

Recopilación de procedimientos, fórmulas y datos utilizables en la medición del agua

POR EL INGENIERO
PABLO BISTRAIN

El autor ofrece a los ingenieros de la Comisión Nacional de Irrigación este artículo con el fin de que les sea de utilidad.

Hasta donde le ha sido posible obtenerlos se proporcionan datos relativos a nuestro país, y sobre este particular es muy deseable la aportación de nuestros profesionistas con el fin de que en un futuro se formule un manual de Hidráulica adecuado a nuestras necesidades.

PARA la operación eficiente de un Distrito de Riego es indispensable la organización de un buen servicio hidrométrico, ya que con esto se obtiene un conocimiento de los recursos hidráulicos y su distribución equitativa, así como diversos datos necesarios para el buen funcionamiento del mismo, tales como: pérdidas por conducción, coeficientes de rugosidad, coeficientes de riego, etc.

De acuerdo con la magnitud de las medidas, se pueden fijar dos divisiones principales.

a). Medida de los gastos y determinación de los volúmenes en los ríos, manantiales, canales principales.

b). Medida de los gastos y determinación de los volúmenes en la red de distribución y a los usuarios.

Todo lo que se relaciona con la primera división está ampliamente tratado en el folleto titulado "Aforo de Corrientes", escrito por los señores Ings. H. Téllez y Alfonso de la O y publicado por la Comisión Nacional de Irrigación.

En lo que se refiere a la segunda división, la experiencia ha demostrado la conveniencia y utilidad de medir los volúmenes ministrados a los usuarios pues con ello se evita:

a). El uso inmoderado del agua.

b). El ensalitramiento de las tierras y se obtiene:

c). Una mejor utilización de los recursos hidráulicos.

d). Reducción de los gastos de mantenimiento de los desagües.

e). Disminución de las quejas de los usuarios en contra de los cargos por agua usada, los que se incrementan a medida que aumentan las tarifas.

f). En épocas de escasez se acentúa la necesidad de conocer los volúmenes disponibles para efectuar la distribución, de acuerdo con lo indicado por la Ley de Aguas vigente.

Se hace a continuación un resumen de los procedimientos existentes para cumplir este fin, algunos ya conocidos en nuestro país y otros que pueden implantarse en el futuro de acuerdo con las circunstancias del caso.

Vertedor.—Definición y clasificación

Un vertedor es una muesca de forma regular, en la que se mide el agua que escurre por la misma.

Los vertedores por sus condiciones hidráulicas se dividen en libres o ahogados: con contracción y sin contracción.

Por su forma se dividen en:

Triangulares, rectangulares, trapezoidales, semi-circulares y parabólicos.

Por el grueso de su cresta se dividen en: Vertedores de cresta delgada y de cresta ancha.

Por su sencillez los más estudiados son: los triangulares, rectangulares y trapezoidales (Cipolletti).

Fórmulas para el cálculo de los gastos en vertedores

No consideramos la carga debida a la velocidad de llegada.

Vertedor triangular:

Fórmula teórica:

$$Q = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \operatorname{tag} \frac{a}{2} H^{5/2} \dots\dots\dots 1)$$

Siendo *a* el ángulo de abertura y *H* la carga sobre el vertedor como también:

$$\left(\operatorname{tag} \frac{a}{2}\right) = Z = \frac{L/2}{H}$$

la fórmula (1) es muy conocida como:

$$Q = \frac{8}{15} \sqrt{2g} Z H^{5/2} \dots\dots\dots (2)$$

Tomando en cuenta la fricción y otros factores, los cuales todos juntos los englobamos en una constante, queda la expresión general:

$$Q = C_z H^n \dots\dots\dots (3)$$

En la que cuando *a* = 90° *z* = 1 quedando:

$$Q = CH^n \dots\dots\dots(4)$$

Fórmulas prácticas: *a* = 90° Autor Notas en S. M. Decimal.

- Q = 1.400 H^{2.5}(5) Thompson
- Q = 1.344 H^{2.48}.....(6) Cone Recomendado
- Q = 1.338 H^{2.48}.....(7) Barr por el Depto.
- Q = 1.343 H^{2.47}.....(8) King. de Agricultu-
ra de E.U.A.

Los Ings. V. Cone y F. Greve han verificado numerosas experiencias con vertedores triangulares para diferentes valores del ángulo *a*. La Tabla Núm. I. Lámina I (G. C. 2219 C.N.I.) proporciona los gastos correspondientes en un vertedor de este tipo para *a* = 90° y 60° respectivamente.

Vertedores rectangulares.

Fórmulas teóricas:

Sin tomar en cuenta la velocidad de llegada.

$$Q_t = \frac{2}{3} \sqrt{2g} L H^{3/2} \dots\dots\dots (9)$$

Tomando en cuenta la velocidad de llegada.

$$Q_t = \frac{2}{3} \sqrt{2g} L \left((H + h)^{3/2} - h^{3/2} \right) \dots\dots\dots (10)$$

Si englobamos dentro de un solo coeficiente los constantes numéricos y las correcciones por fricción y contracción vertical del manto, tenemos las expresiones generales

$$Q = C L H^{3/2} \dots\dots\dots (11)$$

$$Q = C L \left((H + h)^{3/2} - h^{3/2} \right) \dots\dots\dots (12)$$

Fórmulas prácticas:

Para el cálculo de los gastos en un vertedor de este tipo hay gran variedad de fórmulas.

Pondremos a continuación las más conocidas, en S. M. Decimal, incluyendo en todas el efecto de la velocidad de llegada.

$$Q = 1.84 L \left((H + h)^{3/2} - h^{3/2} \right) \dots\dots (13) \quad \text{Autor Francis}$$

$$Q = 2/3 L \sqrt{2g} H^{3/2} \left(0.6075 + \frac{0.0045}{H} \right) \left(1 + 0.55 \frac{H^2}{d^2} \right) \dots\dots\dots (14) \quad \text{Bazin}$$

$$Q = 1.84 L \left[\left(H_a + \frac{V_a^2}{2g} \right)^{3/2} + \frac{V_b^2 H}{2g} \right] \dots\dots (15) \text{ Schoder}$$

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} L H^{3/2} \left(0.615 + \frac{0.615}{1000 H + 1.6} \right) \left(1 + 0.5 \frac{H^2}{d^2} \right) \dots\dots\dots (16) \quad \text{Sociedad de Ingenieros Arquitectos Suizos.}$$

$$Q = 1.78 L H^{1.47} \left(1 + 0.56 \frac{H^2}{d^2} \right) \dots\dots\dots (17) \text{ King.}$$

En las fórmulas anteriores tenemos la siguiente notación.

H = carga efectiva del agua sobre el nivel de la cresta.

L = longitud efectiva de la cresta.

V_a = velocidad media del agua en el canal de llegada arriba de la cresta.

d = $\frac{A}{L}$, siendo *A* el área de la sección recta del canal de llegada.

V_b = velocidad media del agua abajo de la cresta.

Corrección por contracciones.—Como éstas reducen la longitud efectiva de la cresta:

$$L = L' - 0.1 N H \dots\dots\dots (18)$$

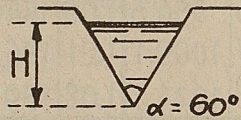
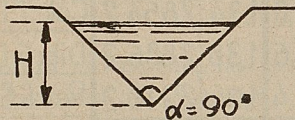
Tabla de Gastos (en lits/seg) en Vertedores Triangulares.

C. Z. I.
PEQUEÑA IRRIGACION
Hidráulica.
Gasto Vertedores en V°

Para $\alpha=60^\circ$; $Q=0.8084H^{5/2}$

Fórmulas empleadas: Para $\alpha=90^\circ$; $Q=1.343H^{2.47}$

H cm.	Q		H cm.	Q		H cm.	Q		H cm.	Q	
	$\alpha=90^\circ$	$\alpha=60^\circ$		$\alpha=90^\circ$	$\alpha=60^\circ$		$\alpha=90^\circ$	$\alpha=60^\circ$		$\alpha=90^\circ$	$\alpha=60^\circ$
1	0.01	0.00	16	14.54	8.25	31	74.6	43.3	46	197.1	116.0
2	0.08	0.08	17	16.89	9.62	32	80.5	46.8	47	207.8	112.4
3	0.23	0.08	18	19.45	11.08	33	86.9	50.6	48	219.0	129.0
4	0.47	0.24	19	22.22	12.69	34	93.8	54.5	49	230.7	135.9
5	0.82	0.49	20	25.20	14.47	35	100.7	58.6	50	242.4	142.9
6	1.29	0.73	21	28.45	16.33	36	107.6	62.9	51	254.7	150.1
7	1.89	1.05	22	31.91	18.35	37	115.1	67.3	52	266.9	157.6
8	2.62	1.46	23	35.59	20.53	38	123.1	71.9	53	279.7	165.3
9	3.51	1.94	24	39.53	22.80	39	131.1	76.8	54	293.0	173.2
10	4.55	2.59	25	43.74	25.22	40	139.6	81.8	55	306.9	181.3
11	5.75	3.23	26	48.17	27.89	41	148.7	87.0	56	320.7	189.7
12	7.14	4.04	27	52.91	30.64	42	157.7	92.4	57	335.1	198.3
13	8.68	4.93	28	57.86	33.55	43	166.8	98.0	58	349.5	207.1
14	10.44	5.90	29	63.14	36.62	44	176.9	103.8	59	365.0	216.2
15	12.41	7.03	30	68.73	39.85	45	187.0	106.0	60	380.4	225.4




Calculo: *[Signature]*
Dibujó: *[Signature]*
Revisó: *[Signature]*
V.º B.º J. V. del Mercado

GG- 2219

Gasto por metro lineal
de un vertedor de cresta
angosta.

C. N. I.
PEQ. IRRIGACION.
Hidráulica.
Gasto Verteds.

		Fórmula empleada:		q = Gasto en lits. (por mt.) l = Longitud vertedor. h = Carga en la cresta en ml.					
		$q = 1.84 h^{3/2}$							
h	q	h	q	h	q	h	q	h	q
0.01	1.8	0.35	381.1	0.69	1054.7	1.03	1923.4	1.37	2950
0.02	5.2	0.36	397.4	0.70	1077.7	1.04	1951.5	1.38	2983
0.03	9.6	0.37	414.2	0.71	1100.9	1.05	1979.7	1.39	3015
0.04	14.7	0.38	430.9	0.72	1124.1	1.06	2007.9	1.40	3048
0.05	20.6	0.39	448.2	0.73	1147.6	1.07	2036.5	1.41	3081
0.06	27.1	0.40	465.5	0.74	1171.3	1.08	2065.2	1.42	3113
0.07	34.0	0.41	483.0	0.75	1195.1	1.09	2093.9	1.43	3146
0.08	41.6	0.42	500.9	0.76	1219.2	1.10	2122.8	1.44	3179
0.09	49.7	0.43	518.9	0.77	1243.3	1.11	2151.9	1.45	3213
0.10	58.1	0.44	537.1	0.78	1267.6	1.12	2180.9	1.46	3246
0.11	67.2	0.45	555.5	0.79	1292.1	1.13	2210.2	1.47	3279
0.12	76.5	0.46	574.1	0.80	1316.5	1.14	2239.7	1.48	3313
0.13	86.3	0.47	592.9	0.81	1341.4	1.15	2269.1	1.49	3347
0.14	96.4	0.48	611.8	0.82	1366.2	1.16	2299.0	1.50	3380
0.15	106.9	0.49	631.1	0.83	1391.4	1.17	2328.5	1.50	3724
0.16	117.8	0.50	650.6	0.84	1416.6	1.18	2358.5	1.70	4077
0.17	129.0	0.51	670.1	0.85	1442.0	1.19	2388.5	1.80	4444
0.18	140.6	0.52	690.0	0.86	1467.4	1.20	2418.7	1.90	4819
0.19	152.4	0.53	709.9	0.87	1493.2	1.21	2449.0	2.00	5203
0.20	164.5	0.54	730.1	0.88	1518.9	1.22	2479.4	2.10	5599
0.21	177.0	0.55	750.5	0.89	1544.9	1.23	2509.9	2.20	6004
0.22	189.9	0.56	771.1	0.90	1571.0	1.24	2540.7	2.30	6418
0.23	203.0	0.57	791.8	0.91	1597.3	1.25	2571.4	2.40	6841
0.24	216.4	0.58	812.7	0.92	1623.6	1.26	2602.3	2.50	7274
0.25	230.0	0.59	833.9	0.93	1650.3	1.27	2633.4	2.60	7713
0.26	244.0	0.60	855.2	0.94	1677.0	1.28	2664.7	2.70	8164
0.27	258.2	0.61	876.6	0.95	1703.7	1.29	2696.0	2.80	8620
0.28	272.7	0.62	898.3	0.96	1730.7	1.30	2727.3	2.90	9086
0.29	287.4	0.63	920.0	0.97	1757.8	1.31	2758.9	3.00	9561
0.30	302.3	0.64	942.1	0.98	1785.2	1.32	2790.5	3.50	12048
0.31	317.6	0.65	964.2	0.99	1812.4	1.33	2822.2	4.00	14720
0.32	333.0	0.66	986.6	1.00	1840.0	1.34	2854.2	Calc: F. I. Delgado	
0.33	348.9	0.67	1009.1	1.01	1867.6	1.35	2886.2	Dib: G. G. Lascurain	
0.34	364.9	0.68	1031.7	1.02	1895.4	1.36	2918.2	Rev: G. G. Lascurain	

GC- 2220

V°B° J.V. del Mercado

en la que

L' = longitud medida de la cresta.

