uno y 4 pies	S menor que 0.70	S de 0.70 a 0.90

Considerando una sumersión máxima de 0.70

$$Q = \pi H a^n = 0.07457 \left[\left(\frac{3.281 H a}{\left(\frac{1.8}{S} \right)^{1.8} - 2.45} \right)^{4.57} - 3.145 \right] + 0.0935 \quad V^{0.815}$$

$$\text{Suponiendo } V = 1.50 \text{ m} \quad m = 1.073 \quad n = 1.587$$

$S = 0.70$ (máxima sumersión para descarga libre):

$$\left(\frac{1.8}{0.70} \right)^{1.8} = 1.8 \text{ Long. } 2.571 = 1.8 \times 0.410102 = 0.738183$$

$$\text{antlog} = 5.4725$$

$$\left[\left(\frac{3.281 H a}{5.4725 - 2.45} \right)^{4.57 - 2.20} \times 0.07457 + 0.07457 \times 0.0935 \right] V^{0.815}$$

$$= 0.07457 \left[(1.0555)^{2.37} H a^{2.37} + 0.0935 \right] V^{0.815}$$

$$0.07457 (1.2135 H a^{2.37} + 0.0935 \times 0.70) V^{0.815}$$

$$= (0.09049 H a^{2.37} + 0.00485) V^{0.815}$$

Fórmula final

$$Q = m H a^n = (0.09049 H a^{2.37} + 0.00485) V^{0.815} \dots \dots \dots (I)$$

Como se aprecia en la ecuación (I), el segundo término de la igualdad es importante, por tal motivo los tanteos para V se

calcularán con la ecuación general.

$$\text{Para } V = 1.50 \text{ m} \quad V^{0.815} = (1.5)^{0.815} = 1.392 \text{ m} = 1.073 \\ n = 1.587$$

$$Q = 3.073 \text{ Ha}^{1.587} - 0.1259 \text{ Ha}^{2.37} - 0.0067 \dots\dots\dots(II)$$

$$\text{Ha} = 0.98 \text{ m} \quad (0.98)^{1.587} = 0.9065 \quad (0.98)^{2.37} = 0.95322$$

$$Q = 3.073 \times 0.9065 - 0.1259 \times 0.95322 - 0.0067 = 3.557 - 0.120 - \\ - 0.006$$

$$Q = 3.431 \text{ m}^3/\text{seg} \neq 3.471 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Ha} = \underline{0.95} \text{ m} \quad (0.95)^{1.587} = 0.98419, \quad (0.95)^{2.37} = 0.97646$$

$$Q = 3.073 \times 0.98419 - 0.1259 \times 0.97646 - 0.0067 = 3.614 - 0.123 - \\ - 0.0067$$

$$Q = 3.485 \text{ m}^3/\text{seg} \neq 3.471 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } V = 1.25 \text{ m} \quad (1.25)^{0.815} = 1.1995 \quad m = 3.033 \\ n = 1.579$$

$$Q = 3.033 \text{ Ha}^{1.579} - 0.1085 \text{ Ha}^{2.37} - 0.0058 \dots\dots\dots(III)$$

$$\text{Para Ha} = \underline{1.12} \text{ m} \quad (1.12)^{1.579} = 1.1959 \quad (1.12)^{2.37} = 1.306$$

$$Q = 3.033 \times 1.1959 - 0.1085 \times 1.306 - 0.0058 = 3.6271 - 0.1419 - \\ - 0.0058$$

$$Q = 3.479 = 3.471 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } V = 1.00 \quad m = 2.40 \quad n = 1.57$$

$$Q = 2.40 \text{ Ha}^{1.57} - 0.09049 \text{ Ha}^{2.37} - 0.0048 \dots\dots\dots(IV)$$

$$\text{Para Ha} = 1.32 \text{ m} \quad (1.32)^{1.57} = 1.546 \quad (1.32)^{2.37} = 1.93$$

$$Q = 2.40 \times 1.546 - 0.09049 \times 1.93 - 0.0048 = 3.7104 - 0.1746 - \\ - 0.0048$$

$$Q = 3.531 \neq 3.471 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para Ha} = \underline{1.31} \text{ m} \quad (1.31)^{1.57} = 1.528 \quad (1.31)^{2.37} = 1.898$$

$$Q = 2.40 \times 1.528 - 0.0024 \times 1.644 - 0.0048 = 3.6072 - 0.1712 - 0.0048$$

$$Q = 3.4907 \hat{=} 3.471 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } K = 1.75 \text{ m } (1.75)^{0.615} = 1.579 \text{ m} = 4.316$$

$$n = 1.593$$

$$Q = 4.316 \text{ Ha}^{1.593} - 0.1426 \text{ Ha}^{2.37} - 0.0076 \dots\dots\dots (V)$$

$$\text{Para } Ha = 0.90 \text{ m } (0.90)^{1.593} = 0.6455 \text{ (0.9)^{2.37}} = 0.779$$

$$Q = 4.316 \times 0.6455 - 0.1426 \times 0.779 - 0.0076 = 3.6491 - 0.1112 - 0.0076$$

$$Q = 3.5303 \hat{=} 3.471 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } Ha = 0.89 \text{ m } (0.89)^{1.593} = 0.6305 \text{ (0.89)^{2.37}} = 0.7585$$

$$Q = 4.316 \times 0.6305 - 0.1426 \times 0.7585 - 0.0076 = 3.5244 - 0.1083 - 0.0076$$

$$Q = 3.4085 \hat{=} 3.471 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } K = 2.00 \text{ (2.00)^{0.615}} = 1.7593 \quad m = 4.968$$

$$n = 1.599$$

$$Q = 4.968 \text{ Ha}^{1.599} - 0.1592 \text{ Ha}^{2.37} - 0.0065 \dots\dots\dots (V)$$

$$\text{Para } Ha = 0.83 \text{ m } (0.83)^{1.599} = 0.742 \text{ (0.83)^{2.37}} = 0.6428$$

$$Q = 4.968 \times 0.742 - 0.1592 \times 0.6428 - 0.0065 = 3.6862 - 0.1023 - 0.0065$$

$$Q = 3.5754 \hat{=} 3.471 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } Ha = 0.82 \text{ m } (0.82)^{1.599} = 0.725 \text{ (0.82)^{2.37}} = 0.6251$$

$$Q = 4.968 \times 0.725 - 0.1592 \times 0.6251 - 0.0065 = 3.6167 - 0.0993 - 0.0065$$

$$Q = 3.5067 \hat{=} 3.471 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } Ha = 0.81 \text{ m } (0.81)^{1.599} = 0.714 \text{ (0.81)^{2.37}} = 0.607$$

$$Q = 4.704 \times 0.714 - 0.1592 \times 0.07 - 3.0085 \times 3.3411 - 0.0960 - 0.0089$$

$$Q = 3.442 \approx 3.471 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Las pérdidas de carga, se calcularán de acuerdo con las gráficas de la pag. 6 del Memorándum Técnico mencionado.

V	S	H _a	H _b	L	dn+L+hun	-H _a -h _{ua}	e
2.00	70	0.81	0.507	0.25	1.57	1.043	0.527
1.75	70	0.89	0.623	0.30	1.59	1.143	0.447
1.50	70	0.99	0.693	0.34	1.63	1.268	0.362
1.25	70	1.12	0.764	0.39	1.68	1.433	0.247
1.00	70	1.31	0.917	0.45	1.74	1.668	0.072

Por ser un gasto pequeño y el grado de suersión no mayor que 0.70 para descarga libre; es correcto aplicar Bernoulli de (1) - (2)

$$dn + hun + L = e + H_a + h_{ua} \quad \therefore e = dn + hun + L - H_a - h_{ua}$$

Los valores de (e) se encuentran tabulados.

Aplicando Bernoulli de (2) - (3)

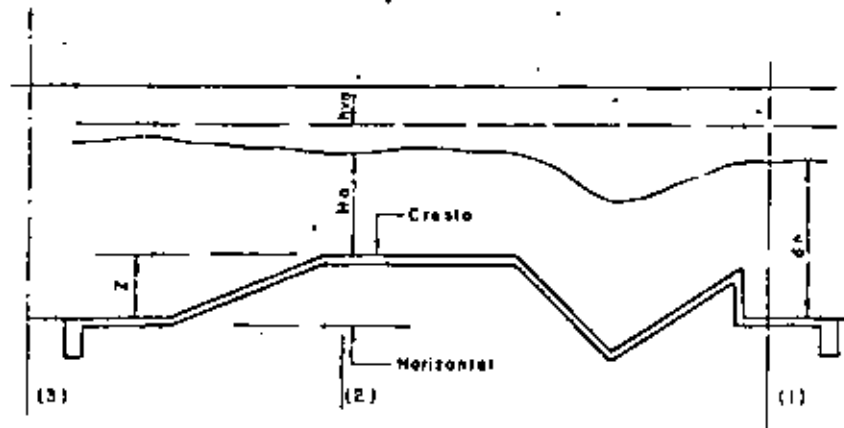
$$H_a + h_{ua} + Z = dn + hun \quad \therefore Z = dn + hun - H_a - h_{ua}$$

dn	hun	dn+hun	V	-H _a -h _{ua}	Z	$\Delta = L = e - Z$
1.25	0.04	1.29	2.00	- 1.043	0.247	0.28
1.25	0.04	1.29	1.75	- 1.143	0.147	0.30
1.25	0.04	1.29	1.50	- 1.268	0.022	0.34
1.25	0.04	1.29	1.25	- 1.433	- 0.143	0.39
1.25	0.04	1.29	1.00	- 1.668	- 0.378	0.45

Comparando resultados obtenemos:

$\Delta = L$ el valor de Z = 0.247 que se puede tomar como el mejor funcionamiento del medidor.

ALTURA DE LA CRESTA



Pérdida de carga $p = 0.28$ para $V = 2.00$ m $S = 0.07$

$Q = 3.475$ m³/seg

Aproximadamente, $H_a + Z = d + p$ $\therefore Z = d + p - H_a$ (1)

$H_a = 0.81$ m $d = 1.25$ m $p = 0.28$ m

$Z = 1.25 + 0.28 - 0.81 = 0.72$ m

Aplicando Bernoulli

$d_n + h_{un} + p = Z + H_a + h_{ua}$ $\therefore Z = d_n + h_{un} + p - H_a - h_{ua}$

Por Δ s semejantes

$$C = \frac{D - V}{2} = \frac{2.87 - 2.00}{2} = 0.435$$

$$\frac{2}{3} B = \frac{2 \times 2.18}{3} = 1.453$$

$$\frac{C}{B} = \frac{m}{\frac{2}{3} B} \therefore m = \frac{C \times \frac{2}{3} B}{B}$$

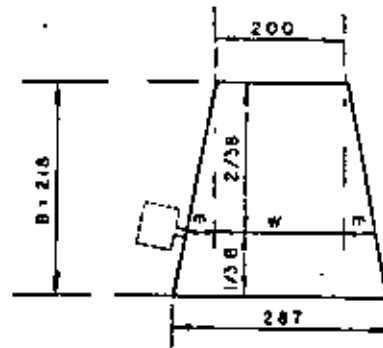
$$m = \frac{0.435 \times 1.453}{2.18} = \frac{0.632}{2.18} = 0.2899 \text{ m} \approx 0.29 \text{ m}$$

$$\text{Base} = V + 2m = 2.00 + 0.29 \times 2 = 2.58 \text{ m}$$

$$\text{Area} = H_a (2m + V) = 0.81 \times 2.58 = 2.09 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad} = \frac{Q}{A} = \frac{3.475}{2.09} = 1.662 \text{ m/sec}$$

$$\text{Carga de velocidad} = \frac{v^2}{2g} = \frac{1.662^2}{19.62} = 0.14 \text{ m}$$



$$Z = d_n + h_{un} + p - H_a - h_{ua} = 1.25 + 0.04 + 0.26 - 0.01 - 0.14 =$$

$$Z = 1.57 - 0.95 = 0.62 \text{ m}$$

Aplicando Bernoulli de (2) - (3)

$$H_a + h_{ua} + Z = d_e + h_{ue} \text{ sin tomar pérdidas por transición.}$$

Valor del primer miembro de la ecuación.

$$H_a + h_{ua} + Z = 0.61 + 0.14 + 0.62 = 1.57 \text{ m}$$

Se dan valores de (de)

$$\text{Si } d_e = 1.55 \text{ m}$$

$$\text{Area} = 1.33 \times 1.55 + 1.5 \times \frac{1.55^2}{2} = 2.092 + 3.003 = 5.695 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{3.475}{5.695} = 0.61 \text{ m/sec} \quad h_{ue} = \frac{v^2}{2g} = \frac{0.3721}{19.62} = 0.0189 \text{ m}$$

$$\approx 0.02 \text{ m}$$

$$d_e + h_{ue} = 1.55 + 0.020 = 1.57 \text{ m} = 1.57 \text{ m}$$

$$\text{Remanso} = 1.57 - d_n - SL = 1.57 - 1.25 - 0.015 = 0.305 \text{ m}$$

$$\text{Bordo libre} = 50 - 30.5 = 20 \text{ cm}$$

Como queda el proyecto, se remansa $30.5 - 28 = 2.5 \text{ cm}$

Para la elaboración de la curva de gastos en el Medidor Parshall se procede a dar valores de $H_a = 0.05 \text{ m}$ hasta $H_a = 1.20 \text{ m}$ variándolos de 0.05 m en 0.05 m , para $L = 2.00 \text{ m}$ en la fórmula - -

$Q = 4.906 H^{1.547}$ y cuyos valores aparecen en la tabla del plano N^o 2110-C-315 para distintas subersiones.

III. ESTRUCTURAS AFORADORAS QUE FUNCIONAN COMO ORIFICIO.

En este tipo de estructuras el agua fluye a través de una sección de control, operada por medio de una compuerta que permite regular la carga "H" con que trabaja el orificio.

a) Estructura Aforadora Tipo Mayo.

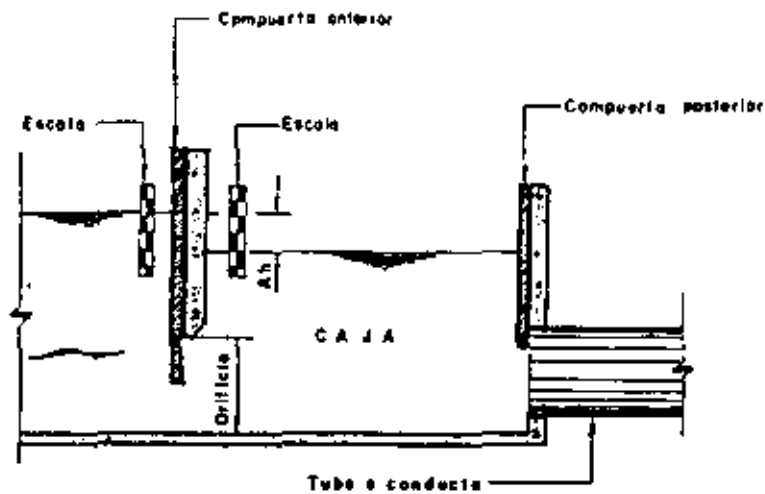
Consiste en una sección de control, construida en la sección transversal de la regadera, donde se instala una compuerta deslizante para provocar que trabaje como orificio ahogado, determinando el gasto que pasa de acuerdo con la carga existente, la cual se mide en las escalas colocadas como se indica en el diagrama anexo, y de la abertura de la compuerta.

La velocidad de llegada en la estructura debe ser despreciable a fin de cuantificar correctamente los gastos. La precisión en el aforo depende de la correcta determinación de las cargas, y solamente se logra lo anterior contando con una persona con suficiente experiencia como aforador. Otro inconveniente que presenta este tipo de estructura es que el usuario puede abrirla o cerrarla a su arbitrio, excepto cuando se le coloca un candado.

En caso de trabajar como vertedor, requiere de una carga que muchas veces no se puede proporcionar; el ahogamiento debe evitarse y la ventilación del chorro debe ser buena para que la medición sea correcta.

Las dimensiones de la estructura y las tablas de gastos para diferentes cargas y aberturas se indican en los diagramas anexos.

b) Estructura Aforadora de Carga Constante.



Consiste en una caja construida a la entrada de la boca-toma, en la cual se colocan dos compuertas: una controla el paso del agua del canal a la caja y se denomina "compuerta anterior"; la otra, llamada "compuerta posterior", controla el paso del agua de la caja a la tubería o conducto que la conduce al canal o a la regadera.

Este tipo de estructura permite medir gastos hasta de -- 2 000 lt/seg. Con objeto de medir los niveles del agua dentro y fuera de la caja, se colocan dos escalas: una aguas arriba de la compuerta anterior y la otra aguas abajo de la misma, dentro de la caja.

La operación de la estructura consiste en lo siguiente: estando ambas compuertas cerradas, se abre la compuerta anterior una abertura tal que pueda proporcionar el gasto necesario, de acuerdo con las tablas que se adjuntan; teniendo la compuerta anterior la abertura adecuada, se abre la compuerta posterior hasta que la diferencia de lecturas en las escalas sea igual a la pérdida de carga necesaria " h" para proporcionar el gasto necesario. Esta pérdida de carga debe mantenerse durante la operación de la estructura, y es de 6 cm para gastos hasta de 500 lt/seg y de 10 cm para gastos mayores.

En el plano que se anexa se presentan dimensiones y forma de instalación de estructuras de carga constante para diferentes

gastos.

Para el correcto funcionamiento de la estructura es necesario respetar las dimensiones indicadas, así como los tirantes mínimos establecidos en el canal de derivación.

Las ventajas que presenta la estructura aforadora de carga constante son las siguientes:

1. Se requiere poca carga para su operación.
2. Tiene poco rango de variabilidad de gastos.
3. Las pérdidas de carga en la estructura son pocas.

Como desventajas se pueden mencionar las siguientes:

1. La afectan las condiciones de entrada y salida, así como las propias dimensiones de la caja.
2. La compuerta anterior debe tener un EOX de ahogamiento.
3. El régimen en el canal se debe mantener sin muchas fluctuaciones.

IV. ESTRUCTURAS QUE FUNCIONAN EN FORMA COMBINADA.

Dentro de este grupo podemos enclavar algunas de las aforadoras antes descritas (Aforadora Tipo "Celaya", "Venturi", "Mayo"), y a la aforadora tipo modular.

TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA AFORADORA "TIPO MODULAR"

Las estructuras aforadoras "Tipo Modular" o "Módulos", - diseñadas para tomas granja, se utilizan para proveer gastos constantes controlables en los canales y en las tierras.

El gasto es proporcionado en cualquier cantidad requerida abriendo o cerrando la combinación de compuertas de diferentes tamaños. Una vez que el módulo tiene su candado para una abertura dada, el gasto permanece constante aunque los niveles del agua varíen cierta cantidad arriba o abajo del nivel normal de operación.

Aforador Venturi de gasto constante

Por José Antonio MAZA ALVAREZ *

Wilfredo ZAMBRANA PENALOZA **
Ings. Civiles.



Trabajo presentado al VII Congreso de la Comisión Internacional de Riego y Drenaje, celebrado en la ciudad de México en abril de 1969 y al III Congreso Latinoamericano de Hidráulica celebrado en Buenos Aires en noviembre de 1968.

RESUMEN

LA Secretaría de Recursos Hidráulicos tiene, desde 1966, el propósito de modificar el sistema de cobro del servicio de Riego que se da a los usuarios.

Esta forma de distribución del agua da motivo a que los agricultores no cuiden el volumen que se consume en sus parcelas, a pesar del asesoramiento técnico que les brinda la propia Secretaría a través de su Departamento de Ingeniería de Riego y Drenaje.

La modificación propuesta al sistema administrativo de los servicios de riego, consiste en cobrar el riego por volumen.

Esta modificación, trae consigo la tarea de construir un gran número de estructuras aforadoras a nivel de usuario en cada Distrito de Riego. Estas estructuras deberán ser fáciles de construir, que provoquen poca pérdida de carga, tener bajo costo y ser de operación sencilla.

El Laboratorio Hidráulico, recibió la recomendación de ensayar los dispositivos aforadores que mejor se adaptaran a la resolución de ese problema.

Las pruebas en el Laboratorio, se orientaron desde un principio a alcanzar dos finalidades: primero, a diseñar y adaptar una estructura aforadora que instalada en la gran variedad de canales en los Distritos de Riego, funcionara con buen grado de exactitud en la medida del gasto y segundo, a diseñar un dispositivo que funcionando como

módulo, absorbiera las variaciones de los niveles de la superficie libre del agua en los canales, para descargar un gasto más o menos constante, dentro de los límites aceptados por la administración de los Distritos de Riego.

Se ensayó un aforador Venturi rectangular y se comprobó que se adaptaba muy bien a las necesidades del primer punto del programa.

Para cumplir con el segundo punto, se adaptó una pantalla al extremo del estrechamiento de la estructura.

La abertura de la pantalla convenientemente calibrada permite limitar el paso de la corriente. Cuando los niveles del agua son bajos, el escurrimiento es a superficie libre, para después, al subir el nivel del agua y tocar el labio inferior de la compuerta, cambiar bruscamente, a escurrimiento de orificio. De esta manera, se obtiene un incremento grande de carga para casi el mismo gasto.

La pantalla puede, además de calibrar los gastos, servir de compuerta de la estructura.

ANTECEDENTES

En la mayoría de los Distritos de Riego, el servicio de riego se da por cuota fija —hectárea riego— que debe ser cubierta por los agricultores beneficiados.

Este servicio administrativo da, a veces, motivo a que los usuarios no tomen las medidas necesarias para evitar desperdicios del agua.

Desde el año de 1966, las autoridades superiores de la Secretaría recomendaron el cambio de esta forma de servicio y dieron instrucciones para que se empezara a organizar el cobro de cuotas por volumen de agua utilizado en cada riego. Con est

* Ing. Jefe del Departamento de Ingeniería Experimental de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

** Ing. Encargado de los Estudios de Irrigación del Laboratorio Hidráulico de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

fin, se encomendó al Laboratorio Hidráulico de la Secretaría de Recursos Hidráulicos el ensayo de algunos dispositivos aforadores que fueran útiles a los Distritos de Riego.

Los Distritos operan, en las últimas ramificaciones de los canales, con gastos que varían entre 1 y 200 l s. Es ahí donde deberán instalarse las estructuras aforadoras para conocer el volumen entregado al usuario y así calcular la cuota correspondiente.

Por otra parte, en la operación de los canales se presenta la dificultad de mantener el agua a niveles constantes, ya que la práctica del riego obliga a abrir y cerrar las compuertas de las obras de toma a intervalos irregulares, lo que provoca fluctuaciones de alguna consideración en los niveles del agua, de tal manera que, aunque se disponga de un sencillo dispositivo de aforo, la determinación del volumen total del agua utilizada en el riego de una parcela, no es muy precisa, a menos que, mientras dure el riego se practiquen dos o más observaciones en la medida del gasto.

La localización de los puntos de aforo frente a parcelas de cultivo, cuyas áreas forman lotes de aproximadamente 5 Ha., obligará a que se construya un gran número de estructuras. Es por ello

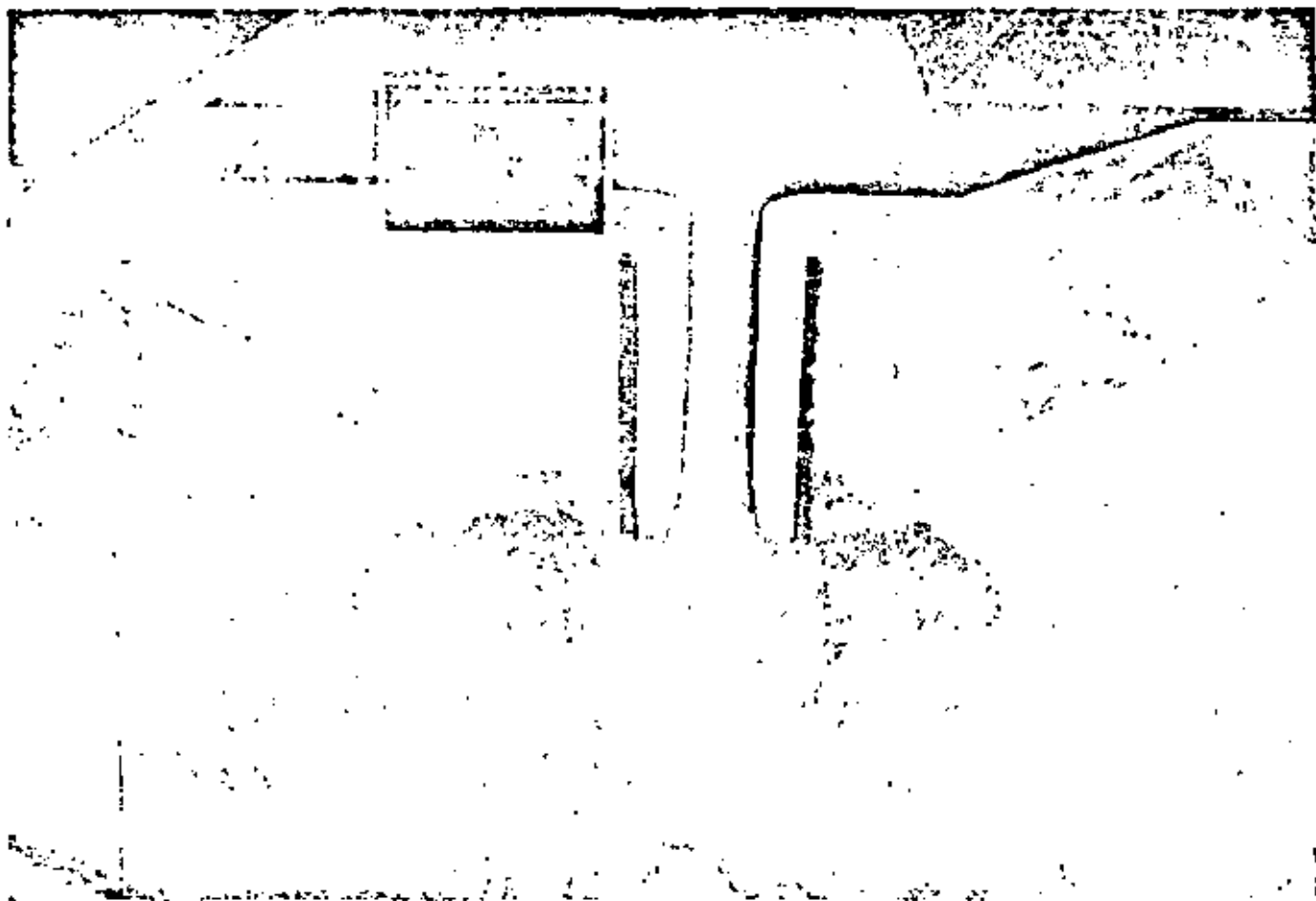
que deberán ser de diseño sencillo, de bajo costo de construcción y de fácil manejo y conservación.

La medida del gasto, dentro del mecanismo administrativo de los Distritos de Riego, es tal que no exige una gran exactitud y puede aceptar en la práctica de los aforos, desviaciones hasta más o menos 10 por ciento del gasto real.

En el Laboratorio Hidráulico se proyectaron algunos diseños de estructuras aforadoras y se hicieron varios ensayos sobre los mismos. Estos ensayos se orientaron a la obtención de un dispositivo sencillo que pudiera ser construido con materiales prefabricados para abatir los costos y cuyo funcionamiento permitiera, por un lado, aforar con exactitud el gasto y por otro, limitar o estabilizar el gasto entregado a los usuarios, aun cuando el agua en los canales sufriera variaciones en sus niveles.

ENSAYOS EN EL LABORATORIO

Entre las estructuras ensayadas, la que mostró ser la más conveniente es la llamada "Venturi" que se muestra en la figura Núm. 1. Consiste en un estrechamiento practicado en el canal, capaz de provocar el tirante crítico en la corriente: el es-



Funcionando como sección de control. Vista hacia aguas arriba

estrechamiento es de sección rectangular formado por dos paredes laterales de longitud igual a tres veces el ancho del estrechamiento; su parte inicial se forma con un segmento de círculo y las paredes terminan con un ensanchamiento brusco para empotrarse en los taludes del canal.^{1,2}

Los primeros ensayos se hicieron en un aforador de 13.3 cm. de ancho construido en un canal rectangular con ancho de plantilla de 40 cm.

$r = \frac{b}{B} = \frac{1}{3}$. La longitud del aforador es igual a 3 b.

La estructura fue construida de mampostería de ladrillo aplanado de cemento y en ella se hicieron las siguientes pruebas:

- Se obtuvo su curva de gastos.
- Se fijó el límite máximo de ahogamiento que no altera el gasto extraído.
- Se probaron distintos tipos de rugosidad en las paredes de la estructura.

Cabe mencionar que cuanto se describe en este trabajo se refiere a corrientes de baja velocidad, donde las cargas de velocidad son mínimas y que por tanto no se toman en cuenta.

La curva de gastos obtenida es del tipo parabólico semejante al de las estructuras de sección de control, ya que la estructura hace que la corriente pase de régimen tranquilo, aguas arriba, a rápido, al final de la contracción.

La curva de gastos para este dispositivo aforador se muestra en la figura Núm. 2.

Los resultados obtenidos con esta estructura de 13.3 cm. fueron tomados como base para diseñar dispositivos con otros anchos, aplicando la teoría de la similitud.

Durante los ensayos se observó que la estructura permitía grandes variaciones en el nivel del agua después del estrechamiento sin que se alterara la descarga ni la elevación del agua en el canal de aguas arriba. Después de una serie de pruebas para diferentes gastos se determinó que el límite del funcionamiento de la estructura hasta donde la descarga puede considerarse libre, es la

relación $\frac{d}{H} = 0.70$, es decir, que la descarga no

varía mientras el tirante de aguas abajo sea menor al 70 por ciento del tirante de aguas arriba. (Véase la figura Núm. 1.)

Se determinaron curvas de gastos para diferentes condiciones de ahogamiento hasta llegar a valores del 95 por ciento. Los resultados obtenidos no se presentan en este trabajo por considerarlos de un interés secundario, sin embargo están a disposición de quien los solicite. El presente trabajo sólo describe el funcionamiento de la estructura

¹ Charles Jaeger *Engineering Fluid Mechanics*. Blackie and Son Limited, Londres, 1961.

² Alfredo Carrillo Roura, Celestino Martínez Pérez *Uso del Aforador Bulloffet en régimen supercrítico*. II Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Caracas, julio, 1966.

con ahogamientos menores o igual al 70 por ciento.

El hecho de que este aforador permita un ahogamiento tan grande sin alterar el valor del gasto es de gran utilidad, principalmente en los Distritos de Riego muy planos, donde los canales tienen pendientes muy bajas y no admiten la instalación de estructuras que provoquen fuertes pérdidas de carga.

Como estos dispositivos aforadores serán construidos en el campo bajo distintos tipos de supervisión y utilizando diversos materiales, se estudió en el laboratorio la variación que podía sufrir el gasto, debido a diferentes rugosidades de las paredes del aforador. Se probaron estructuras de cemento muy lisas, cuya rugosidad absoluta, se estimó en $r = 0.0002$ m., otras con acabado muy rugoso, $r = 0.002$ m., así como otras construidas con lámina de acero $r = 0.00001$. Se comprobó que la rugosidad dentro de los límites estudiados no afectaba el valor del gasto.

Después de las pruebas con el aforador de 13.3 cm. de ancho que sólo alcanzaba a aforar en forma práctica únicamente gastos menores de 25 l/s. se procedió a construir otras tres estructuras que abarcaran rangos hasta de 200 l/s. en el aforo. Las dos primeras de mampostería de ladrillo recubiertas de cemento con acabado normal y anchos de 20 y 40 cm., respectivamente; la tercera fue hecha de lámina de acero y ancho de 30 cm.

El aforador de 20 cm. de ancho se colocó en un canal trapecial con taludes 1.5:1 y sus transiciones se hicieron con radio de 20 cm. El de 40 cm. se instaló como toma lateral de un canal con iguales características, pero su transición se hizo con un radio de 10 cm.; el de lámina de acero fue colocado con la misma posición que el primero y su radio de transición se escogió de 30 cm.

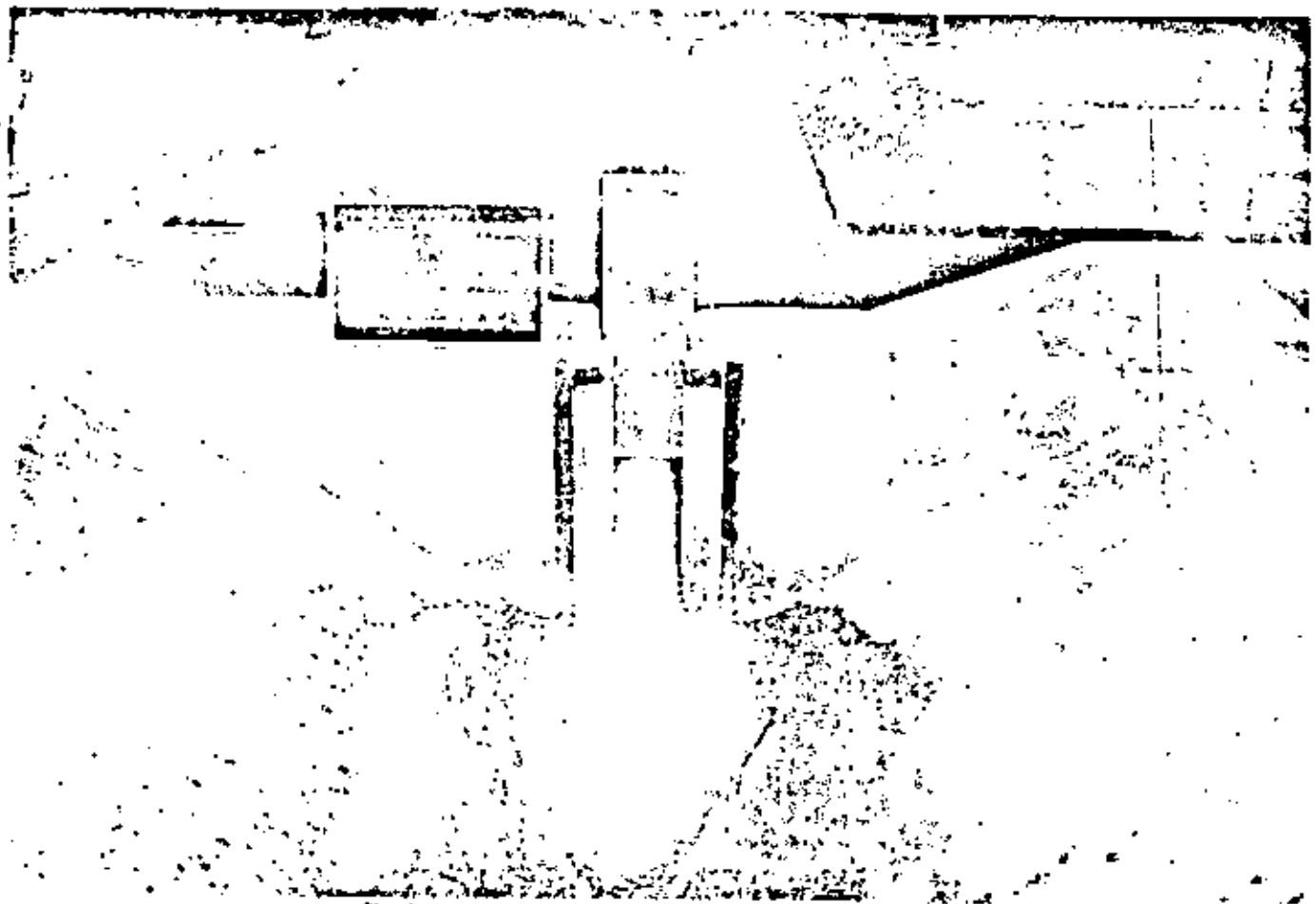
Como ya se mencionó, a partir de los resultados obtenidos con el aforador de 13.3 cm. y aplicando las leyes de similitud, se obtuvieron las curvas de gastos de las 3 nuevas estructuras. Estos resultados se compararon con los valores reales obtenidos durante las pruebas en dichas estructuras y se comprobó, como pueden verse en las figuras 3 y 4 que la descarga no es afectada por el radio de transición, ni por la rugosidad de las paredes ni por el ancho del canal en que estén colocados, ni por su posición relativa respecto al eje del canal, es decir, si están alineados o perpendiculares a él. Tampoco influyó el que estuvieran colocadas en un canal trapecial o rectangular.

Con todos los valores obtenidos en los aforadores, se obtuvo la ecuación general para la determinación del gasto, igual a

$$Q = 0.525 b H^{3/2} \sqrt{g} \dots \dots (1)$$

Se comprobó también que esta expresión es válida en cualquier aforador siempre y cuando el tirante aguas abajo sea igual a 0.7 del tirante de aguas arriba (ahogamiento del 70 por ciento).