N = número de contracciones.

$$\text{Para } N = 2; L = L' - 0.2 H \dots\dots\dots (19)$$

Tomando en cuenta su sencillez, así como el error admitido en la medida del agua de riego de (5 a 10%) recomendamos el uso de la fórmula Francis, de acuerdo con ésta la Tabla Núm. 2 Lám. 2 (G C. 2220 C. N. I.) da los gastos de un vertedor rectangular por metro lineal de cresta.

Vertedores trapezoidales

Fórmula teórica.

Para un vertedor trapezoidal cualquiera, se tiene:

$$Q = C_1 L H^{3/2} + C_2 Z H^{5/2} \dots\dots\dots (20)$$

no hay datos relativos a C_1 y C_2 .

Si en la expresión anterior se introduce ... $Z = 1/4$ y se efectúan las reducciones correspondientes, queda la fórmula muy conocida del vertedor Cipolletti:

$$Q = 1.86 L H^{3/2} \dots\dots\dots (21)$$

La ventaja del vertedor Cipolletti es que no requiere correcciones por contracciones en los extremos. En la lámina Núm. 3 se tiene un nomograma para verificar los cálculos con este tipo de vertedor.

Recomendaciones para las medidas de los gastos con vertedores

1ª La cresta y los lados del vertedor deben ser agudos y lisos, la distancia entre la cresta y el fondo del canal de llegada, así como la correspondiente entre los lados del vertedor y la de los lados del citado canal, es preferible que no sea menor de 8 veces la carga sobre el vertedor y en todo caso se recomienda que no sea inferior a 0.30 cm.

2ª Tanto la carga de aguas arriba del vertedor como los lados serán verticales, y la cresta estará a nivel.

3ª El manto tocará únicamente las aristas de la cresta y las de los lados del vertedor.

4ª Abajo del manto y en los lados debe existir una circulación libre del aire.

5ª Las medidas de la carga sobre el vertedor se efectuarán aguas arriba del mismo a una distancia que no deberá ser menor de 2.5 H.

6ª Es conveniente que el área de la sección recta del canal de llegada, 6 ó 10 m. aguas arriba del vertedor sea cuando menos 6 veces el área del manto.

7ª Se efectuarán correcciones por velocidades de llegada cuando ésta origine errores especiales al despreciar la carga correspondiente.

Limitaciones en el uso de los vertedores

Aunque el uso de los vertedores es sencillo y conveniente, no se dispone siempre de las condiciones necesarias para su correcto funcionamiento, por ejemplo:

En canales o en acequias de escasa pendiente no se tiene muchas veces la carga necesaria para su operación; por otra parte, los azolves que se depositan aguas arriba del vertedor anulan las condiciones para la medida de la carga y aumentan los gastos de conservación de la estructura.

Construcción de vertedores.—En las Figs. 1 y 2. Lámina 4, se muestran dos tipos de vertedores portátiles, uno de lámina de palastro galvanizada y el otro de madera.

La figura Núm. 3, lámina 5, muestra un tipo adecuado para terrenos erosionables; en la Fig. 4 se tiene uno adecuado para granjas.

En la Tabla Núm. 3, lámina 6, se proporcionan las dimensiones recomendables para construir estos tipos de vertedores.

Vertedores sin contracción.—En este caso la cresta tiene la misma longitud que el ancho del canal.

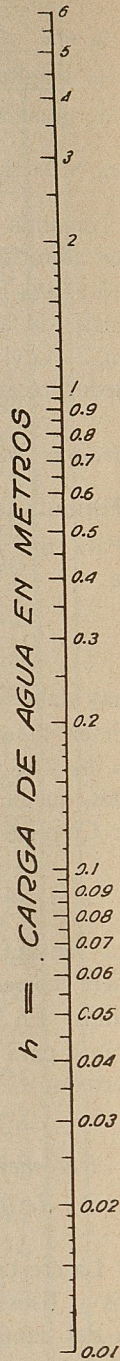
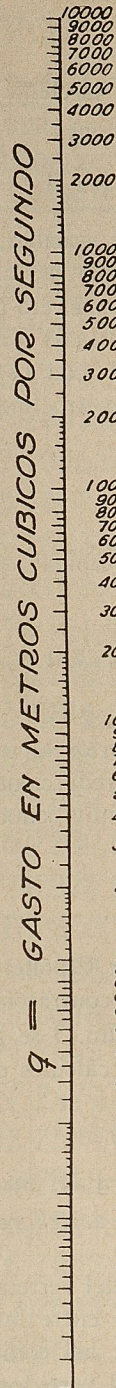
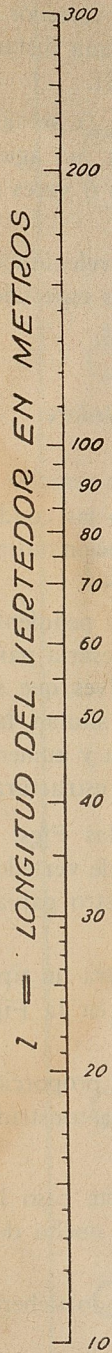
La altura de la cresta sobre el fondo deberá ser mayor de 2.5 veces la carga.

Las paredes verticales que limitan el vertedor se prolongarán hacia aguas abajo a cierta distancia con el fin de evitar contracciones, esto debe hacerse de manera que haya aereación del manto.

El gasto se calcula mediante aproximaciones sucesivamente, utilizando la fórmula de Hamilton Smith.

$$Q = 2.95 L C (H + 1.33 h)^{3/2} \dots\dots\dots (22)$$

Se puede usar también en lugar del término 1.33 h el valor 0.068 V^2 .



FORMULA EMPLEADA

$$q = 1.8591 l h^{3/2}$$

COMISION NACIONAL DE IRRIGACION
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

DIAGRAMA PARA LA DETERMINACION DEL
GASTO EN UN VERTEDOR DE "CIPOLLETTI"
O EN UNO RECTANGULAR DE CRESTA DEL-
GADA SIN CONTRACCION LATERAL.

CALCULO
Y CONSTRUYÓ: Ing. J.L. de Parres.

PROPUSO: A. ORIVE ALBA
Jefe del Depto.

DIBUJÓ: G. Pozados

APROBÓ: M. RIVAS
Vocal Ejecutivo.

REVISÓ: *J. Oms*

México, VII-1932. N° 1. 38.02.23 H única.

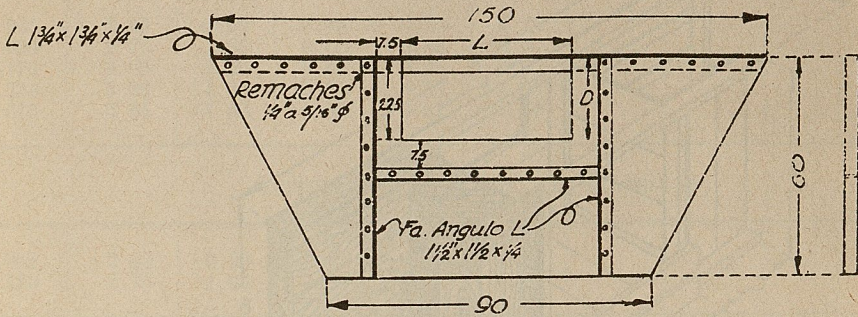


Fig. N^o 1. Vertedor de lámina de Palastra galvanizado $\frac{1}{8}$ grueso. Portátil y para longitudes de cresta no mayores de 60 cm.

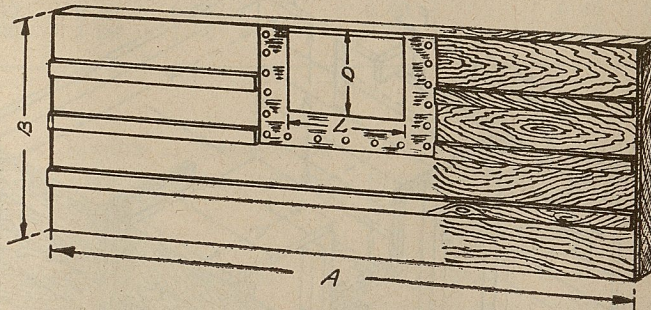


Fig. N^o 2. Vertedor de madera, con cresta de lámina de palastra.- En el lugar en donde caiga el chorro - se pondrá piedra acomodada.

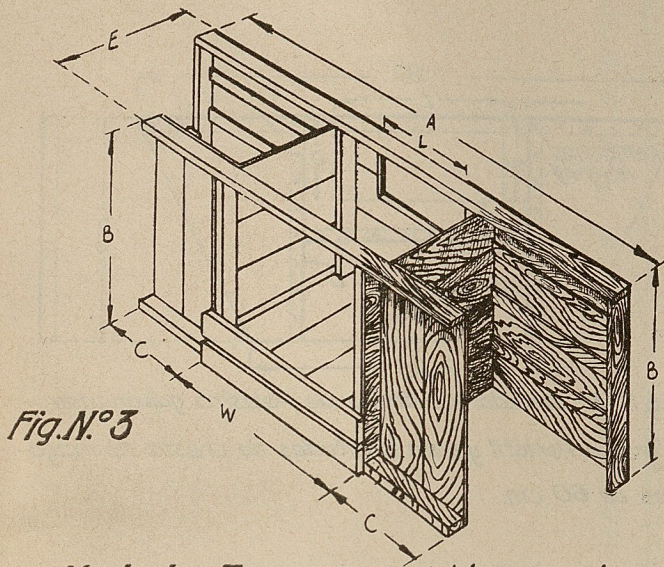


Fig. N.º 3

Vertedor.-Tipo recomendable en suelos erosionables.

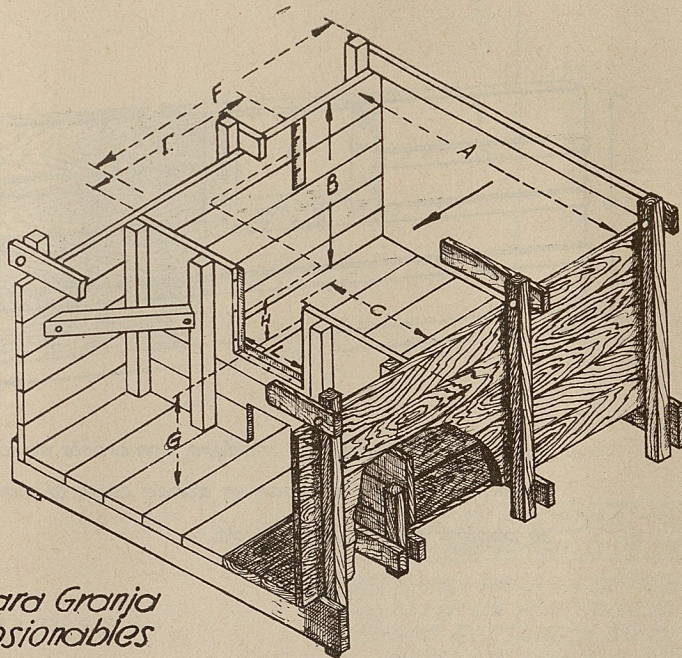


Fig. N.º 4

*Vertedor.-Tipo para Granja
y suelos erosionables*

TABLA NUM. 3

DIMENSIONES RECOMENDADAS PARA VERTEDORES DE MADERA.- TIPOS RECTANGULARES Y CIPOLLETI.- FIG. NUM. 3 LAMINA NUM. 5.