Cuando la instalación de estas estructuras hace en un canal de pendiente muy peque-



Funcionando como orificio. Visto hacia aguas arriba

es probable que el porcentaje de ahogamiento $\frac{d}{H}$ sea mayor de 0.7, con lo que la curva de gastos estudiada aquí, se altera. Para reducir el valor de $\frac{d}{H}$ por debajo de 0.7 debe construirse el aforador sobre un escalón colocado en la plantilla cuya longitud sea igual al del aforador y cuya altura sea igual a la diferencia ($d - 0.7 H$). La ecuación propuesta no se altera sensiblemente a pesar del escalón ya que en la práctica, el canal se azolva rápidamente aguas arriba del escalón.

REGULADOR DE GASTO CONSTANTE

Al aforador ya descrito se le hicieron diversas adaptaciones para obtener una estructura que permitiera extraer un gasto constante dentro de un error de más o menos 10 por ciento, a pesar de que hubieran variaciones del nivel del agua en el canal de aguas arriba.

La adaptación más simple, que dio resultados más satisfactorios, consistió en la colocación de una pantalla al final del estrechamiento. Con esta pantalla se logra que la corriente que fluye como escurrimiento a superficie libre cambie a escurrimiento a través de un orificio en cuanto la superficie libre del agua toca el labio inferior de la pantalla.

Como es sabido, el cambio señalado en el tipo de escurrimiento, da lugar a curvas de gastos con una fuerte inflexión, ya que el funcionamiento como orificio tiene la característica de que al incrementar la carga, los incrementos en gasto son mucho menores que los correspondientes a escurrimientos a superficie libre.

La mejor posición de la pantalla se fijó a 0.5 b del extremo de aguas abajo del estrechamiento. Se llevó a cabo un ciclo de ensayos para determinar las curvas de gastos de las estructuras con anchos de 13.3, 20 y 40 cm. para diferentes aberturas y se encontró que la carga podía variar un 30 por ciento sin que variara el gasto dentro del margen establecido. En la figura 5 pueden verse las curvas de gastos para la estructura de 20 cm., cuando se desean regular descargas de 50 y 100 l/s. Con todos los resultados registrados, se obtuvo la siguiente ecuación, cuando el funcionamiento es de orificio.

$$Q = 0.55 a b \sqrt{2gH} \dots \dots \dots (2)$$

Los valores del gasto dados por esta expresión son correctos mientras el tirante aguas abajo sea

menor de 0.5 veces al tirante de aguas arriba, es decir, que el ahogamiento sea menor del 50 por

$$\text{ciento } \frac{d}{H} = 0.5.$$

Una ventaja adicional obtenida con este tipo de estructuras es que, por ser móvil la pantalla, al hacerla de un espesor conveniente puede servir perfectamente como puerta y obturar completamente el paso del agua. Para que la pantalla sirva para regular distintos gastos y como obturador se necesita proveerla de algún mecanismo de fijación.

Después de obtener unas cuantas curvas, los ensayos y estudios se dirigieron a encontrar un procedimiento para obtener una abertura "a" que permitiera regular un gasto fijado de antemano.

Para determinar la abertura de la pantalla se hace lo siguiente: Se hace pasar por el aforador un gasto igual al 90 por ciento del gasto que se desea regular. Se baja la pantalla hasta que roce la superficie libre y la estructura funcione como orificio; a continuación se sube muy lentamente hasta que la vena líquida se desprenda de su borde inferior y nuevamente funcione a superficie libre. En ese momento se fija la pantalla y queda definida la abertura.

Para encontrar la abertura más apropiada de la compuerta, en la forma descrita, se requiere tener la estructura construida. Si se desea fijar una abertura en forma analítica y así tener una idea aproximada de su valor, se puede resolver el siguiente sistema de ecuaciones, en las que el valor "b" debe ser fijado de antemano.

$$Q = 1.06 b H^{3/2} \dots\dots\dots (3)$$

$$Q = 2.5 a b \sqrt{H} \dots\dots\dots (4)$$

En este sistema que no debe ser usado para encontrar curvas de gastos, se fija "Q" y "b" de antemano, se obtiene H en la ecuación superior para sustituirla en la inferior y de ella despejar "a".

En muchas ocasiones, cuando ya se tiene construida la estructura, puede conocerse el valor de H para el gasto que se desea modular, con la ayuda de su correspondiente curva de gastos de descarga libre y definir la abertura de la pantalla con la siguiente igualdad:

$$a = 0.365 H \dots\dots\dots (5)$$

El valor de "a" obtenido con la ayuda de las ecuaciones anteriores, difiere de las aberturas encontradas durante las pruebas en un 10 por ciento como máximo. Se recomienda, por tanto, fijar la abertura necesaria con la prueba descrita, aunque se puede usar la abertura obtenida analíticamente, para tener una idea aproximada de su valor.

Las ventajas de la estructura ensayada son:

- a) Se dispone de un aforador de gran exactitud cuando funciona a superficie libre.
- b) Se tiene un módulo de gasto constante cuando trabaja como orificio.
- c) Es muy sencilla de construirse y calcularse.
- d) Soporta grandes ahogamientos que no alteran sus curvas de gastos. (El ahogamiento máximo como aforador es de 0.7 H y como orificio 0.5 H.)
- e) No influye el ancho del canal en que está colocado, siempre y cuando éste sea mayor de 3 veces el estrechamiento de la estructura.
- f) La rugosidad de las paredes de la estructura no afecta la descarga dentro del rango probado ($0.00001 < \epsilon < 0.002$ m).
- g) Es muy económica y no está patentada, por lo que su uso es totalmente libre.

CONCLUSIONES

Mediante la construcción de un estrechamiento en un canal es posible disponer de una estructura aforadora cuyo funcionamiento provoque una pérdida de carga relativamente baja y que no sea afectada en su descarga libre mientras los tirantes de aguas abajo no sean superiores a 0.7 del tirante de aguas arriba.

Al colocar, en esta estructura, una pantalla móvil a una distancia igual a 0.5 b del extremo de aguas abajo del estrechamiento, se dispone de una estructura reguladora de gasto constante con una aproximación del 90 por ciento.

Después de los ensayos realizados, se obtuvieron las ecuaciones generales para cada uno de los funcionamientos. La ecuación 1, escurriendo a superficie libre y la ecuación 2, funcionando como orificio.

Se ha indicado la forma de determinar la abertura "a" que permite regular un gasto prefijado, tanto experimentalmente en la estructura como analíticamente.

Las figuras 5 a 12 muestran las curvas de gasto que más uso pueden tener en los Distritos de Riego ya que cubren un rango amplio de anchos de plantilla en los canales.

Las figuras 13 y 14 muestran ejemplos de instalación de las estructuras, tanto en un canal de salida de una obra de toma, como en sustitución de la compuerta clásica en obras de toma.

Si se instalan estas estructuras en canales con velocidades de llegada que no sean despreciables, las curvas de gasto son válidas si al valor del tirante observado, se suma el valor de la carga de velocidad correspondiente.

El costo de construcción de esta estructura es muy variable, dependiendo del lugar y de los materiales empleados.

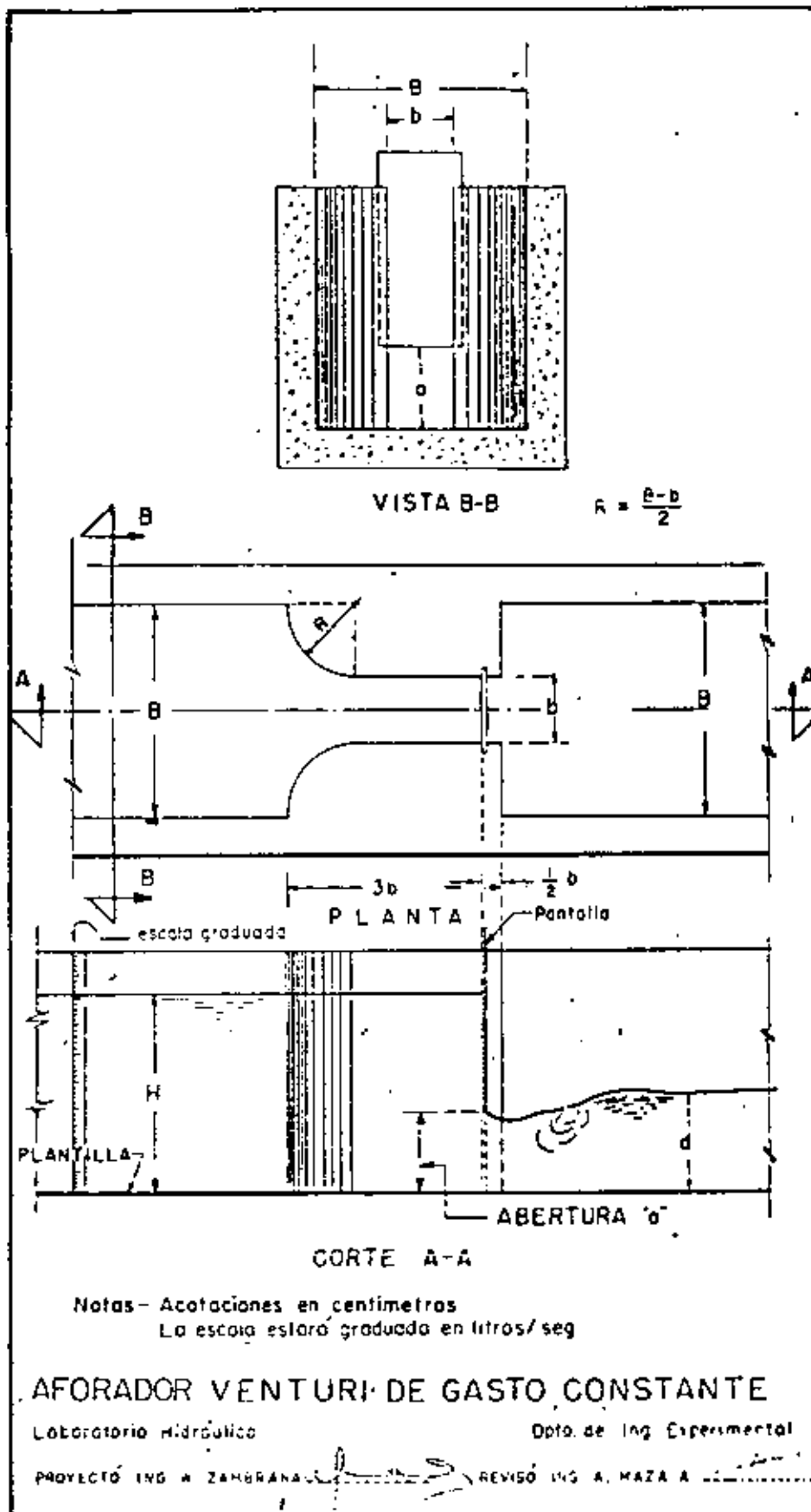


Figura Núm. 2

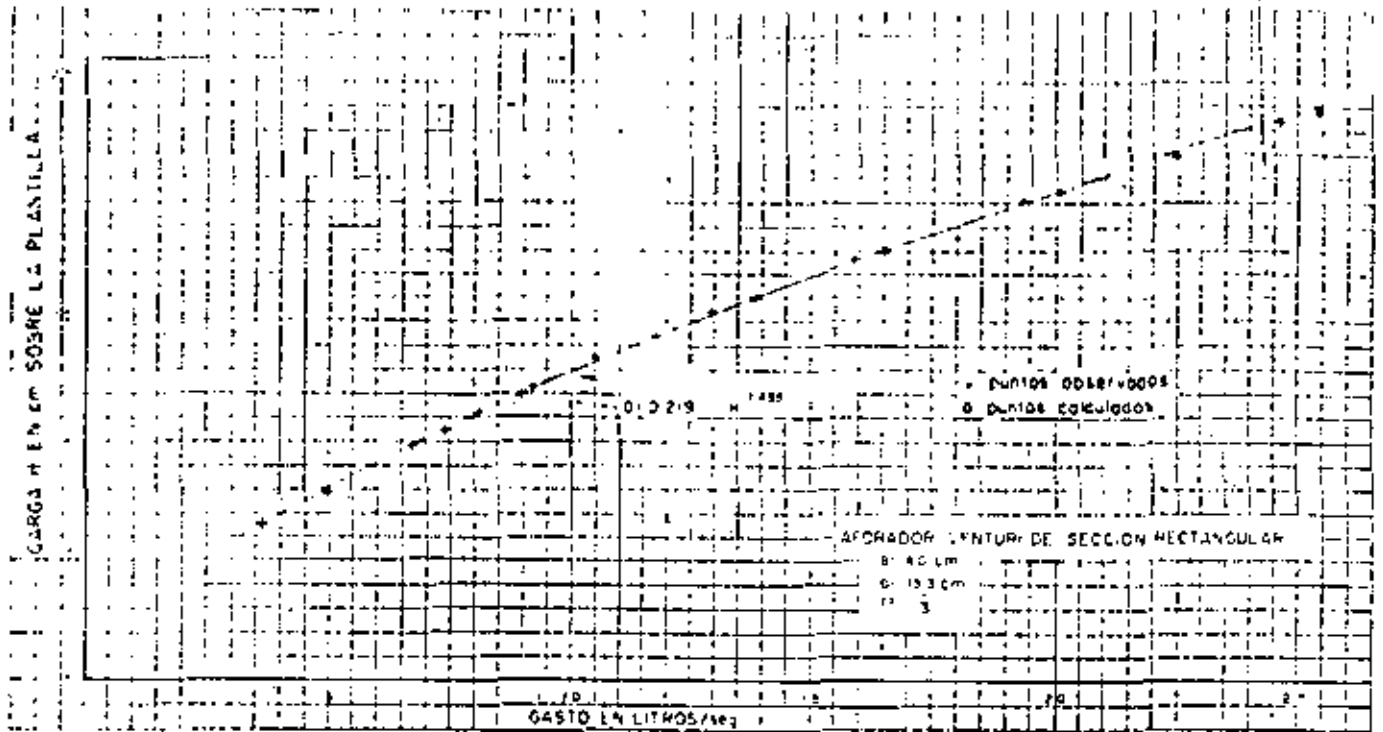
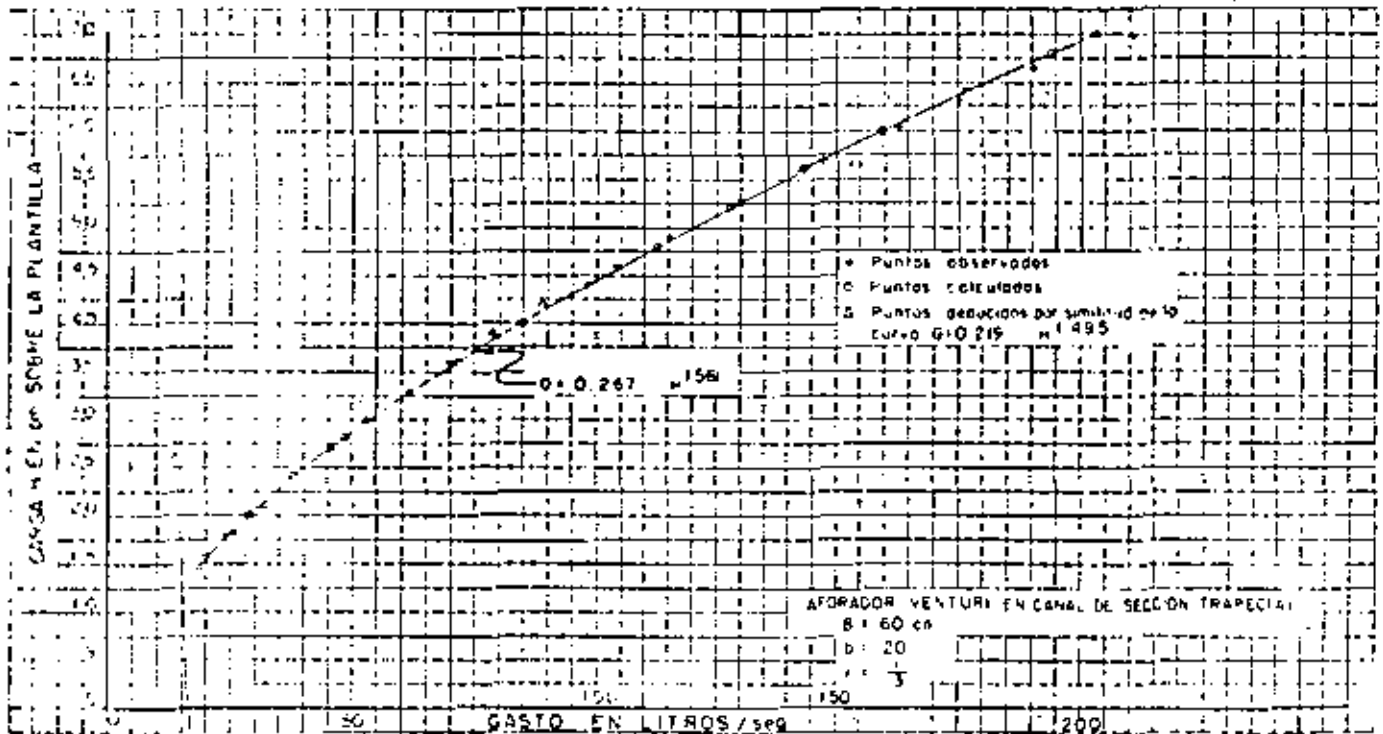


Figura Núm. 3



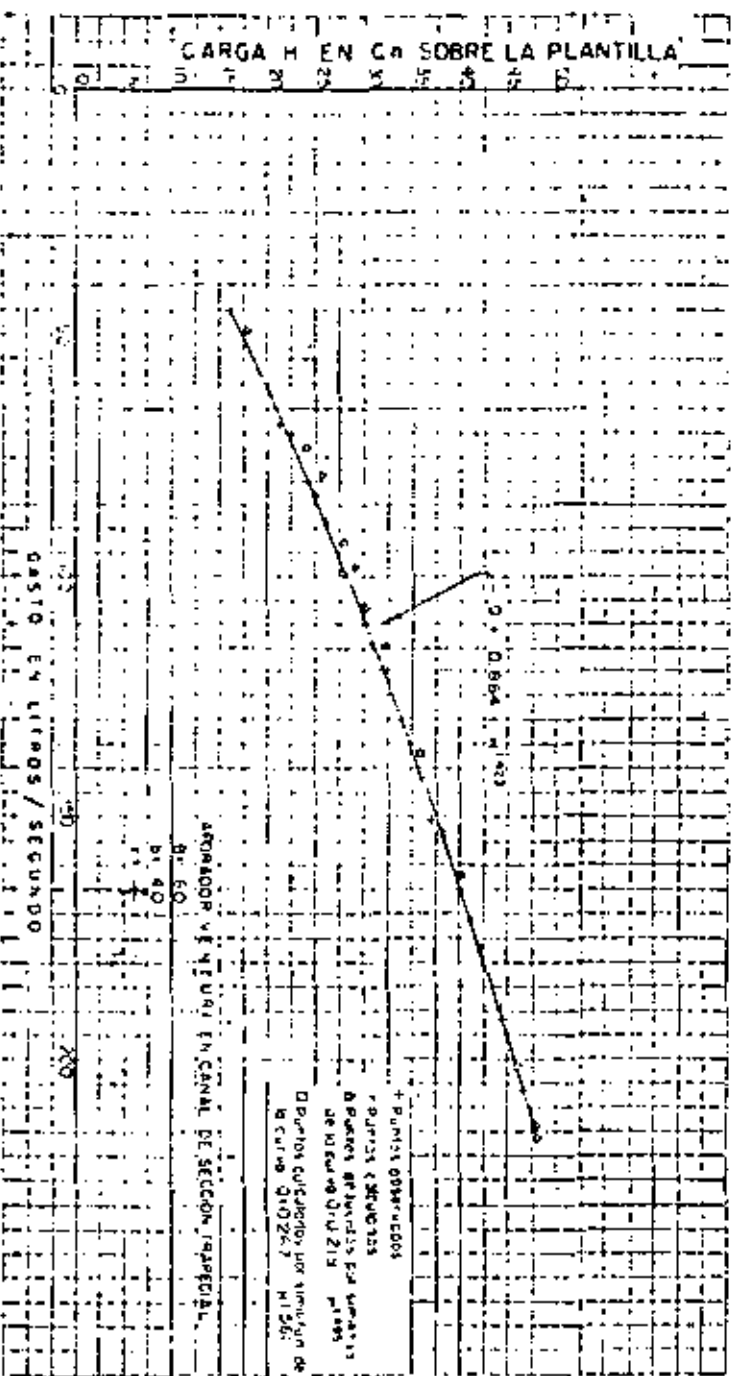
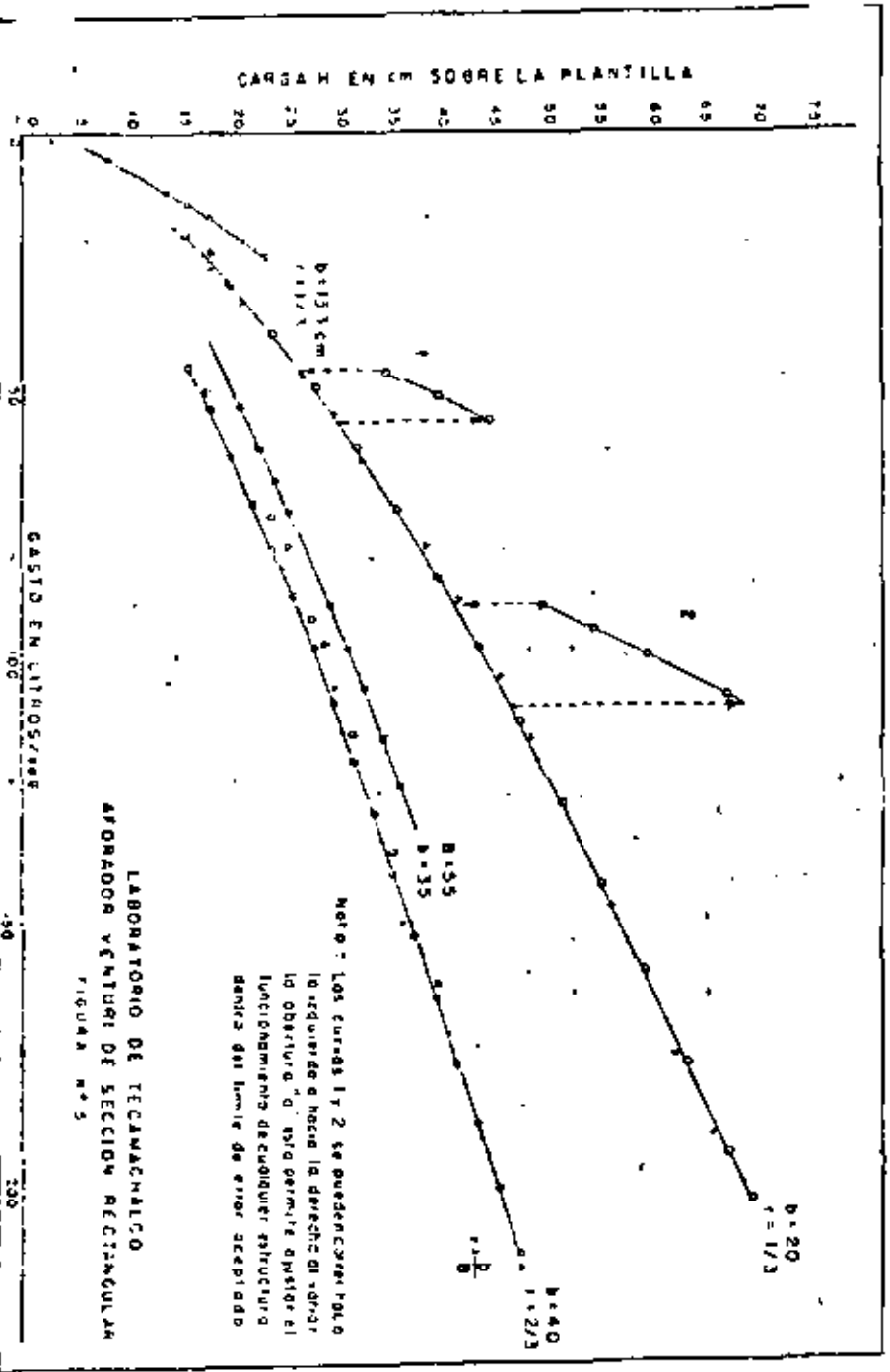
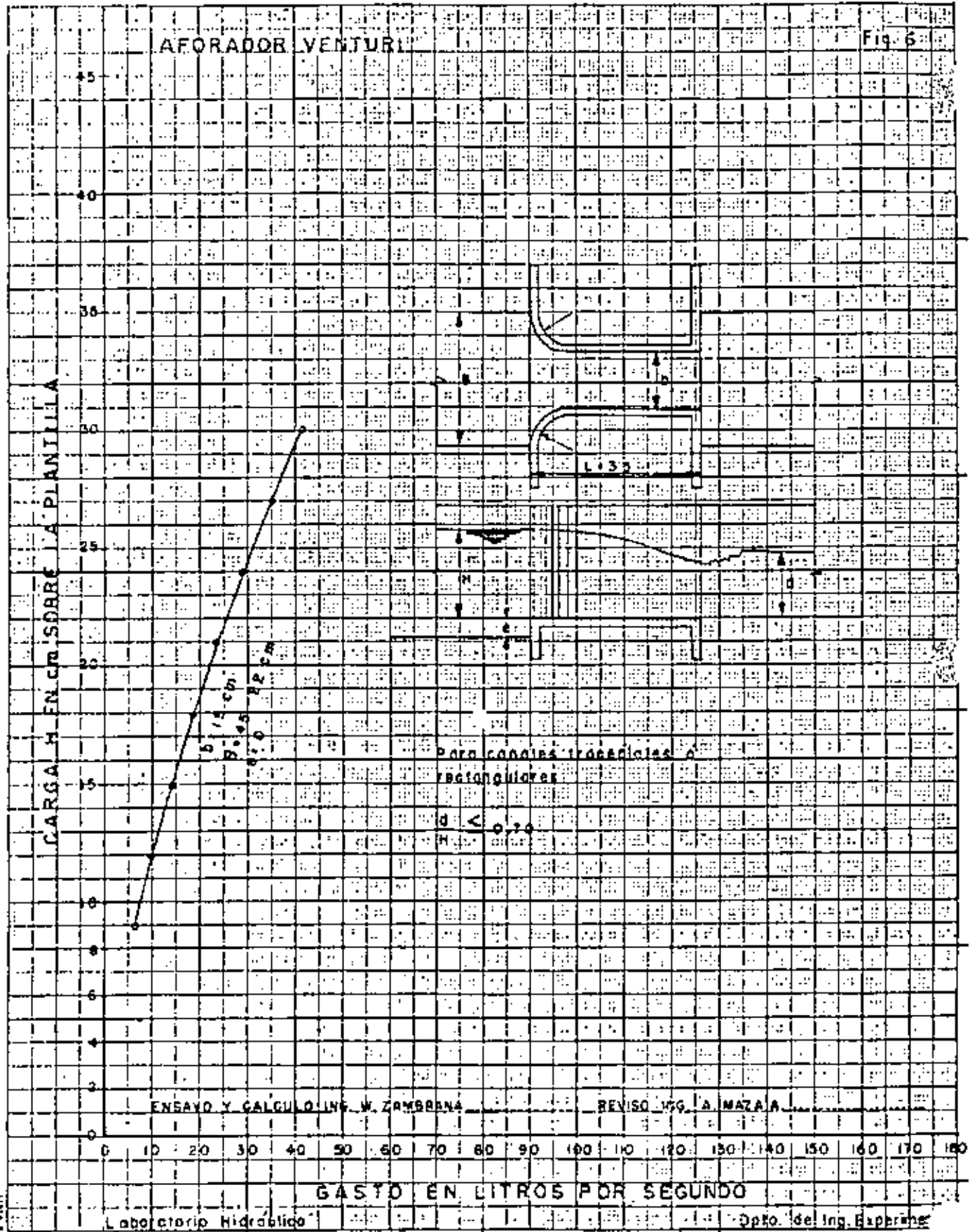
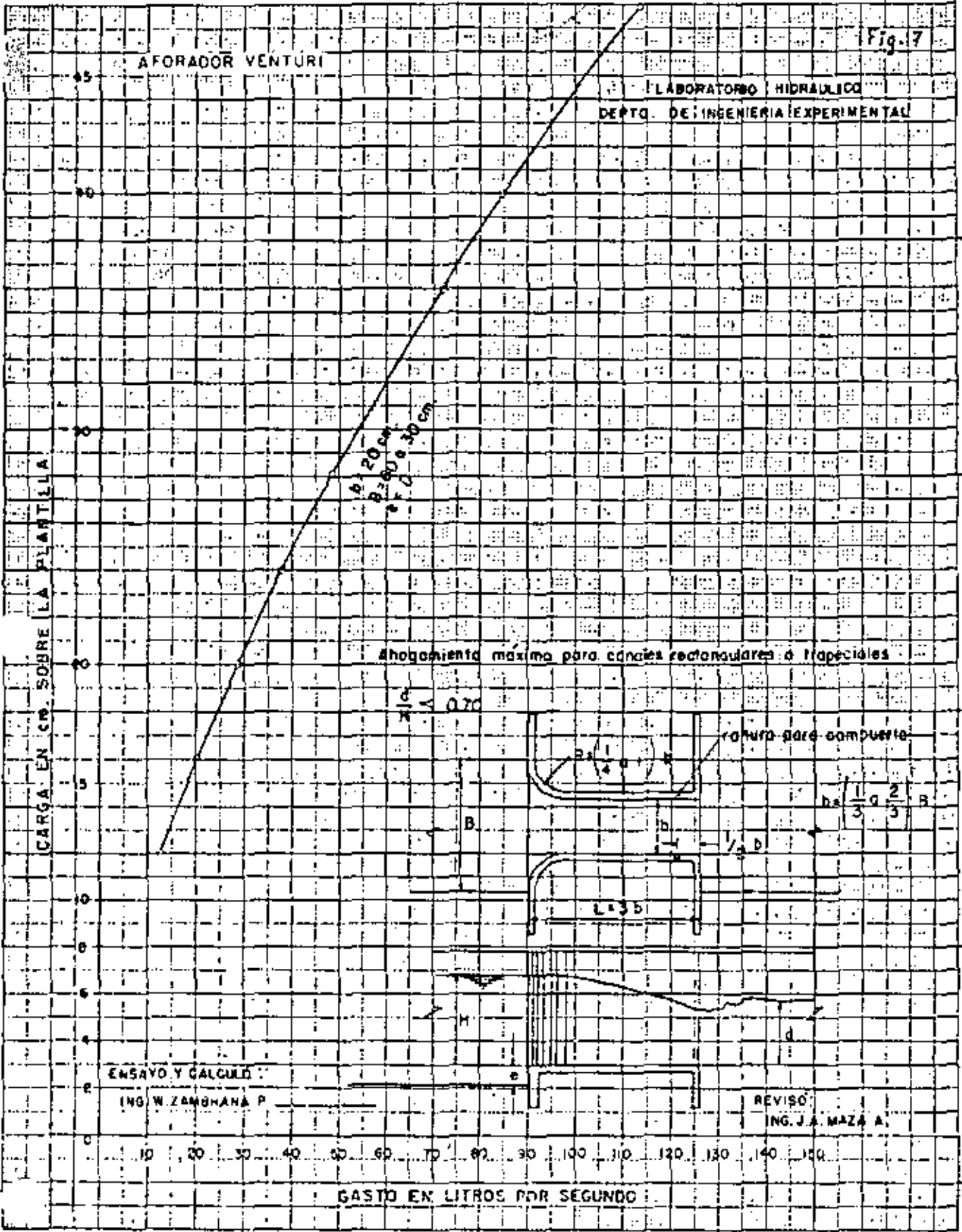
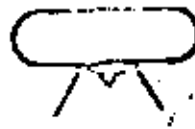


Figura Núm. 5





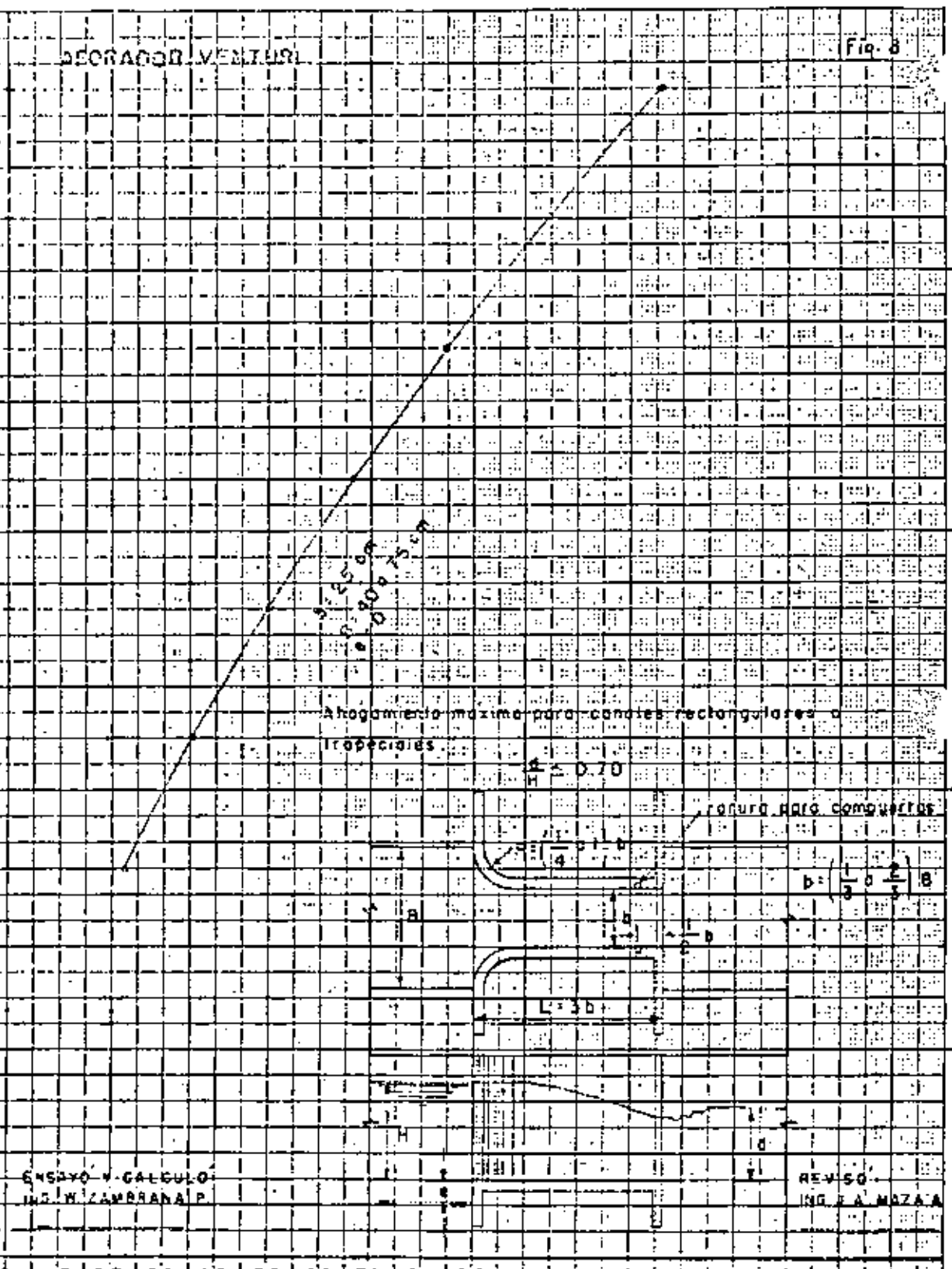


DECRADOR VENTURI

Fig. 8

CARGA H EN CM SOBRE LA PLANTILLA

45
40
35
30
25
20
15
10
8
6
4
2
0



Ahogamiento maximo para canales rectangulares o trapeciales

$$\frac{L}{3b} \leq 0.70$$

apertura para compuertas

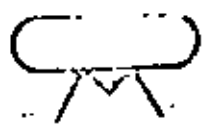
$$b = \left(\frac{1}{3} \text{ o } \frac{2}{3} \right) B$$

ENSAYO Y CALCULO:
ING. W. ZAMBRANA P.

REVISO:
ING. E. A. MAZDA

GASTO EN LITROS POR SEGUNDO

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 170 180



A FORADOR VENTURI

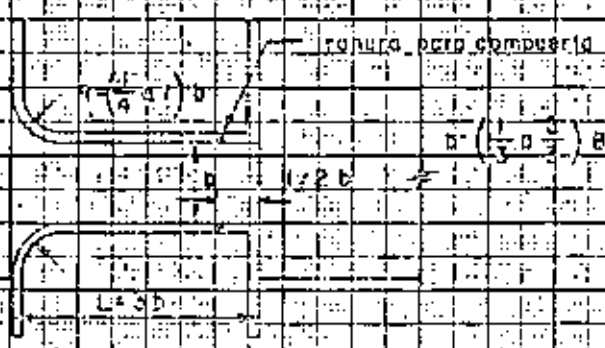
Fig. 9

CARGA H EN CM. SOBRE LA PLANTILLA

45
40
35
30
25
20
15
10
5
0

$L = 30 \text{ cm}$
 $P = 90 - 95 \text{ cm}$
 $C = 35 \text{ cm}$

Para canales rectangulares o trapeziales
shogamiento máximo $\frac{b}{B} = 0.70$



ENSAYO Y CÁLCULO
ING. W. ZAMBRANA P.

REVISÓ
ING. J. A. MOZA A.

GASTO EN LITROS POR SEGUNDO

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 170 180

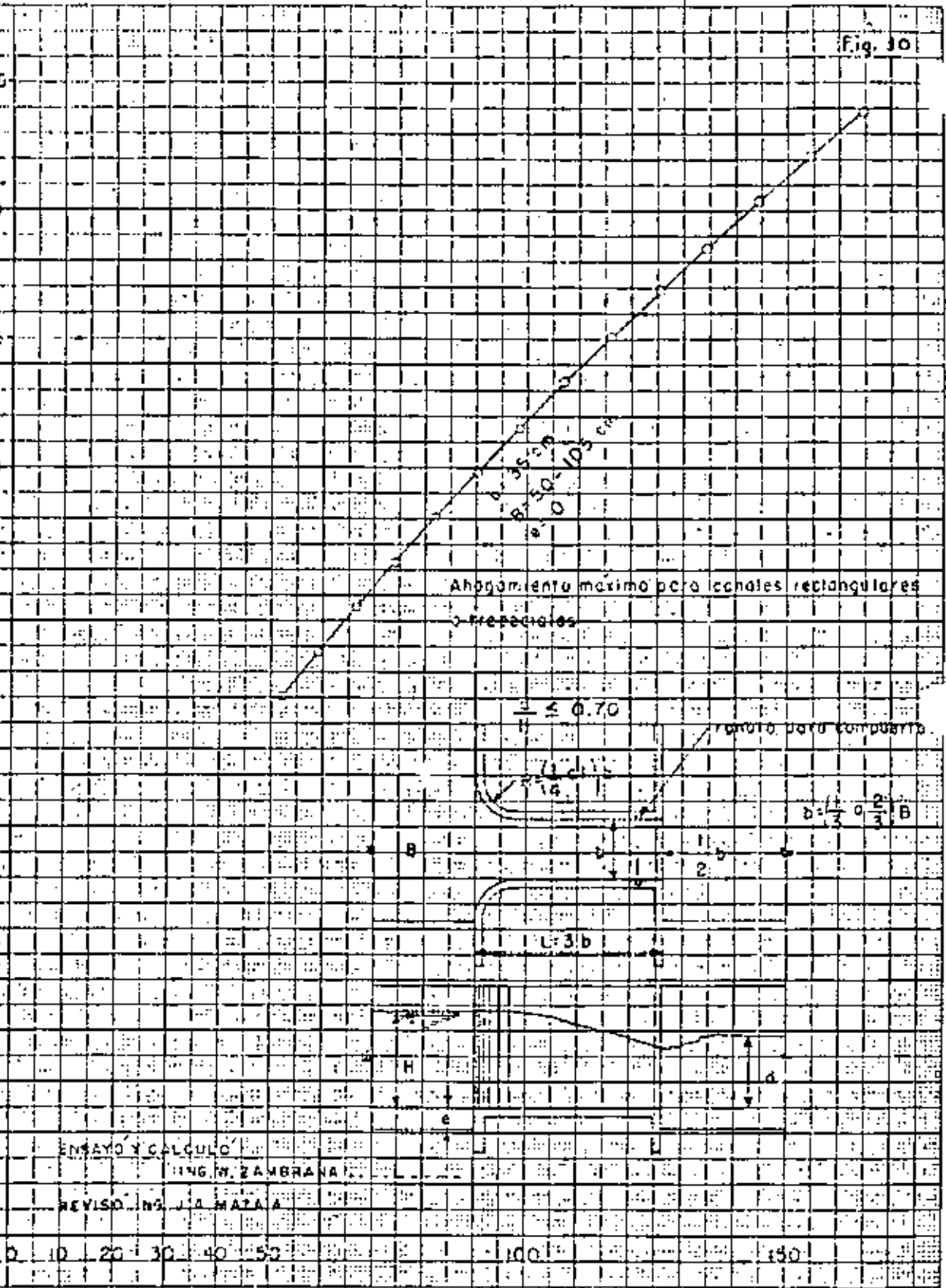
Laboratorio Hidráulico

Dpto. de Ing. Experimental

Fig. 30

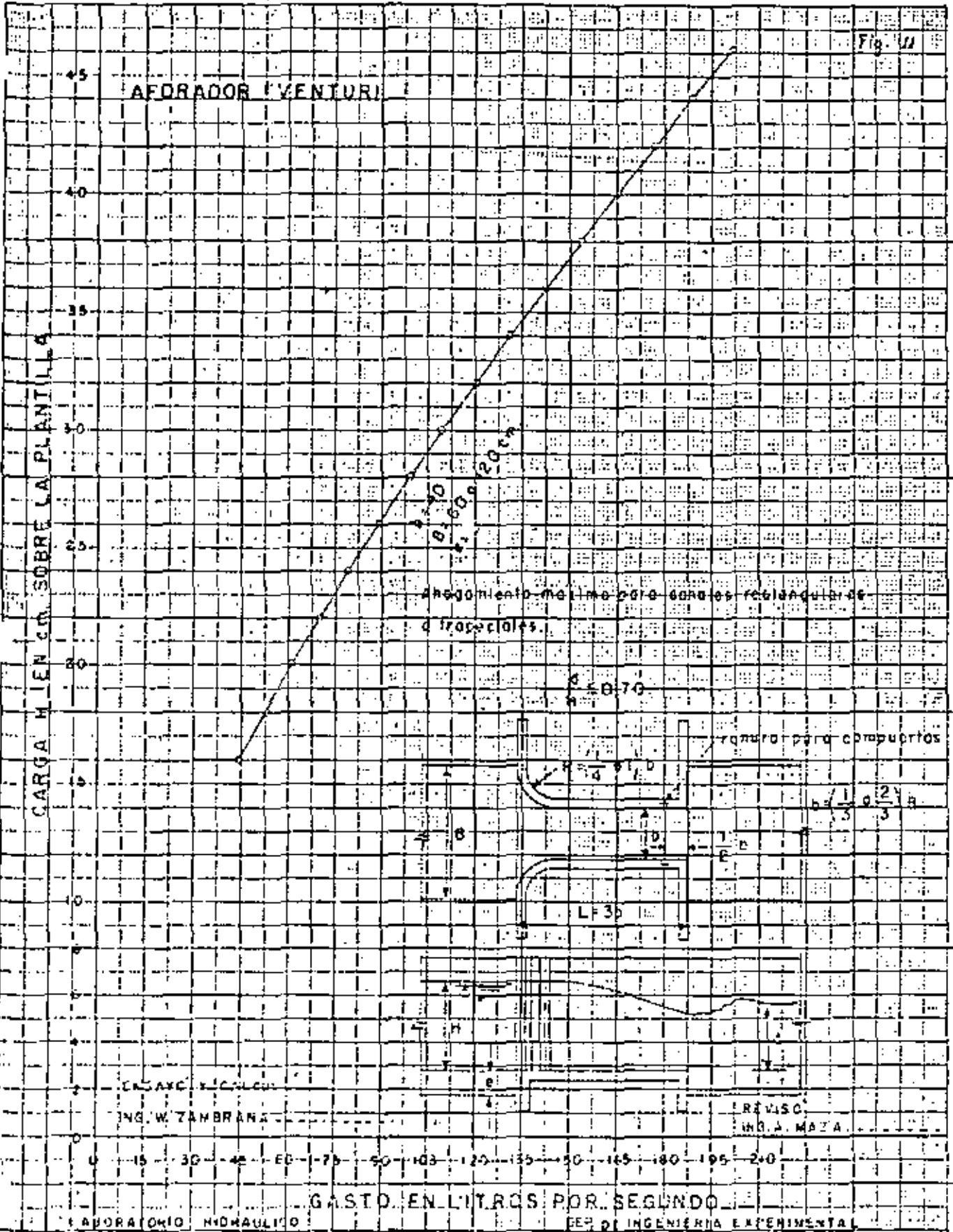
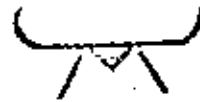
CARGA H EN cm SOBRE LA PLANTILLA

45
40
35
30
25
20
15
10
5
0



0 10 20 30 40 50 100 150

GASTO EN LITROS POR SEGUNDO



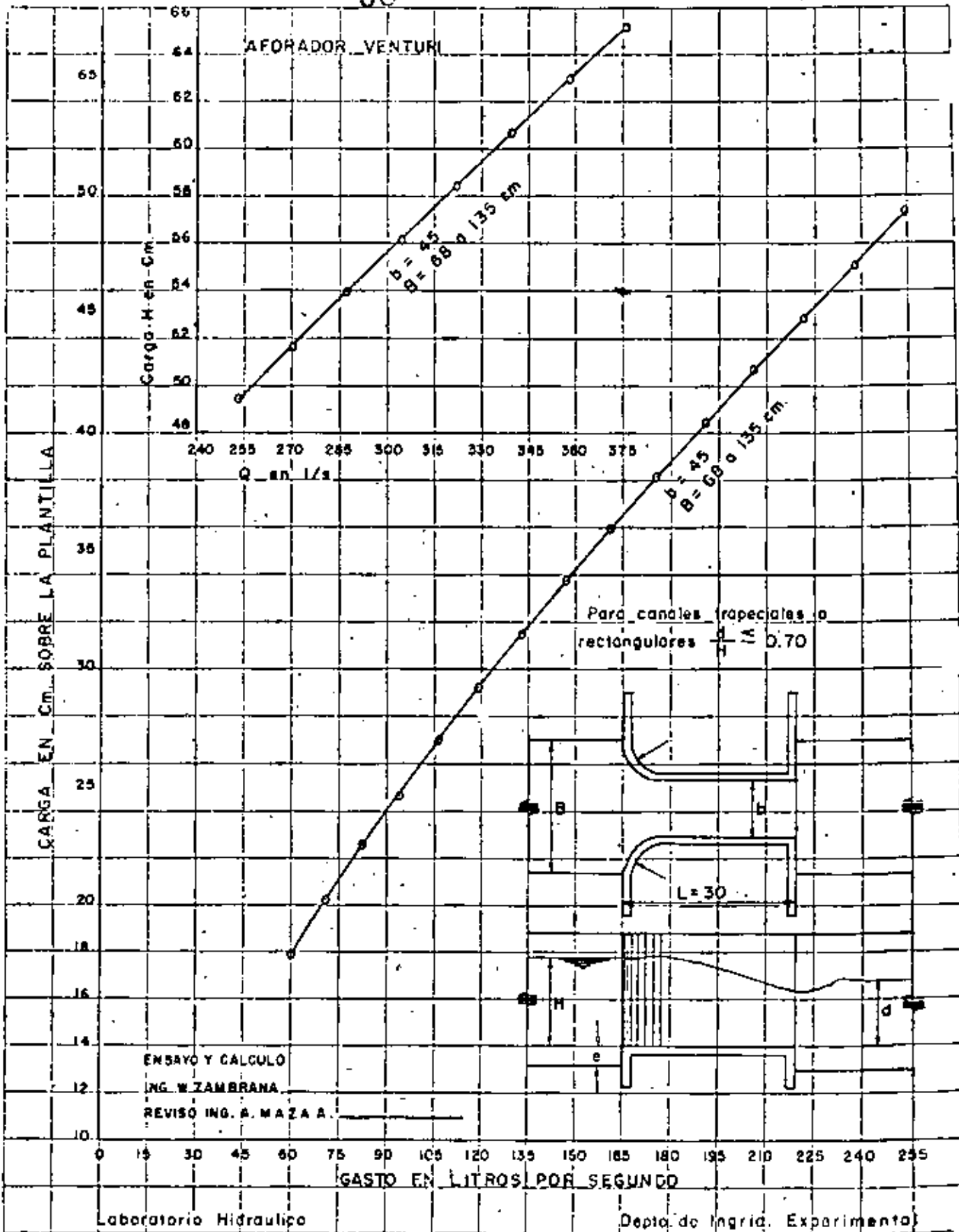
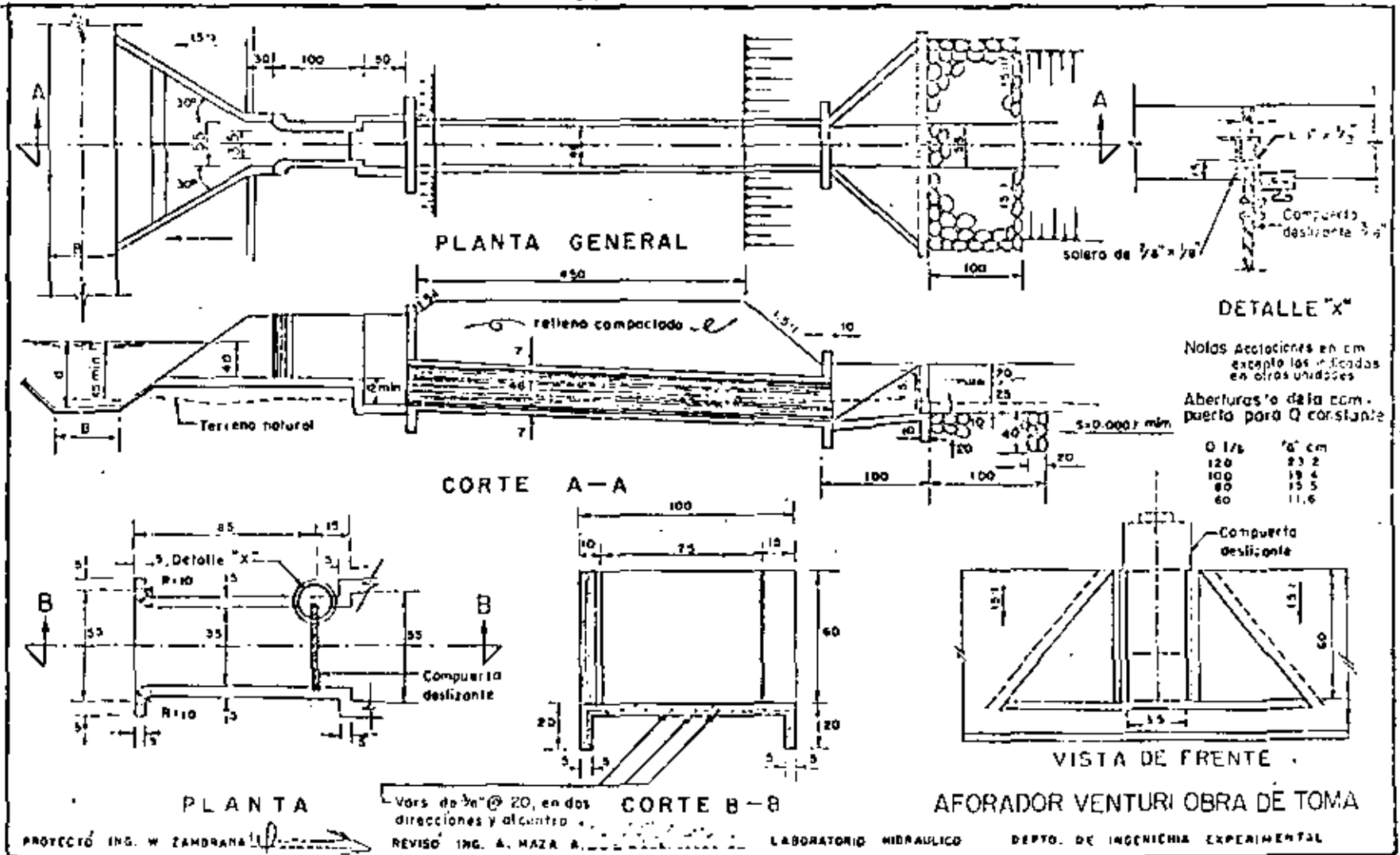
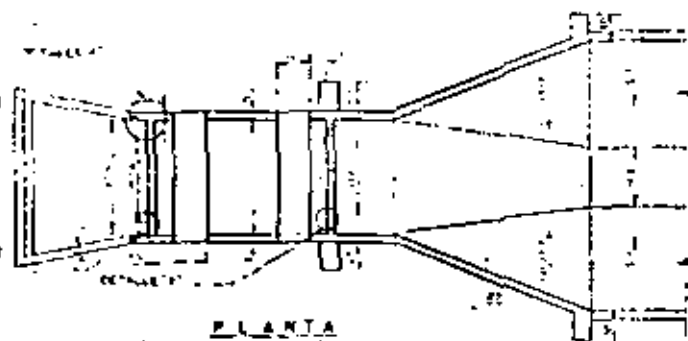


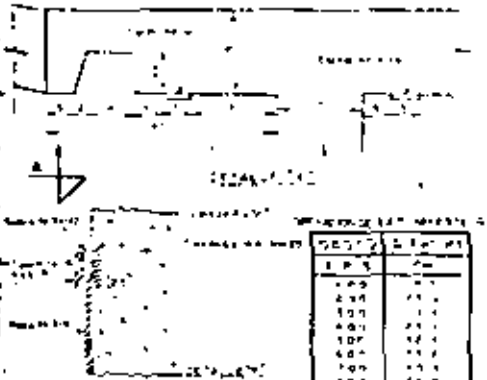
Figura Núm. 14



INGENIERIA HIDRAULICA EN MEXICO



PLANTA



CORTE A-A

SECCO	AREA
100	100
200	100
300	100
400	100
500	100
600	100
700	100
800	100
900	100
1000	100
1100	100
1200	100
1300	100
1400	100
1500	100
1600	100
1700	100
1800	100
1900	100
2000	100

NOTAS

1. ...

2. ...

3. ...

4. ...

5. ...

6. ...

7. ...

8. ...

9. ...

10. ...

MATERIALS LIST	
ESTIMATED COST	
TOTAL COST	
DATE	
DRAWN BY	
CHECKED BY	
APPROVED BY	

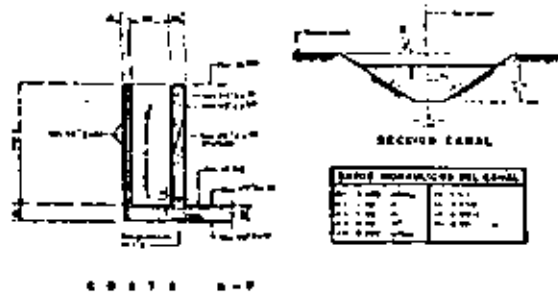
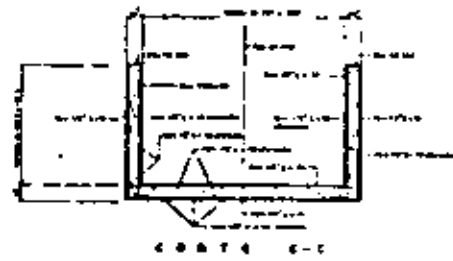
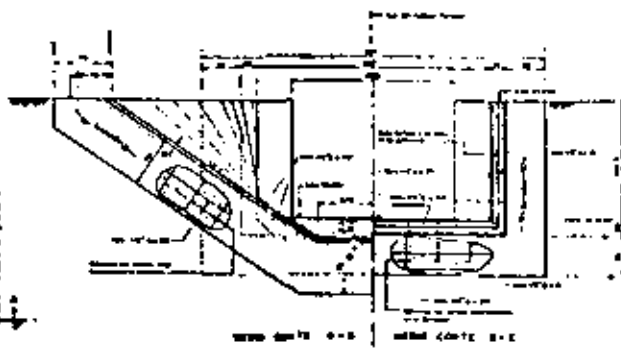
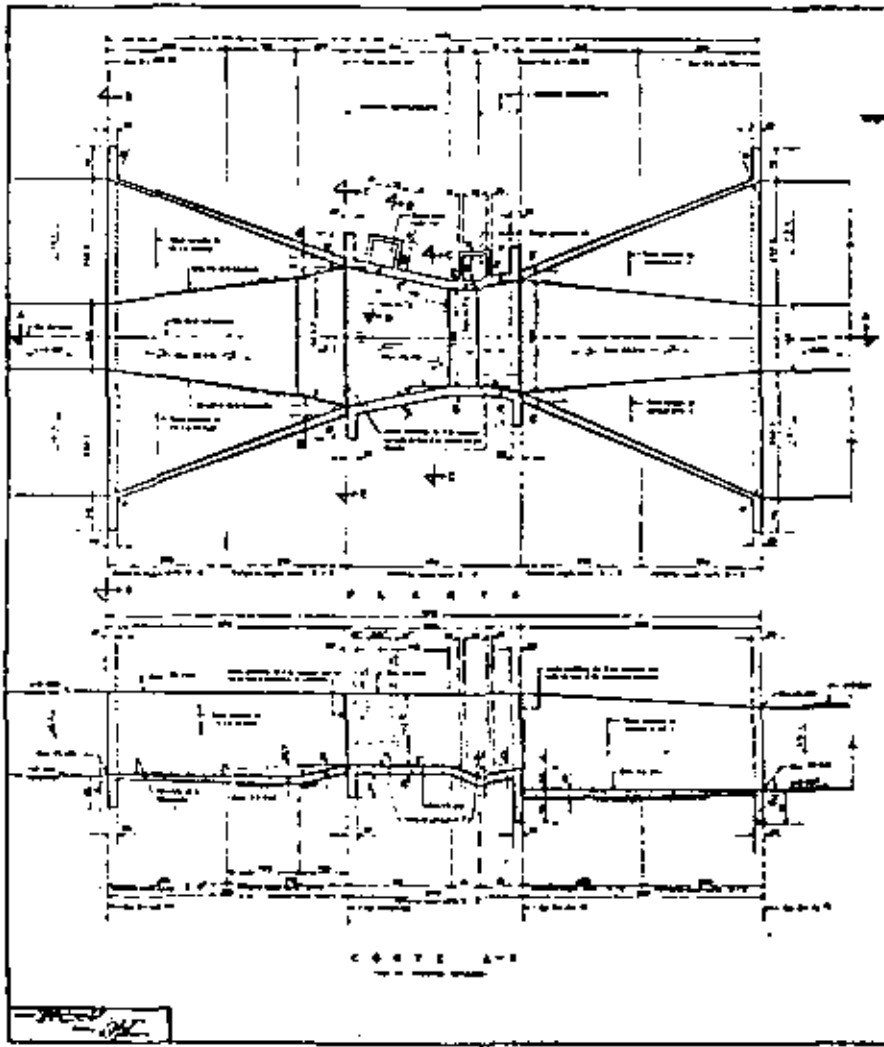


TABLE WITH 4 COLUMNS AND 15 ROWS

NO.	DATE	DESCRIPTION	REMARKS
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
12			
13			
14			
15			

TABLE WITH 2 COLUMNS AND 5 ROWS

NO.	DESCRIPTION
1	
2	
3	
4	
5	

NOTES:

1. All dimensions are in meters.

2. The ground level is indicated by a dashed line.

3. The proposed canal bed level is indicated by a solid line.

4. The proposed canal bank level is indicated by a dotted line.

TABLE WITH 2 COLUMNS AND 5 ROWS

NO.	DESCRIPTION
1	
2	
3	
4	
5	



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

V CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO.

MATERIA: HIDRAULICA
TEMA: HIDRAULICA APLICADA
REPRESAS

PROF. ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

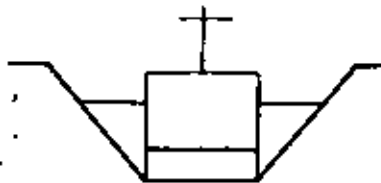
AGOSTO 1982

V CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

MATERIA: HIDRAULICA

T E M A: HIDRAULICA APLICADA

REPRESAS



REPRESAS

PROF. ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

AGOSTO, 1982

1. REPRESAS. Son estructuras que se proyectan y construyen con el fin, tanto de controlar los caudales, como de mantener los niveles de agua, necesarios para facilitar su derivación a otros canales o bien, a las tomas que quedan localizadas aguas arriba de la represa.

Se deberá tener presente, al proyectar las represas que estas deberán llevar siempre unos cartones laterales con el fin de que en un momento dado puedan desalojar el gasto excedente que proviene del canal debido a una sobreelevación en éste; la altura de estos cartones deberá ser igual al tirante normal del canal. Los cartones serán de concreto con refuerzo por temperatura.

En cuanto al diseño hidráulico de la represa, se considera que su área hidráulica oscile entre el 90% y 110% del área hidráulica del canal con el fin de conservar la velocidad del canal.

LOCALIZACION. Estas estructuras quedan localizadas en una primera aproximación en el momento de efectuar la planeación general del sistema y posteriormente se afinan tomando en cuenta las normas siguientes:

a) La represa, estando total o parcialmente cerrada, deberá bastecer las demandas máximas del mayor número de bocatomas situadas aguas arriba, respetando en todos los casos el bordo libre que se tiene como protección en el canal.

b) Un método antiguo para la localización de las represas, de poco uso actualmente, es el que sigue:

Para que una represa situada en un canal principal pue-

de abastecer las demandas máximas de un canal lateral, deberá preverse un desnivel mínimo entre la superficie libre del agua del primero y la elevación libre del agua en el segundo, igual a la cuarta parte del tirante del canal principal más las pérdidas de carga correspondientes a la toma más alta abastecida por dicha represa.

c) Con objeto de tener una mejor operación y una menor conservación, se recomienda tener un desnivel entre la plantilla del canal principal y la plantilla del canal lateral, como máximo de $4/10$ del tirante del canal principal y como mínimo, igual a 50 cm.

d) El número de represas en un canal deberá ser el mínimo posible con el objeto de tener una operación más efectiva así como una reducción en los costos de construcción.

Existen además otras recomendaciones de tipo práctico y constructivo como son las de evitar hasta donde sea posible la construcción de estructuras dentro de las curvas de los canales o próximas a la salida de estas debido a que las fluctuaciones que pueden presentarse en los niveles de agua, dificultan la correcta operación de las mismas, asimismo es aconsejable desplantar las estructuras en lugares que garanticen la máxima seguridad evitando los fuertes terraplenes por haber cruzado una depresión o bien algún canal de los ya existentes, por los fenómenos de tubificación que pudieran presentarse.

II ESPACIAMIENTO ENTRE REPRESAS. El espaciamiento máximo y mínimo entre represas viene dado por las fórmulas siguientes:

$$L \text{ máxima} = \frac{d - (0.25d + \frac{1}{2}h)}{S} - 0.50$$

$$L \text{ mínima} = \frac{d - (0.25d + \frac{1}{2}h)}{S} - 0.4d$$

En las que:

d = tirante a la entrada en la represa

h = pérdida de carga en la toma

S = pendiente longitudinal del fondo

La figura (1) nos representa en una forma objetiva los criterios antes mencionados.

El método anteriormente expuesto deberá usarse con algunas limitaciones, ya que se observa que las fórmulas no involucran tanto para el espaciamento máximo como para el mínimo la topografía.

Si por la condición de la planeación, se debe considerar un canal lateral, para satisfacer la demanda, se coloca una represa en el lugar requerido. Si por fórmula la separación entre represas resulta de 5 km y por las condiciones de planeación ya expuestas la separación es de 3 km, también esto limita el uso del método indicado.

A continuación presentamos otro método, en el cual se considera la topografía y se incluye en la fórmula que permite localizar la posición relativa de una toma a la represa más alejada aguas abajo.

Se muestra la obtención de las fórmulas hasta llegar a la que permite determinar la longitud requerida.

Se pueden presentar los 7 casos siguientes:

I. Plantilla del canal a nivel de la clave del conducto.

II. Clave del conducto arriba de la plantilla del canal y abajo del terreno.

III. Semejante al anterior pero el terreno y la clave del conducto se confunden.

IV. Clave del conducto arriba de la plantilla del canal, terreno abajo de la clave.

V. Plantilla del canal a nivel de la plantilla del conducto.

VI. Clave del conducto más abajo que el nivel del terreno.

VII. Clave del conducto a nivel del terreno.

La figura siguiente nos muestra el caso I y para los demás casos se podrá hacer una extensión de éste.

De la figura obtenemos:

$$K = p + K + P = p + K + C$$

en donde:

Como en el método anterior, esta fórmula tiene sus limitaciones ya que se usará en cuanto la topografía no sea variable y no se presenten problemas de corte definido o de tajos, que nos limiten su empleo.

Estos métodos son correctos, y su aplicación será útil siempre y cuando las condiciones de la planeación para la zona de riego, queden dentro de las limitaciones ya establecidas.

La localización de las represas, quedará también definida por el criterio del Ingeniero Proyectista o del Ingeniero Residente. Como ejemplo se hará mención del caso de un canal principal revestido de concreto donde no se justifica la construcción de represas por la carencia de tomas o de canales laterales, pero que al operar la fuente de abastecimiento con un cierre rápido se produce un descenso violento en el tirante normal del canal que produce el derrumbe de las losas en el talud por efectos de la subpresión; este fenómeno se puede evitar con la construcción de represas para controlar el descenso paulatino de los tirantes del canal entre dos estructuras.

CLASIFICACION DE REPRESAS

Las represas pueden clasificarse desde varios puntos de vista, y la elección del tipo adecuado estará supeditada a los siguientes lineamientos:

1. Según los materiales de que están construidas:

En lo que respecta al tipo de material predominante en la estructura, puede decirse que será necesario un estudio económico de los diferentes materiales en cuanto a su explotación, acarreo, colocación y cantidades disponibles, sobre todo si se toma en cuenta la conveniencia de uniformizar al máximo el tipo de estructuras en el sistema.

La premura o disponibilidad de tiempo con que se cuenta para la construcción es otro factor que puede influir en la elección del tipo de materiales utilizados:

- a) Mampostería
- b) Concreto reforzado
- c) Otros materiales

Unas veces por tratarse de sistemas de riego en rehabilitación en los cuales no es posible atrasar o suspender el riego y otras veces por la necesidad de salvaguardar la estabilidad político-social interna de la región.

Otro punto de vista que en ocasiones se descuida en este tipo de obras es la armonía estética que debe existir tanto entre los componentes del sistema como en lo referente a las diversas zonas adyacentes, por ejemplo: zonas arqueológicas o de algún interés turístico.

2. Las represas pueden funcionar permitiendo el paso del agua por la parte superior, como en el caso de las agujas, o bien por la parte inferior como son las compuertas radiales y deslizantes.

a) AGUJAS. Son por lo general piezas de madera de buena calidad y de espesor suficiente para soportar el empuje del agua.

El tamaño de estas agujas queda limitado por su peso, de manera que sean fácilmente manejables por dos personas y sus aplicaciones más frecuentes son en estructuras provisionales y como complemento a los sistemas de compuertas, sean radiales o deslizantes, para cuando se tenga que operar estando las compuertas principales en mantenimiento o reparación.

b) COMPUERTAS DESLIZANTES. En una forma general, las compuertas deslizantes consisten en marcos rígidos compuestos por ángulos, a través de los cuales deslizan placas metálicas mediante un vástago o tornillo y un mecanismo elevador.

El empleo de este tipo de compuertas depende fundamentalmente del tirante de diseño, pudiendo decir que, de acuerdo con la experiencia obtenida, ha resultado económica su construcción hasta tirantes de 7.50 m.

c) COMPUERTAS RADIALES. Las compuertas radiales tie-

con esta particularidad proporcionar un control más exacto y rápido del caudal, su diseño se basa en placas metálicas circulares apoyadas en armaduras cuyo centro de rotación se coloca anclado sobre ménsulas empotradas en las pilas y en los auros.

El levantamiento de estas compuertas se realiza mediante malacates que pueden ser operados con mecanismos manuales o bien eléctricos, la elección entre una u otra forma depende de varios factores entre ellos los económicos, sin embargo tomando como base el peso de las mismas, el empleo de mecanismos manuales queda limitado a una capacidad de carga de 3 000 kg (peso propio más la componente vertical debida al empuje); siendo recomendable los mecanismos eléctricos de esta capacidad en adelante.

En cuanto a su empleo relacionado con el tirante de diseño en un canal, se ha visto la conveniencia de instalarlos en represas cuyo tirante sea mayor de 2.00 m quedando una zona de transición para tirantes comprendidos entre 1.50 y 2.00 m en la cual la elección entre un sistema de compuertas deslizantes y uno de radiales se basa principalmente en estudios económicos. No obstante, puede ser que, la necesidad de uniformizar el sistema, la conveniencia de electrificarlo, o bien por tratarse del canal principal, se decida por las compuertas radiales.

Por lo que a su diseño, instalación y especificaciones se refiere, se recomienda consultar los Cuadernos 1 y 2 sobre Compuertas y Mecanismos del Departamento de Ingeniería Electromecánica dependiente de la Dirección de Proyectos de la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos.

- Según su construcción, las represas pueden ser coladas o construidas en sitio o precoladas, estas últimas aún en vías de experimentación, se han construido en canales con plantillas hasta de 1.50 m y altura total de 2.00 m y su limitante principal ha sido el peso de sus piezas (200 kg aprox.).

Durante su estudio se han encontrado fallas por volteamiento y filtraciones que se han corregido colando una parte del revestimiento del canal junto con los dentellones aguas arriba y aguas abajo de la represa.

No existe aún, un criterio bien definido por el cual

se recomienda este tipo de represas en lugar de las coladas en sitio.

EJEMPLO DE CALCULO PARA UNA REPRESA

1. CALCULOS HIDRAULICOS DEL CANAL

De estudios previamente realizados se tiene:

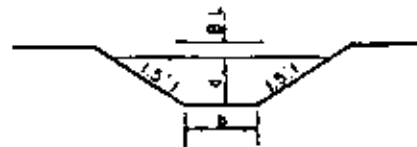
$$Q = 14.709 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 3.00 \text{ m}$$

$$c = 1.5: 1$$

$$n = 0.030$$

$$s = 0.00025$$



a) Resolviendo por tanteos, se igualan las velocidades obtenidas con las fórmulas de continuidad y Manning.

Para un tirante supuesto: $d = 2.85 \text{ m}$

$$A = bd + td^2 = 3 \times 2.85 + 1.5(2.85)^2 = 20.734 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+c^2} = 3.00 + 2 \times 2.85\sqrt{1+1.5^2} = 13.276 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{20.734}{13.276} = 1.562 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 1.346; \quad s^{1/2} = \sqrt{0.00025} = 0.01581$$

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2} = \frac{1.346 \times 0.01581}{0.030} = 0.709 \text{ m/seg}$$

Por otra parte:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{14.709}{20.734} = 0.709 \text{ m/seg}$$

$$nv = \frac{v^3}{2g} = \frac{0.709^3}{19.62} = 0.025622 \text{ m}$$

2. CALCULOS HIDRAULICOS DE LA REPRESA

El diseño hidráulico de una represa consiste en determinar el tamaño de la sección transversal necesaria, la longitud de sus transiciones y el tipo y número de compuertas.

a) El tamaño de la sección transversal, deberá ser lo suficientemente grande para evitar un considerable aumento de velocidad dentro de la represa, ya que velocidades superiores a 1.5 m/seg - dificultan la operación de las compuertas.

Para este caso, si $Q = 14.709$ m³/seg el área hidráulica - mínima requerida será :

$$A_{\text{mín}} = \frac{14.709}{1.5} = 9.8 \text{ m}^2$$

b) Tipo y número de compuertas.

Si se tiene que:

$$\frac{A_{\text{mín}}}{2} = \frac{9.8}{2} = 4.9 \text{ m}^2 \text{ y } d = 2.85 \text{ m}$$

$$\text{Entonces el ancho mínimo será } = \frac{4.9}{2.85} = 1.72 \text{ m}$$

Del cuaderno 1, denominado Compuertas y Mecanismos de la S.R.H. se eligen dos compuertas radiales de 2.00 m de ancho (B) por 3.00 m de altura (A) para dos conductos separados por una pila central.

Por lo tanto, las condiciones hidráulicas normales serán:

$$Q = 14.709 \text{ m}^3/\text{seg}; \quad n = 0.015 \text{ (para concreto)}$$

$$A = 2 \times 2 \times 2.85 = 11.40 \text{ m}^2 > 9.8 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{14.709}{11.40} = 1.29 \text{ m/seg} < 1.5 \text{ m/seg}$$

$$p = 2(2d + b) = 2(2 \times 2.85 + 2.00) = 15.40 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{p} = \frac{11.40}{15.40} = 0.740 \text{ m}; \quad r^{2/3} = 0.818$$

$$S = \left(\frac{v \cdot n}{r^{2/3}} \right)^2 = 0.000559$$

c) Longitud de transiciones. Se determina de acuerdo con el criterio de Hinds, que consiste en considerar que el ángulo que

de la forma la intersección de la superficie del agua y la pared, en el principio y el fin de la transición, con el eje de la estructura, sea de $22^{\circ}30'$.