Para una variación del gasto M. 3 P. S.	Longitud total del tablón. A	Alt. total (M) B	C	Prof. de la muesca D	E	F	G	Carga mínimo. H	I	L	W
0.010 a 0.045	2.45	0.90	0.45	0.30	0.75	0.300	0.60
0.015 a 0.090	2.75	1.05	0.60	0.38	0.90	0.460	0.90
0.020 a 0.170	3.05	1.20	0.60	0.45	0.90	0.610	1.05
0.030 a 0.285	3.65	1.35	0.75	0.53	1.05	0.910	1.50
0.045 a 0.570	3.95	1.50	0.90	0.61	1.20	1.22	1.80

VERTEDORES TRIANGULARES.- ANG. CENTRAL 90°

0.006 a 0.045	2.45	0.90	0.45	0.300	0.75	0.60	0.90
0.006 a 0.150	2.75	1.05	0.60	0.450	0.90	0.90	1.05

VERTEDORES RECTANGULARES Y CIPOLLETI.- TIPOS FIG. 4. LAM. 5.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	L	W
0.015 a 0.090	1.70	1.07	0.68	...	0.60	1.85	0.60	0.30	1.20	0.30	...
0.060 a 0.150	2.15	1.20	0.73	...	0.90	2.15	0.75	0.33	1.35	0.45	...
0.120 a 0.225	2.60	1.35	0.98	...	1.20	2.45	0.85	0.36	1.50	0.60	...
0.170 a 0.400	3.65	1.50	1.35	...	1.50	2.75	0.97	0.40	1.65	0.90	...
0.300 a 0.620	4.25	1.65	1.50	...	1.80	3.05	1.05	0.46	1.80	1.20	...

VERTEDOR TRIANGULAR ANGULO CENTRAL Y CIPOLLETI.- TIPOS FIG. 4 LAM. 5.

0.015 a 0.070	1.53	0.90	0.75	...	0.60	...	0.45	0.30	1.20
0.060 a 0.120	2.00	1.00	1.00	...	2.60	...	0.45	0.38	1.50

DIMENSIONES EN METROS.

En la Tabla Núm. 4, lámina 7, tenemos los valores de coeficientes C para distintos valores de la carga.

Vertedores semi-circulares y parabólicos

En vista de que en los vertedores rectangulares para gastos pequeños un ligero error en la medida de la carga produce resultados inciertos. se han efectuado experiencias con vertedores semi-circulares y parabólicos, tendiéndose a desarrollarlos.

Vertedor Circular:

Fórmula teórica para calcular el gasto en S. M. D.

$$Q = 8.9 K H^{2.5} \dots \dots \dots (23)$$

En la Tabla Núm. 5, lámina Núm. 7, tenemos los valores de K.

Por medio de calibraciones cuidadosas se obtuvo la fórmula en S. M. D.:

$$Q = 1.307 d^{0.637} H^{1.87} \dots \dots \dots (24)$$

En la que d = diámetro del círculo; H = tirante o carga sobre el vertedor.

Vertedor Parabólico.—Ecuación de la parábola $X^2 = 2py = 4ay$.

Fórmulas teóricas.—

$$Q = \frac{\pi}{2} \sqrt{gp} H^2 \dots \dots \dots (25)$$

$$Q = \frac{\pi}{2} \sqrt{2ag} H^2 \dots \dots \dots (26)$$

Por medio de calibraciones se obtuvo para p = 0.05 m. la fórmula siguiente convertida en U. Métricas.

$$Q = 1.13 a^{0.479} H^{1.99} \dots \dots \dots (27)$$

TABLA NUM. 4.

VALORES DEL COEFICIENTE "C" EN LA FORMULA DE HAMILTON SMITH

Carga H.	Longitud de la cresta en metros						
	0.60	0.90	1.20	1.50	2.10	3.00	5.80
0.03	0.659	0.658	0.658	0.657
0.046	0.652	0.649	0.647	0.645	0.645	0.644	0.643
0.060	0.645	0.642	0.641	0.638	0.637	0.637	0.635
0.076	0.641	0.638	0.636	0.634	0.633	0.632	0.630
0.090	0.639	0.636	0.633	0.631	0.629	0.628	0.626
0.12	0.636	0.633	0.630	0.628	0.625	0.625	0.621
0.15	0.637	0.633	0.630	0.627	0.624	0.621	0.619
0.18	0.638	0.634	0.631	0.627	0.623	0.620	0.618
0.21	0.640	0.635	0.635	0.628	0.624	0.620	0.618
0.24	0.643	0.637	0.635	0.629	0.625	0.621	0.618
0.27	0.645	0.639	0.637	0.631	0.627	0.622	0.619
0.30	0.648	0.641	0.641	0.633	0.628	0.624	0.619
0.37	...	0.646	0.644	0.636	0.632	0.626	0.620
0.43	0.647	0.640	0.634	0.629	0.622
0.49	0.642	0.637	0.631	0.623

TABLA NUM. 5.

VALORES DE K PARA VERTEDORES SEMI-CIRCULARES: $Q = 8.09 K H^{2.5}$

d/H	2	2.5	3.	3.5	4.	4.5	5.0	5.5	6.
K	.4773	.5518	.6175	.6768	.7313	.7817	.8288	.8746	.9168
d/H	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10.	
K	.9537	.9967	1.034	1.070	1.106	1.141	1.177	1.205	

La desventaja de la muesca parabólica reside en que al cortarla es difícil darle su forma correcta especialmente en el fondo, lo que afecta grandemente los resultados.

Vertedores sumergidos de cresta delgada

Fórmula para calcular el gasto: Autor:

$Q = CL \sqrt{Z} (H + D/2) \dots\dots (28)$ Fteley y Sterns

$Q = 1.84 L \sqrt{Z} (H + 0.381 D) \dots\dots (29)$ Francis

$Q = 1.84 L (N H)^{3/2} \dots\dots (30)$ Herschel

$Q = \left(1.05 + 0.21 \frac{D}{p} \right) \sqrt[3]{\frac{Z}{H}} \left((.405 + 0.003) (1 + 0.55 \frac{H^2}{d^2}) \right) L H \sqrt{2gH}$ Bazin (31)

$Q = 1.78 NL Z^{1.47} (1 + 0.56 H^2/d^2)$ King (32)

Tenemos la notación siguiente:

D = profundidad de sumergencia
 p = distancia entre la cresta y el fondo del canal.
 Z = H - D = diferencia de niveles contra las superficies libres del agua.

H = carga de agua, medida arriba del vertedor.

N = coeficiente de sumergencia.

Este coeficiente en la fórmula de King tiene la expresión:

$N = \left(1 + \sqrt[1]{\frac{HD}{d_1 Z}} \right) (1 + 1.2 D/Z)$

d₁ = superficie de la sección recta de la corriente aguas abajo, dividido por la longitud del vertedor.

Las fórmulas de Bazin y King incluyen la corrección por velocidad de llegada, la que se obtiene en los números (28) (29) y (30), multiplicándolos por el paréntesis $\left(1 + 0.55 \frac{H^2}{d^2} \right)$.

En realidad no pueden efectuarse medidas precisas con vertedores sumergidos por la falta de datos completos acerca de los coeficientes de descarga.

Por su sencillez es recomendable la de Herschel y para facilitar su aplicación en la Tabla

Núm. 6, lámina 8, da los valores del coeficiente "N".

También pueden usarse los coeficientes C' de la Tabla 7, Lám. 8, los cuales multiplicados por los gastos proporcionados en la Tabla Núm. 2, nos dan los gastos por metro lineal de cresta para un vertedor sumergido.

TABLA NUM. 6

COEFICIENTE 'N' DE HERSCHEL PARA VERTEDORES AHOGADOS SIN CONTRACCION LATERAL- PAGINA NUM. 99. MANUAL DE KING

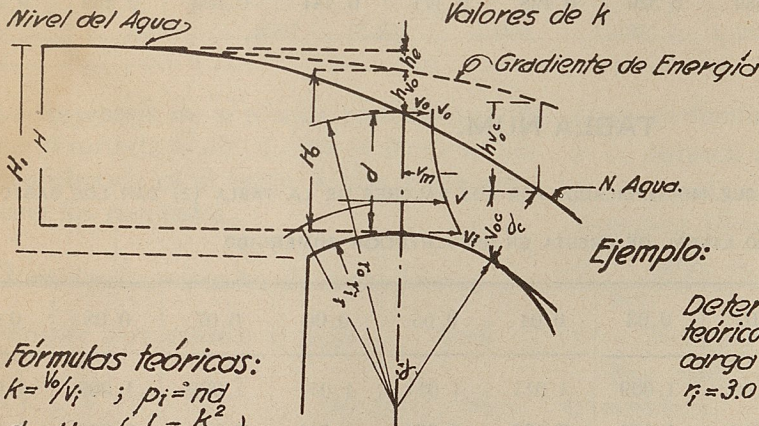
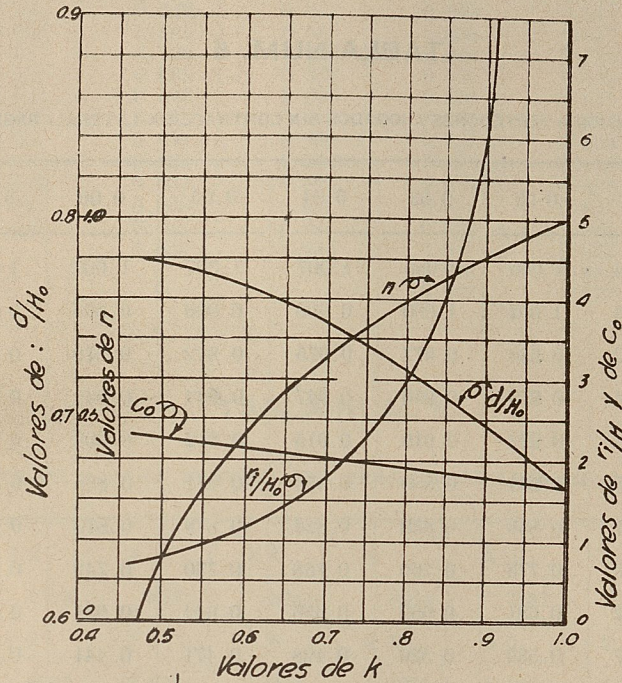
D/H.	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	1.000	1.004	1.006	1.006	1.007	1.007	1.007	1.006	1.006	1.005
0.1	1.005	1.003	1.002	1.000	0.998	0.996	0.994	0.992	0.989	0.987
0.2	0.985	0.982	0.980	0.977	0.975	0.972	0.970	0.967	0.964	0.961
0.3	0.959	0.956	0.953	0.950	0.947	0.944	0.941	0.938	0.935	0.932
0.4	0.929	0.926	0.922	0.919	0.915	0.912	0.908	0.904	0.900	0.896
0.5	0.892	0.888	0.884	0.880	0.875	0.871	0.866	0.861	0.856	0.851
0.6	0.846	0.841	0.836	0.830	0.824	0.818	0.813	0.806	0.800	0.794
0.7	0.787	0.780	0.773	0.766	0.758	0.750	0.742	0.732	0.723	0.714
0.8	0.703	0.692	0.681	0.669	0.656	0.644	0.631	0.618	0.604	0.590
0.9	0.574	0.557	0.539	0.520	0.498	0.471	0.441	0.402	0.352	0.275

TABLA NUM. 7

VALORES DEL COEFICIENTE " C' " QUE MULTIPLICADOS POR LOS VALORES DE LA TABLA (2) DAN LOS GASTOS POR METRO LINEAL DE CRESTA EN UN VERTEDOR SUMERGIDO

D/H.	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	1.000	1.006	1.009	1.009	1.011	1.011	1.011	1.009	1.009	1.007
0.1	1.007	1.005	1.003	1.000	0.997	0.994	0.991	0.988	0.983	0.981
0.2	0.978	0.973	0.970	0.966	0.963	0.958	0.955	0.951	0.946	0.942
0.3	0.939	0.935	0.931	0.926	0.921	0.917	0.913	0.909	0.903	0.900
0.4	0.895	0.891	0.885	0.881	0.875	0.871	0.865	0.859	0.854	0.848
0.5	0.842	0.837	0.831	0.825	0.819	0.812	0.806	0.799	0.792	0.785
0.6	0.778	0.771	0.764	0.756	0.748	0.740	0.733	0.724	0.715	0.707
0.7	0.698	0.689	0.680	0.670	0.660	0.649	0.639	0.626	0.615	0.603
0.8	0.589	0.576	0.562	0.547	0.531	0.517	0.501	0.486	0.469	0.453
0.9	0.435	0.416	0.396	0.375	0.351	0.323	0.293	0.255	0.209	0.144

DIAGRAMA PARA CALCULAR COEFICIENTES TEORICOS DE DESCARGA.-I. NELIDOV (C. ENG. ENERO 1941 PAG. 41) CONVERTIDO S. M. D.



Ejemplo:

Determinese el coeficiente teórico de descarga para una carga $H=1.50m.$ y un radio $r_i=3.0m.$

$$r_i/H = \frac{3.00}{1.5} = 2$$

Entremos con este valor a las gráficas $k=0.74$ $n=0.69$ $d/H_0=0.741$
 $C_0=2.00$; aceptando 2% pérdidas por fricción $H_0=0.98 \times 1.5 = 1.47$
 $d=0.741 \times 1.47 = 1.09$ $h_0=1.47-1.09=0.38$
 $C=2.00(1-0.02)^{3/2} = 2 \times 0.975 = 1.95$

Gasto 1 m. línea/cresta.

$$Q=1.95 \times 1.5^{3/2} = 3.56 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Fórmulas teóricas:

$$k = \sqrt{v_i} ; p_i = nd$$

$$d = H_0 \left(\frac{1-k^2}{1-nk^2} \right)$$

$$r_i = H_0 \frac{k(1+k)}{1-nk^2} \quad V = \frac{V_i r_i}{r}$$

$$q = \sqrt{2g} H_0^{3/2} k(1+k) \log \frac{1}{k} \frac{(1-n)^{1/2}}{(1-nk^2)^{3/2}}$$

$$C_0 = \sqrt{2g} k(1+k) \log \frac{1}{k} \frac{(1-n)^{1/2}}{(1-nk^2)^{3/2}}$$

$$C = C_0 \left(\frac{H_0}{H} \right)^{3/2} = C_0 (1-p)^{3/2}$$

P.B.

Vertedor de cresta ancha

Si el espesor de la cresta del vertedor es menor de 0.47 H, siendo H la carga, puede todavía considerarse como dentro del caso de uno de cresta delgada.

Cuando se pasa el límite indicado se considera el vertedor como de cresta ancha.

La descarga de un vertedor de este tipo se calcula mediante la fórmula:

$$Q = CLH^{3/2} \dots \dots \dots (33)$$

Se observa que para estos vertedores el gasto resulta afectado por la forma de la cresta del perfil, por lo que el coeficiente "C" no es constante y varía con las cargas, por lo tanto la aplicación correcta de la misma depende de los datos experimentales que se tengan acerca de éste.

Cuando la cara anterior del vertedor se redondea lo suficiente para eliminar las contracciones y la pendiente de la cresta sea tan grande como la pérdida de la carga, debido a la fricción, el escurrimiento ocurre con el tirante crítico y el gasto se calculará con la fórmula:

$$Q = 1.71 L H^{3/2} \dots \dots \dots (34)$$

En la lámina número 9, tenemos un diagrama que da los valores del coeficiente teórico de descarga para el perfil indicado.

En la lámina número 10, se tiene una gráfica que da estos valores para vertedores con perfil "Creager" (G.C 2221 C. N. I.) en las tablas Núms. 8 y 9, láminas 11 y 12, se dan los valores del coeficiente de descarga determinados experimentalmente para los perfiles indicados en la lámina 13.

TABLA NUM. 8

VALORES DE "C" PARA SER EMPLEADOS EN LA FORMULA $Q = C.L H^{3/2}$

TABLA NUM. 57. PAGINA 167 MANUAL DE HIDRAULICA DE KING.

3ª EDICION REDUCIDOS AL SISTEMA METRICO DECIMAL

Inclinación cara aguas-arriba		Inclinación cara aguas-abajo		Ancho de la cresta en metros	CARGA EN METROS										
					0.061	0.091	0.122	0.152	0.183	0.213	0.244	0.274	0.305	0.366	0.457
Hor. 1	Vert. 2	Hor. 1	Vert. 1	0.201	1.49	1.56	1.59	1.67	1.73	1.79	1.84	1.90	1.94	2.02	2.11
1 × 2		2 × 1		0.201	1.50	1.54	1.56	1.61	1.67	1.73	1.80	1.83	1.87	1.93	1.99
1 × 2		3 × 1		0.201	1.49	1.52	1.55	1.60	1.66	1.69	1.73	1.77	1.80	1.86	1.90
1 × 2		4 × 1		0.201	1.50	1.51	1.57	1.59	1.64	1.69	1.72	1.75	1.77	1.81	1.85
1 × 2		5 × 1		0.201	1.50	1.55	1.58	1.59	1.62	1.67	1.70	1.72	1.75	1.78	1.80
1 × 2		2 × 1		0.402	...	1.50	1.53	1.55	1.55	1.57	1.59	1.62	1.64	1.70	1.78
1 × 2		4 × 1		0.402	...	1.52	1.55	1.56	1.56	1.57	1.59	1.61	1.62	1.66	1.71
1 × 2		6 × 1		0.402	1.54	1.55	1.56	1.57	1.58	1.60	1.62	1.64	1.70
2 × 1		2 × 1		2.04	1.56	1.62	1.68	1.73	1.77	1.80	1.83	1.87	1.89	1.94	1.99
1 × 1		2 × 1		2.04	1.51	1.58	1.61	1.67	1.72	1.77	1.82	1.85	1.89	1.95	2.01
1 × 3		2 × 1		2.04	1.38	1.45	1.52	1.58	1.65	1.71	1.75	1.80	1.84	1.91	1.96
Vertical		2 × 1		2.04	1.41	1.42	1.47	1.53	1.60	1.65	1.71	1.75	1.80	1.87	1.94

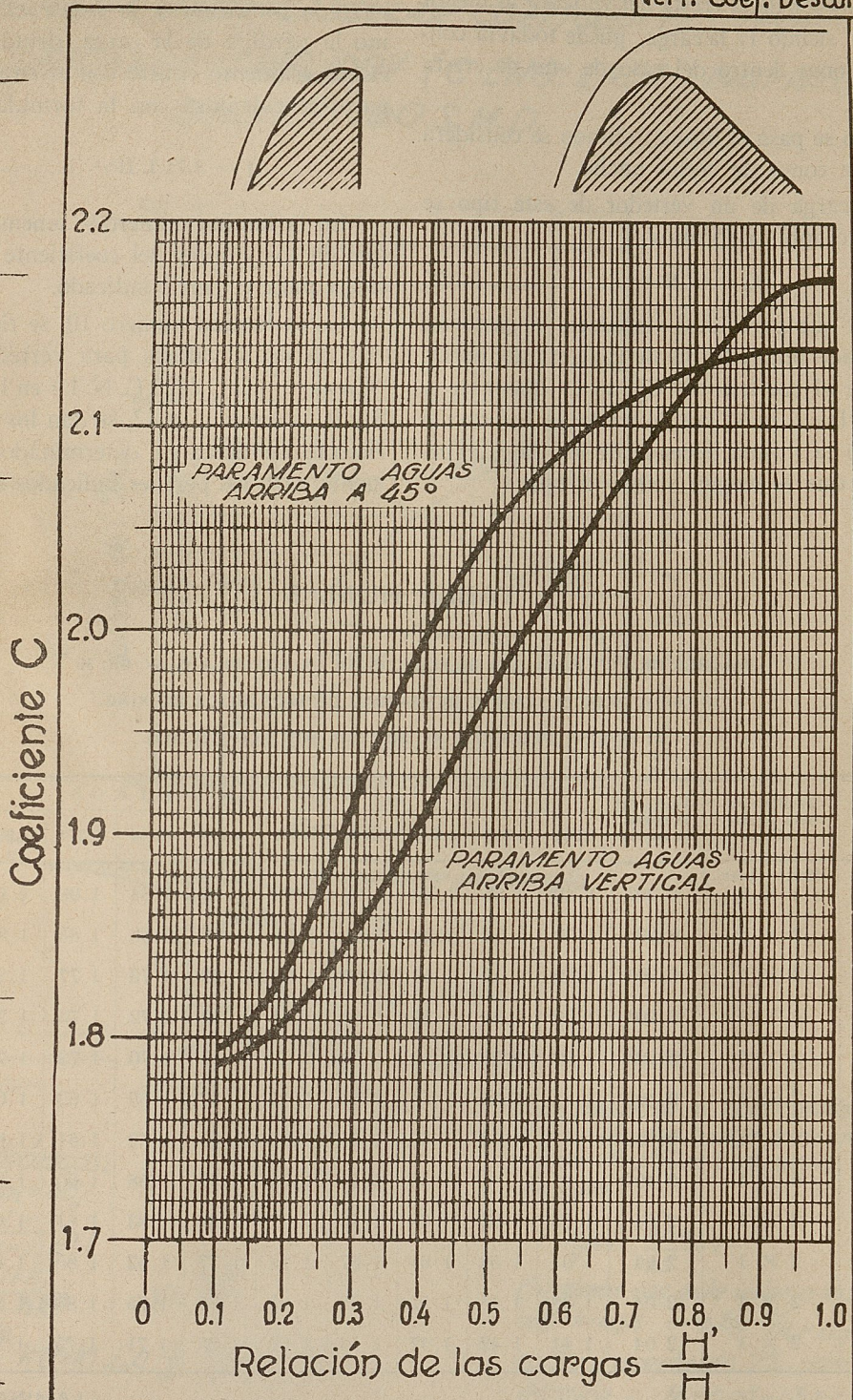
LAMINA NUM. 11

Como indudablemente en el campo se encontrarán perfiles distintos a los citados se recomienda a los ingenieros apliquen juiciosamente un criterio en la selección de estos coeficientes y al

mismo tiempo que cada vez que les sea posible los determinen experimentalmente enviando los datos respectivos a las Direcciones Agrológicas y de Estudios y Proyectos de la Comisión Nacional de Irrigación.

Coeficientes de descarga para vertedores perfil Creager. (traducida al Sist. Métr. Decimal.)

C. N. I.
 PEQ. IRRIGACION
 Hidráulica
 Vert. Coef. Descarga



H' = Carga en la cresta.

H = Carga usada para la determinación del perfil proyectado

Adaptó: G.G. Lasc.

Dib: G.G. Lascrain

Rev: *Wass*

G.C. 2221

V.º B.º: IV. del Mercado

VERTEDORES DE CRESTA ANCHA

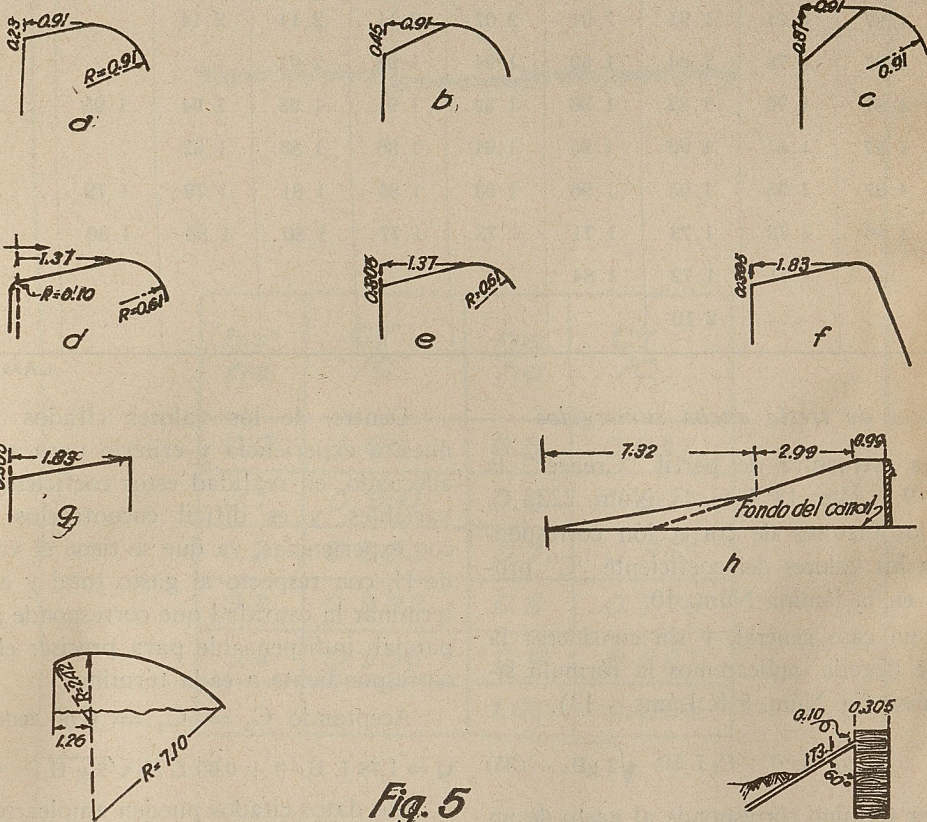
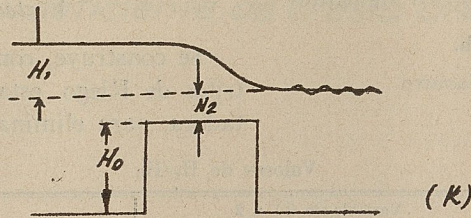


Fig. 5



VERTEDOR DE CRESTA ANCHA SUMERGIDO

LAM. N° 13.
CAP. I.