La expresión que permite el cálculo de la longitud mínima será entonces:

$$L_{\min} = \frac{T - t}{2} \cot 22^{\circ}30' \quad \text{En la que:}$$

L = longitud mínima de la transición

T = ancho de la superficie del agua en el canal

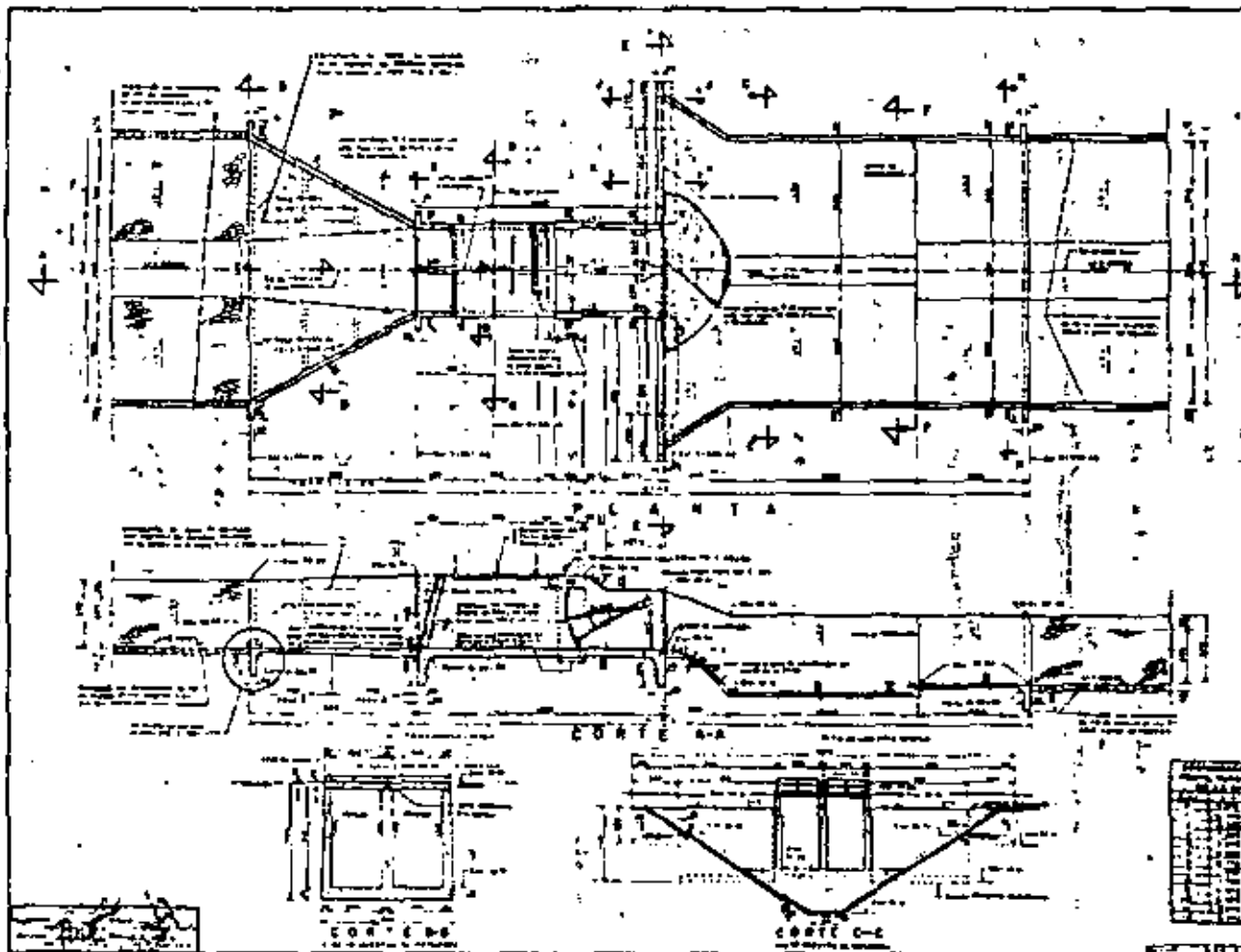
t = ancho de la superficie del agua en los conductos

$$T = b + 2td = 3.00 + 2 \times 1.5 \times 2.85 = 11.55 \text{ m}$$

$$t = 2.00 + 2.00 + 0.40 = 4.40 \text{ m}$$

$$L_{\min} = \left(\frac{11.55 - 4.40}{2} \right) 2.4142 = 8.51 \text{ m}$$

Se adopta $L = 9.00 \text{ m}$



DATOS GENERALES	
Nombre:	
Fecha:	
Escala:	
Proyecto:	
Autores:	
Revisores:	

LISTA DE PLANOS	
No.	Descripción
1	Plano de planta
2	Sección normal del canal lateral
3	Corte A-A
4	Corte B-B
5	Corte C-C
6	Detalle de los muros
7	Detalle de los cimientos

CONTINGENTES ESTIMADOS	
Material:	
Mantenimiento:	
Operación:	
Administración:	
Imprevistos:	
Total:	

NOTAS

1. Este proyecto fue elaborado en el mes de Mayo de 1950.

2. El terreno que cubre el canal es de propiedad del Sr. Juan Pérez.

3. El terreno que cubre el canal es de propiedad del Sr. Juan Pérez.

LEGENDA	
—	Muro de mampostería
- - -	Muro de concreto
...	Muro de piedra
...	Muro de ladrillo
...	Muro de bloques
...	Muro de otros materiales

FORMA DE REDUCCION	
1	Reducción de 1:100
2	Reducción de 1:200
3	Reducción de 1:500
4	Reducción de 1:1000
5	Reducción de 1:2000
6	Reducción de 1:5000
7	Reducción de 1:10000
8	Reducción de 1:20000
9	Reducción de 1:50000
10	Reducción de 1:100000

Escala: 1:100

CORTE A-A

CORTE B-B



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

V CURSO DE CAPACITACION PARA ING.PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

MATERIA: HIDRAULICA

TEMA: HIDRAULICA APLICADA

RAPIDAS Y CAIDAS

PROF. ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

AGOSTO 1982

V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

MATERIA: HIDRAULICA

T E M A: HIDRAULICA APLICADA

RAPIDAS Y CAIDAS



RAPIDAS



CAIDAS

PROF: ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

AGOSTO, 1982

1. RÁPIDAS Y CAIDAS.

Las rápidas y caídas sirven para conducir el agua de una elevación superior a otra inferior, con la disipación consiguiente del exceso de energía y con la protección debida del tramo de terreno donde se localizan. La decisión de usar una rápida en lugar de una serie de caídas, se debe basar en estudios hidráulicos y económicos de ambas alternativas. Desde el punto de vista hidráulico, las caídas no deben estar espaciadas tan cerca unas de otras, que impidan el movimiento uniforme del agua para gastos variables, entre la salida de una estructura y la entrada de la siguiente, particularmente donde no se usan represas u secciones de control, a la entrada de las estructuras. En este caso, existe peligro de que no haya suficiente profundidad de agua en el canal, aguas abajo de los tanques amortiguadores, para producir el salto hidráulico en los mismos y en esa forma se podría desarrollar una corriente de alta velocidad a través de la serie de caídas, que ocasionaría daños en el canal de tierra. Por otra parte, cuando las caídas están muy cerca unas de otras en una ladera inclinada, se pueden presentar problemas de erosión y de relleno, que hacen indeseable o prohibitivo este tipo de estructuras. En forma muy general, se podría decir que la distancia mínima entre el dentellón de salida de una caída y el dentellón de entrada de la caída siguiente, debe ser 60 metros como mínimo. Desde luego, el estudio económico debe comparar el costo de una serie de caídas con el costo de una rápida, tomando en cuenta las ventajas y desventajas pertinentes a las condiciones especiales. Como el costo de mantenimiento de una serie de caídas, usualmente es considerablemente mayor que el de una sola rápida que desempeña la misma función, a veces se puede justificar económicamente un costo inicial hasta de un 30 por ciento mayor en la rápida que sustituirá a una serie de caídas.

DISEÑO HIDRÁULICO

El diseño hidráulico de una rápida o caída, normalmente debe quedar terminado antes de empezar el diseño estructural, teniendo sólo atención general a los detalles estructurales. Para estructuras importantes, el levantamiento topográfico del sitio es de utilidad para estudiar varias alternativas del canal. Los datos de campo mínimos que se requieren son: propiedades hidráulicas y elevaciones de la rasante, de las secciones del canal aguas arriba y aguas abajo

de la rápida; y un perfil del terreno en la localización de la rápida, con datos de poses de prueba o con información sobre la clase de material encontrado. Aún cuando no se puedan dar secciones exactas para el diseño de esa clase de estructuras, usualmente, se debe dibujar — primero, en papel cuadrado, el perfil de la superficie del terreno natural, a lo largo del eje de la rápida a escalas iguales de preferencia, y se debe trazar una línea tentativa de la rasante. En este mismo perfil se pueden hacer estudios para determinar las localizaciones tentativas de la entrada a la estructura y del tanque amortiguador.

ELEMENTOS QUE CONSTITUYEN LAS RAPIDAS Y CAIDAS.

Los elementos hidráulicos principales de una rápida son: — la entrada, el canal de la rápida, la trayectoria, el tanque amortiguador y la estructura de salida. En esta tema el canal de la rápida y la trayectoria se mencionan conjuntamente como "canal de la rápida". Una caída tiene los mismos elementos que una rápida, pero en esta descripción se consideran caídas las estructuras que no tienen desnivel mayor de 4.50 m entre la superficie del agua superior y la inferior, — y cuya rápida tiene un talud no mayor de 1:1 aproximadamente. En consecuencia, en el diseño de una estructura de caída, no es práctico, — en general, hacer que la sección de la rápida tenga ancho inferior a la sección del estanque; en cambio en una rápida de longitud considerable, por lo general es posible proporcionar una sección comparativamente estrecha, para el canal de la rápida, en la mayor parte de su longitud.

ENTRADA. La entrada a una rápida o caída, puede tener distintas formas, dependiendo de la finalidad deseada: sección de control, de profundidad crítica, de forma rectangular o trapezoidal; repositivo; vertedor.

CANAL DE LA RAPIDA. Los canales de las rápidas usualmente son de sección transversal, rectangular o trapezoidal, pero se pueden — usar otras formas, lo que depende de consideraciones económicas. Las rápidas de concreto de sección trapezoidal, generalmente se construyen totalmente dentro de una excavación de suficiente profundidad para — que la sección del canal se pueda apoyar sobre terreno natural inalterado, ordinariamente estable, en cambio, una rápida rectangular se — puede localizar en corte sólo suficiente para alcanzar una cimentación firme, y se puede construir sin rellenar a lo largo de los muros, o con relleno. Los canales de la rápida pueden ser de lados paralelos

los, convergentes o divergentes. La divergencia de una corriente es gobernada por la presencia de fuerzas que originan movimiento transversal del agua. Para las estructuras de caída pueden ser económicamente ventajoso usar una sección trapezoidal transversal.

En el cálculo de caídas y rápidas, es usual escoger para concreto un valor de $n = 0.014$ ó 0.015 , en la fórmula de Manning, para gastos hasta de 2.0 m³/seg; para gastos mayores y altas velocidades, puede ser deseable estudiar la rápida con un valor de n algo mayor, debido a la incorporación de aire. El bordo libre en rápidas trapezoidales o rectangulares, se puede obtener usando las curvas que se muestran en la fig. 1. Para rápidas muy grandes, fuera del alcance de esas curvas, es necesario hacer un estudio especial, y el bordo libre se determina teniendo en cuenta los daños posibles a la estructura y a los terrenos adyacentes por derrame. Para usar las curvas para bordo libre, es necesario obtener primero las profundidades y velocidades en distintos puntos a lo largo de la rápida. Estas profundidades y velocidades se pueden obtener suponiendo primeramente la profundidad crítica en el control de la entrada o cerca de él, o suponiendo una profundidad mayor que se puede presentar en los casos de algunos tipos de entrada y de canales de llegada a la rápida; y calculando en seguida por pasos sucesivos a lo largo de la rápida, mediante el teorema de Daniel Bernoulli, o siguiendo alguno de los métodos basados en dicho teorema. Las profundidades que se usan en los cálculos se deben considerar normalmente a la línea inclinada del fondo de la rápida y la velocidad y longitud se miden paralelamente a dicha inclinación.

Para rápidas de concreto se debe usar un valor de $n = 0.014$ ó 0.015 , para obtener las profundidades y velocidades que se necesitan para determinar el bordo libre. El bordo libre se debe medir normalmente a la línea inclinada del fondo de la rápida, pero la dimensión de la altura del muro se indicará verticalmente en los planos de construcción. Los cambios de altura del muro se pueden redondear a dos centímetros, usualmente a distancias de 1.5 a 3.00 m o a intervalos dictados por economía de diseño y construcción. Cuando las velocidades exceden de 10 m/seg, se debe dar atención al posible aumento de volumen de la corriente por incorporación de aire. Algunas veces es necesario trazar los canales de las rápidas con curvas horizontales, y entonces se puede necesitar bordo libre adicional debido a la sobre-elevación del agua en el muro exterior de la curva.

En casos importantes de esta naturaleza, es necesario recurrir a modelos hidráulicos.

TRAYECTORIAS. En los puntos situados a lo largo del canal de la rápida, donde cambia la pendiente a un declive más escarpado, se diseña una trayectoria, que sigue la trayectoria libre de una partícula de agua que tiene cierta velocidad longitudinal, y que está sometida a una cierta fricción de la fuerza de gravedad. Cuando la rápida se acerca al tanque con pendiente de 1 vertical a 3 horizontal, usualmente es aconsejable introducir una trayectoria antes de llegar al tanque, para evitar altura excesiva de los muros laterales de la estructura.

Si el trazo de la trayectoria se calcula con todo el valor de la gravedad para la componente vertical, no hay presión del agua sobre el fondo y aumenta el espacio ocupado por el aire, lo que puede limitar la capacidad del canal de la rápida. En consecuencia, en el cálculo de la trayectoria de las rápidas, se acostumbra usar la aceleración vertical, un valor inferior a la gravedad o incrementar el valor de la velocidad (1.5) para que así se adhiera al fondo del canal. Antes de diseñar la trayectoria, se deben determinar la profundidad y la velocidad del agua al principio de la misma. La divergencia de la trayectoria en rápidas trapeciales no es aplicable, puesto que en general no deben cambiar en ancho o de forma; cuando el canal de una rápida es trapecial y el tanque es rectangular, los cambios pueden efectuarse aguas abajo de la trayectoria.

TANQUE AMORTIGUADOR. Los tanques amortiguadores para aliviar el salto hidráulico, se ubican generalmente en el extremo inferior de rápidas y caídas, para obtener la disipación requerida de la energía entre el extremo inferior de la rápida y la corriente normal del canal, aguas abajo del tanque. La profundidad necesaria (d2) en el extremo inferior del tanque se puede calcular por la ecuación de presión y momento (cantidad de movimiento).

Cuando no existe un control efectivo en el canal aguas abajo del tanque, el gasto es variable y ello imposibilita la obtención de la profundidad necesaria, se procede a calcular una nueva profundidad y una nueva elevación de energía correspondiente, basándose en coeficientes más pequeños de la n de Manning normalmente recogida. Por ejemplo, en canales de tierra diseñados originalmente para un valor n = 0.25 ó 0.35, se deben recalcular para n = 0.020. En canales revestidos de concreto, diseñados originalmente con un va

lor $n = 0.014$ a 0.015 , se debe recalcular con un valor $n = 0.012$. Es los valores más pequeños de n , proporcionan un cierto factor de seguridad en contra de una elevación más baja de la superficie del agua en el canal, que la indicada en los datos originales. Debido a las velocidades más elevadas que se tienen en las rápidas, y por lo tanto, debido a pérdidas de fricción más elevadas, usualmente es ventajoso tomar en cuenta las pérdidas de fricción en el canal de la rápida hasta el extremo de la trayectoria y luego multiplicar las fuerzas de aguas arriba del tanque por el factor 1.10 en previsión de errores posibles en la estimación y también para compensar por la distribución no uniforme de la velocidad. En el caso de caídas, que comúnmente tienen velocidades más bajas, usualmente es suficiente para obtener este factor de seguridad, depreciar las pérdidas de fricción en el declive de la caída, lo que elimina la necesidad de multiplicar las fuerzas de aguas arriba del tanque, por 1.10.

Donde las caídas distan menos de 60 m. entre la salida de una y la entrada de otra; la de aguas abajo debe tener algún control en la entrada, para asegurar la profundidad requerida (d2) en el tanque de la caída de aguas arriba. En general, para cualquier tanque que depende de la profundidad del agua aguas abajo, para que proporcione un valor (d2) suficiente para que origine el salto hidráulico, la elevación del piso del tanque, se puede obtener por medio de la siguiente ecuación:

$$\text{Elev. D} = \text{Elev. C} + d3 + hv3 - d2$$

TANQUE RECTANGULAR. En un tanque de sección rectangular de ancho dado, se debe determinar la elevación correspondiente del piso. Para gastos hasta de $2.8 \text{ m}^3/\text{seg}$, el ancho del tanque se puede obtener por la siguiente fórmula empírica:

$$b = \frac{18.46 Q}{Q + 9.91}$$

Donde:

b = ancho del tanque en m

Q = gasto en m^3/seg

Para gastos mayores de $2.8 \text{ m}^3/\text{seg}$, los anchos de los tanques deben seleccionarse en base de consideraciones hidráulicas y económicas.

ESTRUCTURA DE SALIDA. La estructura de salida de una rápida

da o caída, conecta al tanque con el canal de tierra, o revestido de concreto aguas abajo previniendo la erosión, además de proteger al tanque al disipar la energía del agua. Para estructuras pequeñas -- ($Q = 2.8$ m³/seg, o menos), la salida del tanque se protege mediante un muro dentellón y la transición puede quedar desplantada en tierra. Estructuras mayores requieren una salida más adecuada, siendo de los tipos más comúnmente usados: transición alabeada de líneas rectas, muros verticales divergentes rectos o curvados, que se prolongan dentro de los bancos del canal de tierra en cada lado; y canales rectos que se prolongan rectos, con muros verticales cuya altura disminuye, desde la altura total del muro del tanque hasta cero. Una parte de la transición se puede construir en tierra siempre que la velocidad aguas abajo del dentellón final no sea excesiva para la clase de suelo. Se puede usar protección de enrocamiento zampeado, u otra protección adecuada en la transición desplantada en tierra. El bordo libre en el extremo de aguas abajo de una transición de salida, recta o alabeada, es el mismo que para una transición de entrada; pero junto al tanque, debido al oleaje, se debe aumentar el bordo libre en función lineal de valores de QVd/A , comprendidos entre 0.0 y 85.0, conforme a la tabla siguiente:

QVd/A	Incremento del bordo libre de la transición junto al estanque.
0.0	0.125 Hlo
85.0	0.25 Hlo

Hlo = Bordo libre debido al oleaje en el tanque determinado según la curva de la figura N° 2.

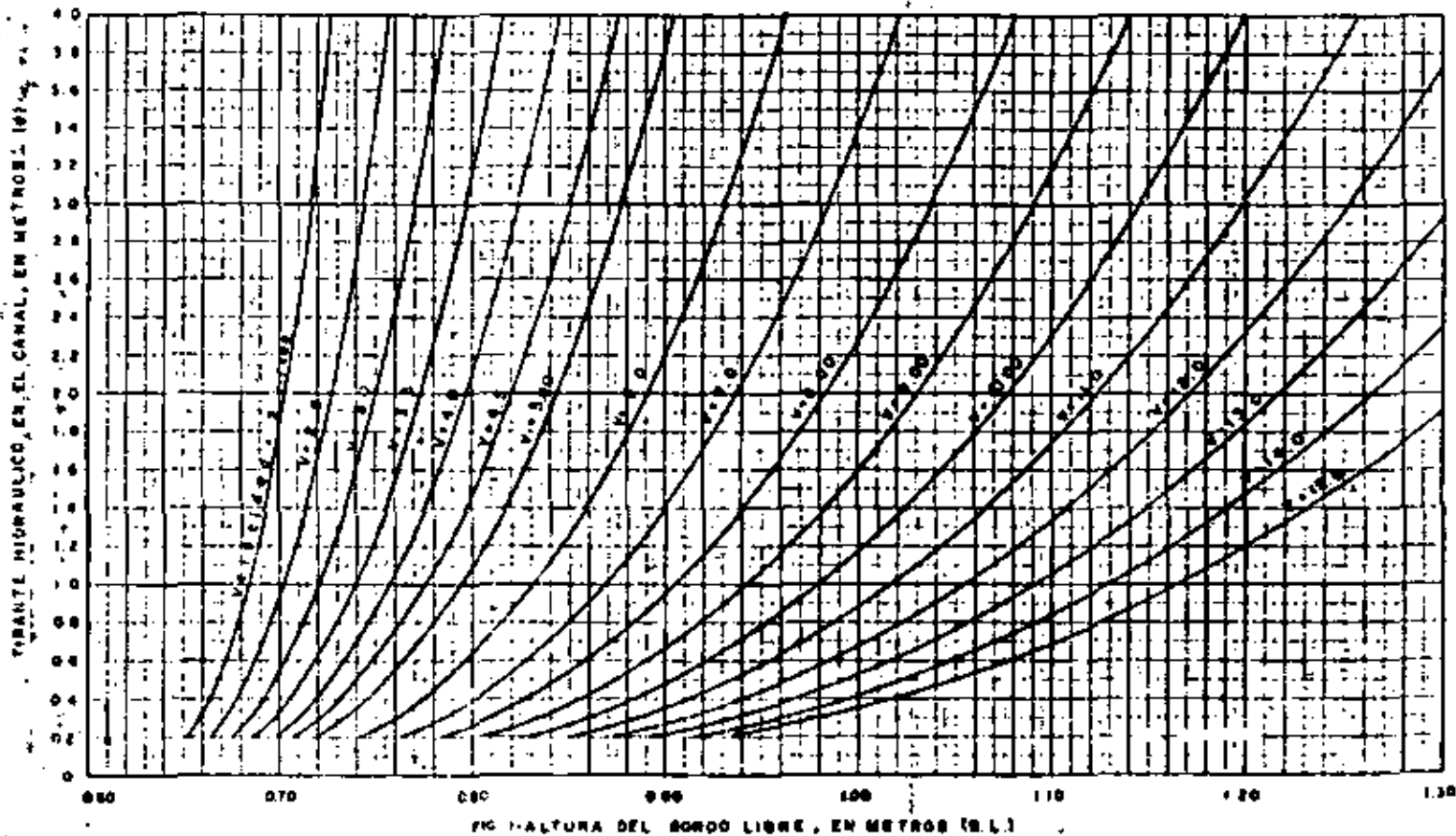
DISEÑO ESTRUCTURAL

Planos de construcción. Los planos de construcción deben mostrar la estación y elevación en cada quiebre de la rasante en el inicio y al final de la estructura de la rápida o caída y en tantos puntos de la trayectoria como sea necesario para localizarla con exactitud. Debe aparecer la elevación del piso del tanque y también la pendiente de la rápida entre puntos fijos.

Refuerzo. En los planos donde se muestran la elevación y los cortes deben indicarse el diámetro y espaciamiento de las varillas de refuerzo transversal y longitudinal.

BORDO LIBRE EN CANALES REVESTIDOS CON REGIMEN SUPERCRITICO

Expresión empírica $h L = 0.81 + 0.037 V^2$



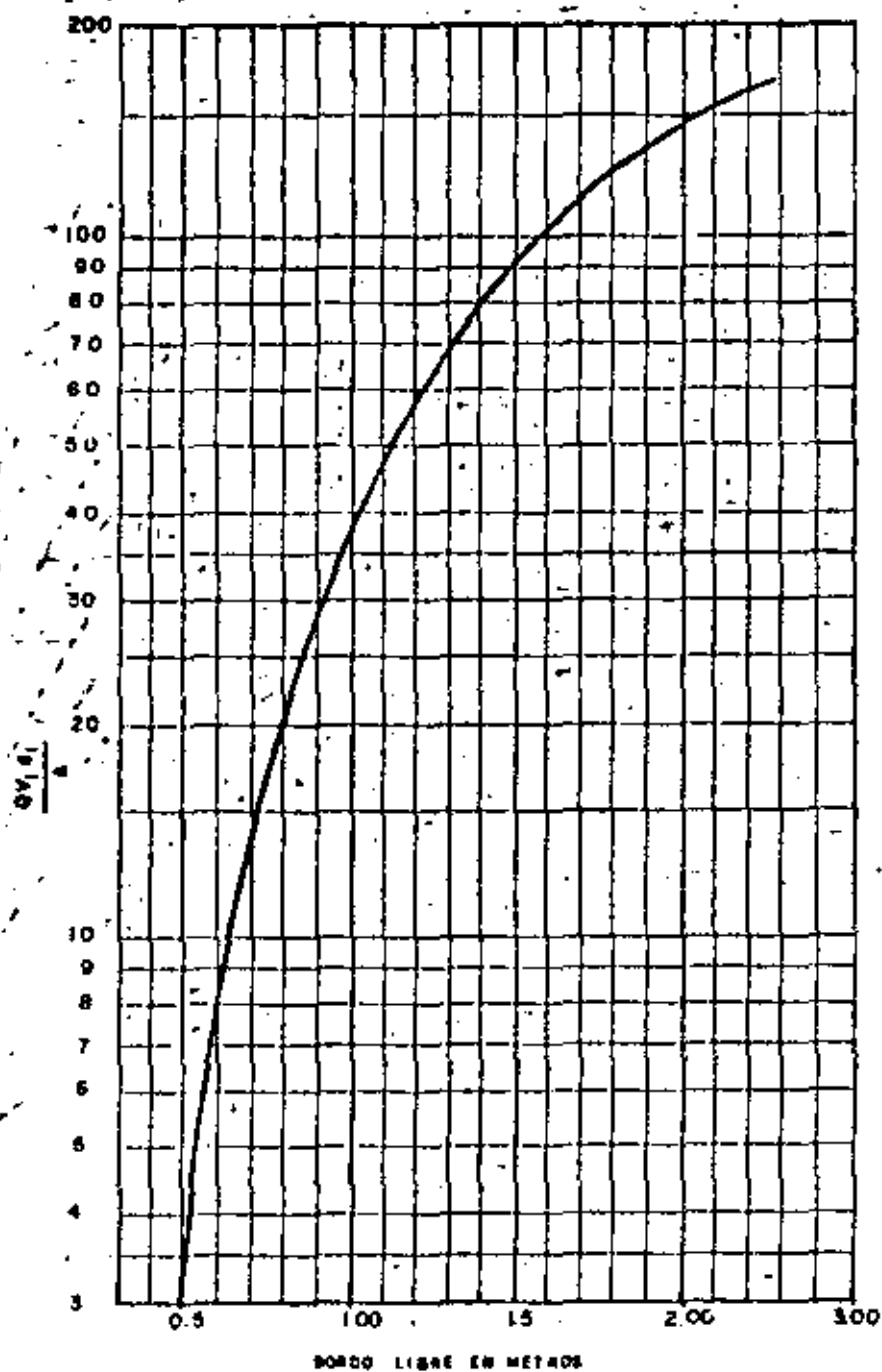


FIG. 2.— CURVA PARA EL BORDO LIBRE EN EL TANQUE AMORTIGUADOR POR EFECTO DE OLEAJE

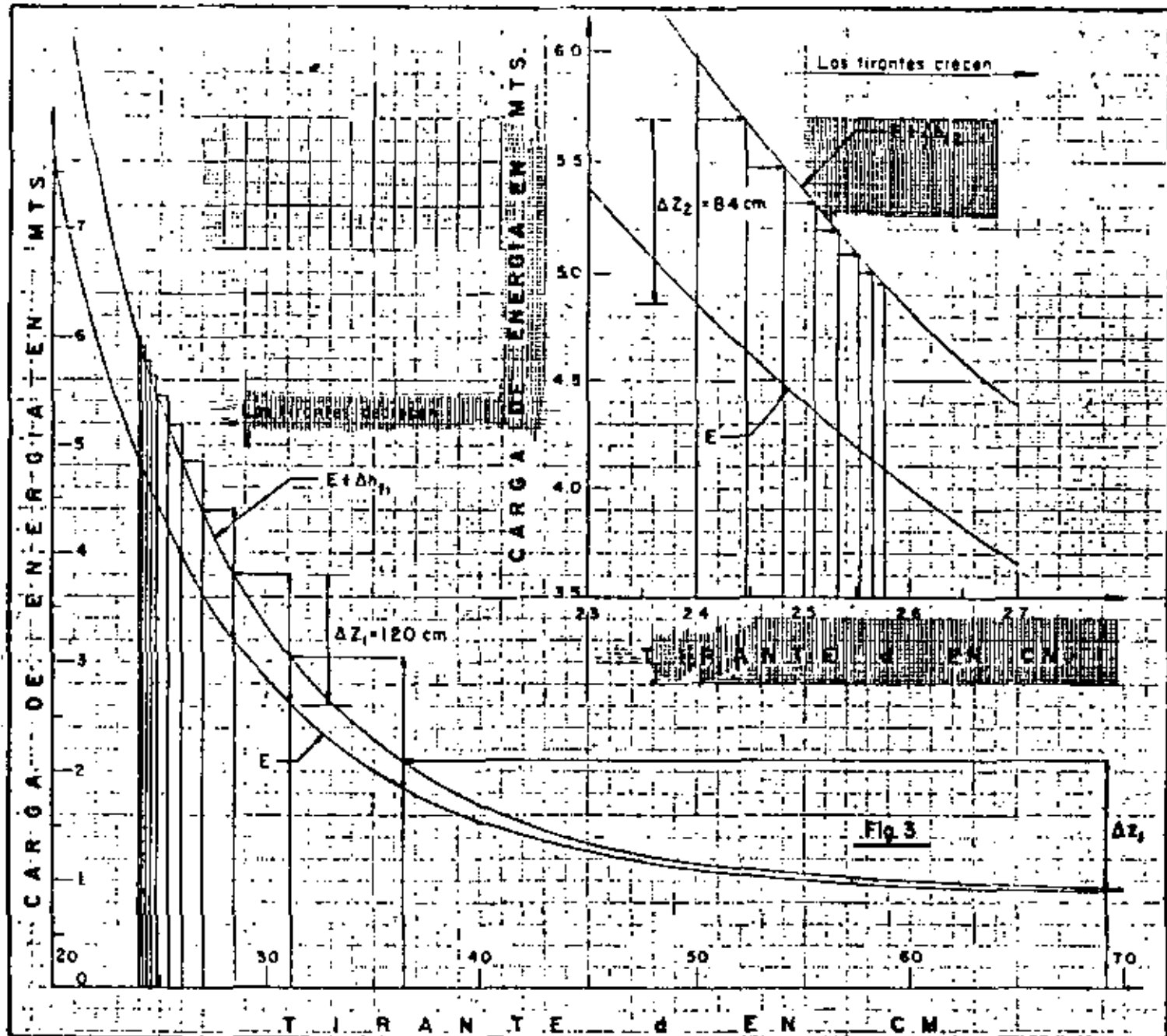


FIG 3 - GRAFICOS PARA EL CALCULO DE LA ECUACION
 $E + \Delta Z = E + \Delta H$

B. Secciones Transversales. Se deben presentar secciones transversales de la estructura en sitios importantes, para mostrar dimensiones, refuerzo, líneas de terreno y cualquier información de construcción que no se pueda mostrar en la planta o en el corte longitudinal. La localización de las secciones transversales usualmente se indican en la planta, pero puede ser necesario indicarla en otros lugares.

Tratándose de estructuras simétricas, basta detallar la mitad de la sección transversal lo que puede economizar trabajo de dibujo y espacio en los planos. Se incluirán dibujos de detalles para aclarar las dimensiones y la construcción de las partes menores de la estructura.

C. Detalles de Diseño. Los detalles de diseño que se presentan en las estructuras de rápidas y caídas pueden ser: carteles, drenes, lloraderos, filtros, dentellones, juntas.

EjemPlo Numérico

CALCULO HIDRAULICO DE LA RAPIDA.

1.- CANAL DE LA RAPIDA.

Este se realizará por el método semigráfico que hace uso de las curvas $E = d$ y $E = Ah$.

Datos hidráulicos de la rápida (ver plano N° 1004-C-304)

$Q = 2.650 \text{ m}^3/\text{seg}$	$b = 0.800 \text{ m}$	$C = 1.51$
$n = 0.015$	$H = 1.100 \text{ m}$	$L_t = 93.900 \text{ m}$
$S_1 = 0.240$	$L_1 = 55.000 \text{ m}$	$S_2 = 0.168$
$L_2 = 38.90 \text{ m}$		

Datos hidráulicos de la sección crítica

$Q = 2.650 \text{ m}^3/\text{seg}$	$b = 0.800 \text{ m}$	$C = 1.51$
$dc = 0.692 \text{ m}$	$A = 1.272 \text{ m}^2$	$Vc = 2.084 \text{ m}/\text{seg}$
$zc = 0.913 \text{ m}$	$r = 0.384 \text{ m}$	$xv = 0.221$

Aplicando el método semigráfico, que no es más que la solución del teorema de Daniel Bernoulli por medio de incrementos finitos, se comienza por dividir la longitud total 93.90 m en 18 tramos

horizontales de 5 metros y el tramo final de 3.90 m. Entonces las longitudes de los tramos inclinados son:

a) Para la pendiente $S_1 = 0.240$

$$L_{inc} = 5.000 \times \sqrt{1 + 0.240^2} = 5.142 \text{ m}$$

Se tienen 11 tramos iguales de $L_{11} = 5.142 \text{ m}$

b) Para la pendiente $S_2 = 0.168$

$$L_{inc} = 5.000 \times \sqrt{1 + 0.168^2} = L_{22} = 5.070 \text{ m}$$

Se tienen 7 tramos iguales de $L_{22} = 5.070 \text{ m}$ y un último tramo de longitud.

$$L_{inc} = 3.900 \times \sqrt{1 + 0.168^2} = L_{33} = 3.955 \text{ m}$$

y los incrementos de elevación de la plantilla son:

a) Para la pendiente $S_1 = 0.240$

$$\Delta Z_{11} = 5.000 \times 0.240 = 1.200 \text{ m}$$

y se tienen 11 incrementos de elevación de 1.200 m cada uno.

b) Para la pendiente $S_2 = 0.168$

$$\Delta Z_{22} = 5.000 \times 0.168 = 0.840 \text{ m}$$

y se tienen 7 incrementos de elevación de 0.840 m cada uno, y además un último incremento de elevación de $3.900 \times 0.168 = 0.655 \text{ m}$

$$\Delta Z_{33} = 0.655 \text{ m}$$

Resolviendo el teorema de Bernoulli por medio de incrementos finitos, se procede de la siguiente manera:

Aplicándolo entre las secciones 1 y 2, según la fig. 4.

Plano horizontal de comparación en la plantilla de la sección N° 2.

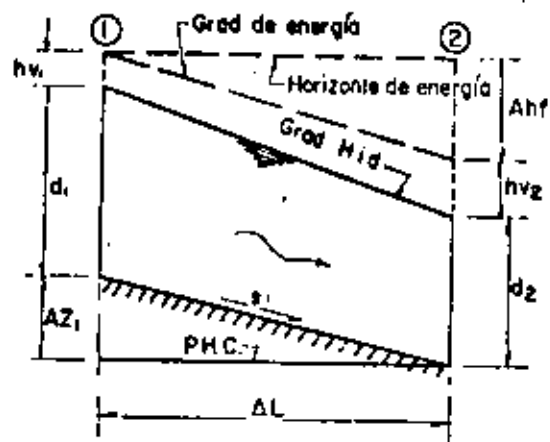


Fig. 4

$$\Delta Z_1 + d_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + \Delta hf$$

Como las energías específicas en las secciones 1 y 2 son:

$$E_1 = d_1 + hv_1 \qquad E_2 = d_2 + hv_2$$

por tanto:

$$\Delta Z_1 + E_1 = E_2 + \Delta hf$$

Ahora, construyendo las gráficas $\Delta Z_1 + E_1$ contra tirantes d y $E_2 + \Delta hf$ contra tirantes, se podrá resolver gráficamente la ecuación planteada.

Para el cálculo de los valores deseados se tendrían que emplear las fórmulas:

$$A = 0.800 d_1 + 1.500 d_1^2; \quad p = 0.800 + 3.606 d_1 \quad r = A \div P$$

$$v = 2.650 \div A \qquad hv = v^2 \div 19.60 \quad S = \left(\frac{0.015 v^2}{r^{2/3}} \right)$$

$$\Delta hf = S \times L \qquad E = d_1 + hv \quad E + \Delta hf = d_1 + hv + S \times L$$

Dando valores a d de 0.20 a 0.40 de 0.01 m/0.01 y luego de 0.40 a 0.80 a/c 0.10 m y calculando las fórmulas antes anotadas se puede construir la siguiente tabla.

TABLA PARA EL CALCULO DE LAS ENANTICAS

n (m)	E (m)	$E + \Delta h_1$ (m)	$E + \Delta h_2$ (m)
0.20	7.59515	9.80657	9.77500
0.21	6.73036	8.59185	8.56569
0.22	6.01148	7.57681	7.55449
0.23	5.39090	6.72175	6.70307
0.24	4.85729	5.99643	5.98049
0.25	4.39797	5.37747	5.36375
0.26	3.99696	4.84621	4.83434
0.27	3.65115	4.38724	4.37753
0.28	3.34730	3.99031	3.98130
0.29	3.08037	3.64429	3.63675
0.30	2.84524	3.34165	3.33470
0.31	2.63748	3.07601	3.06990
0.32	2.45119	2.84233	2.83683
0.33	2.28285	2.63580	2.63091
0.34	2.14422	2.45295	2.44862
0.35	2.01427	2.29045	2.28656
0.36	1.89869	2.14597	2.14249
0.37	1.79799	2.01705	2.01393
0.38	1.70063	1.90171	1.89387
0.39	1.61677	1.79659	1.78999
0.40	1.54174	1.70004	1.70373
0.50	1.07591	1.16394	1.16299
0.60	0.94402	0.97641	0.97591
0.70	0.91342	0.97044	0.93015
0.80	0.93581	0.94548	0.94934

Con estas tablas y con sus gráficas respectivas se procede a la solución gráfica de la ecuación de Bernoulli. (Ver gráficas en la Fig. 3).