TABLA NUM. 9

VALORES DE "C" PARA LA FORMULA $Q = C L H^{3/2}$ TABLA NUM. 62 PAGINA NUM. 169 MANUAL DE HIDRAULICA DE KING. 3A. EDICION REDUCIDOS AL SISTEMA METRICO DECIMAL.

Número de la figura en Lám. 13	Longitud del Modelo en Metros	C A R G A E N M E T R O S									
		0.152	0.305	0.457	0.610	0.76	0.915	1.07	1.22	1.37	1.515
5(a)	2.42	...	1.82	1.83	1.86	1.88	1.89	1.92	1.95	2.00	2.05
5(a)	4.87	1.83	1.84	1.91	1.89	1.88	1.91	1.93
5(b)	2.43	...	1.87	1.91	1.94	1.96	1.98	2.00	2.03	2.06	2.11
5(b)	4.87	1.78	1.92	1.99	2.03	2.04	2.05
5(c)	4.87	1.74	1.91	2.01	2.07	2.11	2.14	2.14
5(d)	4.87	1.78	1.84	1.89	1.94	1.98	2.01
5(e)	4.87	1.76	1.82	1.86	1.89	1.91	1.93	1.94	1.95
5(f)	4.87	1.81	1.93	1.95	1.94	1.86	1.83	1.82
5(g)	4.87	1.95	1.95	1.96	1.93	1.85	1.81	1.79	1.79
5(h)	4.86	1.73	1.73	1.71	1.73	1.77	1.80	1.83	1.86
5(i)	...	1.71	1.72	1.84
5(j)	2.10

LAMINA NUM. 12

Vertedores de cresta ancha sumergidos

Para una estructura de perfil "Creager" la tabla Núm. 9 A lám. 13 A. G. C. Núm. 2222 C. N. I. da los factores de corrección correspondientes para los valores del coeficiente "C" proporcionados en la lámina Núm. 10.

Pero en un caso general, y sin considerar la velocidad de llegada, aplicaremos la fórmula siguiente: (véase fig. Núm. 5 K Láms— 13).

$$Q = \frac{2}{3} C_1 L \sqrt{2g} H_1^{3/2} + C_2 L H_2 \sqrt{2gH_1} \dots (35)$$

El primer término corresponde al gasto de un vertedor de carga H_1 y el segundo a un orificio de área $L H_2$ y carga H_1 con respecto a los valores de C_1 y C_2 anotamos los criterios siguientes:

$$C_1 = C_2 = 0.65 \text{ Schothlish.}$$

$$C_1 = C_2 = 0.60 \text{ Gómez Navarro}$$

Koehlin:

Dentro de los valores citados aplicaremos nuestra experiencia y criterio para seleccionar el adecuado, en realidad estos coeficientes son muy variables, y es difícil encontrarlos de acuerdo con experiencias, ya que se tiene el valor relativo de H, con respecto al gasto total y es difícil determinar la cantidad que corresponde a cada gasto parcial, indispensable para precisar el coeficiente correspondiente a cada término.

Aceptando $C_1 = C_2 = 0.60$ tenemos:

$$Q = 1.78 L H_1^{3/2} + 0.60 L H_2 \sqrt{2gH_1} \dots (36)$$

Los datos citados pueden emplearse para obras de toma que funcionaran como reguladores de admisión superior.

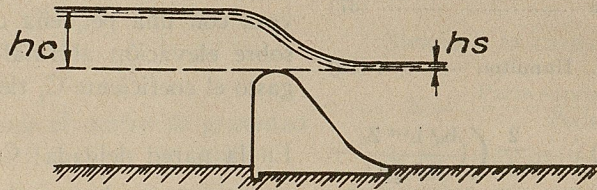
Vertedores laterales

Se construye, con frecuencia en nuestros Distritos de Riego esta estructura como obra limitadora, para eliminar gastos excedentes.

Valores de H_2/H_0

Condiciones	Variable de 0.1 a 2		Muy grandes	
	C_1	C_2	C_1	C_2
Cresta plana no redondeada...	0.40 a 0.45	0.6 a 0.8	0	= 0.90
Cresta plana poco redondeada.	0.42 a 0.47		0.10	Para largo muy grande de cresta entre pilas.
Cresta plana muy redondeada.	0.45 a 0.50		0.20	0.95

C. N. I.
 PEQ. IRRIGACION
 Hidráulica
 Vertedores Coefs.



$\frac{h_s}{h_c}$	$\frac{C'}{C}$	$\frac{h_s}{h_c}$	$\frac{C'}{C}$
0.0	1.00	0.5	0.937
0.1	0.991	0.6	0.907
0.2	0.983	0.7	0.856
0.3	0.972	0.8	0.778
0.4	0.956	0.9	0.621
		1.00	0.000

C = Coeficiente de cresta libre
 C' = Coeficiente de cresta ahogada

Dibujó: Lascurain
 Revisó:
 V.º B.º J. V. del Mercado

G.C- 2222

Indicamos a continuación las fórmulas de:

$$Q = \frac{2}{3} K L H^{3/2} \cdot \frac{1}{2\sqrt{\frac{H^1}{H^1 - H}} - \sqrt{\frac{H}{H - h}}} - \text{Loge} \frac{(\sqrt{H^1} + \sqrt{H^1 - h})(\sqrt{H} - \sqrt{H - h})}{(\sqrt{H^1} - \sqrt{H^1 - h})(\sqrt{H} + \sqrt{H - h})} \dots \text{Turazza} \dots (37)$$

$$Q = \frac{2}{5} K L H^{3/2} \dots \text{Hamilton} \dots (38)$$

$$\frac{3}{2\mu\sqrt{2g}} \left(\frac{b_0^2 h^{3.4}}{n^2 Q_0^2} \right)^{3/2} (Q - Q_0) = \frac{2}{5} \left(\frac{b_0^2 h^{3.4} Z_0}{n^2 Q_0^2} + x \right)^{5/2} - \left(\frac{b_0^2 h^{3.4} Z_0}{n^2 Q_0^2} \right)^{5/2} \dots \text{Forchheimer} \dots (39)$$

Las fórmulas de Turazza y Hamilton son falsas puesto que la primera asume que la forma de la lámina vertiente sobre la cresta del vertedor a partir del origen es una curva asintótica a éste, y la segunda acepta una forma triangular, ambas cosas muy lejanas a la realidad.

Tanto la fórmula de Turazza como la de Forchheimer, son de estructura complicada y además en esta última se hace variar el ancho del canal frente al vertedor y se acepta que los gastos varían proporcionalmente a los anchos, y para que esto ocurra se requiere un canal de sección rectangular y que el tirante sea constante y pequeño en relación al ancho del canal y esto pocas veces se verificó en la práctica.

Engels en el laboratorio hidráulico de Dresden (Alemania) obtuvo experimentalmente lo siguiente:

$$Q = 1.83 L^{5/6} H^{10/6}$$

a la que se puede dar la forma

$$Q = 1.83 \left(\frac{H_1}{L} \right)^{1/6} L H^{3/2} \dots (40)$$

Los ingenieros mexicanos, Carlos G. Blake y Valentín Gama Q., cuando prestaron sus servicios en la Dirección de Aguas de la Secretaría de Agricultura y Fomento efectuaron cuidadosas experiencias demostrando que la lámina vertiente tenía una depresión en su origen, se eleva gradualmente con algunas pequeñas depresiones en su trayecto, debidas posiblemente a remolinos y circunstancias locales y al final del vertedor alcanza su mayor altura; fundado en éstas el Departamento de Aguas de la Secretaría de Agri-

cultura y Fomento (México, D. F.) ha aceptado una fórmula igual a la clásica N° 33.

Para valores del coeficiente "C" pueden tomarse los datos en la lámina 11, de acuerdo con el perfil de la cresta.

Posteriormente los ingenieros chilenos Balmaceda y González después de un conjunto de cuidadosas experiencias llegaron a la conclusión que la lámina vertiente es una curva ligeramente convexa con una pequeña depresión en su origen y sobre elevación al final y que para calcular el gasto el coeficiente C₁ tiene los siguientes valores:

$$\text{En la pared delgada: } C_1 = 0.345 + \frac{0.000685}{(H_1)^2 L^{1/2}} \dots (41)$$

En paredes intermedias y gruesas:

$$C_1 = 0.324 + \frac{0.000387}{(H_1)^2 L^{1/2}} \dots (42)$$

Introduciendo estos valores en la fórmula general, tendremos:

Para vertedores en pared delgada:

$$Q = 1.53 L (H_1)^{3/2} + 0.00304 \left(\frac{L}{H_1} \right)^{1/2} \dots (43)$$

Para vertedores en pared gruesa

$$Q = 1.43 L (H_1)^{3/2} + 0.00171 \left(\frac{L}{H_1} \right)^{1/2} \dots (44)$$

Hacemos observar que las fórmulas de Engels, la del Depto. de Aguas de la Sec. de Agricultura y Fomento (México) y la de Balmaceda-González deducidas experimentalmente tienen estructura semejante y son de aplicación sencilla.

No se indica la notación que corresponde a las fórmulas Turazza, Hamilton y Forchheimer, porque ya expresamos que es más conveniente usar las deducidas experimentalmente, y en cuanto a éstas.

Q = Gasto m³. p. s.

L = Longitud de la cresta.

C = Coeficiente.

H = Carga media sobre el vertedor (fórmula S. A. y F.)

H₁ = Carga al final del vertedor.

CAPITULO II

ORIFICIOS

Definición.—Es una abertura de forma regular verificada en una pared y utilizada para medir los gastos que escurren a través de la misma.

De acuerdo con su forma se dividen en: cuadrados, rectangulares o circulares etc., y de acuerdo con sus condiciones hidráulicas, en libres o sumergidos, con contracciones o sin ellas.

Para el cálculo del gasto en un orificio con descarga libre se usa la fórmula:

$$Q = C A \sqrt{2 g H} \dots\dots\dots (45)$$

en la que,

C = Coeficiente de descarga.

A = Area del orificio.

H = Carga medida desde el centro de gravedad del orificio a la superficie libre del agua.

Desde un principio fué usado el orificio con descarga libre para medir el agua de riego, pero hoy se emplea poco en vista de la caída requerida para su funcionamiento.

Orificios sumergidos.—En este caso el nivel de aguas abajo se encuentra arriba del borde superior del orificio.

Fórmula general para el cálculo del gasto.

$$Q = C A \sqrt{2 g H} \dots\dots\dots (46)$$

Todas las literales exceptuando H, tienen el mismo significado en la fórmula 45.

H, es la diferencia entre los niveles de aguas arriba y aguas abajo del orificio; en las fórmulas anteriores no se ha considerado el efecto de la velocidad de llegada.

En la medida del agua de riego se usan los tipos siguientes:

- (1) Orificios sumergidos con dimensiones fijas.
- (2) Orificios sumergidos con dimensiones ajustables.
- (3) Compuertas usadas como orificios sumergidos ajustables.
- (4) Compuertas calibradas.

Los orificios son recomendables cuando no se tienen las condiciones adecuadas para emplear vertedores, así como en canales de capacidad suficientemente grande para asegurar que las contracciones sean lo más completas posibles.

Corrección por supresión de contracciones en orificios sumergidos

Por diversas causas, entre ellas para evitar azolves, se coloca el orificio a la elevación de la plantilla del canal, entonces funciona con con-

tracciones incompletas y para el caso que estamos analizando se puede calcular el gasto mediante la fórmula:

$$Q = 0.61 (1 + 0.15 K) A \sqrt{2 g H} \dots\dots\dots (47)$$

Incluyendo el efecto de la velocidad de llegada se tiene:

$$Q = 0.61 (1 + 0.15 K) A \sqrt{2 g (H + h)} \dots\dots (48)$$

Siendo h la carga de velocidad y

$$K = \frac{\text{Parte suprimida del perímetro mojado}}{\text{Perímetro mojado total.}}$$

Se ha adoptado como orificio tipo el de forma rectangular, con contracciones y cresta aguda, en el cual el ancho es de 2 a 6 veces la altura.