Con el valor del tirante crítico se entra en el eje vertical hasta z_c , se le agrega Δh_1 , se traza una horizontal hasta cortar a $E + \Delta h_1$; la abscisa, es decir el tirante en este punto de intersección es el valor buscado. Con este segundo tirante se sube verticalmente hasta la gráfica E_2 , se le agrega su correspondiente Δh_2 y se traza otra horizontal hasta cortar $E + \Delta h + 1$; la abscisa de este otro nuevo punto de intersección nos proporciona el valor del siguiente tirante. Procediendo en forma análoga a la descrita, se calculan gráficamente los tirantes correspondientes a los

primeros 11 tramos de la rápida para $S = 0.240$. Se observa que en es-
tos 11 movimientos la línea horizontal siempre se desplaza hacia la
izquierda para intersectar la gráfica $E = \Delta hf_1$.

Al continuar con los siguientes 7 tramos de la rápida, co-
rrespondientes a la pendiente $S = 0.168$, cambian ΔZ_1 a ΔZ_2 y Δhf_1
a Δhf_2 , por lo que se procederá en forma análoga a la anterior pero
tomando en cuenta estos cambios. Se trabajará en la gráfica $K = \Delta hf_2$
y con $\Delta Z_2 < \Delta Z_1$.

Con el dato del último tirante obtenido de la gráfica se pro-
longa verticalmente hasta la gráfica d y se le agrega ΔZ_2 , se traza
una horizontal hasta cortar la gráfica $E = \Delta hf_2$, desplazándose hori-
zontalmente hacia la derecha, lo que indica que el tirante aumentará
de valor. La abscisa del punto de intersección proporcionará el va-
lor del tirante del nuevo tramo. Procediendo en esta forma hasta ob-
tener los tirantes de los 7 tramos restantes de la rápida, se resuel-
ve el problema completamente.

Los tirantes calculados gráficamente de la fig. 1 son los si-
guientes:

"LECTURAS GRAFICAS DE LOS TIRANTES"

Tirantes	Dimensiones en Cm	Tirantes	Dimensiones en Cm
	Para $S = 0.240$		Para $S = 0.168$
d0	09.2	d13	24.4
d1	10.4	d14	24.8
d2	11.1	d15	25.1
d3	28.5	d16	25.3
d4	27.0	d17	25.5
d5	26.0	d18	25.7
d6	25.4	d19	25.8
d7	24.9		
d8	24.6		
d9	24.4		
d10	24.6		
d11	24.0		

* Dato de Partida para el cálculo
lo del tanque amortiguador.

II. TANQUE AMORTIGUADOR

Se empleará un método semi-gráfico para el cálculo del tanque que es aplicable para cualquier sección hidráulica.

Este método consiste esencialmente en trazar las gráficas elevaciones-tirantes, entre las secciones (1) y (2) y elevaciones-tirantes conjugados menores (41) en el tanque amortiguador.

En el punto de intersección de estas gráficas se tendrá la elevación del fondo del tanque y el tirante conjugado menor (véase - fig. 1).

A. Cálculo de la curva elevaciones-tirantes en el canal de la rápida. Este consiste en aplicaciones sucesivas del teorema de Daniel Bernoulli (despreciando la fricción).

Con el fin de evitar errores, se sugiere trabajar en la siguiente forma:

- 1º Calcular la elevación del gradiente de energía en la sección (0) (G₀). Véase Fig. 5

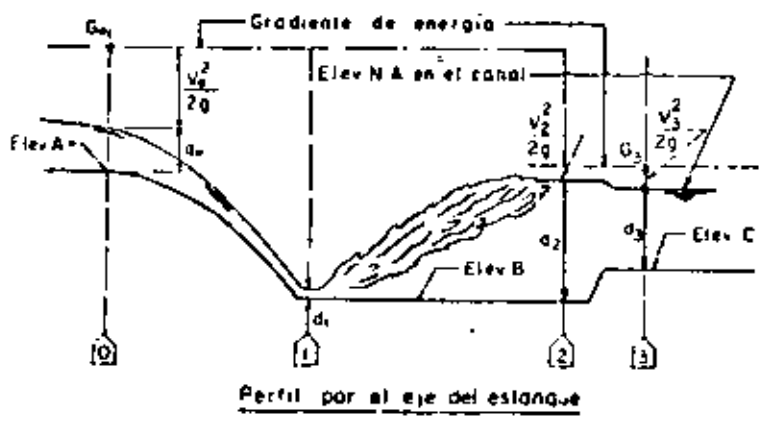


Fig 5

$$d_{10} = 25.4 \text{ cm} \quad \text{est } 0 + 093.90$$

$$A = bm + md^2 = 0.6 \times 0.254 + 1.3 \times 0.254^2 = 0.2064 + 0.998 = 0.3062 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A = 2.05/0.3062 = 6.654 \text{ m/seg}$$

$$nv = \frac{v^2}{7.47} = \frac{74.891}{7.47} = 10.02 \text{ m}$$

Energía específica del canal de la rápida en la est. 0 + 093.90.

$$d_{10} = nv_{10} = 0.256 \times 10.02 = 2.57 \text{ m}$$

Elevación del gradiente de energía en la sección (0) (Co). =
(Ver plano 10M-C-3 4).

Elev. 1/03.700

4.071 m

170/1.500

2° Cálculo de los valores para trazar la curva "elevaciones-tirantes en el canal de la rápida" (curva 1).

Se suponen tirantes menores a d_{10} por tener un régimen rápido y se determinan sus energías específicas y elevaciones -- respecto al gradiente de energía en la sección (0).

El resumen de los cálculos correspondientes aparecen en la -- tabla N° 1°

1. Cálculo de la curva, elevaciones-tirantes conjugados menores.

Para el cálculo de esta curva también se evitan los tanteos, haciéndolo de la siguiente forma:

3° Tabular las funciones $\frac{Qv}{g} = Ad + F$

En la que: Q = Gasto en m³/seg.

V = Velocidad en m/seg

A = Área de la sección del tanque en m²

\bar{d} = Distancia del CG, de la sección del tanque, -- al nivel A del agua.

Véase tabla N° 2 de valores, para trazar la gráfica "F"-tirantes.

Hecha la tabulación, se procederá a dibujar la curva correspondiente a esta función tabulada. (Véase la fig. 6).

Los datos para el dibujo de la curva, elevaciones- tirantes conjugados menores, se obtienen en la siguiente forma: se elige un tirante d_1 con el cual se obtiene d_2 de la gráfica de tirantes conjugados, se resta este tirante d_2 de la elevación del M.A. en el canal -- (sec. (1) figura 5) obteniéndose así la elevación correspondiente al tirante d_1 elegido.

En esta forma se continúa hasta obtener puntos suficientes para dibujar la gráfica.

Si se considera necesario, pueden tomarse en cuenta las cargas de velocidad en el tanque y abajo de éste, véase tabla N° 1.

Area, velocidad, carga de velocidad y energía específica, - del conjugado mayor:

$$A_2 = m d_2 + m d_2^2 = 0.8 \times 2.21 + 1.5 \times (2.2)^2 = 1.768 + 7.459 = 9.241 \text{ m}^2$$

$$V_2 = Q/A_2 = \frac{2.65}{9.241} = 0.286 \text{ m/seg}$$

$$hV = \frac{V_2^2}{2g} = \frac{0.286^2}{19.6} = \frac{0.08179}{19.6} = 0.004173 \text{ m}$$

$$d2 = \frac{V_2^2}{2g} = 2.230 + 0.004 = 2.234 \text{ m}$$

En el punto de intersección de estas gráficas se obtiene la elevación del fondo del estanque y el tirante conjugado menor.

Para el ejemplo en cuestión, según las gráficas:

$$d_1 = 0.188 \text{ m}$$

$$\text{Elev. del estanque} = 1698.83$$

$$\begin{aligned} \text{Altura del escalón} &= \text{elev. C.} - \text{Elev. del estanque} \\ &= 1699.41 - 1698.83 = 0.58 \text{ m} \end{aligned}$$

En la gráfica de tirantes conjugados, entrando con el argumento $d_1 = 0.188$ se obtiene $d_2 = 1.66 \text{ m}$.

Verificación de los conjugados obtenidos anteriormente.

Basándose que $d_1 = 0.188 \text{ m}$

$$A_1 = m d_1 + m d_1^2 = 0.8 \times 0.188 + 1.5 \times 0.188^2 = 0.2034 \text{ m}^2$$

$$V_1 = Q/A_1 = 2.65 / 0.2034 = 13.02 \text{ m/seg}$$

distancia del C.G. a la sup. libre del agua.

$$\bar{d}_1 = \frac{0.8 \sqrt{d_1^3 + d_2^3}}{1.0 + 3 d_1} = \frac{0.1857}{2.164} = 0.0858 \text{ m}$$

De la ecuación fundamental del salto hidráulico

$$A_1 \bar{d}_1^3 = \frac{Q^2}{A_1 g} = A_2 \bar{d}_2^3 = \frac{Q^2}{A_2 g}$$

$$0.2034 \times 0.0858 = \frac{2.05^2}{0.2034 \times 9.8} = 0.01745 \times 1.57305 = 1.5405 \text{ m}$$

Para $d_2 = 1.00 \text{ m}$

$$A_2 = b d_2 = 1.00 \times 1.5 = 1.5 \text{ m}^2$$

$$\bar{d}_2 = \frac{0.8 \sqrt{d_2^3 + d_1^3}}{1.0 + 3 d_2} = \frac{4.083}{4.58} = 0.891 \text{ m}$$

$$A_1 \bar{d}_1^3 = \frac{Q^2}{A_1 g} = 1.5 \times 0.891^3 = \frac{2.05^2}{A_1 \times 9.8} = 3.523 \times 1.50$$

Diferencia = 0.017 m

Cuando la diferencia es considerable, se tendrá que alinear los cálculos.

Comprobando:

$$d_2 + hV_2 \leq \text{altura del escalón} + d_1 + hV_1$$

$$V_2 = Q/A_2 = \frac{2.05}{1.5} = 1.367 \text{ m/seg}$$

$$hV_2 = \frac{V_2^2}{2g} = \frac{1.869}{19.6} = 0.095 \text{ m}$$

$$d_2 + hV_2 = 1.00 + 0.095 = 1.095 \text{ m}$$

$$\text{escalón} + d_1 + hV_1 = 0.50 + 1.055 + 0.057 = 1.612 \text{ m}$$

Diferencia = 0.517 m

Para tener un ahogamiento del 3% aproximadamente se tendrá que bajar el colector 0.59 m.

$$\text{escalón} + d_1 + hV_1 = 1.12 + 1.055 + 0.057 = 2.232 \text{ m}$$

$$\text{ahogamiento} = \frac{2.232 - 1.672}{1.672} = \frac{0.560}{1.672} = 0.335 \text{ m}$$

Por ciento de energía disipada por el salto

Por medio de la fórmula:

$$x = 100 \left[\frac{1}{d_1 + (V_1^2/2g)} \right]$$

TABLA Nº 1
RESUMEN DE VALORES PARA OBTENER LA CURVA "ELEVACION-TIRANTES" EN EL CANAL DE LA RÁPIDA

d	A = 0.8 d + 1.5 d ²	V = Q/A	Q.V. = V ³ A	d	ELEVACION (d + hv)
0.40	0.560	4.732	12.540	0.047	1706.317
0.25	0.298	12.013	31.920	0.091	1703.463
0.20	0.249	10.682	18.727	0.132	1701.860
0.20	0.220	12.045	31.920	0.171	1700.256
0.18	0.172	13.802	46.627	0.210	1697.653
0.16	0.161	15.963	66.627	0.247	1694.638

TABLA Nº 2
TABLA DE VALORES PARA TRAZAR LA GRÁFICA "ELEVACION-TIRANTES"

(Ecuación fundamental del salto hidráulico =

$$\frac{QV}{g} + Ad = P$$

d m	A = bd + wd ² m ²	V = Q/A m/seg	Q.V. m ³ /seg ²	$\frac{QV}{g}$ m ³	d	Ad	P
0.10	0.095	27.895	73.921	7.543	0.047	0.004	7.547
0.20	0.220	12.045	31.920	3.257	0.091	0.020	3.277
0.30	0.375	7.067	18.727	1.911	0.132	0.050	1.961
0.40	0.560	4.732	12.540	1.280	0.171	0.096	1.376
0.50	0.775	3.419	9.061	0.925	0.210	0.162	1.087
0.60	1.029	2.598	6.885	0.703	0.247	0.252	0.955
0.692	1.272	2.084	5.523	0.563	0.281	0.357	0.920
0.80	1.600	1.656	4.389	0.448	0.320	0.512	0.960
1.00	2.300	1.152	3.053	0.312	0.391	0.900	1.212
1.20	3.120	0.849	2.253	0.230	0.462	1.440	1.676
1.40	4.060	0.653	1.712	0.176	0.531	2.160	2.336
1.60	5.120	0.518	1.372	0.140	0.600	3.072	3.072
1.80	6.300	0.421	1.115	0.114	0.669	4.212	4.326
2.00	7.600	0.342	0.924	0.094	0.737	5.600	5.624
2.20	9.020	0.294	0.779	0.079	0.805	7.260	7.339
2.40	10.560	0.251	0.665	0.068	0.873	9.216	9.284

TABLA N° 3

TABLA DE VALORES PARA TRAZAR LA CURVA "ELEVACION—TIRANTES CONJUGADO MENORES" (CURVA II)

Conjugado Menor "d ₁ "	Conjugado Mayor "d ₂ "	$\frac{d_2}{m^2}$	$v_2 = \frac{g}{d_2}$ m/seg	$\frac{v_2^2}{2g}$	$d_2 + \frac{v_2^2}{2g}$	Elevación Fondo Estanque $G_3 = (d_2 + \frac{v_2^2}{2g})$ (1700.512 - $(d_2 + \frac{v_2^2}{2g})$)
0.10	2.230	9.243	0.286	0.004	2.234	1698.278
0.15	1.960	7.330	0.361	0.007	1.967	1698.545
0.20	1.617	5.215	0.508	0.013	1.630	1698.882
0.30	1.300	3.575	0.7412	0.028	1.328	1699.184
0.40	1.088	2.646	1.001	0.051	1.139	1699.373
0.50	0.960	2.150	1.232	0.077	1.037	1699.475

TABLA N° 4
VALORES DE LAS COORDENADAS EN LA TRAYECTORIA

X	X ²	0.168 X	0.034 X ²	Y	Elevación 1703.780
0.20	0.04	0.0336	0.0013	0.035	1703.745
0.60	0.36	0.1008	0.0127	0.113	1703.667
1.50	2.25	0.2520	0.0765	0.329	1703.451
2.50	6.25	0.4200	0.2125	0.633	1703.147
3.60	12.96	0.6048	0.4406	1.045	1702.735
4.80	23.04	0.8064	0.7833	1.590	1702.190
5.80	33.64	0.9744	1.1437	2.118	1701.662
6.80	46.24	1.1424	1.5721	2.715	1701.065
7.60	57.76	1.2768	1.9638	3.241	1700.539
8.36	69.889	1.4044	2.0362	3.441	1700.339
9.00	81.00	1.5120	2.7540	4.266	1699.514
9.80	96.04	1.6464	3.2653	4.912	1698.868
10.50	110.25	1.7640	3.7485	5.513	1698.267
10.53	110.88	1.7690	3.7699	5.539	1698.241

COORDENADAS DE LA TRAYECTORIA

X	Y	Elevaciones
0.00	0.000	1703.780
0.20	0.035	1703.745
0.60	0.113	1703.667
1.50	0.329	1703.451
2.50	0.633	1703.347
3.60	1.045	1702.735
4.80	1.590	1702.190
5.80	2.118	1701.662
6.80	2.715	1701.065
7.60	3.241	1700.539
8.35	3.841	1700.139
9.00	4.266	1699.514
9.80	4.912	1698.968
10.50	5.511	1698.267
10.53	5.531	1698.241

T A B L A N O

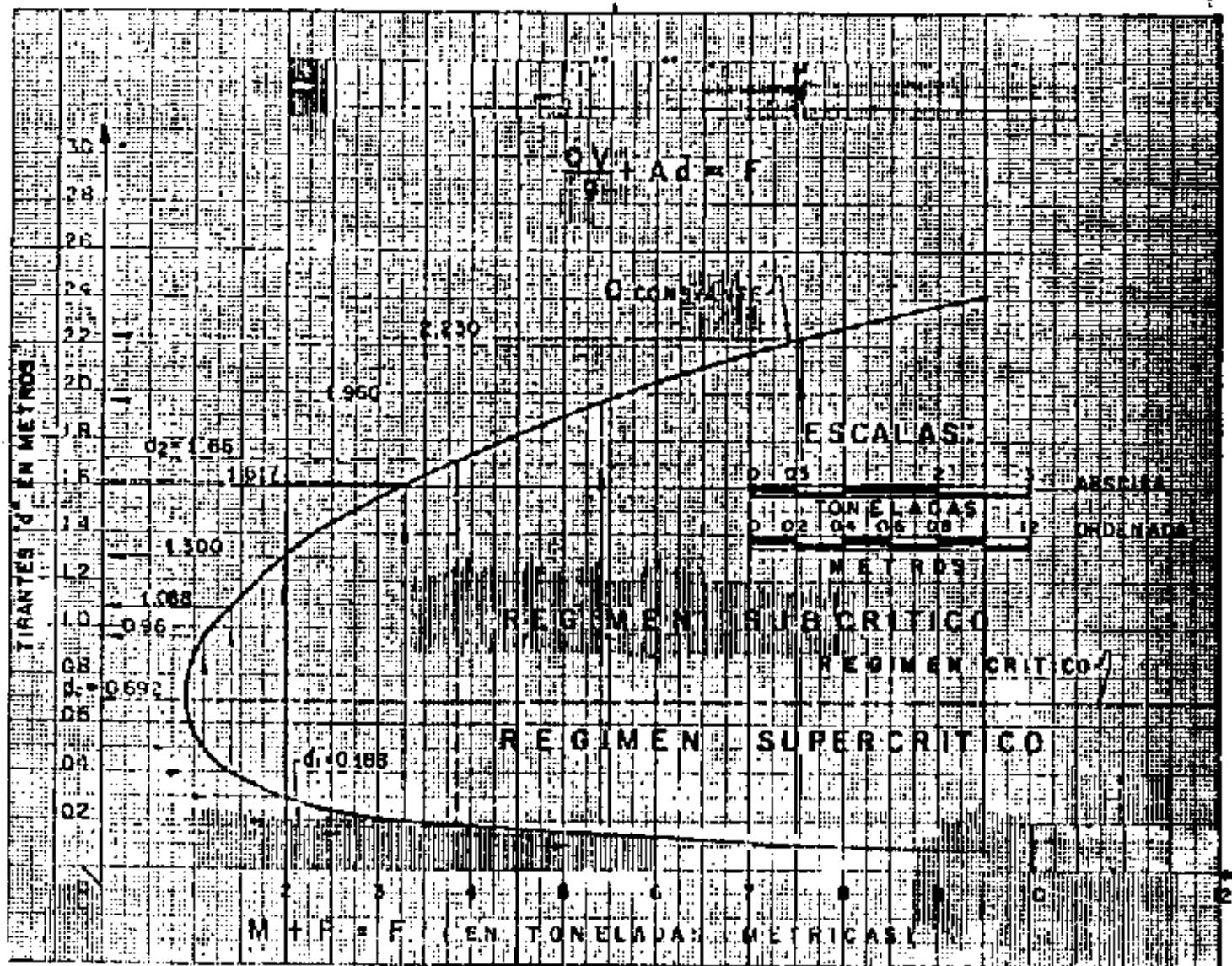


FIG. 6.—GRAFICA 'F' TIRANTES

HL = Diferencia de gradientes de energía.

$$HL = 1707.850 - 1700.512 = 7.346 \text{ m}$$

$$d_1 = 0.188 \text{ m}$$

$$\frac{v_1^2}{2g} = \frac{13.02^2}{19.6} = \frac{169.52}{19.6} = 8.648 \text{ m}$$

$$d_1 + \frac{v_1^2}{2g} = 0.188 + 8.648 = 8.836 \text{ m}$$

$$\times \frac{7.346}{8.836} \times 100 = 0.831 \times 100 = 83.1 \%$$

LONGITUD DEL SALTO HIDRAULICO (L_s)

$$L_s = 5 (d_2 - d_1) = 5 (1.66 - 0.188) = 7.36 \text{ m}$$

Determinar la potencia disipada en el salto.

Fórmula : $hp = \frac{\gamma Q (H_L)}{76}$

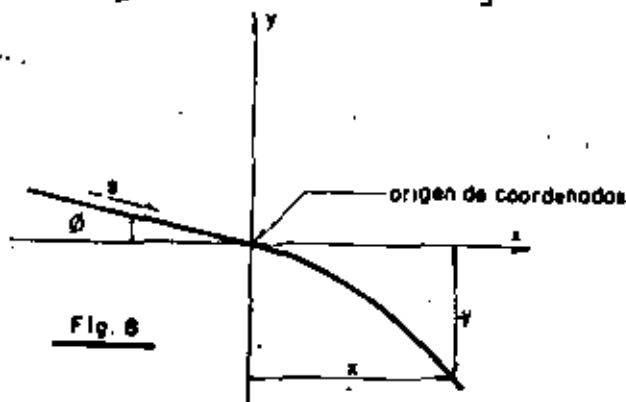
$$1 \text{ hp} = 76 \frac{\text{Eq} \cdot \text{m}}{\text{seg}}$$

$$hp = \frac{1000 \times 2.65 \times 7.346}{76} = \frac{19466.9}{76} = 256.14 \text{ hp}$$

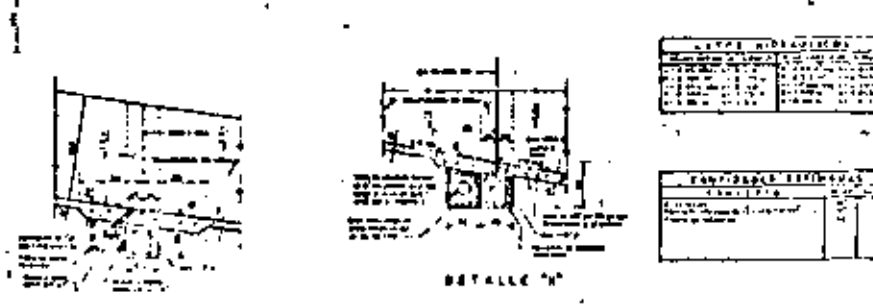
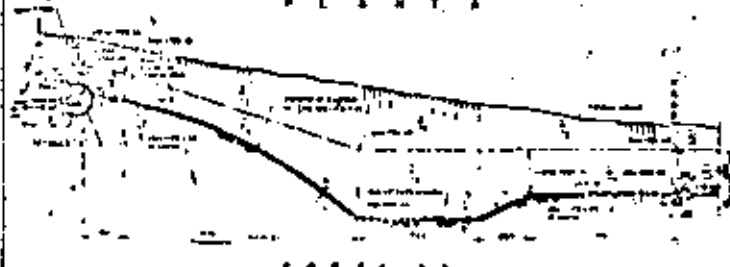
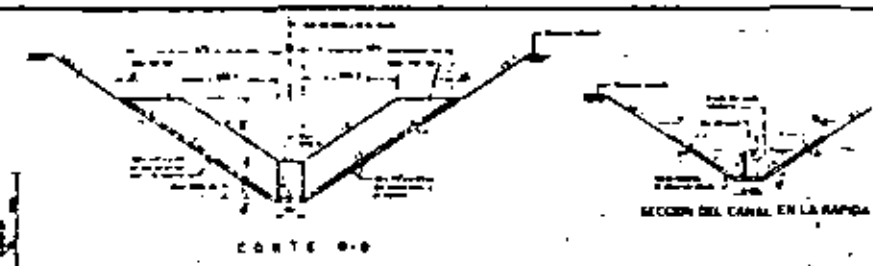
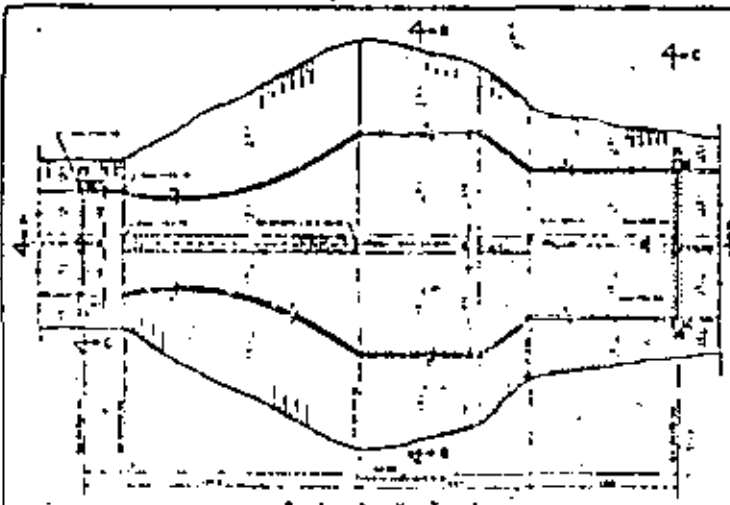
COORDENADAS DE LA TRAYECTORIA

Aplicando la ecuación de la trayectoria se tiene:

$$y = - \left[x \tan \beta + \frac{g x^2}{2v_{\text{máx}}^2} (1 + \tan^2 \beta) \right]$$

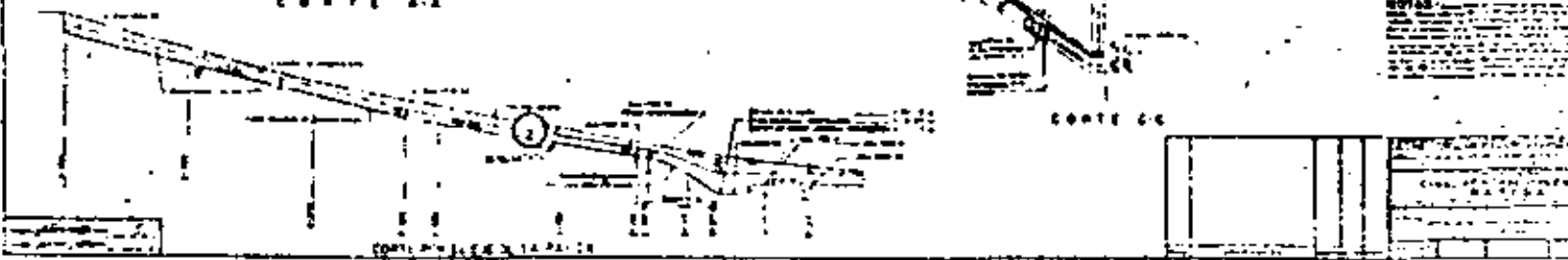


donde y = coordenada vertical (ordenada)
x = coordenada horizontal (abscisa)



ESTADO HIDRAULICO	
...	...
...	...
...	...

ESTADO DE LAS ANCHAS	
...	...
...	...
...	...



ESTADO DE LAS ANCHAS	
...	...
...	...
...	...

ESTADO DE LAS ANCHAS	
...	...
...	...
...	...

ESTADO DE LAS ANCHAS	
...	...
...	...
...	...

CORTE 0-0 EN LA PLANTA



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

V CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

MATERIA: HIDRAULICA

TEMA: HIDRAULICA APLICADA
SIFONES

PROF. ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

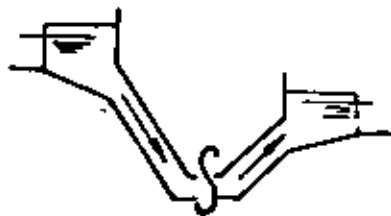
AGOSTO 1982

V CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

MATERIA: HIDRAULICA

T E M A: HIDRAULICA APLICADA

SIFONES



SIFONES

PROF: ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

AGOSTO, 1982

Una vez elegida la sección del conducto y conociendo el perfil longitudinal del terreno en el cruce, se procederá a un trazo geométrico preliminar para cuantificar las pérdidas de carga que se presentan en el sifón.

El funcionamiento hidráulico correcto será aquél en que el desnivel entre los gradientes de energía de entrada y salida de la estructura, sea igual a la suma de todas las pérdidas de carga que se presenten en el sifón.

Se puede presentar el caso en que se tenga obligado el desnivel entre las plantillas de los canales de llegada y salida; cuando se tenga esta condición se manifestarán los siguientes efectos:

- 1o.- Cuando la suma de las pérdidas de carga en el sifón sean mayores que el desnivel entre las plantillas de los canales, se tendrá un remanso a la entrada de la estructura, que puede ser tolerable siempre y cuando no ponga en peligro un desbordamiento en el canal.
- 2o.- Cuando el desnivel entre las plantillas de los canales es mayor que la suma de las pérdidas de cargas en el sifón, se formará un abatimiento del nivel del agua ocasionando un aumento en la velocidad en la entrada a la estructura que puede llegar a ser perjudicial en el canal de llegada, cuando éste no se encuentre protegido con revestimiento.

La forma de los conductos puede ser cuadrada, rectangular, circular, herradura, etc. Desde el punto de vista hidráulico, lo aconsejable sería la sección circular y para fines de construcción se recomienda la rectangular guardando siempre la relación que la altura sea de 1.25 del ancho del conducto, dándole como mínimo un ancho de un metro.

Las principales pérdidas de carga en un sifón invertido -- que llegan a presentarse son las siguientes:

- 1.- Por transición exterior de entrada.
- 2.- Por entrada (s) a (el)(los) conducto (s).
- 3.- Por transición interior de entrada.
- 4.- Por fricción en el (los) conducto (s).
- 5.- Por cambios de dirección.
- 6.- Por Transición interior de salida
- 7.- Por salida al exterior.
- 8.- Por transición exterior de salida.

I.- PÉRDIDA POR TRANSICIÓN EXTERIOR DE ENTRADA.

La pérdida de carga por cambio de sección por transición de entrada se considerará igual a un coeficiente de la forma de la misma y a la diferencia de las cargas de velocidad producidas en las dos secciones extremas de la transición.

$$h_{t_{ec}} = K_t \left(\frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} \right) \dots\dots\dots(A)$$

- donde: V_2 = Velocidad del agua en el canal.
- V_1 = Velocidad del agua al término de la transición.
- K_t = Coeficiente que depende de la forma de la misma.
- g = Aceleración de la gravedad (9.8 m/seg²)

En transiciones alabeadas $K_t = 0.1$

En Transiciones con aristas vivas $K_t = 0.2$

II.- PERDIDA POR ENTRADA AL CONDUCTO.

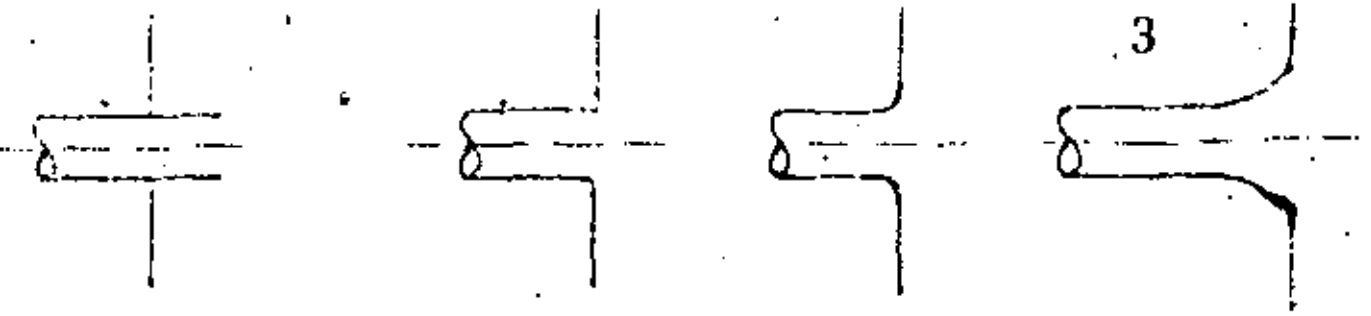
Esta pérdida de carga es tanto menor cuanto menos dificultad (menor cambio de dirección) tengan los filetes al penetrar al conducto y además es proporcional a la carga de velocidad del conducto. Está dada por la fórmula:

$$h_{ec} = K_e \cdot \frac{v_c^2}{2g} \dots\dots\dots(B)$$

Donde: K_e = Coeficiente que depende del grado de abocinamiento de la entrada.

Valores de K_e

Tubo entrente	0.75
Entrada con aristas rectas	0.50
Entrada con aristas ligeramente redondeadas	0.25
Entrada abocinada	0.05



$K_e = 0.75$

$K_e = 0.50$

$K_e = 0.25$

$K_e = 0.$

III.- PERDIDA POR TRANSICION INTERIOR DE ENTRADA.

La pérdida de carga por transición interior de entrada es la debida al cambio de una sección ^{rectangular a una sección} circular o herradura, efectuando dicho cambio de sección en forma gradual para tratar de lograr la menor pérdida de carga posible.

La fórmula usada es la siguiente:

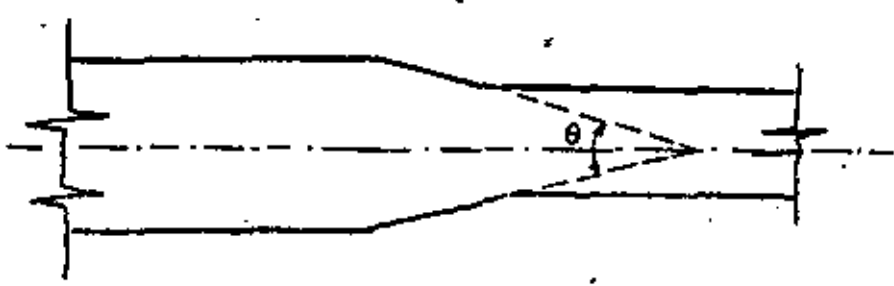
$$h_{t_{ie}} = K_r \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(C)$$

donde:

V = Velocidad de la sección mayor.

K_r = Coeficiente que depende del ángulo de reducción, dado por la siguiente tabla:

θ°	K_r
5	0.06
15	0.18
20	0.20
25	0.22
30	0.24
45	0.30
60	0.32
75	0.34



IV.- PÉRDIDA POR FRICCIÓN EN LOS CONDUCTOS:

Esta pérdida es proporcional a la longitud y velocidad del conducto, y es además, la de mayor importancia en la generalidad de los casos.

En el cálculo para cualquier forma de conducto se usará la fórmula de Chezy con el coef. de Manning.

$$V = C\sqrt{RS} = C(RS)^{1/2} \dots\dots\dots (1)$$

donde $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$

Sustituyendo el valor de C en la fórmula de Chezy (1) se tiene:

$$V = \frac{1}{n} R^{1/6} R^{1/2} S^{1/2} = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Sabiendo que la pendiente hidráulica es de:

$$S = \frac{h_f}{L} \dots\dots$$

$$h_f = \left(\frac{n \cdot V_c}{R^{2/3}} \right)^2 L \dots\dots\dots (D)$$

- Donde: V_c = Velocidad del agua en el conducto.
- R = Radio hidráulico del conducto.
- n = Coeficiente de rugosidad.
- L = Longitud del conducto.

Cuando el conducto es circular, también puede valuarse la pérdida por fricción por medio de las siguientes fórmulas:

-Josef. Kozeny-

$$h_f = \left(\frac{4.427}{6.36 \log d + n} \right)^2 \cdot \frac{L}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

-Darcy-Weisbach-

$$h_f = f \cdot \frac{L}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

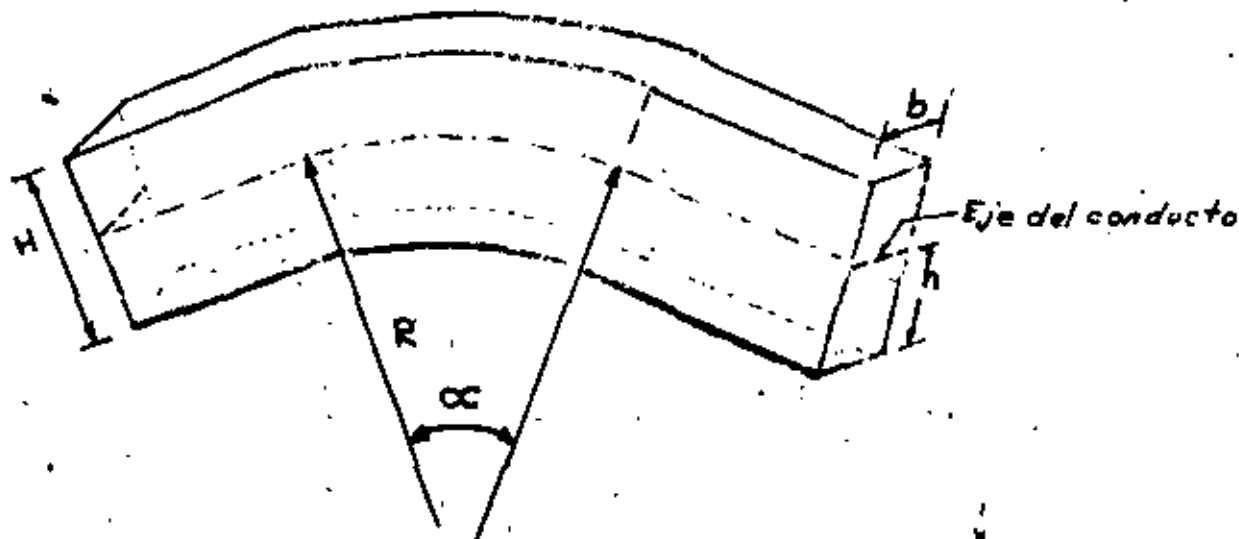
-Hazen-Williams-

$$h_f = \frac{L \cdot Q^{1.851}}{(0.2785 C)^{1.851} d^{4.868}}$$

Como el perfil del conducto no es recto sino una línea quebrada, formada por tramos rectos unidos por medio de codos, cada cambio de dirección en la circulación es motivo de una pérdida de carga. Esta pérdida de carga se obtiene aplicando la fórmula de Weishbach - para conducto rectangular.

$$h_c = \sum \frac{\alpha}{90} \frac{v^2}{2g} = K_c \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (E)$$

Valor de $\sum = 0.124 + 3.098 (h/R)^{3.5}$



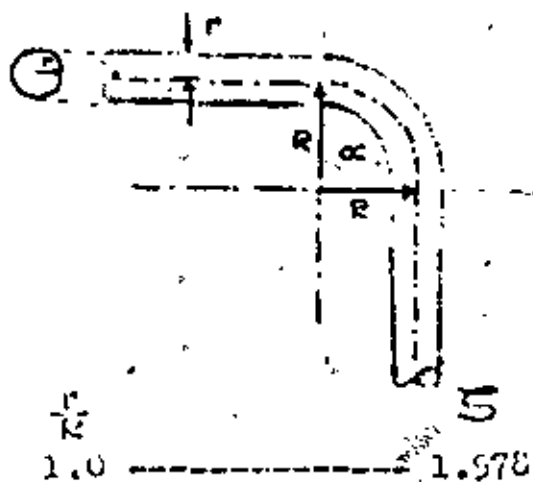
Para conducto circular la fórmula de Weishbach es la siguiente:

$$h_c = \sum \frac{\alpha}{90} \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (E - 1)$$

$$\sum = 0.131 + 1.847 \left(\frac{r}{R} \right)^{7/2}$$

Para :

$\frac{r}{R}$	\sum
0.1	0.131
0.2	0.138
0.3	0.158
0.4	0.206
0.5	0.294
0.6	0.440
0.7	0.661
0.8	0.977
0.9	1.408



VI.-

PÉRDIDA POR TRANSICIÓN INTERIOR DE SALIDA.

La pérdida de carga por transición interior de salida, es igual que la de transición interior de entrada, es tanto menor cuanto menos dificultad haya en el cambio de sección. La fórmula empleada es la de Gibson.

$$h_{t_{is}} = \left(\frac{a_2}{a_1} - 1 \right)^2 K_w \frac{v_2^2}{2g} \dots\dots\dots (F)$$

- donde: a_2 = Área del conducto de mayor dimensión.
- a_1 = Área del conducto de menor dimensión
- K_w = Coeficiente que depende del ángulo con que se efectuará la ampliación.
- v_2 = Velocidad en el conducto de mayor dimensión.

Valores de K_w	
w°	K_w
6 -----	0.14
10 -----	0.20
15 -----	0.30
20 -----	0.40
30 -----	0.70
40 -----	0.90
50 -----	1.00
60-90 -----	1.10

VII.-

PÉRDIDA POR SALIDA DEL CONDUCTO.

Si la descarga se hace a un recipiente que contenga una gran masa líquida, al operarse el mecanismo de difusión la carga de velocidad se pierde en lo que podría llamarse pérdida por desaceleración.

$$h_s = \frac{v_s^2}{2g}$$

Siendo v_s la velocidad en la sección inmediatamente anterior a la salida, y si la descarga se hace a un canal, la pérdida se valdrá de acuerdo con la fórmula de Borda:

$$h_s = \frac{(v_s - v_c)^2}{2g}$$

Siendo v_c la velocidad en el canal



Esta pérdida depende de la forma de esta misma salida y de el incremento de cargas de velocidad producidas entre la dos secciones extremas de la transición.

$$h_{tes} = K_t \left(\frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \right)$$

donde: V_1 = Velocidad del agua al principio de la transición

V_2 = Velocidad del agua en el canal.

K_t = Coeficiente que depende de la forma de la misma.

g = Aceleración de la gravedad (9.8 m/seg²)

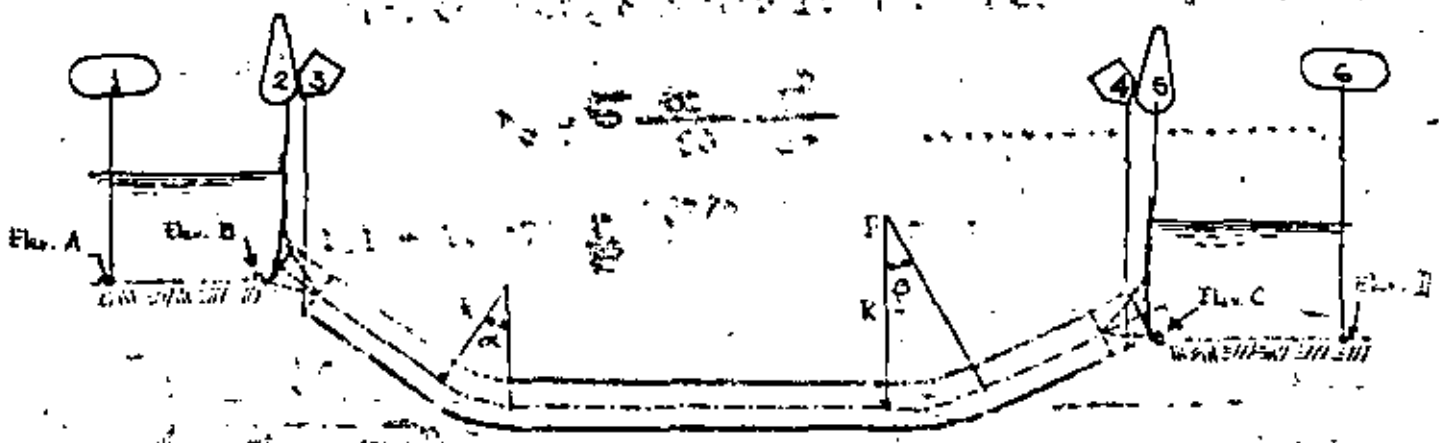
Valores de K_t

Para transición alabada	0.2
Transición con aristas vivas	0.3

DETERMINACION DE LAS ELEVACIONES DE LAS DISTINTAS SECCIONES DEL SIFON

Partiendo de la elevación de la plantilla del canal en la salida se pueden determinar las siguientes elevaciones.

Aplicando la ecuación de Energías de Daniel Bernoulli:



De la observación de la anterior figura y por la ecuación de Bernoulli:

8

Para las secciones 5 y 6:

$$d_5 + hv_5 = (z_6 - z_5) + d_6 + hv_6 + \underbrace{0.3(hv_5 - hv_6)}_{ht_{es}}$$

Para las secciones 5 y 4

$$d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{W} = d_5 + hv_5 + h_s$$

Para las secciones 4 y 3

$$d_3 + hv_3 + (z_3 - z_4) + \frac{P_3}{W} = d_4 + hv_4 + h_f + h_c + \frac{P_4}{W}$$

Para las secciones 3 y 2

$$d_2 + hv_2 = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{W} + h_e$$

Para las secciones 2 y 1

$$d_1 + hv_1 + (z_1 - z_2) = d_2 + hv_2 + \underbrace{0.2(hv_2 - hv_1)}_{ht_{ee}}$$

Para comprobación se puede aplicar entre la transición 1 y la 6:

$$d_1 + hv_1 + (z_1 - z_6) = d_6 + hv_6 + (\text{Suma de pérdidas de 1 a 6})$$

$$d_1 + hv_1 + (\text{Elev. A} - \text{Elev. D}) = d_6 + hv_6 + \sum h$$

El sifón invertido es una estructura empleada con mucha frecuencia para salvar ríos, arroyos, barrancas, vías férreas, carreteras, etc.

En el sifón invertido el escurrimiento se produce por efecto de la acción de la gravedad debido al desnivel que existe entre la entrada y la salida (Diferencia de cargas) y su explicación se justifica en el principio de los vasos comunicantes.

VELOCIDAD EN EL CONDUCTO.

Se fijará una velocidad que no provoque erosión en el material de que está constituida la obra, o que evite azolves que obstruyan el paso del agua; también que no ocasione grandes pérdidas de carga, quedando entonces comprendida entre los límites:

$$2 \text{ m/seg} \quad \text{-----} \quad \text{y} \quad \text{-----} \quad 3 \text{ m/seg.}$$

Para fijar las elevaciones de la clave y de la plantilla -- del conducto para lo cual se dejará un ahogamiento que aminore la posible reducción de la capacidad del conducto, motivada por la introducción de aire.

Se seguirán en este caso, las especificaciones del libro: "OPEN CHANNEL HYDRAULICS" que indican: El valor recomendado del ahogamiento en la entrada se encuentra entre un mínimo de $1.1 \Delta hv$ y un máximo de 18 pulgs. (46 cm.) o $1.5 \Delta hv$ eligiéndose el mayor para este segundo caso. Para la salida se deja un ahogamiento igual a -- Δhv .

Δhv = Diferencia de cargas de velocidad entre el conducto y el canal.

LONGITUD DE LAS TRANSICIONES.

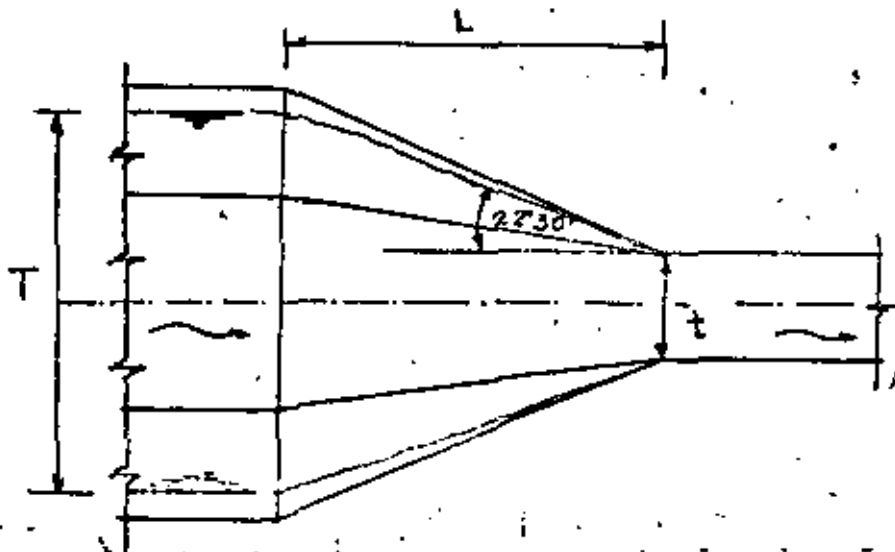
Una regla adoptada por la oficina de tierras y aguas de los Estados Unidos consiste en hacer la longitud de la estructura de -- transición, en la sección longitudinal de ésta; de tal magnitud que la recta que une los extremos de las líneas superiores de los canales formen un ángulo de $12^{\circ} 30'$. Según las experiencias de la antigua "Comisión Nacional de Irrigación", el ángulo puede ser aumentado a $22^{\circ} 30'$ sin que el cambio de secciones en la transición sea -- brusca; según esto:

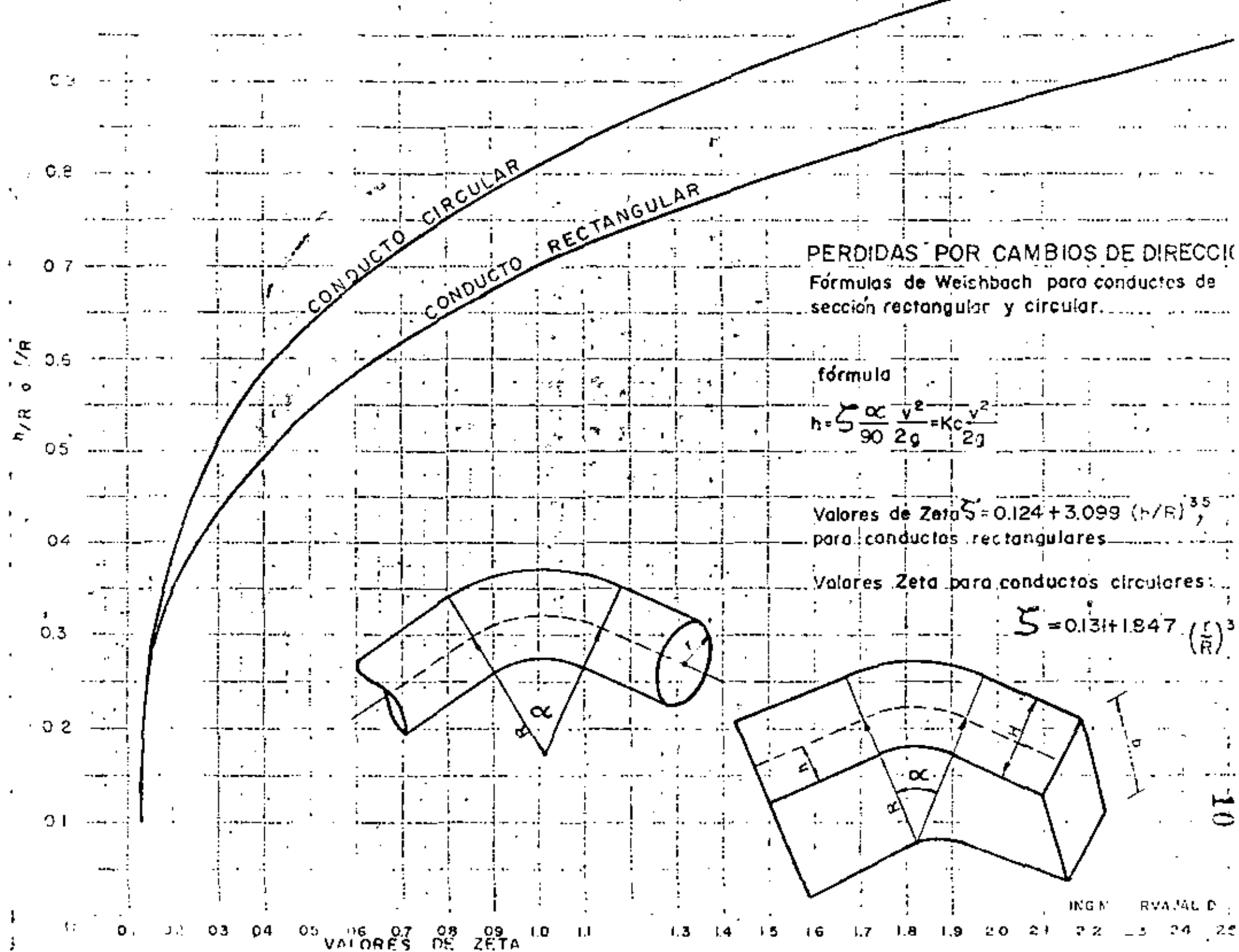
$$L = \frac{T - t}{2} \cot. 22^{\circ} 30' = (T - t) \times 1.2071$$

$$L = 1.2071 (T - t)$$

Donde:

T y t = Ancho de la superficie libre del agua en las secciones extremas de la transición.





DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL.

$$Q = 6.11 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 1.35 \text{ m}$$

$$S = 0.0005$$

$$n = 0.014$$

$$m = 1.5:1$$

$$V_1 = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.014} R^{2/3} (0.0005)^{1/2} = 1.59714 R^{2/3}$$

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{6.11}{A}$$

Suponiendo $d = 1.37 \text{ m}$

$$A = d (b + md) = 1.37 (1.35 + 1.5 \times 1.37) = 4.66485 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2d \sqrt{1 + m^2} = 1.35 + 2 \times 1.37 \sqrt{1 + 1.5^2} = 6.289604 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{4.66485}{6.289604} = 0.741676 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.819364$$

Sustituyendo

$$V_1 = 1.59714 \times 0.819364 = 1.309 \text{ m/seg}$$

$$V_2 = \frac{6.11}{4.66485} = 1.309 \text{ m/seg}$$

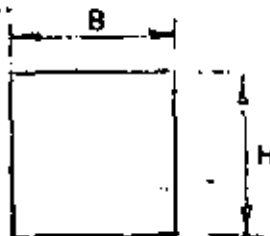
$$V_1 = V_2 \text{ (tirante supuesto es el correcto)}$$

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{1.309^2}{2 \times 9.81} = 0.087 \text{ m}$$

Diseño de la sección del conducto.

Proponiendo una sección rectangular ésta debe de cumplir la siguiente relación:

$$\frac{H}{B} = 1.25$$



H = Altura interior del conducto

B = Ancho de la plantilla del conducto

$$H = 1.25 B \quad (1)$$

$$A = B H \quad (2)$$

A = Área de la sección del conducto.

Sustituyendo "1" en "2"

$$A = 1.25 B^2$$

Despejando "B"

$$B = \sqrt{\frac{A}{1.25}}$$

En función de la carga hidráulica disponible se propusieron varias secciones, suponiendo diferentes velocidades y se escogió la que dió una suma de pérdidas más o menos igual a la carga disponible.

Suponiendo una velocidad igual a 1.60 m/seg

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{6.11}{1.60} = 3.819 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{3.819}{1.25}} = 1.75$$

$$H = 1.75 \times 1.25 = 2.18$$

Se adopta H = 2.15 m

Datos hidráulicos del conducto.

$$Q = 6.11 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$B = 1.75 \text{ m}$$

$$H = 2.15 \text{ m}$$

Carteles de 15 x 15 cm

$$n = 0.014$$

$$A = 2.15 \times 1.75 - \left(\frac{0.15 \times 0.15}{2}\right) 4 = 3.7175 \text{ m}^2$$

$$P = (1.75 - 0.30)^2 + (2.15 - 0.30)^2 + 4 \sqrt{0.15^2 + 0.15^2} = 7.418528 \text{ m}$$

$$r = \frac{3.7175}{7.418528} = 0.499091 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.629198$$

$$V = \frac{6.11}{3.7175} = 1.644 \text{ m/seg}$$

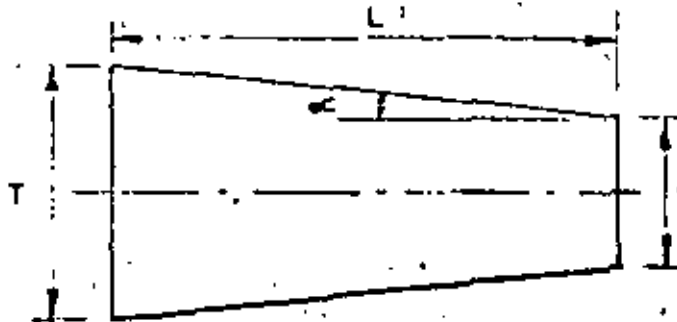
$$h_v = \frac{1.481^2}{19.62} = 0.133 \text{ m}$$

$$h_f = \left(\frac{V_1}{R}\right)^2 h_f = \left(\frac{1.481 \times 0.014}{0.029198}\right)^2 h_f = 0.001338 \text{ L}$$

Longitud de transición.

Las transiciones tienen su justificación cuando el canal en su localización tenga que intercalársele una estructura que nos obliga a cambiar de sección, ya que este cambio no debe de hacerse bruscamente, sino por medio de transiciones con la finalidad de reducir al mínimo las pérdidas de carga y obtener por ende, la mayor eficiencia hidráulica posible.

La longitud de la transición se determina de acuerdo con el criterio de Hinds, que consiste en considerar que el ángulo que deba formar la intersección de la superficie del agua y la pared, en el principio y fin de la transición, con el eje de la estructura sea $12^\circ 30'$



Siendo:

T = ancho de la superficie libre del agua en el canal.

t = ancho de la superficie libre del agua a la entrada del conducto.

L = longitud de transición.

$$\cot \alpha = \frac{L}{\left(\frac{T-t}{2}\right)}$$

despejando L

$$L = \left(\frac{T-t}{2}\right) \cot \alpha \quad \alpha = 12^\circ 30'$$

Según experiencias de la antigua Comisión Nacional de Irrigación, el ángulo puede ser aumentado hasta $22^\circ 30'$ sin que el can-

bio de secciones de la transición sea brusco y con el cual se reduce ligeramente el costo de los mismos. Por lo tanto nuestra longitud queda dada por la fórmula:

$$L = \left(\frac{T - t}{2} \right) \cot 22^\circ 30'$$

Si al resolver la expresión anterior se encuentra un valor fraccionario, es recomendable redondearlo.

$$T = b + 2 md = 1.35 + 2 \times 1.37 \times 1.5 = 5.46 \text{ m}$$

$$t = 1.75 \text{ m}$$

$$L = \left[\frac{5.46 - 1.75}{2} \right] \frac{2.414}{1} = 4.48 \text{ m}$$

Se adopta $L = 5.00 \text{ m}$

Funcionamiento hidráulico del sifón.

Una vez escogida la sección del conducto y determinadas la longitud de transición; con la topografía detallada del cruce se traza el perfil del terreno y sobre éste dibujamos el perfil longitudinal del sifón.

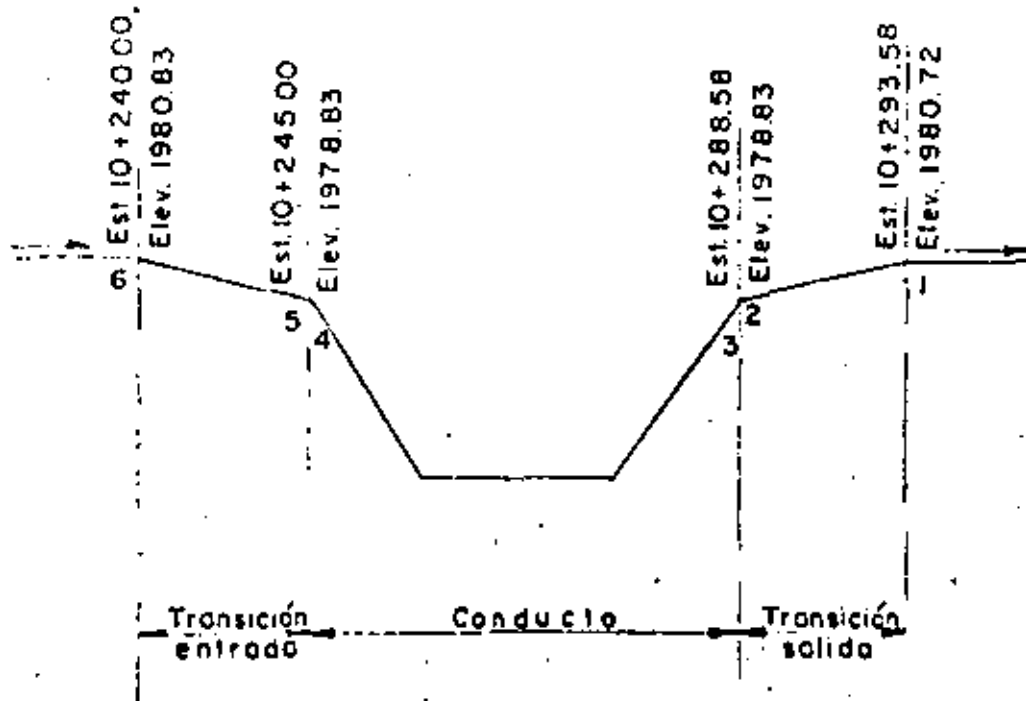
Se dejó un relleno de 2.00 m de la rasante del arroyo a la parte superior del conducto en la zona del cauce; en las laderas se dejó un colchón mínimo de 1.00 m. Las transiciones se localizaron fuera de las laderas del arroyo, quedando totalmente enterradas en el terreno natural.

Trazado el sifón procedemos a calcular la geometría del mismo; hecho esto se tendrán los lugares en los cuales puede haber pérdidas de carga.

El desnivel entre los gradientes de energía de entrada y de salida de la estructura tendrá que ser igual a la suma de todas las pérdidas de carga que se presenten en el sifón.

Así pues, las pérdidas de carga que se tienen son:

- 1.- Transición exterior de entrada
- 2.- Entrada al conducto
- 3.- Fricción en los conductos
- 4.- Codos o cambios de dirección
- 5.- Salida del conducto
- 6.- Transición exterior de salida.



Aplicando el Teorema de Bernoulli de aguas abajo hacia aguas arriba, por tratarse de un régimen tranquilo.

Bernoulli entre 1 y 2

$$d_2 + hv_2 = Z_1 + d_1 + hv_1 + ht_s$$

Z_1 = desnivel entre los puntos 1 y 2

d_1 = tirante normal del canal

hv_1 = carga de velocidad en el canal

d_2 = tirante a la salida del conducto

hv_2 = carga de velocidad a la salida del conducto

ht_s = pérdida de carga por transición exterior de salida

$$ht_s = 0.2 \Delta hv$$

h_v = Diferencia de cargas de velocidad entre los puntos 1 y 2

$$Z_1 = 1980.72 - 1978.83 = 1.89 \text{ m}$$

$$d_1 = 1.37 \text{ m}$$

$$h_{v_1} = 0.087 \text{ m}$$

$$d_2 + h_{v_2} = h_{t_s} = 1.89 + 1.37 + 0.087$$

$$d_2 + h_{v_2} = h_{t_s} = 3.347 \text{ m} \dots\dots\dots (I)$$

Suponiendo $d_2 = 3.296 \text{ m}$

$$A_2 = 1.75 \times 3.296 = 5.768 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \frac{6.11}{5.768} = 1.059 \text{ m/seg}$$

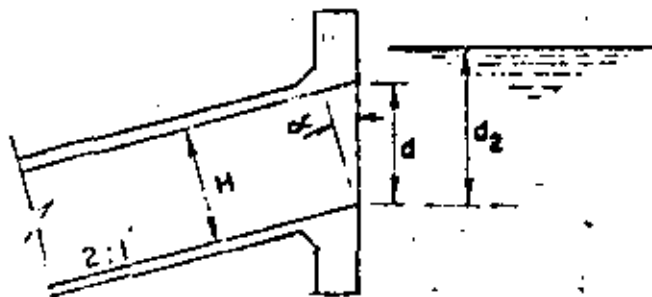
$$h_{v_2} = \frac{1.059^2}{19.62} = 0.057$$

$$h_{t_s} = 0.2 (0.087 - 0.057) = 0.006 \text{ m}$$

Sustituyendo en (I)

$$3.296 + 0.057 - 0.006 = 3.347$$

El tirante supuesto es el correcto.



$$\text{Cot } \alpha = 2$$

$$\alpha = 26^\circ 34'$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{d}{H}$$

$$d = \frac{H}{\text{Cos } \alpha} = \frac{2.15}{0.89442} = 2.40$$

$$\% \text{ de ahogamiento} = \frac{3.296 - 2.40}{2.40} = 0.373$$

$$\% \text{ ahogamiento} = 37.3 \% > 10\%$$

Bernoulli entre 2 y 3

$$d_3 + h_{v_3} + \frac{p_3}{w} = d_2 + h_{v_2} + h_s \dots\dots\dots (II)$$

$$h_s = \text{pérdida de carga por salida} = 0.2 \Delta h_v$$

d_3 = altura interior del conducto

h_{v_3} = carga de velocidad en el conducto

$\frac{p_3}{w}$ = presión interior del agua en el punto 3

$$d_3 = 2.15 \text{ m} \quad d_2 = 3.296 \text{ m}$$

$$hv_3 = 0.138 \text{ m} \quad hv_2 = 0.057 \text{ m}$$

$$h_e = 0.2 (0.138 - 0.057) = 0.016 \text{ m}$$

Sustituyendo en II

$$2.15 + 0.138 + \frac{P_3}{\gamma} = 3.296 + 0.057 + 0.016$$

$$\frac{P_3}{\gamma} = 1.081 \text{ m}$$

Bernoulli entre 3 y 4

$$Z_4 + d_e + hv_e + \frac{P_4}{\gamma} = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{\gamma} + h_f + h_e$$

$$Z_4 = \text{desnivel entre los puntos 3 y 4} = 0$$

$$d_4 = d_3$$

$$hv_e = hv_3$$

$$\frac{P_4}{\gamma} = \frac{P_3}{\gamma} + hf + hc \quad (\text{III})$$

hf = pérdida de carga por fricción en el interior del conducto.

$$h_f = 0.001338 L \quad L = 48.10 \text{ m}$$

$$h_f = 0.001338 \times 48.10 = 0.064 \text{ m}$$

h_c = pérdida de carga por cambio de dirección del conducto.

$$h_c = C \sqrt{\frac{\Delta}{90^\circ}} \quad hv_c$$

números de codos = 2

C = Coeficiente que está en función de la deflexión cuyo valor comúnmente se adopta de 0.25 (según Hinds).

$$= \text{Angulo de la deflexión} = 26^\circ 34' = 26.57^\circ$$

$$hv_c = \text{Carga de velocidad en el conducto} = 0.138 \text{ m}$$

$$h_c = 2 \times 0.25 \sqrt{\frac{26.57^\circ}{90^\circ}} (0.138) = 0.037 \text{ m}$$

$$\frac{P_3}{\gamma} = 1.001 \text{ m}$$

$$\frac{P_4}{v_4} = 1.081 + 0.064 + 0.037 = 1.182 \text{ m}$$

Bernoulli entre 4 y 5

$$d_5 + hv_5 = d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{v_4} + h_c$$

d_5 = tirante a la entrada del conducto

hv_5 = carga de velocidad a la entrada del conducto

h_c = pérdida de carga por entrada = $0.1 \Delta v$

$$d_4 = 2.15 \text{ m}$$

$$hv_4 = 0.138 \text{ m}$$

$$\frac{P_4}{v_4} = 1.182 \text{ m}$$

$$d_5 + hv_5 - h_c = 2.15 + 0.138 + 1.182$$

$$d_5 + hv_5 - h_c = 3.47 \text{ m}$$

Suponiendo $d_5 = 3.426 \text{ m}$

$$A_5 = 1.75 \times 3.426 = 5.986 \text{ m}^2$$

$$v_5 = \frac{6.11}{5.986} = 1.019 \text{ m/seg}$$

$$hv_5 = \frac{1.019^2}{19.62} = 0.053 \text{ m}$$

$$h_c = 0.1 (0.138 - 0.053) = 0.009 \text{ m}$$

Sustituyendo en IV

$$3.426 + 0.053 - 0.009 = 3.47$$

Bernoulli entre 5 y 6

$$Z_6 + d_6 + hv_6 = d_5 + hv_5 + h_{te}$$

d_6 = tirante en el canal

hv_6 = carga de velocidad en el canal

Z_6 = desnivel entre los puntos 5 y 6 = $1900.83 - 1778.83 = 2.00 \text{ m}$

$ht_e = \text{pérdida de carga por transición exterior de entrada} = 0.1 \Delta hv$

$d_5 = 3.40 \text{ m}$

$hv_5 = 0.053 \text{ m}$

$d_6 + hv_6 - ht_e = 1.479 \text{ m} \dots\dots\dots(V)$

Suponiendo $d_6 = 1.40 \text{ m}$

$A_6 = 1.40 (1.35 + 1.5 \times 1.40) = 4.83 \text{ m}^2$

$V_6 = \frac{6.11}{4.83} = 1.265 \text{ m/sec}$

$hv_6 = \frac{1.265^2}{19.62} = 0.082$

$ht_e = 0.1 (0.082 - 0.053) = 0.003$

Sustituyendo en (V)

$1.40 + 0.082 - 0.003 = 1.479$

Resumen de pérdidas:

Transición de entrada	=	0.003 m
entrada	=	0.009 m
fricción	=	0.064 m
codos	=	0.037 m
salida	=	0.016 m
Transición de salida	=	0.006 m
	Σh	<u>0.135 m</u>

Bernoulli entre 1 y 6

$Z_6 + d_6 + hv_6 = Z_1 + hv_1 + \Sigma h$

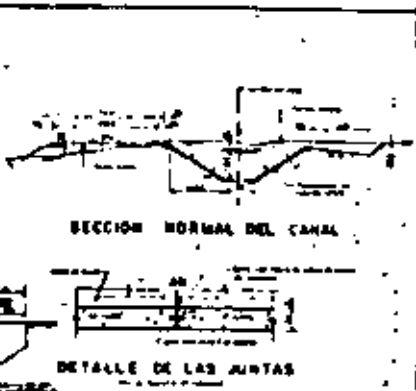
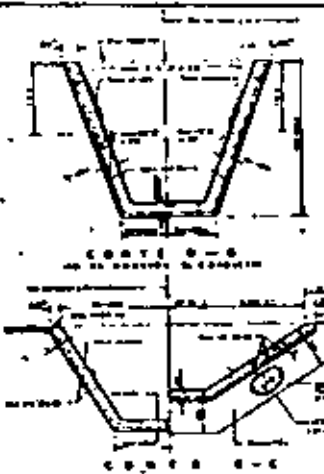
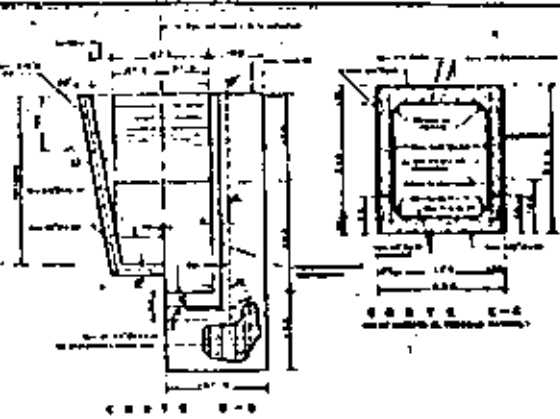
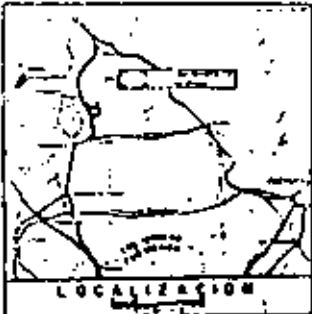
$Z_6 = 1980.93 - 1980.72 = 0.11 \text{ m}$

$0.11 + 1.40 + 0.082 = 1.37 + 0.087 + 0.135$

Carga disponible = 0.110 m

Suma de pérdidas = 0.135 m

Hay un retazo de 2.5 cm aguas arriba del conducto.



CANTOS MENSURALES

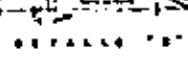
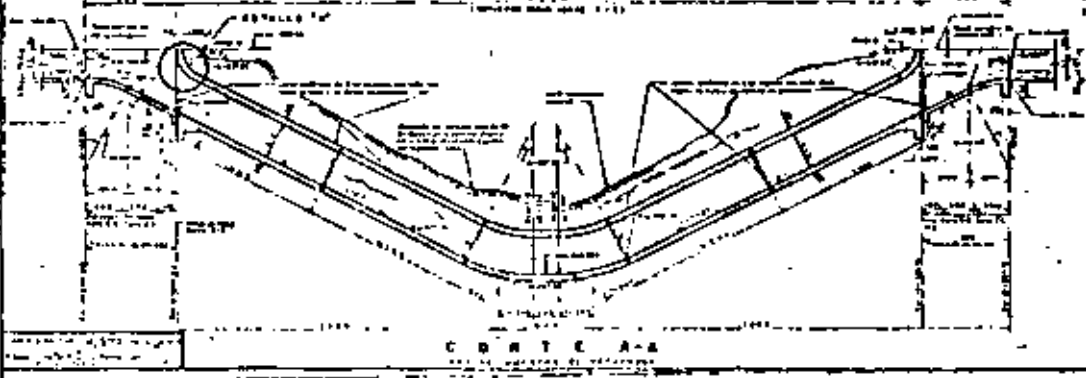
Material	Cantidad
...	...

ESTIMADOS ESTIMADOS

Item	Estimado	Unidad
...

PERRONES DE CAJERA

Material	Cantidad
...	...



NOTAS

1. Este proyecto fue elaborado en el mes de...

2. El terreno para la construcción de la canal...

3. El costo de construcción de la canal...

ESTE PLANO ANEXA AL 1020-R-74

...	...
...	...
...	...



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

V CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO.

MATERIA: HIDRAULICA

TEMA: HIDRAULICA APLICADA

PUENTE CANAL

PROF. ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

AGOSTO 1982

V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

MATERIA: HIDRAULICA

T E M A: HIDRAULICA APLICADA

PUNTE CANAL



PUNTE
CANAL

PROF: ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

AGOSTO, 1982

IV. PUENTES CANAL /

1. GENERALIDADES.

Es el conjunto formado por un puente y un conducto, por el cual escurre el agua como canal; es decir, a la presión atmosférica y por gravedad.