Para un orificio de este tipo se tiene:

$$Q = 0.61 A \sqrt{2 g H} \dots\dots\dots (49)$$

Tomando en cuenta la velocidad de llegada:

$$Q = 0.61 \sqrt{2 g (H + h)} A \dots\dots\dots (50)$$

Condiciones necesarias para asegurar las contracciones en el orificio y seguridad en las medidas.

1ª La cara anterior del orificio tendrá la posición vertical.

2ª Los bordes superiores e inferiores estarán a nivel y los lados verticales.

3ª Todos los bordes serán agudos y lisos; la distancia mínima entre el borde inferior y el fondo del canal será de 2 veces la altura del orificio.

4ª La sección recta del prisma de agua a una distancia de 6 a 10 metros, tanto a aguas arriba como aguas abajo del orificio, será cuando menos 6 veces la sección recta del mismo.

5ª Háganse correcciones por velocidad de llegada cuando sea necesario.

Construcción de los orificios.—Se pueden acondicionar tanto en estructuras de madera como de concreto: En la figura Núm. 6 Lámina Núm. 14 se tiene un tipo usando el primer material citado.

En la Lámina Núm. 15 se encuentra la tabla Núm. 10 que da las medidas adecuadas para construirlos de acuerdo con los gastos aproximados que se van a medir.

Instalación de los orificios.—Deben colocarse bastante lejos de las compuertas para que pueda construirse un tanque de reposo con su fondo

ORIFICIO RECTANGULAR

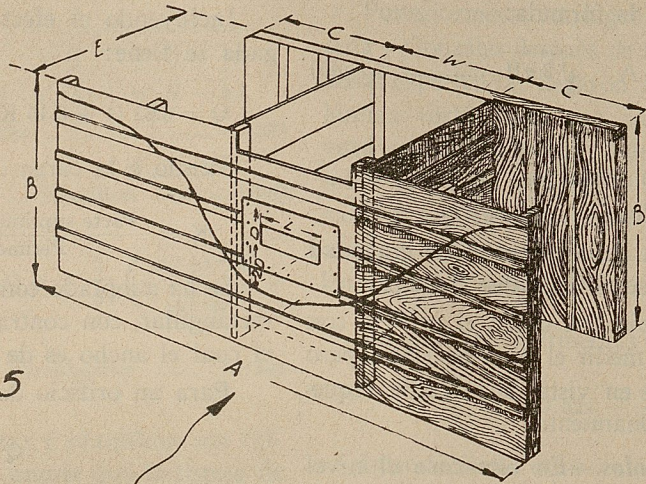


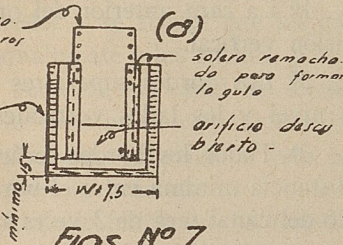
Fig. N° 5

Dirección de la corriente

BOCA-TOMA COMBINADA CON ORIFICIO VARIABLE

Detalle

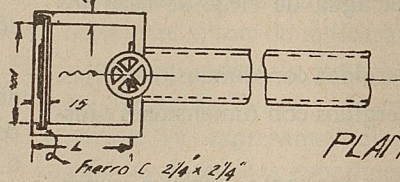
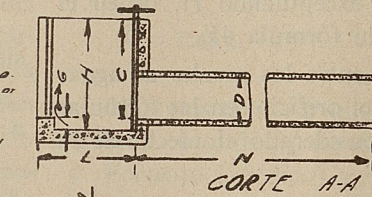
Lámina galvanizada N° 14 con agujeros de 1/2" φ.
Hoja de madera para sostener la lámina



Figs. N° 7.

Tabla de dimensiones mínimas en cms.

D	H	W	C	N	G	L
20	40	60	60	10	60	
25	70	75	60	10	60	
30	85	75	75	10	75	
35	85	90	75	10	75	
40	90	90	90	10	90	
45	100	105	105	10	105	
50	120	105	112	10	105	
60	135	120	120	10	120	



PLANTA-

TIPO USADO EN EL DISTRITO DE RIEGO DE FRESNO, CAL.-U.S.A.

TABLA NUM. 10

DIMENSIONES RECOMENDABLES EN CENTIMETROS CUADRADOS PARA ORIFICIOS
SUMERGIDOS EN ESTRUCTURAS, FIG. 5. LAM. 10

Variaciones en el Gasto	DIMENSIONES DEL ORIFICIO		Area en cms. ²	Ancho A	B	C	E	W
	Ancho D Cm.	Longitud L Cm.						
0.011 a 0.030	7.5	30.50	229	305	120	61	91	75
0.015 a 0.040	7.5	40.60	305	305	120	61	91	91
0.025 a 0.060 (X)	8.0	62.50	500	365	120	61	91	107
0.015 a 0.040	10.0	30.50	305	305	135	76	91	75
0.020 a 0.060 (X)	10.0	50.00	500	365	135	76	91	91
0.030 a 0.095 (X)	10.0	75.00	750	365	135	76	91	107
0.025 a 0.060	15.0	30.50	457	365	150	91	107	107
0.030 a 0.095	15.0	46.0	690	430	150	91	107	91
0.045 a 0.120	15.0	60.0	900	430	150	91	107	107
0.070 a 0.195 (X)	15.0	66.7	1 000	490	150	91	107	150
0.045 a 0.130 (X)	15.0	100.0	1 500	430	180	91	107	107
0.070 a 0.195 (X)	25.0	60.0	1 500	490	180	91	107	107
0.090 a 0.260 (X)	25.0	80.0	2 000	490	180	91	107	120

Para los anotados con (X) en la Tabla Núm. 11, Lámina Núm. 16, tenemos sus gastos hasta una carga efectiva de 0.40 M.

LAMINA NUM. 15. CAP. II.

aproximadamente 0.30 mts. abajo de la rasante del canal, con esto se aquieta la corriente y se asegura la contracción.

Al colocar la estructura se nivelará cuidadosamente y se tapanán con arcilla bien apisonada todas las filtraciones.

Referidos al mismo origen se colocarán dos ganchos medidores para determinar las cargas; uno de aguas arriba del orificio y el otro aguas abajo.

Manejo y cuidado.—A cada lado del orificio estará el canal desprovisto de hierbas y el tanque de reposo desprovisto de sedimentos.

Se rectificará frecuentemente el nivel de las crestas, el origen de los ganchos, la verticalidad de la estructura y se corregirán las filtraciones en la misma.

La Tabla Núm. 11 Lámina 16 (C. N. I. G. C. 1003) proporciona los gastos en orificios rectangulares de distintas medidas calculados con $C=0.61$; para el mismo fin sirven los nomogramas de las láminas 17 y 18 (C. N. I. G. C. 2217 y G. C. 2215).

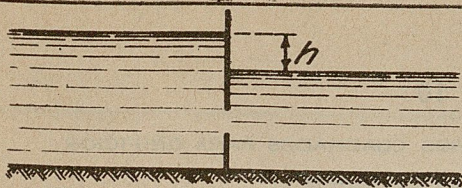
Orificios sumergidos ajustables

En este caso el ancho es ajustable con el fin de poder variar los gastos. Cuando el canal sea suficientemente grande para asegurar la contracción completa para la abertura máxima del orificio, el coeficiente de descarga permanece aproximadamente constante y podrá usarse el mismo valor que para un orificio de dimensiones fijas pudiéndose, por lo tanto, emplear las tablas y nomogramas ya citados.

En el Distrito de Riego de Fresno, California, U. S. A. emplean orificios ajustables, acondicionados como lo indica la figura 7, Lámina 14. Las experiencias efectuadas en este caso mostraron que el coeficiente de descarga tiene valores entre 0.63 a 0.67.

Compuertas utilizables como orificios, sumergidos ajustables.—La fig. Núm. 7, Lámina 19, muestra un tipo semejante a los usados en el Distrito de Riego del Valle Imperial, Cal., U. S. A., para medir el agua de los usuarios.

Se emplean debido a su poco costo, pero las medidas son inciertas.



Gasto en litros por segundo de orificios rectangulares en pared delgada trabajando ahogados, calculados con la fórmula:
 $q = a \times 0.61 \sqrt{2gh}$

Carga en cm. h		A= Area de la sección transversal del orificio en centímetros cuadrados.								Carga en cm. h		A= Area de la sección transversal del orificio en centímetros cuadrados.							
h	250	500	750	1000	1250	1500	1750	2000	h	250	500	750	1000	1250	1500	1750	2000		
0.2	3.020	6.039	9.059	12.078	15.098	18.117	21.137	24.156	8.2	19.337	38.674	58.011	77.348	96.685	116.022	135.359	154.696		
0.4	4.270	8.540	12.810	17.080	21.350	25.620	29.890	34.160	8.4	19.566	39.132	58.697	78.263	97.829	117.395	136.960	156.526		
0.6	5.231	10.462	15.692	20.923	26.154	31.385	36.615	41.846	8.6	19.795	39.589	59.384	79.178	98.973	118.767	138.562	158.356		
0.8	6.039	12.078	18.117	24.156	30.195	36.234	42.273	48.312	8.8	20.023	40.047	60.070	80.093	100.116	120.140	140.163	160.186		
1.0	6.756	13.512	20.267	27.023	33.779	40.535	47.290	54.046	9.0	20.252	40.504	60.756	81.008	101.260	121.512	141.764	162.016		
1.2	7.396	14.793	22.189	29.585	36.981	44.376	51.774	59.170	9.2	20.481	40.962	61.442	81.923	102.404	122.885	143.365	163.946		
1.4	7.991	15.982	23.973	31.964	39.959	47.946	55.937	63.928	9.4	20.694	41.389	62.083	82.777	103.471	124.166	144.860	165.554		
1.6	8.540	17.080	25.620	34.160	42.700	51.240	59.780	68.320	9.6	20.923	41.846	62.769	83.692	104.615	125.538	146.461	167.382		
1.8	9.059	18.117	27.176	36.234	45.293	54.351	63.410	72.468	9.8	21.137	42.273	63.410	84.546	105.683	126.819	147.956	169.082		
2.0	9.547	19.093	28.640	38.186	47.733	57.279	66.826	76.372	10	21.350	42.700	64.080	85.400	106.750	128.100	149.480	170.820		
2.2	10.019	20.039	30.058	40.077	50.096	60.116	70.135	80.154	11	22.402	44.805	67.207	89.609	112.011	134.414	156.816	179.218		
2.4	10.462	20.923	31.385	41.846	52.308	62.769	73.231	83.692	12	23.363	46.726	70.089	93.452	116.815	140.178	163.541	186.904		
2.6	10.889	21.777	32.666	43.534	54.443	65.331	76.220	87.108	13	24.339	48.678	73.017	97.355	121.695	146.034	170.373	194.712		
2.8	11.300	22.601	33.901	45.201	56.501	67.802	79.102	90.402	14	25.289	50.539	75.808	101.077	126.346	151.616	176.885	202.154		
3.0	11.697	23.324	35.090	46.787	58.484	70.181	81.877	93.574	15	26.154	52.308	78.461	104.615	130.769	156.923	183.076	209.230		
3.2	12.078	24.155	36.234	48.312	60.390	72.468	84.546	96.624	16	27.008	54.016	81.023	108.031	135.039	162.047	189.054	216.062		
3.4	12.444	24.888	37.332	49.776	62.220	74.664	87.108	99.552	17	27.831	55.663	83.494	111.325	139.156	166.988	194.819	222.650		
3.6	12.810	25.620	38.430	51.240	64.080	76.880	89.670	102.480	18	28.635	57.310	85.964	114.619	143.274	171.929	200.583	229.238		
3.8	13.161	26.322	39.482	52.643	65.804	78.965	92.125	105.286	19	29.433	58.865	88.298	117.730	147.163	176.595	206.028	235.460		
4.0	13.496	26.993	40.489	53.985	67.481	80.978	94.474	107.970	20	30.195	60.390	90.585	120.788	150.975	181.170	211.365	241.560		
4.2	13.832	27.664	41.495	55.327	69.159	82.991	96.822	110.654	21	30.942	61.885	92.827	123.789	154.711	185.654	216.596	247.538		
4.4	14.167	28.325	42.502	56.669	70.836	85.044	99.171	113.338	22	31.659	63.318	94.977	126.636	158.288	189.954	221.613	253.272		
4.6	14.488	28.975	43.463	57.950	72.438	86.925	101.413	115.900	23	32.376	64.782	97.127	129.503	161.879	194.255	226.630	259.006		
4.8	14.793	29.585	44.378	59.170	73.963	88.755	103.548	118.340	24	33.077	66.155	99.232	132.309	165.396	198.464	231.541	264.618		
5.0	15.098	30.195	45.293	60.390	75.488	90.585	105.683	120.780	25	33.764	67.527	101.291	135.054	168.818	202.581	236.345	270.108		
5.2	15.403	30.805	46.208	61.610	77.013	92.415	107.818	123.220	26	34.419	68.839	103.258	137.677	172.096	206.516	240.935	275.554		
5.4	15.692	31.385	47.077	62.769	78.462	94.154	109.846	125.538	27	35.075	70.150	105.225	140.300	175.378	210.450	245.525	280.600		
5.6	15.982	31.964	47.946	63.928	79.910	95.892	111.874	127.856	28	35.731	71.462	107.192	142.923	178.654	214.385	250.115	285.846		
5.8	16.257	32.513	48.770	65.026	81.283	97.539	113.796	130.052	29	36.356	72.712	109.058	145.424	181.780	218.136	254.492	290.848		
6.0	16.531	33.062	49.593	66.124	82.655	99.186	115.717	132.248	30	36.981	73.963	110.944	147.925	184.906	221.888	258.869	295.850		
6.2	16.806	33.611	50.417	67.222	84.028	100.833	117.639	134.444	31	37.691	75.183	112.744	150.365	187.956	226.548	263.139	300.730		
6.4	17.080	34.160	51.240	68.320	85.400	102.480	119.560	136.640	32	38.201	76.403	114.604	152.805	191.006	229.209	267.409	305.610		
6.6	17.339	34.679	52.018	69.357	86.696	104.036	121.375	138.714	33	38.781	77.562	116.342	155.123	193.904	232.585	271.466	310.246		
6.8	17.614	35.228	52.841	70.455	88.069	105.683	123.295	140.910	34	39.376	78.751	118.127	157.502	196.878	236.253	275.629	315.004		
7.0	17.888	35.716	53.573	71.431	89.289	107.147	125.004	142.862	35	39.940	79.880	119.819	159.789	199.699	239.639	279.579	319.518		
7.2	18.117	36.234	54.351	72.468	90.585	108.702	126.819	144.936	36	40.504	81.008	121.512	162.016	202.520	243.024	283.528	324.032		
7.4	18.361	36.722	55.083	73.444	91.805	110.166	128.527	146.888	37	41.068	82.137	123.205	164.273	205.341	246.410	287.478	328.506		
7.6	18.605	37.210	55.815	74.420	93.025	111.630	130.235	148.840	38	41.617	83.235	124.852	166.469	208.086	249.704	291.321	332.938		
7.8	18.849	37.698	56.547	75.396	94.245	113.094	131.943	150.792	39	42.166	84.333	126.499	168.665	210.831	252.998	295.164	337.330		
8.0	19.093	38.186	57.279	76.372	95.465	114.558	133.651	152.744	40	42.700	85.400	128.100	170.800	213.500	256.200	298.900	341.600		