Este tipo de estructura es conveniente para salvar cualquier depresión, siempre que ésta sea de poca anchura.

El puente canal, como todas las estructuras de cruce, se construye con un material al que se le pueda dar mejor acabado, que el canal, con el objeto de que este admita velocidades mayores en el agua, por ser más resistente a la erosión. Por lo tanto y como redundará en beneficio de la economía de la obra, al puente-canal se le dará una sección hidráulica más pequeña que la del canal.

Como la estructura trabaja como canal, de acuerdo con su sección, pendiente y rugosidad, su funcionamiento hidráulico puede estudiarse con la fórmula de Manning.

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

El puente-canal se calcula para gaste y condiciones normales de trabajo, teniendo cuidado en tomar para "n" el valor adecuado.

La sección resultante debe de tener un bordo libre apropiado, para permitir cierta fluctuación en el gaste. Si es claro es corto su funcionamiento estará regido por la posición y condiciones de las transiciones de entrada y salida. En el puente-canal se tendrá como pérdida de carga la diferencia de niveles entre la superficie libre del agua entre el principio y el final de la estructura será igual al que haya entre las plantillas de las mismas secciones si trabaja como canal en régimen tranquilo y si no influye ningún otro factor. A esta pérdida hay que sumarle las originadas en las transiciones de entrada y salida.

El funcionamiento correcto del puente-canal se termina con el estudio de las transiciones, lo cual indicará la posición relativa que deben guardar en elevación las diferentes partes que lo integran, para que trabajen correctamente.

En caso de que haya peligro de azolves en la estructura, se puede colocar un desarenador, a la entrada de la misma, o bien —

darle mayor velocidad al agua. 7

Una vez definido el funcionamiento hidráulico y por consiguiente de las dimensiones que deben tener sus partes, se continuará con el cálculo estructural.

El puente-canal debe dejar espacio libre suficiente para que por debajo de él pasen las aguas máximas extraordinarias del arroyo, dren, o río que se cruce sin obstruir la sección y cuál es el nivel que tendrán al construirse la obra. Cuando lo que se cruza es un camino, o ferrocarril hay que dejar el galibo suficiente que permita el paso de los vehículos.

El puente-canal puede ser de un solo claro o de varios, será de un solo claro cuando de un modo económico se pueda salvar el espacio de la depresión con él; pero si el espacio es grande, tendrán que construirse varios tramos.

En cada caso se deben hacer las alternativas que se crean convenientes para escoger las longitudes correctas, el número de tramos y las posiciones de los apoyos.

Los apoyos extremos pueden ser estribos o caballetes y los intermedios pilas o caballetes.

Cuando el puente-canal se construye para cruzar un río, un dren o un canal, los caballetes intermedios caerán dentro de la sección hidráulica de estos, reduciendo su área, y esto se traduce en una sobreelevación del agua antes del puente; esta sobreelevación se estima de un modo aproximado y es igual a la diferencia de cargas de velocidad del agua, de la sección libre y de la sección obstruida, poniendo que no varía el nivel del agua y que el gasto permanece constante.

Los apoyos deben calcularse como los de caminos o ferrocarriles, para que soporten todos los esfuerzos que les transmite la superestructura y las cargas que recibe directamente, y deben quedar desplantados sobre material firme y protegidos contra posibles asentamientos, deslaves, socavaciones, etc.

Conviene estudiar primero la superestructura, para que definidas las cargas que transmite a la subestructura se proceda a calcular ésta.

En la superestructura se distinguen dos formas de trabajo:
El primero es el de formar una cubeta impermeable, de un ca

nal por, donde escurra el agua.

El segundo es en sentido longitudinal, para lograr que todo el tramo, cargado con agua y todas las cargas que debe soportar, trabaje como viga o como puente apoyado en sus extremos.

2.- CALCULOS HIDRAULICOS

Primera mente obtendremos los datos hidráulicos del canal:

$$Q = 1.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 2.00 \text{ m}$$

$$S = 0.00075$$

$$n = 0.030$$

$$k = 1.50$$

$$V_1 = \frac{Q}{A}$$

$$V_2 = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

La velocidad por continuidad V_1 , debe ser igual a la velocidad obtenida por la fórmula de Manning (V_2)

$$V_1 = \frac{1.00}{A}$$

$$V_2 = \frac{1}{0.030} (0.00075)^{1/2} r^{2/3} = 0.91873 r^{2/3}$$

$$A = d (b + kd) = d (2.0 + 1.5d)$$

$$P = b + 2d \sqrt{1 + k^2} = 2 + 2d \sqrt{1 + 1.5^2} = 2 + 3.60555 d$$

Suponemos $d = 0.64 \text{ m}$

$$A = 0.64 (2.0 + 1.5 \times 0.64) = 1.8944 \text{ m}^2$$

$$P = 2 + 3.60555 \times 0.64 = 4.307552 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{1.8944}{4.307552} = 0.439786 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.57831$$

$$V_1 = \frac{1.00}{1.8944} = 0.52787 \text{ m/seg}$$

$$V_2 = 0.91873 \times 0.57831 = 0.52792 \text{ m/seg}$$

de donde $V_1 = V_2$ correcto

Para los cálculos que siguen se consideran:

$$V = 0.528 \text{ m/seg}$$

y la carga de velocidad

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{0.528^2}{2 \times 9.81} = 0.014 \text{ m}$$

Entonces la energía específica es:

$$E = 0.64 + 0.014 = 0.654 \text{ m}$$

Se determinará la sección del puente-canal, calculando el ancho mínimo como sección crítica.

$$Q = 1.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$E = 0.654 \text{ m}$$

$$E = \frac{3}{2} d_c \quad ; \quad d_c = \frac{2}{3} E = \frac{2}{3} \times 0.654 = 0.436 \text{ m}$$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^3}} \quad ; \quad Q = \frac{Q}{b}$$

$$d_c^3 = \frac{Q^2}{b^3 g}$$

$$b = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{d_c^3 g}} = \sqrt[3]{\frac{1}{0.436^3 \times 9.81}} = 1.109 \text{ m}$$

$$b \text{ mínima} = 1.109 \text{ m}$$

Se adopta $b = 1.30 \text{ m}$, pues efectuando varios tanteos, se observó que con $b < 1.30 \text{ m}$, el agua se remansa aguas arriba del puente-canal.

Cálculo de las longitudes de transición

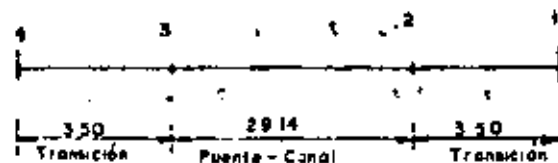
$$LT = \frac{(\tau - t)}{2} \cot 22^\circ 30'$$

$$\tau = 2 + 3 \times 0.64 = 3.92 \text{ m}$$

$$LT = (3.92 - 1.30) \times 1.207 = 3.16 \text{ m}$$

$$\text{Se usará } LT = 3.50 \text{ m}$$

Se hará la revisión hidráulica del puente canal aplicando la ecuación de Bernoulli de la salida a la entrada.



Bernoulli entre las secciones (1) y (2)

$$d_1 = 3.643 \text{ m}$$

$$h_{v1} = 0.014 \text{ m}$$

$$S = 0.00075 \quad Z_2 = 0.00075 \times 3.5 = 0.003$$

$$Z_2 + d_2 + hv_2 = d_1 + hv_1 + ht_g$$

$$d_2 + hv_2 - ht_g = d_1 + hv_1 - Z_2$$

Sustituyendo datos:

$$d_2 + hv_2 - ht_g = 0.640 + 0.014 - 0.003 = 0.651 \text{ m}$$

Para encontrar los datos faltantes se procede por tanteos.

Se supone el tirante d_2

$$d_2 = 0.575 \text{ m}$$

y se hace la revisión

$$A = 0.575 \times 1.30 = 0.7475 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{1.00}{0.7475} = 1.338 \text{ m/seg}$$

La carga de velocidad será:

$$hv_2 = \frac{v_2^2}{2g} = \frac{(1.338)^2}{2 \times 9.82} = 0.091 \text{ m}$$

$$ht_g = 0.2 \Delta hv = 0.2 (0.091 - 0.014) = 0.015 \text{ m}$$

$$d_2 + hv_2 - ht_g = 0.575 + 0.091 - 0.015 = 0.651 \text{ m}$$

$$0.651 = 0.651 \text{ m}$$

de lo cual inferimos que la suposición hecha fue correcta.

A continuación se aplicará el Teorema de Bernoulli entre las secciones "2" y "3".

$$Z_3 + d_3 + hv_3 = d_2 + hv_2 + hf$$

$$d_2 = 0.575 \text{ m}$$

$$hv_2 = 0.091 \text{ m}$$

$$Z_3 = 0.00075 \times 29.14 = 0.022 \text{ m}$$

De la fórmula de Manning, obtenemos:

$$hf = \left(\frac{v n}{2.3} \right)^2 L$$

$$d_2 + hv_2 - Z_3 = d_3 + hv_3 - hf$$

$$d_3 + hv_3 - hf = 0.575 + 0.091 - 0.022 = 0.644 \text{ m}$$

Suponiendo $d_3 = 0.614 \text{ m}$

$$A_3 = b \times d_3 = 1.30 \times 0.614 = 0.7982 \text{ m}^2$$

$$P_3 = b + 2 d_3 = 1.30 + 2 \times 0.614 = 2.528 \text{ m}$$

$$r_3 = \frac{A_3}{P_3} = \frac{0.7982}{1.528} = 0.523 \text{ m}$$

$$r_3^{2/3} = 0.4635$$

$$v_3 = \frac{1.000}{0.7982} = 1.2527 \text{ m/seg}$$

$$h_{v_3} = \frac{(1.2527)^2}{19.62} = 0.0799 \text{ m}$$

$$v_{\text{media}} = \frac{1.252 + 1.338}{2} = 1.295 \text{ m/seg}$$

$$h_f = \left(\frac{1.295 \times 0.015}{0.4635} \right)^2 \times 29.14 = 0.0495 \text{ m}$$

$$d_3 + h_{v_3} - h_f = 0.614 + 0.080 - 0.050 = 0.644 \text{ m}$$

$$0.644 \text{ m} = 0.644 \text{ m}$$

Por lo tanto $d_3 = 0.614 \text{ m}$

Aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones 3 y 4

$$Z_4 + d_4 + h_{v_4} = d_3 + h_{v_3} + h_{te}$$

$$Z_4 = 0.00075 \times 1.5 = 0.001 \text{ m}$$

$$d_3 = 0.614 \text{ m}$$

$$h_{v_3} = 0.080 \text{ m}$$

$$d_4 + h_{v_4} - h_{te} = d_3 + h_{v_3} - Z_4$$

$$d_4 + h_{v_4} - h_{te} = 0.614 + 0.080 - 0.001 = 0.691 \text{ m}$$

Nuevamente por tanteos

suponiendo $d_4 = 0.686 \text{ m}$

$$A_1 = 0.686 (2.00 + 1.5 \times 0.686) = 2.078 \text{ m}^2$$

$$h_{v_4} = \frac{\left(\frac{1}{2.078} \right)^2}{19.62} = 0.012 \text{ m}$$

$$h_{te} = 0.1 (0.80 - 0.012) = 0.007 \text{ m}$$

$$d_4 + h_{v_4} - h_{te} = 0.686 + 0.012 - 0.007 = 0.691 \text{ m}$$

$$0.691 = 0.691$$

Por lo que está bien la suposición.

El agua del canal se remansa

$$0.686 - 0.640 = 0.046 \text{ m}$$

Se anuda el bordo libre en un 10% lo cual es aceptable.

Por lo anterior, la sección hidráulica del puente canal queda definida con las siguientes dimensiones interiores:

$$b = 1.30 \text{ m}$$

$$h = 1.10 \text{ m}$$



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

V CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO.

MATERIA: HIDRAULICA

TEMA: HIDRAULICA APLICADA

DIQUES

PROF. ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

AGOSTO 1982

V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

MATERIA: HIDRAULICA

T E M A: HIDRAULICA APLICADA

DIQUES



DIQUES

PROF. ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

V. DIQUES.

1. GENERALIDADES

Quando un canal principal se localiza en ladera se encuentra con un obstáculo (un bajo, una cañada, una corriente natural), se puede cruzar de las siguientes maneras:

1. Mediante la construcción de un sifón largo.
2. Desarrollando el canal y construyendo un sifón corto.
3. Desarrollando el canal y permitiendo una entrada de agua.
4. Construyendo un dique.

A continuación se presenta un cuadro con los aspectos que se deben considerar en cada una de las alternativas propuestas.

CONCLUSION.

Deben tomarse en cuenta todos los factores que puedan intervenir y obtener para cada alternativa una relación Beneficio-Costo.

La mejor Alternativa será la de mayor relación.

Considerando que se ha adoptado la 4a. alternativa, se tratará únicamente sobre ella.

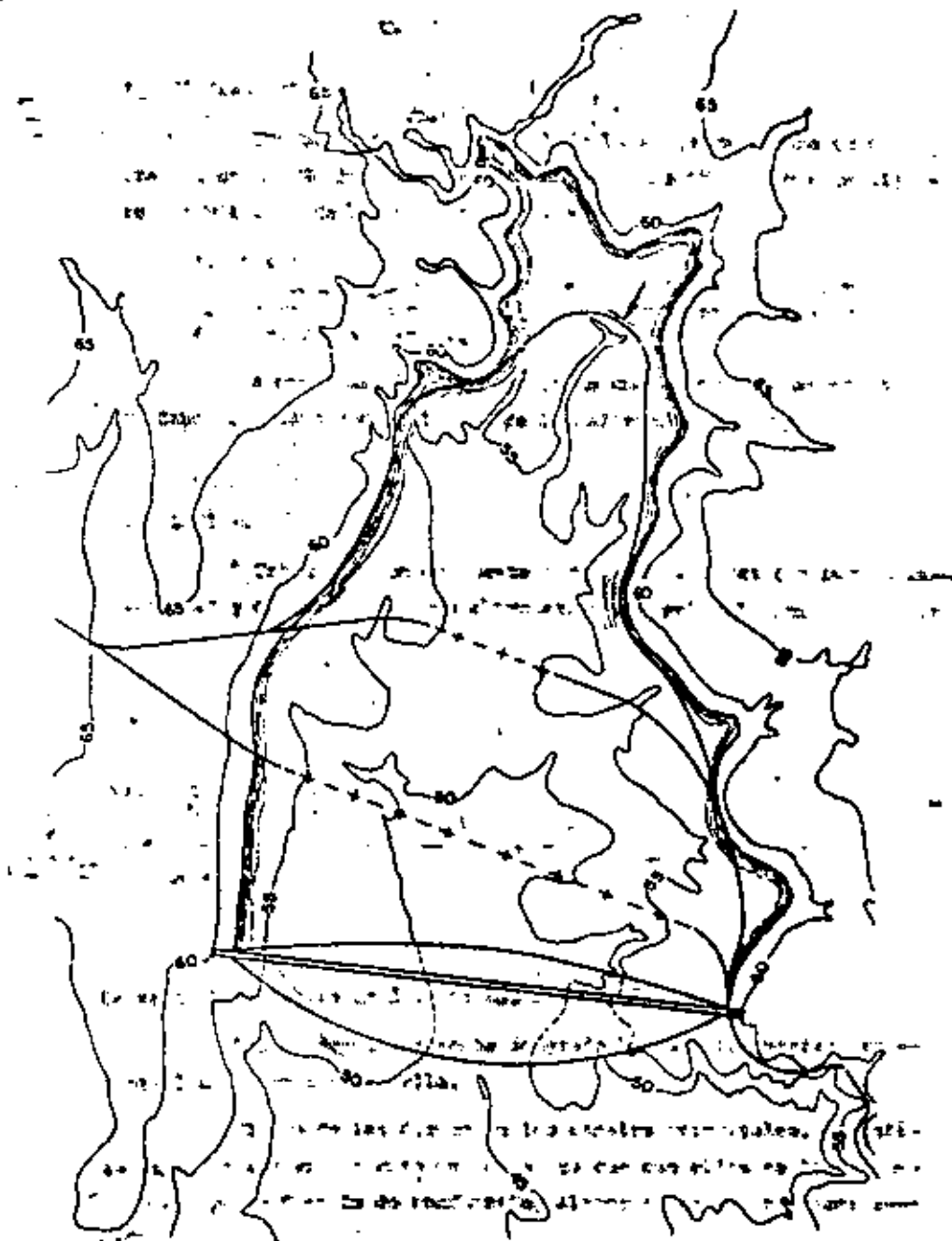
El uso de los diques en los canales principales, garantiza un mejor aprovechamiento del agua, ya que con ellos se logra cubrir la triple función de conducción, almacenamiento y regularización.


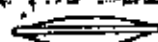
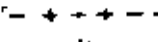
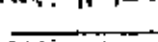

Definición. Dique es una estructura empleada para contener o retener las aguas, en tratándose de canales, es la estructura usada para lograr con el canal, cruzar una depresión natural en el

terreno, en la cual generalmente existen escurrimientos o arroyos, que pueden variar en su régimen, según sea la fuente que los produce.

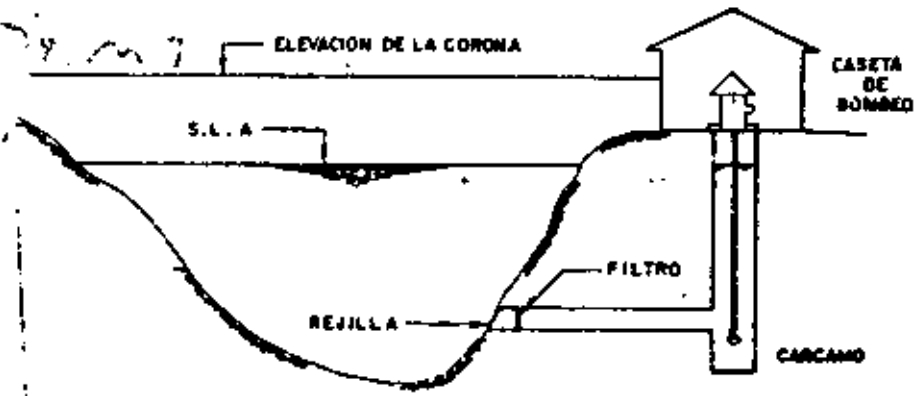
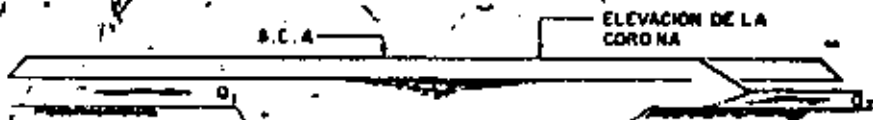
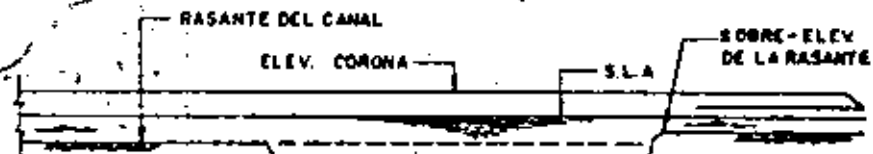
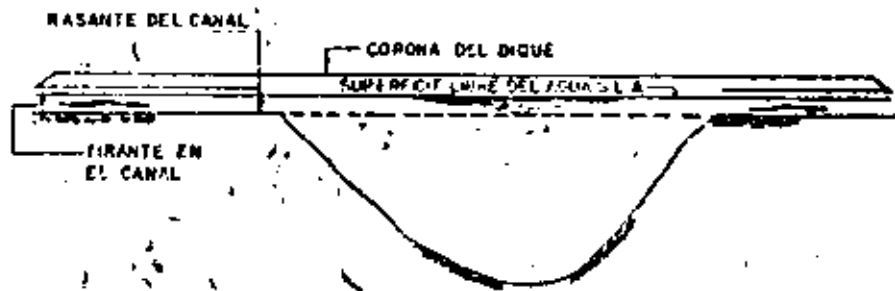
Alternativas o soluciones que pueden sustituir a los diques

FACTORES A CONSIDERAR	A L T E R N A T I V A			
	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
CARGAS HIDRAULICAS	Las pérdidas son directamente proporcionales a la longitud del sifón.	Pérdidas en el sifón y en el canal por fricción y pendiente.	Pérdidas por fricción y pendiente en el canal.	No existen pérdidas por ningún concepto.
AFECTACION DE LA TIERRA (CONSIDERAR SI ES O NO PRODUCTIVA)	No afecta la tenencia de la tierra.	Afecta en lo que el canal aumenta su desarrollo.	La afectación aumenta con el desarrollo del canal.	Afecta el área que rodea el vaso.
GEOLOGIA Y MECANICA DE SUELOS	Que la capa de desplante no está tan profunda que requiera grandes excavaciones o bombeo. Que las socavaciones producidas no descubran al sifón poniéndolo en peligro.	Naturaleza del material de excavación para el desarrollo del canal y del material de desplante del sifón. Que las socavaciones no pongan en peligro al sifón.	Material de arrastre que pueda construir el canal. Que la entrada de agua no ponga en peligro los bordos del canal. Naturaleza del material por excavar para el desarrollo del canal.	Impermeabilidad de la zona del vaso. Que exista una capa apropiada para cimentación a una profundidad no muy grande.
MATERIALES DE CONSTRUCCION	Existencia de agregatos (grava y arena) para la construcción			Materiales con características adecuadas y en cantidad suficiente para formar el cuerpo del dique.
CONSECUENCIAS AGUAS ABAJO	Las pérdidas de carga disminuyen la superficie posible de regar.	Reducción en la superficie regable y aumento en el movimiento de terracerías.	Reducción en la superficie regable y mayor movimiento de terracerías.	Permite regar una mayor superficie, por lo tanto la producción es mayor.
MAXIMO APROVECHAMIENTO DEL AGUA	No existen pérdidas de agua, pero tampoco permite ninguna captación adicional.	No existen pérdidas de agua, pero tampoco permite ninguna captación adicional.	Es posible proporcionar un mayor gasto que el que conduce el canal debido a la entrada de agua.	Evaluación del agua adicional posible de captar y pérdidas por evaporación y filtración en el vaso. Es posible retener el agua enviada y finalmente no usada. Puede proporcionar mayor gasto tomándolo del almacenamiento.
ECONOMICOS	Costo inicial, operación y poca conservación.	Costo inicial, operación y conservación en canal y sifón.	Costo inicial, operación y mayor conservación por canal y entrada de agua.	Costo inicial, operación y conservación casi nula.



- (1)  LIMITE DEL VASO
 (2)  SIFON
 (3)  DIQUE
 (4)  ENTRADA DE AGUA
 (5)  CANAL

Este plano muestra el sistema de drenaje y las obras de ingeniería para el control de las aguas.



Para cruzar con el canal, una depresión natural en el terreno, existen dos soluciones que compiten con la de retener el agua por medio de un dique. Tales factores son:

a) Descabezando o rodeando la depresión o arroyo, para lo cual, se siguen sobre el terreno los niveles que se apeguan a la rasante proyectada, con lo que automáticamente quedará incrementada la longitud del canal.

b) Por medio de un sifón, que permita el paso del agua del canal por abajo del arroyo o depresión del terreno.

Factores que intervienen para determinar el empleo de diques.

Estos factores son:

- a) Factibilidad
- b) Estudio económico comparativo
- c) Beneficios derivados de su uso

a) Al presentarse el problema de cruzar una depresión o arroyo con el canal deberá, en primer lugar determinarse la factibilidad de construcción del dique.

Por razones topográficas puede producirse imposibilidad, tal es el caso, cuando el cauce del arroyo es demasiado cerrado y la capacidad del vaso por formarse, resulta muy reducido. En este caso, el dique es incosteable, dado que, no se contaría con capacidad de regularización y la obra de excedencias, resultaría desproporcionadamente costosa. Entonces, el escurrimiento así tratado, adquiriría características de entrada de agua al canal.

Por lo tanto, deberá estudiarse la capacidad y la regularización que se tendrá con el vaso, para lo cual se determinará la curva de área-capacidades.

Otro caso de solución no factible, es cuando el suelo en que debe alojarse el vaso del dique es demasiado permeable, resultando en consecuencia, que se tendrían grandes pérdidas de agua por filtración.

Por último, no deberá construirse dique, en el caso de que el subsuelo en que se alojará la cimentación, presente gran permeabi-

lidad, o inestabilidad en los materiales que la integran, y económicamente no sea conveniente ni posible el tratamiento o sustitución de los materiales en que se desplantará la estructura.

b) Estudio económico comparativo. Una vez que se ha visto que de acuerdo con los puntos anteriores es factible la construcción del dique, deberá procederse al estudio económico comparativo, entre dique, sifón y descabezar el arroyo dando un desarrollo de mayor longitud en el canal.

Si en este estudio económico comparativo, resulta de menor costo la construcción del dique, no quedará duda de que esa solución debe adoptarse, pero si el dique resulta de mayor costo que las otras dos alternativas, deberán, todavía considerarse los beneficios derivados del uso de los diques. Estos beneficios generalmente no son tomados en cuenta en un simple estudio económico comparativo del costo inicial, y muchas veces, son motivo suficiente para determinar la conveniencia de construir el dique.

c) Beneficios derivados de su uso.

Beneficios de funcionamiento. Los diques presentan la gran ventaja de regularizar en el canal las extracciones de las presas, o las derivaciones directas de los ríos no controlados, pudiéndose efectuar entregas de régimen constante, aunque las derivaciones no lo sean, es decir, se hace funcionar al canal como si fuera una presa.

Beneficios económicos. Las aportaciones de las aguas que ocurren en las cuencas de los arroyos interceptados en los diques, vienen a formar una capacidad adicional de almacenamiento, que será aprovechada para incrementar las superficies de cultivo.

En el caso de canales alimentados por derivación directa de ríos cuyas aguas no estén controladas, se tendrá, como consecuencia del poder regularizador de los diques, un ajuste entre las aportaciones de aguas torrenciales recibidas y las entregas reguladas que se dan para cubrir las demandas de las tierras por beneficiarse, aprovechándose en mejor forma los escurrimientos que de otra manera, irían al mar.

Muy de tomarse en cuenta como beneficio económico, es la reducción de la longitud de los canales que resulta cuando se sigue el criterio de construir diques, ya que además de lograrse un mejor aspecto, debido, a que se propicia en los canales, un trazo rectilíneo con abundancia de grandes tangentes, se obtiene, posteriormente

un menor costo de conservación, ya que ésta se aplicará en una menor longitud.

Es también económicamente importante, el desarrollo de la ganadería que es propiciada por la formación de vasos en los diques, ya que según el sitio ideal para el abrevadero del ganado. Puede así mismo, fomentarse la explotación de ganado caprino.

Otra fuente de riqueza que se puede crear en los diques, es la explotación piscícola, lo que viene a favorecer el mejoramiento de la dieta de la población rural. Actualmente la Secretaría de Recursos Hidráulicos por medio de su Departamento Piscícola, dependiente de la Dirección de Distritos de Riego, ha venido sembrando peces en los vasos de los diques existentes.

Como beneficio social y también económico, puede citarse la recreación y turismo que son propiciados en los lagos artificiales o vasos de los diques, pueden desarrollarse atractivos, como la pesca deportiva, el esquí acuático, y navegación deportiva. Pensando en estos beneficios, se estima conveniente desmontar, durante la construcción del dique, las áreas que ocupará el embalse del vaso.

Diversos tipos de diques.

Los diques son, básicamente, de presas, pero de menores dimensiones, por lo tanto pueden ser de tipos tan variados como las presas. Sin embargo, los diques en los canales, generalmente se limitan a los de tipo de sección gravedad con materiales graduados, y de tierra.

También podrá pensarse en diques de mampostería y concreto, pero estos no son usados en canales.

Los diques más usuales que se construyen en los canales, están constituidos por un corazón impermeable de arcilla compactada al 95% de la prueba Proctor, con taludes variables según diseño. En seguida se colocan los materiales de respaldo que generalmente están constituidos por relleno producto de excavación del propio canal, procurando que ésta sea de características permeables y con el mayor peso volumétrico posible. Exteriormente se coloca una chapa de roca de espesor variable según diseño. La cimentación va provista de una trinchera, la cual es llenada con material impermeable compactado y que viene a ser la base del corazón del dique. Debe procurarse que los respaldos del dique se apoyen sobre material no arcilloso, para evitar riesgos de fallas por deslizamiento. En algunas ocasiones se provee a los diques de una zona de filtros de arena, que se sitúa

en la parte inferior del respaldo del lado de aguas abajo, y anexa a la fundación impermeable. Cuando se hace necesario desplantar toda la cortina sobre materiales arcillosos, se requiere acostar los taludes para lograr una mayor estabilidad.

También son muy usados en canales, los diques totalmente de tierra los cuales se protegen exteriormente por una chapa de roca, tanto en su talud de aguas arriba, como de aguas abajo.

Diques en continuidad con el bordo del canal.

Cuando los canales principales interceptan en su desarrollo pequeñas depresiones naturales, es conveniente que esas depresiones del terreno sean salvadas construyéndose únicamente el terraplén o postizo correspondiente al lado inferior de la ladera, lo cual da por resultado pequeños diques que vienen a ser una continuidad del bordo del canal. Esta solución es muy favorable ya que ahorra de inmediato el costo de la construcción de un bordo, así como la estructura para la entrada de agua que se requeriría. Estos pequeños diques vienen también a propiciar, el desarrollo de la ganadería, ya que presentan en el canal, puntos de fácil acceso para el ganado.

Como ejemplo de utilización de este tipo de pequeños diques se puede citar el Canal San Lorenzo, en el Estado de Sinaloa, ya que éste, por tener un trazo de tendencia rectilínea, con abundancia de grandes tangentes y por estar alojado en un terreno bastante accidentado, viene a interceptar en su desarrollo un gran número de pequeñas depresiones naturales.

Capacidad adicional en los diques.

Cuando las condiciones topográficas le permiten, es muy conveniente, proyectar un desnivel entre la rasante del canal a la entrada y a la salida del dique.

De esta práctica se derivan las siguientes ventajas:

a) Se dispone de una mayor capacidad de regularización y mayor volumen de agua almacenada para riego.

b) Se evitan o disminuyen las necesidades de construir caídas y rápidas en los canales, ya que el desnivel topográfico es absorbido en los diques.

c) Permite entregar en la obra de control del dique, el

gasto máximo del canal, aún cuando el dique no esté lleno a toda su capacidad. De esta manera, se obtiene un mayor aprovechamiento de la capacidad de almacenamiento, y es posible también, trabajar intencionalmente el embalse del dique a tirantes menores que los correspondientes al N.A.M., y sin embargo, seguirse aportando hacia aguas abajo, el máximo gasto diseñado para el canal. La razón que existe para intencionalmente trabajar el embalse del dique a tirantes menores que los normales, es tratar de evitar el derramamiento para no invadir bordos libres en el canal, o bien porque no está convenientemente protegida la zona en que se descargan las excedencias.

Algunos de los diques del Canal San Lorenzo se proyectaron con desniveles en las rasantes del canal a la entrada y a la salida, y se ha constatado que, de esto se ha derivado gran utilidad en su operación, ya que por conducirse aguas no controladas, existen épocas en que disminuyen las aportaciones del río y sin embargo, sigue entregándose gastos totales durante algún tiempo.

Erosiones remontantes en canales, aguas arriba de los diques.

Es conveniente, sobre todo en el caso de canales que conducen aguas no controladas, proveer al canal en el sitio en que éste descarga en el dique de un dentellón que enmarque su sección, ya que por lo general, debido a la depresión del terreno, se producen fuertes velocidades cuando se empieza a verter agua en el vaso, lo que origina erosiones que se remontan aguas arriba del canal y cuyo avance puede ser evitado con el citado dentellón.

Empleos de los diques. Un dique se puede emplear en los siguientes casos:

I) Como estructura de cruce. (Fig. A). Cuando un canal que va en ladera se encuentra con un obstáculo cuya rasante es inferior a la superficie libre del agua (un arroyo o un bajo), se construye un dique de tal forma que el agua que se retenga en el vaso formado, alcance la altura del tirante en el canal.

II) Para levantar la rasante del canal (Fig. B). Cuando por condiciones topográficas la rasante del canal se ha bajado hasta una determinada cota y es necesario levantarla hasta otra cota establecida para darle agua a la franja comprendida entre las dos cotas. Esto es posible hacerlo elevando la corona del dique hasta una cota

superior a la cual se quiere desplomar el canal.

III) Como regulador de los gastos en el canal (Fig. C). Cuando el gasto requerido aguas abajo del dique es menor que el que conduce el canal, la diferencia se puede almacenar poniendo una compuerta en el canal, a la salida del vaso, de tal forma que controle el gasto que pase por ella. De igual manera, cuando el gasto requerido aguas abajo es mayor que el que conduce el canal, la diferencia puede ser tomada del vaso, si el almacenamiento existente lo permite.

IV) Captación para abastecimiento de agua potable (Fig. D). En regiones donde el agua es escasa, es posible obtenerla del vaso mediante la construcción de un cárcamo, para abastecimiento de agua potable a poblaciones cercanas, dándole a ésta un tratamiento económico.

V) Como centro deportivo y de recreo. En el vaso se pueden practicar los deportes acuáticos de las regatas, esquí y la pesca, previamente se introduce alguna variedad de peces, y como favorece el desarrollo de la flora y la fauna, el lugar puede aprovecharse como centro de recreo para familias, siempre y cuando tenga un buen camino de acceso, no esté muy retirado y la población cuente con pocos lugares de esparcimiento de este tipo.

VI) Para control de avenidas. Cuando las avenidas de una corriente causan perjuicios, el dique puede controlarlas y reducir la magnitud de los daños.

Un dique puede ser construido para uno o para varios de los objetivos mencionados anteriormente.

2. CARACTERISTICAS HIDRAULICAS Y ESTRUCTURALES.

Por lo que se refiere a su forma en planta, se tienen dos categorías (que rectos, curvos o quebrados).

II. En cuanto al proyecto hidráulico, en diques vertederos y no vertederos.

III. Por la naturaleza de los materiales que lo forman, en rígidos y flexibles. Los rígidos se dividen en: sección gravedad, contrafuertes (losa plana y de arco múltiple) y arco (gravedad y bóveda). Los flexibles se dividen en: de tierra (de sección homogénea y de materiales graduados) y de enrocamiento.

Los diques rectos pueden tener un trazo paralelo o formar un cierto ángulo con el eje longitudinal del canal.

La disposición rectilínea da menor longitud que si los puntos extremos del dique se uniesen por medio de una línea curva o quebrada, por lo tanto el volumen y costo de la obra es menor. Pero en cambio, la disposición en curva no compromete la estabilidad en caso de abrirse grietas, la misma presión del agua tiende a cerrarlas.

A veces la disposición en planta del dique se fija por la conveniencia de aprovechar una buena cimentación. Supongámonos que se presente, cruzando el cauce, una franja de roca con características ideales para una buena cimentación, si la franja no tiene la suficiente anchura para poder escoger una forma determinada, el dique tendrá, en planta, la forma de la franja.

La necesidad o no de que un dique tenga sección vertedora, depende del estudio del tránsito de los gastos de entrada por el vaso.

En algunos casos es más conveniente colocar un desagüe de excedencias (automático).

Los diques vertedores son aquellos que se diseñan para descargar sobre sus coronas y deben emplearse materiales que no sean fácilmente erosionables (concreto). Por el contrario, los diques no vertedores se diseñan para que el agua no rebase sus coronas y permiten una mayor selección de materiales, incluyendo tierra y enrocamiento.

Generalmente se hace una combinación de estos dos tipos, resultando una estructura con la sección vertedora de material no erosionable (comúnmente concreto), y el resto de tierra o enrocamiento (sección no vertedora).

Los diques vertedores, a su vez se subdividen en: diques de cresta libre o fija y diques de cresta móvil. Diques de cresta libre son aquellos en los que el remanso producido por un cierto gasto no puede variar total ni parcialmente, es decir, teniendo fija una determinada longitud de vertedor, para cada gasto de entrada, sólo se podrá tener un gasto de salida dado por la carga sobre el vertedor, y la superficie libre del agua en el vaso, siempre tendrá una determinada altura para ese gasto dado. A este tipo pertenecen los vertedores de cimacio, vertedores con rápidas, vertedores de canal lateral, vertedores de pozo y vertedores de sifón.

En los diques de cresta móvil, la altura de remanso para

un mismo gasto podrá variar, dentro de ciertos límites, con la apertura o cierre de las partes móviles (compuertas). De modo que, si se adopta para el dique de cresta móvil una altura tal que el remanso en época de estiaje llegue al límite máximo, dicha altura de remanso podrá permanecer constante, al aumentar el gasto, abriendo las compuertas y dando paso suficiente a las aguas para que no se detengan ocasionando la elevación de dicho remanso. A este tipo pertenecen las agujas horizontales y verticales, las compuertas verticales de deslizamiento, las compuertas radiales, las compuertas de rodillos, compuertas móviles de alzas y compuertas de tambor.