GC 1003

Coeficiente "C" por el cual deben multiplicarse los resultados encontrados en esta tabla para obtener el gasto del mismo orificio pero sin contracción:

$$C = 1 + 0.152 k$$

siendo k la relación que existe entre la parte del perímetro donde la contracción ha sido total o parcialmente suprimida y el perímetro total del orificio.

**COMISION NACIONAL DE IRRIGACION
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA**

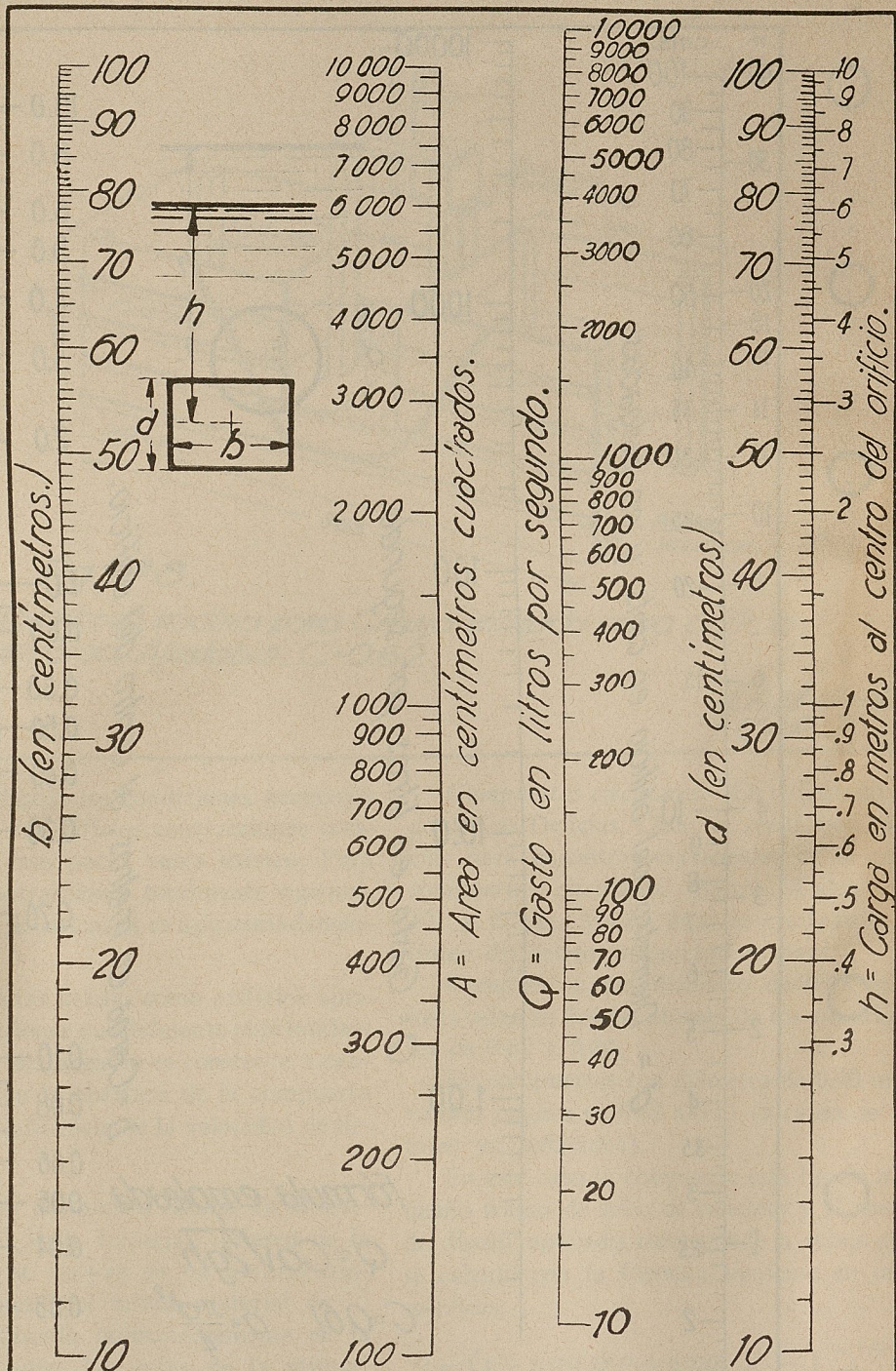
**GASTO EN LITROS POR SEGUNDO,
DE ORIFICIOS RECTANGULARES
EN PARED DELGADA TRABAJANDO
AHOGADOS.**

CALCULO ING. J.L. DE PARRIS PROPUSO A. ORIVE ALBA
 DIBUJO G. POSADAS APROBO M. RIVAS
 REVISO A. CORIA VOCAL EJECUTIVO

MEXICO, I-1933 N.º 1. 280.222 H. Unico

Nomograma para calcular el gasto en orificios rectangulares.

G. N. I.
PEQUEÑA IRRIGAC.
Hidráulica
Gasto orificios Rects.



Solamente para orificios de paredes delgadas. Contracción completa.
 $C = 0.61$

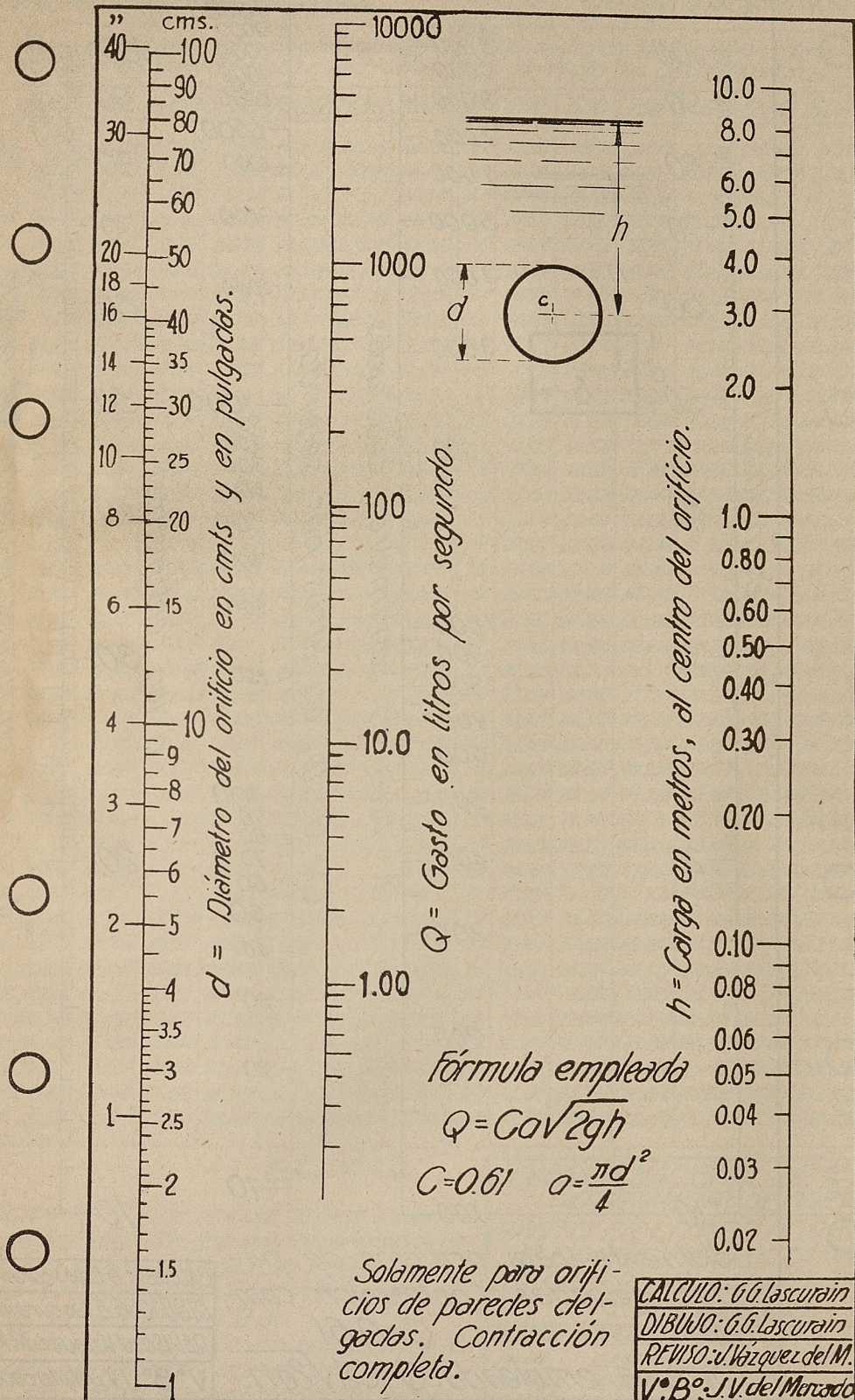
Fórmula empleada: $Q = CA\sqrt{2gh}$

CALCULO: G.G. Lascurain
DIBUJO: G.G. Lascurain
REVISO: J. Vazquez del M.
V.º B.º: J.V. del Mercado

G.G-2217

Nomograma para calcular el gasto en orificios circulares.

C. N. I.
PEQUEÑA IRRIGAC.
Hidráulica
Gasto-Orificios-Circuls.



CALCULO: G.G. Lascurain
 DIBUJO: G.G. Lascurain
 REVISO: J. Vázquez del M.
 V.B.: J.V. del Mercado

GG-2215

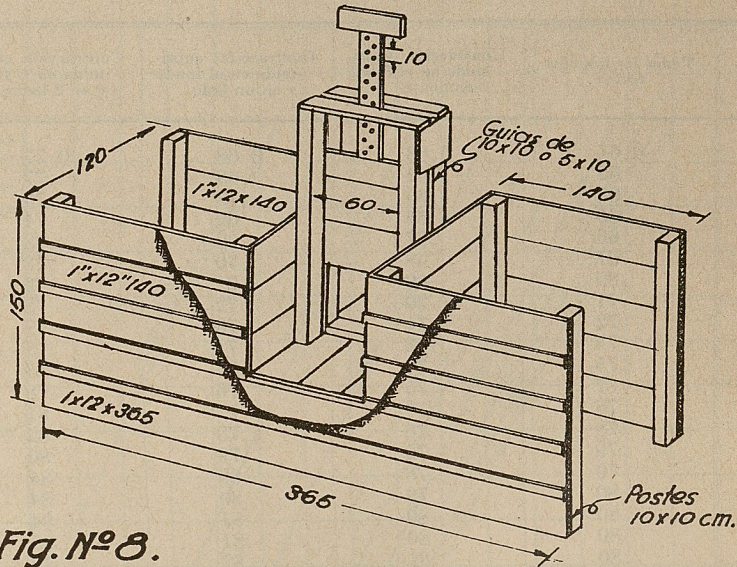


Fig. N° 8.

Compuerta de madera para Granja utilizada como orificio sumergido. Ajustable. $C=0.62$.

LAM #19
CAP. II.

Ya se han indicado las condiciones necesarias para asegurar en los orificios contracciones completas y en este caso pocas veces existen. Para un orificio con contracciones totalmente suprimidas, el coeficiente de descarga es aproximadamente 0.98.

En las compuertas usadas como orificios ajustables hay contracciones parcialmente suprimidas; y el coeficiente de descarga no es constante a causa de que varía con la abertura de la compuerta y así como por la influencia de la velocidad de llegada.

Las compuertas de madera usadas en el Distrito de Riego del Valle Imperial, difieren de la mostrada en que se apoyan en un umbral consistente en una pieza del mismo material de $2'' \times 4'' \times 6''$; colocado permanentemente en la muesca existente entre las guías de la misma; con esto se aumenta la contracción y se estabiliza el valor del coeficiente usándose $C = 0.622$. En el Distrito de Riego del Río Colorado, B. C. se adoptó 0.656 que queda dentro del valor límite fijado, de acuerdo con experiencias, por el Ing. Guillermo González de la Secretaría de Agricultura y Fomento.—México.

Compuertas circulares.—En el Distrito de Riego de Las Delicias, Chih., se verificaron experiencias para encontrar coeficientes de descarga en compuertas circulares: marcas "Calco" Modelo 101 y Banks, Miller, éstas se efectuaron en distintos diámetros encontrándose para:

Compuertas con diámetro de 0.45 m. (18") instaladas en las bocatomas de los usuarios valores de 0.67 a 0.69.

En compuertas con diámetro de 0.90 m. (36") valores medios de 0.62 a 0.71 (a causa de los factores ya señalados).

En este caso la compuerta está ligada a un pequeño tramo de tubo de concreto y el coeficiente de diseño aplicado corresponde a tubos cortos y se calculó con la fórmula siguiente en unidades métricas:

$$C = \left(1 + 0.561 D^{1/2} + 0.0205 \frac{L}{D^{1.2}} \right)^{-1/2} \dots (51)$$

Los valores de este coeficiente se encuentran tabulados en la tabla II A lámina 19 A.

Para tubos cortos de lámina corrugada se aplicará la fórmula:

$$C = \left(1 + 0.326 D^{0.6} + \frac{0.0836}{D^{1.2}} \right)^{-1/2} \dots (52)$$

TABLA NUM. 11 B

COEFICIENTE DE GASTOS PARA TUBOS RECTANGULARES SUMERGIDOS

(TOMADOS DEL MANUAL DE HIDRAULICA DE KING 3ª EDICION TABLA NUM. 35 Y RECOPIADOS DE EXPERIENCIAS DE STEWART Y SMITH)

RELACION L/P	Todos los ángulos rectos	Contracción suprimida en el fondo solamente	Contracción suprimida en el fondo y en un lado	Contracción suprimida en el fondo y en 2 lados	Contracción suprimida en el fondo en 2 lados y en el lado superior
0.02	0.61	0.63	0.68	0.77	0.95
.04	.62	.64	.68	.77	.94
.06	.63	.65	.69	.76	.94
.08	.65	.66	.69	.74	.93
.10	.66	.67	.69	.73	.93
.12	.67	.68	.70	.72	.93
.14	.69	.69	.71	.72	.92
.16	.71	.70	.72	.72	.92
.18	.72	.71	.73	.72	.92
.20	.74	.73	.74	.73	.92
.22	.75	.74	.75	.75	.91
.24	.77	.75	.76	.78	.91
.26	.78	.76	.77	.81	.91
.28	.78	.76	.78	.82	.91
.30	.79	.79	.79	.80	.90
.35	.79	.78	.80	.84	.90
.40	.80	.79	.80	.84	.90
.60	.80	.80	.81	.84	.90
.80	.80	.80	.81	.85	.90
1.05	.80	.81	.82	.85	.90

NOTA.—L = longitud del tubo en metros.
P = perímetro de la sección recta en metros.

LAM. 19 A.

TABLA NUM. 11 A

PARA COEFICIENTE DE GASTOS EN TUBOS DE CONCRETO FORMULA NUM. 51

Long. tubería en metros	DIAMETRO DE LOS TUBOS EN PULGADAS									
	6	12	18	24	30	36	42	48	54	60
5	0.67	0.76	0.78	0.78	0.78	0.78	0.77	0.77	0.76	0.76
10	.57	.68	.72	.74	.75	.75	.75	.75	.75	.74
15	.49	.62	.68	.71	.72	.73	.73	.73	.73	.73
20	.44	.58	.64	.68	.70	.71	.71	.72	.72	.72
25	.40	.54	.61	.65	.67	.69	.70	.70	.71	.71
30	.37	.51	.58	.63	.65	.67	.68	.69	.69	.70

En compuertas con aditamento de tubo corto de sección rectangular se aplicará los valores proporcionados en la tabla Núm. 11 B. Lámina 19 A.

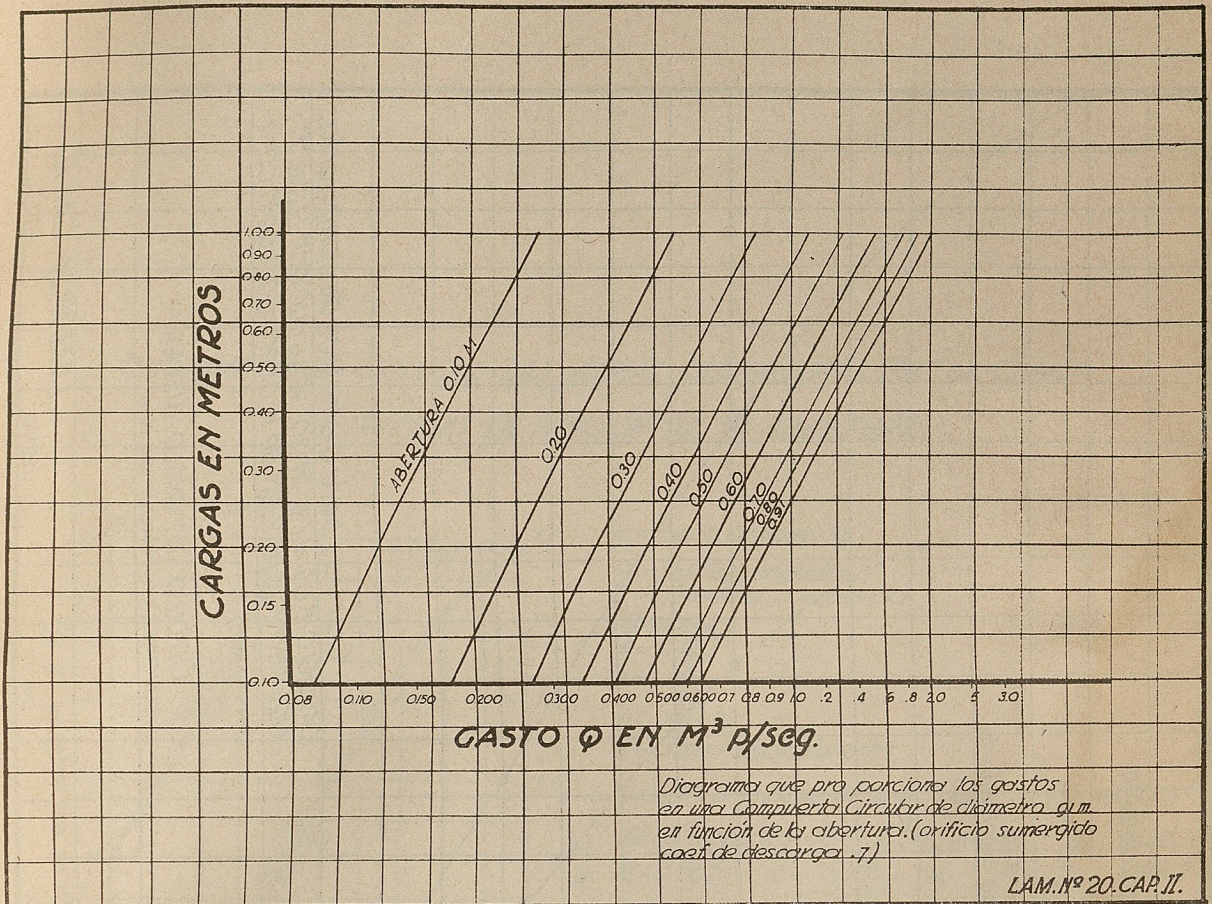
Conocido el valor del coeficiente de descarga, se puede construir un diagrama que dé los gastos correspondientes para una abertura y carga determinada, tal como el mostrado en la Lám. Núm. 20; el cual es muy fácil de manejar por los canales.

Se acompaña también en el de la Lám. 21 un diagrama que proporciona las áreas de las

compuertas de distintos diámetros en función de las aberturas, y en la lámina 22 se tiene otro diagrama que da las áreas cuando el diámetro de la compuerta es mayor que el del conducto.

Con este procedimiento se estima que los gastos aforados se encuentran dentro de 10% de error; siempre que se vigile constantemente el desarrollo de la vegetación acuática, de los azoles, etc.

Compuertas calibradas.—Es un procedimiento más refinado que el anterior, puesto que en un



laboratorio hidráulico, o con las condiciones adecuadas en el campo se determina precisamente con vertedor los gastos que escurren por la compuerta para una abertura y carga dada, formando un diagrama especial para cada diámetro de las mismas.

Este procedimiento fué utilizado primero en el Distrito de Riego de Modesto, Cal., U. S. A., habiéndose tomado en cuenta en las calibraciones efectuadas hasta el pedazo de tubo que tiene la compuerta como aditamento.

En el Distrito de Riego de Fresno, Cal., U.S.A., verificaron experiencias completas considerando únicamente la compuerta. Y se eligió como tipo más conveniente la marca "Calco", modelo 101 en diámetro de 8" a 24". Fué indispensable adoptar tanques de reposo para la medida correspondiente de las cargas.

La lámina Núm. 23 muestra los distintos dispositivos usados de acuerdo con las circunstancias de cada caso; uno de los más generalizados se muestra en la fig. 1, haciéndose las recomendaciones generales siguientes:

a). La excavación para alojar el tubo se hará lo suficientemente profunda para que quede siempre ahogado y horizontal.

b). El claro libre entre el fondo del tubo y la pared de entrada no será inferior a 0.15 m., con el fin de asegurar una contracción completa del agua al entrar en la compuerta.

c). Después de instalada la compuerta con su tubo, se coloca sobre ésta el tanque (o los tanques) de reposo y se conectan mediante tubos de $\frac{3}{4}$ " uno directamente al canal alimentador; el otro al tubo de descarga a una distancia mínima de la compuerta de 0.30 (12").

d). La abertura de la compuerta se mide sobre el vástago marcándole el punto cero con una següeta, cuando el labio inferior de la compuerta toca el borde del anillo de asiento.

Ya hemos indicado que para calibrar una compuerta se hace un registro completo de aforos para todas las condiciones de carga y abertura, pero si durante la operación de los canales se procura mantener en nivel constante, habrá pocas variaciones de la carga requiriéndose menos datos.