No obstante que en los diques puede haber las mismas variaciones que en una presa, los vertedores más comunes y recomendables son los de cresta libre, por no necesitar de operarios para su funcionamiento, siendo los más usados el vertedor de cimacio y el de sifón.

Se debe tener muy en cuenta el nivel de los azolves en el vaso para impedir que sobrepasen el nivel de la plantilla del canal, limpiando cuando menos, la zona del cauce del canal cada vez que esto suceda.

Diques rígidos son aquellos que no soportan asentamientos diferenciales y dentro de ellos están clasificados: los de sección de gravedad, que son estructuras construidas generalmente de concreto, que dependen de su propio peso para su estabilidad y cuya planta usualmente es recta aunque algunas veces puede ser ligeramente curvada. Los de arco, que transmiten la mayor parte del empuje horizontal del agua a los atraques o laderas por "acción de arco" y pueden tener secciones transversales más delgadas que los diques de gravedad, cuyos tipos más importantes son el de losas planas y el de arco múltiple, que se diferencian en que el miembro que se apoya sobre el machón, en el primer caso, es una serie de losas planas de concreto reforzado, mientras que en el segundo, es una serie de arcos que permiten mayor espaciamiento en los machones.

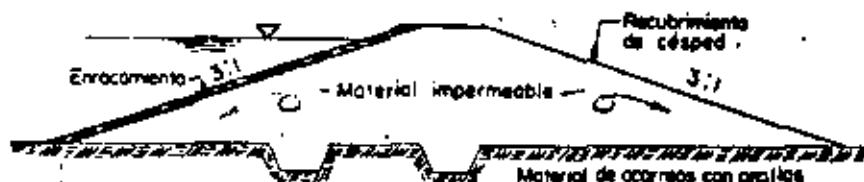
Los diques flexibles son aquellos que pueden soportar ciertos asentamientos sin que ocurra alguna falla. A esta clasificación pertenecen los diques de tierra y los de enrocamiento.

En los diques de tierra se utilizan materiales naturales con un mínimo de elaboración o proceso y pueden construirse con equipo primitivo, en condiciones tales que otro material de construcción sería impracticable. Existen dos tipos de diques de tierra: de sección homogénea y de materiales graduados. Los diques de sección homogénea son aquellos que están constituidos de material que reúne, en grado su-

insatisfactorio, las condiciones de estabilidad e impermeabilidad, que son las dos condiciones fundamentales para este tipo de estructuras. Se emplean materiales arcillosos o limosos, de baja resistencia al esfuerzo cortante, por lo que los taludes resultan muy tendidos. Los diques de tierra no son competitivos en costo con los de mampostería en todos los tamaños, pues su volumen varía aproximadamente con el cuadrado de la altura.

Este tipo de diques está sujeto a dos inconvenientes: el talud de aguas arriba, por ser impermeable, no descarga con facilidad las presiones intersticiales remanentes en un vaciado rápido y queda trabajando en condiciones peligrosas. Por otra parte, la línea de saturación a presa llena, tiende a aparecer en el paramento de aguas abajo, reblandeciéndolo.

Para evitar lo anterior, es conveniente proveer a este tipo de diques de un sistema de drenaje en ambos taludes. Es recomendable también, darles protección contra la erosión a ambos taludes, por medio de un recubrimiento pétreo.



SECCION HOMOGÉNEA

Los diques de materiales graduados están constituidos por un núcleo impermeable rodeado de material semi-permeable, y en ambos taludes material permeable, que sirve a la vez como drenaje y para darle estabilidad a la estructura.

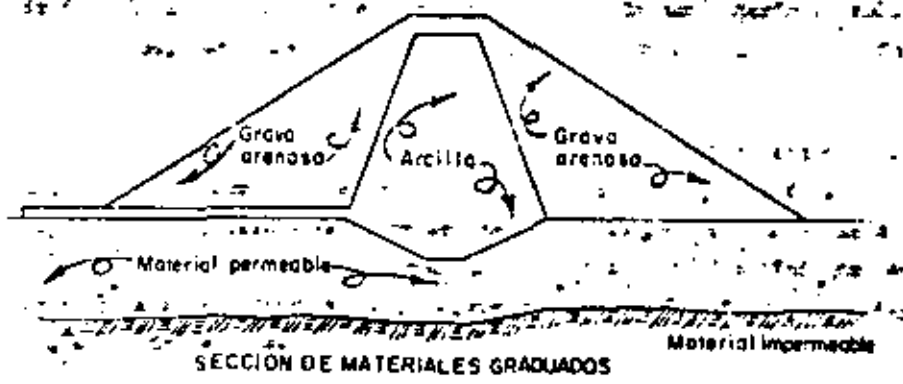
Puede decirse que es el tipo más lógico e ideal de dique de tierra, porque está compuesto de materiales de características distintas, pero complementarias, que forman un conjunto armónico. Así, tenemos que los materiales arcillosos aseguran la impermeabilidad desde el interior, protegida a ambos lados por material más estable, y el enrocamiento, además de que elimina rápidamente las presiones intersti-

... tiene una gran fricción interna que permite taludes más fuertes... pueden obtener secciones más verticales. La arcilla, aunque... elemento impermeable, no puede constituir el mejor corazón si se... hincha demasiado. Los corazones más satisfactorios son de... arcilla mezclada con arena y grava fina.

El dique se cimienta directamente sobre el terreno impermeable, si se puede alcanzar éste a profundidades económicas; pero si el lecho se encuentra cubierto por una capa de espesor grande de material de acarreo, conviene hacer una limpia superficial general a una profundidad económica y prolongar solamente el núcleo central impermeable hasta alcanzar el terreno impermeable por medio de una trinchera, como se ve en la siguiente figura, y siempre y cuando el material de acarreo tenga resistencia y condiciones convenientes para soportar el peso de las zonas de grava y enrocamiento.

En caso de que la capa de acarreo sea de mucha profundidad, la trinchera no solucionaría el problema, por lo que es necesario proyectar el dique de tipo flotante construyendo delante hacia aguas arriba de material impermeable y extendiendo los taludes para aumentar el paso de filtración.





Los diques de enrocamiento tienen características intermedias entre los de gravedad y los de tierra. Esencialmente están constituidos por dos elementos estructurales básicos, una membrana impermeable y un macizo estabilizador de enrocamiento que soporta a la membrana. Los diques de enrocamiento tienen la ventaja de resistir mejor que los de mampostería, y desde luego mucho mejor que los de tierra, las eventualidades de posibles roturas. En los de mampostería, la rotura da origen a una tromba de agua que arrastra y destruye lo que encuentra a su paso. En los de enrocamiento, la causa principal de rotura es por insuficiencia del vertedor de desahío y por verter las aguas por encima, o por terremotos, o por asentamientos ocasionados por arrastres del terreno de apoyo. Pero en cualquier caso, el dique no desaparece en poco tiempo, empezará por sufrir asentamientos y dislocaciones, y luego se sucederá el paso de agua, y arrastre de la roca, pero en tiempo suficiente para que no se forme la gran ola de avenida que ocurriría si se tratara de un dique de mampostería o de tierra.

Los diques de enrocamiento, apoyados en terrenos consistentes, que garanticen resistencia y no arrastre inferior, dan excelentes resultados. El dique, generalmente, consiste en una sección aguas arriba

ba de piedra seca o mampostería y una sección aguas abajo de enrocamiento suelto. La roca utilizada debe ser capaz de resistir la erosión y ser suficientemente resistente a las cargas de gran intensidad, aún cuando estén mojadas. Se debe desmenuar todo material pequeño que tenga peligro de ser arrestrado por filtraciones así como piedras que lleven adheridas materias terrosas o que puedan descomponerse por la humedad. Cuanto más pesada sea la piedra mayor garantía se obtiene en su estabilidad.

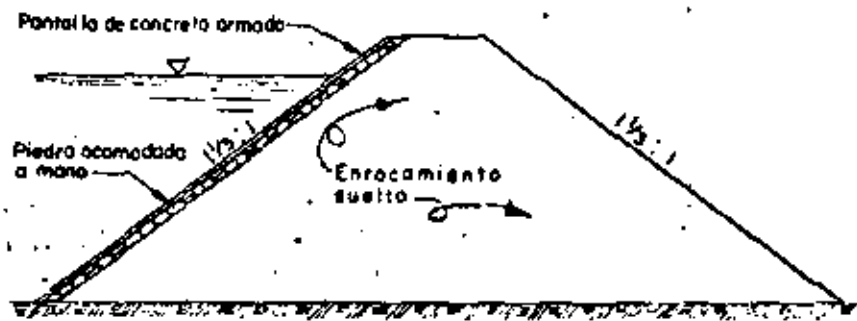
El relleno de roca (sección de aguas abajo del dique) soporte el resto del dique, la membrana y las cargas de agua. Como la carga se transmite por el relleno y por contacto de roca a roca, un relleno de rocas bien graduadas es el mejor; pero la arena y la grava en pequeñas cantidades no perjudica siempre que el contacto de roca a roca se mantenga y que el drenaje sea adecuado. Las rocas pueden variar desde pequeñas hasta de dimensiones mayores.

La sección de piedra seca de aguas arriba transmite la carga desde la membrana hasta el relleno de roca. Piedras grandes de forma regular se utilizan para dar una superficie plana en la cual pueda colocarse la membrana, aunque también se hace vertiendo la piedra y arreglando solo a mano, en un cierto espesor, aquella parte en que tenga que apoyarse la pantalla impermeable. La pantalla impermeable generalmente se construye de concreto. Algunas veces se cuele la pantalla monolíticamente sin juntas de expansión, pero con un amplio refuerzo de acero en ambas direcciones. La mayoría de las pantallas tienen juntas de expansión a intervalos aproximados de 10 m con una junta asfáltica para reducir la filtración.

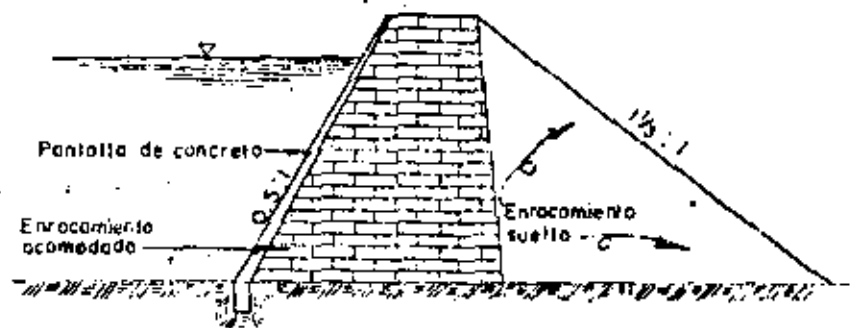
Estos diques requieren alguna reparación después de pasado el período inicial de asentamientos, que generalmente provocan fracturas en la pantalla. Esto constituye quizás la debilidad más grande de los diques de enrocamiento, aunque en muchos casos las fugas pueden ser controladas por la reparación periódica de la pantalla.

Un dique de enrocamiento con buen diseño y cuidadosa construcción tiene alta resistencia a los temblores, debido a su carácter flexible. Los diques bajos de enrocamiento pueden tener taludes -- aguas arriba de 1:0.5; pero los diques altos generalmente tienen taludes de 1:1 1/3, que es el ángulo natural de reposo del relleno de roca. Los taludes de aguas abajo de todos los diques de enrocamiento deben tener aproximadamente 1:1 1/3. Como los taludes son bastante -- parados, se necesita mucho menos material para un dique de enrocamiento que para uno de tierra. Debido a la anchura estrecha de la base

a la posibilidad de que haya una alta filtración, las exigencias de la cimentación en los diques de enrocamiento son mucho más rígidas que para los diques de tierra. Los diques de enrocamiento generalmente son menos costosos que los de concreto, y pueden ser construidos con más rapidez si hay disponible el material adecuado.



SECCION DIQUE DE ENROCAMIENTO



SECCION DIQUE DE ENROCAMIENTO

CAUSAS DE FALLA EN DIQUES DE TIERRA

Puesto que las normas del diseño moderno de los diques de tierra se basan, por una parte en el conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales que integran la sección, y por la otra en el estudio de los fenómenos que han sido responsables de las fallas ocurridas en el pasado, es interesante describir las causas de falla como se las conoce en el presente. Las causas de falla más frecuentes son las siguientes:

- I. Insuficiencia del vertedor.
- II. Tubificación.
- III. Agrietamiento.
- IV. Deslizamiento de taludes.
- V. Licuación.

I. INSUFICIENCIA DEL VERTEDOR.

Puede decirse que una de las causas más frecuentes de falla ha sido la falta de una adecuada estimación del gasto correspondiente a la máxima avenida que debe pasar por el vertedor de excedencias. De tal manera que, si presentarse una avenida notablemente mayor a la máxima prevista; el agua fluye sobre la corona del dique erosionando el talud de aguas abajo y disminuyendo así la estabilidad de la sección, hasta el punto de provocar la falla completa.

Es evidente que la correcta estimación de la máxima avenida, en el diseño de cualquier tipo de dique constituye un problema importante; pero la importancia de esta estimación se vuelve crítica en el caso de un dique de tierra, ya que en uno de mampostería o de concreto puede tolerarse, hasta cierto límite, que el agua vierta sobre el cuerpo del dique, mientras que en los de tierra tal situación es inadmisibles.

Normalmente, las fallas ocurridas por este concepto han sido asociadas a una carencia o escasez de datos hidrológicos de la corriente interceptada por el dique. Esa condición es particularmente frecuente en el caso de corrientes pequeñas.

II. TUBIFICACION:

Al almacenarse el agua tras de un dique de tierra, una parte de dicha agua comienza a filtrarse a través del cuerpo del di-



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**V CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO**

MATERIA: HIDRAULICA

TEMA: HIDRAULICA APLICADA

DESAGUES DE EXCEDENCIAS Y TOTALES

PROF. ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

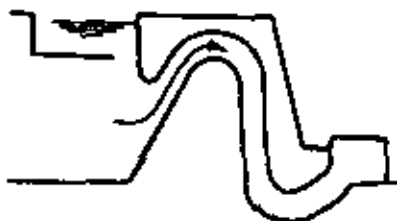
AGOSTO 1982

V CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

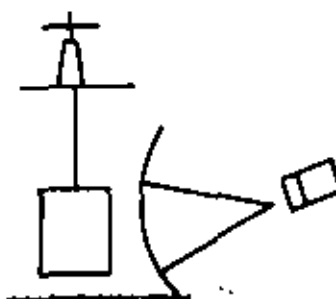
MATERIA: HIDRAULICA

T E M A: HIDRAULICA APLICADA

DESAGUES DE EXCEDENCIAS Y TOTALES



DESAGÜES



PROF: ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

AGOSTO, 1982

2. DESAGÜES PARCIALES.

En todo canal de conducción, es necesario construir dos tipos de desagües : de excedencias y total.

DESAGÜE DE EXCEDENCIAS.

I). Necesidad de este tipo de estructura. Se hace indispensable la colocación de desagües de excedencias en un canal de conducción, para dar salida a las aguas sobrantes, que pueden presentarse por las razones siguientes:

1. Por un mal funcionamiento en las compuertas de la toma, -- que pueden dejar pasar un gasto mayor que el gasto normal del canal.
2. Por el cierre de alguna o algunas compuertas de tomas laterales, que harían que continuara el mismo gasto, aguas abajo de éstas, en que el canal está diseñado para una menor capacidad y por estar lejos la toma de control de entradas al canal, no se podría regularizar pronto el gasto de éste.
3. Por el agua de lluvia, proveniente de algunos arroyos, que por ser pequeña su aportación, no amerite la construcción de alguna estructura para su cruce, y se permita su entrada al canal.
4. Por obstrucciones en el canal ocasionadas por derrumbes o materiales que en él caigan, que obligarán a que se sobreleve el tirante.

Es por demás decir que, de no colocarse estructuras de desagüe de excedencias en un canal y presentarse un incremento en el gasto por alguna de las razones antes mencionadas, se produciría una sobreelevación en el tirante, que podría sobrepasar el bordo libre del mismo y por consiguiente causar destrucción.

II). LOCALIZACIÓN. La localización de los desagües de excedencias, se deduce fácilmente según la necesidad que vayan a satisfacer, así, en el caso 1 del inciso anterior, se ve la necesidad de -- que el desagüe se coloque a una corta distancia aguas abajo de la toma, igualmente en el caso 2 el desagüe deberá colocarse a corta distancia aguas abajo de la Toma Lateral y para el caso 3 los desagües

se colocarán repartidos a lo largo del canal y aprovechando para una mayor economía en el canal de descarga, los cauces naturales o drenos del sistema, y para el caso 4 se colocarán aguas arriba de los lugares en que se teme puedan ocurrir las obstrucciones.

III). CAPACIDAD. Para estimar la capacidad con que debe proyectarse la estructura, debe tomarse en cuenta el motivo por el cual se van a tener las excedencias en el canal. Estudiaremos los casos marcados con los números 1, 2, 3 y 4 del inciso (I).

Para el caso 1. Si suponemos que la compuerta de la toma queda abierta durante una avenida, entrará en el canal un exceso de agua que hará que aumente su tirante en el tramo anterior al desagüe, con esto disminuirá la carga hidráulica del paso de aguas con la compuerta, hasta llegar a un equilibrio en que el gasto que pase por la compuerta sea igual al que pase por el canal en el tramo anterior al desagüe.

Se pueden dibujar las dos curvas de la figura 1 en que las abscisas nos representan los tirantes en el canal y las ordenadas los gastos.

Si suponemos un nivel de avenida máxima, la diferencia entre éste y el del canal, no dará la carga hidráulica para la compuerta. El punto de intersección de las dos curvas nos fijará el régimen y la diferencia entre el gasto de éste y el gasto normal del canal nos dará el gasto excedente, que se tendrá que desaguar, esto es, la capacidad de la estructura.

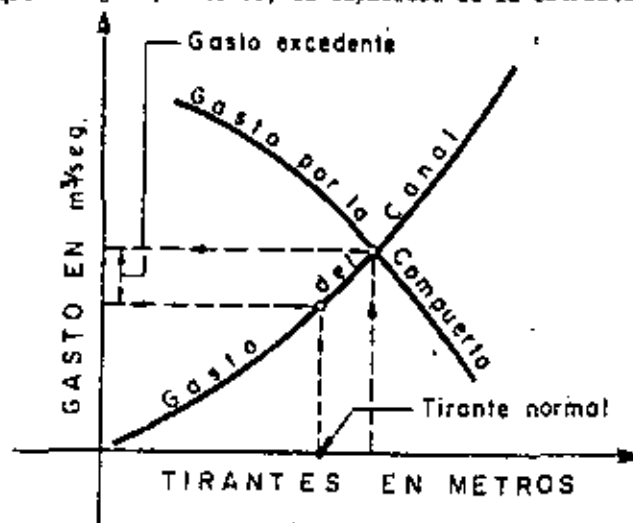


FIG. 1. CURVAS DE GASTO.

Para el caso 2. Al cerrar una compuerta de una Tosa Lateral con un gasto determinado, el caudal en el canal principal - aguas abajo de dicha tosa, se verá incrementado con ese mismo - gasto.

Para el caso 3. El gasto que puede aportar un arroyo, si se conocen datos de precipitación y de la cuenca se puede determinar por alguna de las fórmulas o métodos siguientes:

hidrógrafo unitario

Burkli - Ziegler

Arnold y Gregory

Gutman

Metcaft and Eddy

Fanning.....

No hay que perder de vista que, en los resultados obtenidos por las fórmulas anteriores, se tiene mucha incertidumbre, sobre todo si se emplean las que no incluyen datos de precipitación, - por lo que hay que tratarlos con un buen criterio, teniendo en cuenta hasta que grado llegaría el desastre al presentarse un - gasto mayor que el previsto, según las condiciones en que se - construya el canal.

Por ejemplo, el desastre sería de mayores proporciones en - un canal de bordos altos, que en otro cuya mayor profundidad se haga en excavación.

Para el caso 4 se tendría que estimar la obstrucción para - determinar la sobreelevación del tirante y si es de temerse una obstrucción total, tendría que proyectarse la estructura para - desaguar todo el gasto del canal, resultando entonces el caso - de un desagüe total, del que se hablará más adelante:

IV). TIPOS DE ESTRUCTURAS USADAS EN ESTA CLASE DE DESAGÜES.

Los tipos de estructuras más comúnmente usadas para desagües son:

1. Vertedor
2. Compuerta
3. Vertedor de Sifón

1. VERTEDOR. Este puede ser de cresta fija o de cresta móvil.

VERTEDOR DE CRESTA FIJA. Como su nombre lo dice, consta de un umbral vertedor colocado en la margen en que se necesi

te desaguar las excedencias y cuya cresta debe estar al nivel de las aguas normales en el canal; una transición para recibir el agua de todo el ancho de la cresta y conducirla al canal de descarga que generalmente será de un ancho menor.

Una vez encontrado el gasto Q excedente, o sea la diferencia entre el gasto total y el que debe conducir en régimen normal, podemos encontrar la longitud de cresta necesaria para -- desaguar dicho gasto, de la manera siguiente:

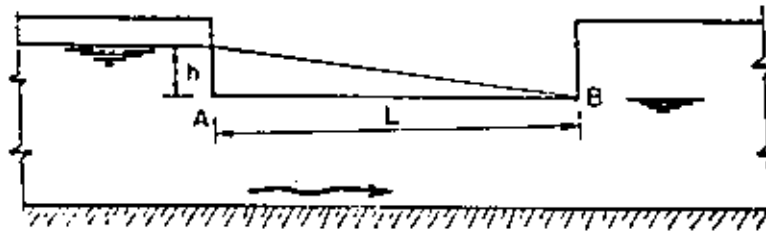


FIG.2. VERTEDOR DE CRESTA FIJA.

Sea h (Fig. 2) la altura máxima que puede alcanzar las -- aguas sobre la cresta del vertedor. En el origen A del vertedor, las aguas tendrán esta altura h y en el final B deberá -- ser nula.

La variación de la carga en el vertedor de h en A , a cero en B la supondremos lineal, pues sería ocioso entrar en mayores divagaciones, que complicarían el cálculo, teniendo en -- cuenta la poca precisión que tenemos de la determinación del -- gasto de excedencias.

Se obtiene la longitud del vertedor, por medio de la siguiente expresión.

$$L = \frac{15 Q}{4 C h \sqrt{2 gh}}$$

En el caso que se tenga aguas abajo del sitio del desagüe una represa, la carga será constante y la longitud de cresta -- se podrá calcular con la fórmula simple de vertedor:

$$L = \frac{Q}{C h^{3/2}}$$

Debido a que, en ocasiones resulta una longitud de cresta muy grande, se acostumbra disponer ésta no en línea recta, --

en zig-zag o curva. Este modo de disponer la cresta, no es completamente efectiva, pues, en los ángulos anteriores al escurrimiento, los mantos se interfieren y en los posteriores hay contracciones, haciendo todo esto, que disminuya el coeficiente de gasto, que se puede considerar como un acortamiento en la longitud efectiva de la cresta.

Respecto al canal de descarga, éste puede ser normal, o - en ocasiones para disminuir la excavación y cuando la topografía del lugar lo exija, se hace con canal lateral.

VERTEDOR DE CRESTA MÓVIL. Con el objeto de contar con mayor carga para el vertedor y por consiguiente poder disminuir la longitud de cresta, se emplean los vertedores de cresta móvil.

Un tipo de vertedor de cresta móvil puede hacerse colocando guías en los muros extremos del vano, e intermedias si la longitud es grande, por las cuales se deslizan tabloncitos hasta la altura que se desee, para darle mayor o menor carga al vertedor. (Véase Fig. 3).

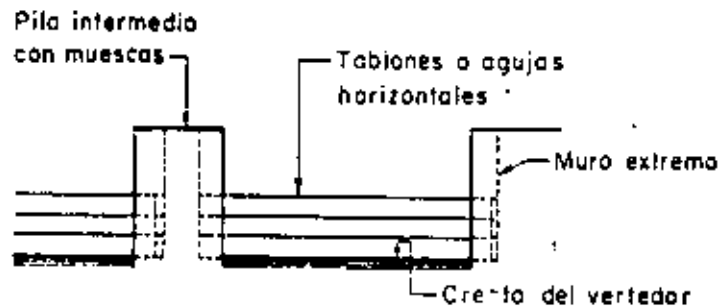


FIG.3. VERTEDOR DE CRESTA MÓVIL.

Otro tipo de vertedor de cresta móvil es el de compuertas de abatimiento, las cuales pueden ser de pivote intermedio, o de pivote inferior. En las de pivote intermedio, el punto de apoyo está a una altura igual a un tercio del tirante normal, para compuerta cerrada y este punto de apoyo varía para mayores alturas del tirante normal, girando la compuerta y abriéndose de tal manera que se equilibran las presiones a uno y otro lado del pivote, esto es, que el punto de apoyo de la compuerta, es el centro de presiones para cualquier tirante.

Las compuertas de pivote inferior tienen un juego de pa-

linca y un contrapeso que equilibra el momento de volteamiento ocasionado por la presión del agua en la compuerta (véase - figs. 4 y 5).

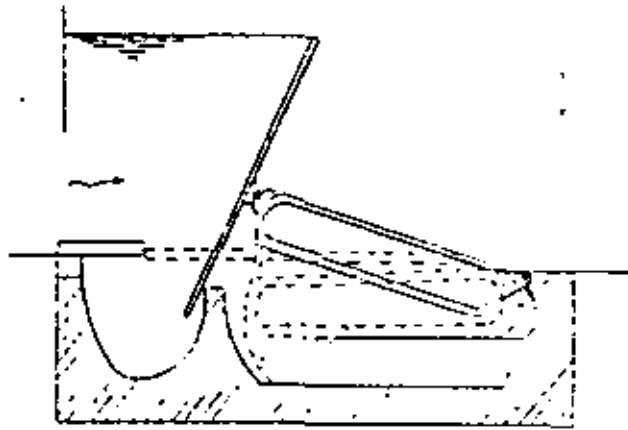


FIG. 4.- COMPUERTA DE ABATIMIENTO DE PIVOTE INTERMEDIO.

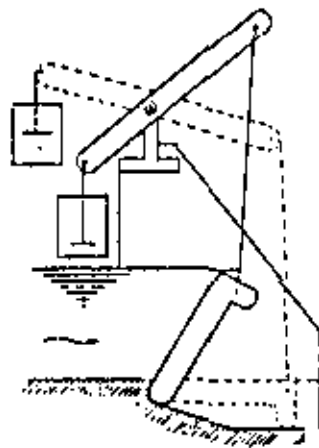


FIG. 5.- COMPUERTA DE ABATIMIENTO DE PIVOTE INFERIOR.

4. **COMPUERTA.** El tipo de desague por medio de compuerta, - consiste en abrir un vazo con fondo generalmente a la altura de la plantilla del canal, el cual se cierra por medio de una compuerta que puede ser deslizante, de rodamiento o radial.

La compuerta de deslizamiento consiste en un marco cerrado que puede deslizar por unas guías colocadas en los muros laterales, impulsada por un vástago fijo a ella y con rosca en su parte superior en donde tiene un volante. Para disminuir la fuerza necesaria para subir la compuerta, debido a su propio peso y a la fricción ocasionada por la presión de la compuerta contra las guías, se coloca en la compuerta un mecanismo de rodillos, convirtiéndose entonces, en las llamadas compuertas de rodamiento.

La compuerta radial, es un segmento de círculo con su eje horizontal, alrededor del cual puede girar.

Desde el punto de vista hidráulico, pueden considerarse - como orificios, esto es, que el gasto que por ellas pasa, se calcula por medio de la expresión siguiente:

$$Q = Cd A \sqrt{2 gh}$$

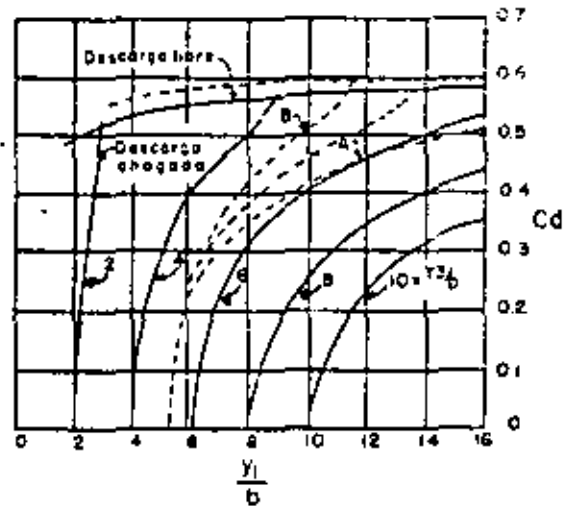
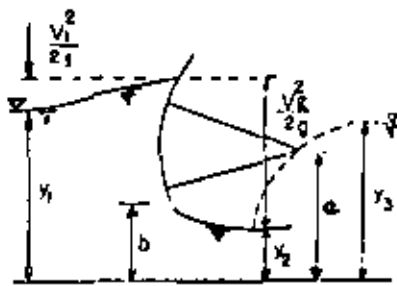
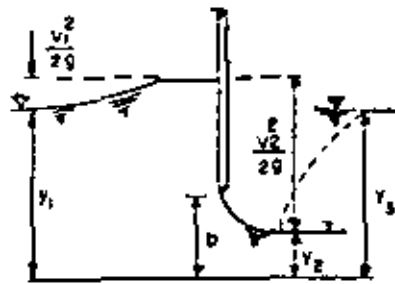
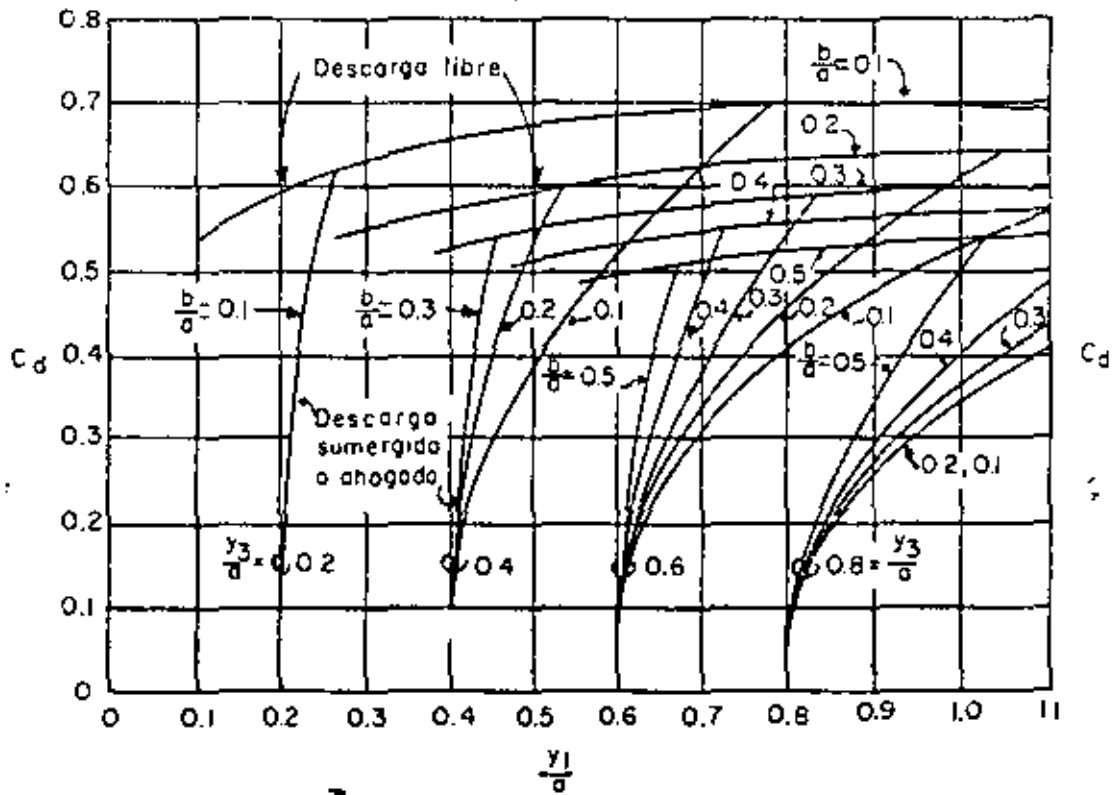
siendo h la distancia de la superficie del agua al centro de la abertura, si la descarga es libre, o la diferencia de niveles entre aguas arriba y aguas abajo, si es ahogada. El valor del coeficiente de gasto Cd se determina -- con la ayuda de las gráficas encontradas experimentales, - que a continuación aparecen en la Fig. 6.

En el caso que nos ocupa en estos momentos, o sea el de - desague de excedencias, no es aplicable el tipo de compuerta deslizante, pues ésta no puede hacerse fácilmente automática para evacuar el gasto sobrante en el momento que - se presente, como puede hacerse con la compuerta radial.

COMPUERTA RADIAL AUTOMÁTICA.

Como puede verse en la Fig. 7, la compuerta radial automática del tipo de flotador consta de la compuerta, un contrapeso, un flotador y juego de cables y poleas.

Coeficiente C_d para compuertas radiales



Coeficiente C_d para compuertas deslizantes.

FIG. 6

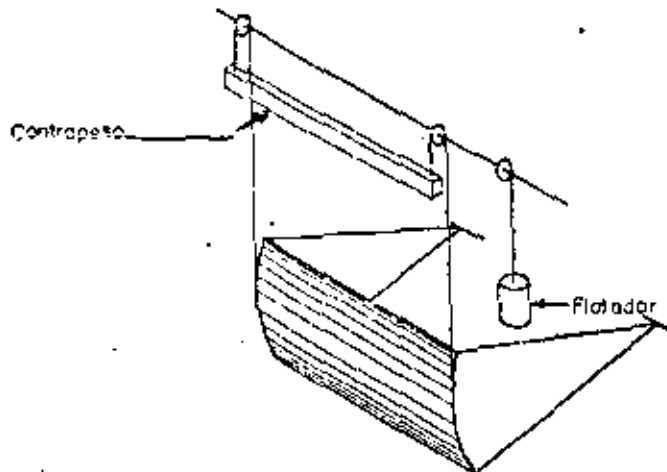


FIG 7.-COMPUERTA RADIAL AUTOMÁTICA DE FLOTADOR Y CONTRA PESO

El pozo en que se encuentra alojado el flotador está comunicado con el canal, de manera que, al subir el tirante más del normal, sube también en el pozo del flotador, haciendo que éste pierda peso y actuando el contrapeso, hace subir la compuerta. Recíprocamente, al bajar el tirante, aumenta el peso del flotador y obliga a bajar la compuerta.

Del análisis anterior se desprende que, el peso del contrapeso, para que sea capaz de levantar la compuerta, debe ser tal, que pueda vencer el peso de ésta y las fuerzas de fricción (fuerza de ascensión) más el peso del flotador sumergido.

Por otra parte el peso del flotador, para que sea capaz de cerrar la compuerta, debe ser igual al peso del contrapeso menos la fuerza de cierre.

Expresando en fórmulas estos dos requisitos, podemos escribir:

$$C = A + F' \quad (1)$$

$$F = C - a \quad (2)$$

en la que

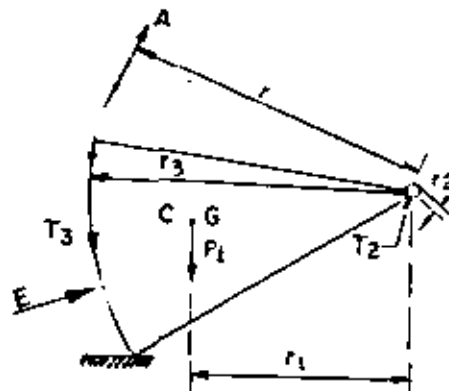
- C = Peso del contrapeso
- A = Fuerza de ascensión
- a = Fuerza de cierre
- F = Peso del flotador
- F' = Peso del flotador sumergido

Iguando momentos tenemos:

$$A r = P_1 r_1 + T_2 r_2 + T_3 r_3 \quad \dots\dots\dots (3)$$

Siendo:

- A = Fuerza de ascensión
- P_1 = Peso de la compuerta
- T_2 = Fuerza de fricción en el perno del eje de la compuerta
- T_3 = Fuerza de fricción en el cierre lateral de la compuerta
- y
- r, r_1, r_2, r_3 , sus respectivos brazos de palanca, pero se tiene que:



$$T_2 = E \phi_2 \quad \text{y} \quad T_3 = E' \phi_3$$

siendo:

- E = Empuje total en la compuerta
- ϕ_2 = Coeficiente de fricción entre el perno y la chumacera
- E' = Empuje en el cierre lateral
- ϕ_3 = Coeficiente de fricción entre el cierre y las guías

Sustituyendo estos valores en la ecuación (3) y despejando a "A" tenemos:

$$A = \frac{P_1 r_1 + E \phi_2 r_2 + E' \phi_3 r_3}{r} \quad \dots\dots (4)$$

De la misma manera podemos encontrar la fuerza de cierre.

$$P_1 r_1 - E \phi_2 r_2 - E' \phi_3 r_3 = A r$$

$$A = \frac{P_1 r_1 - E \phi_2 r_2 - E' \phi_3 r_3}{r} \quad \dots\dots (5)$$

Llamando "X" a la fuerza necesaria para vencer la fricción, es lo es: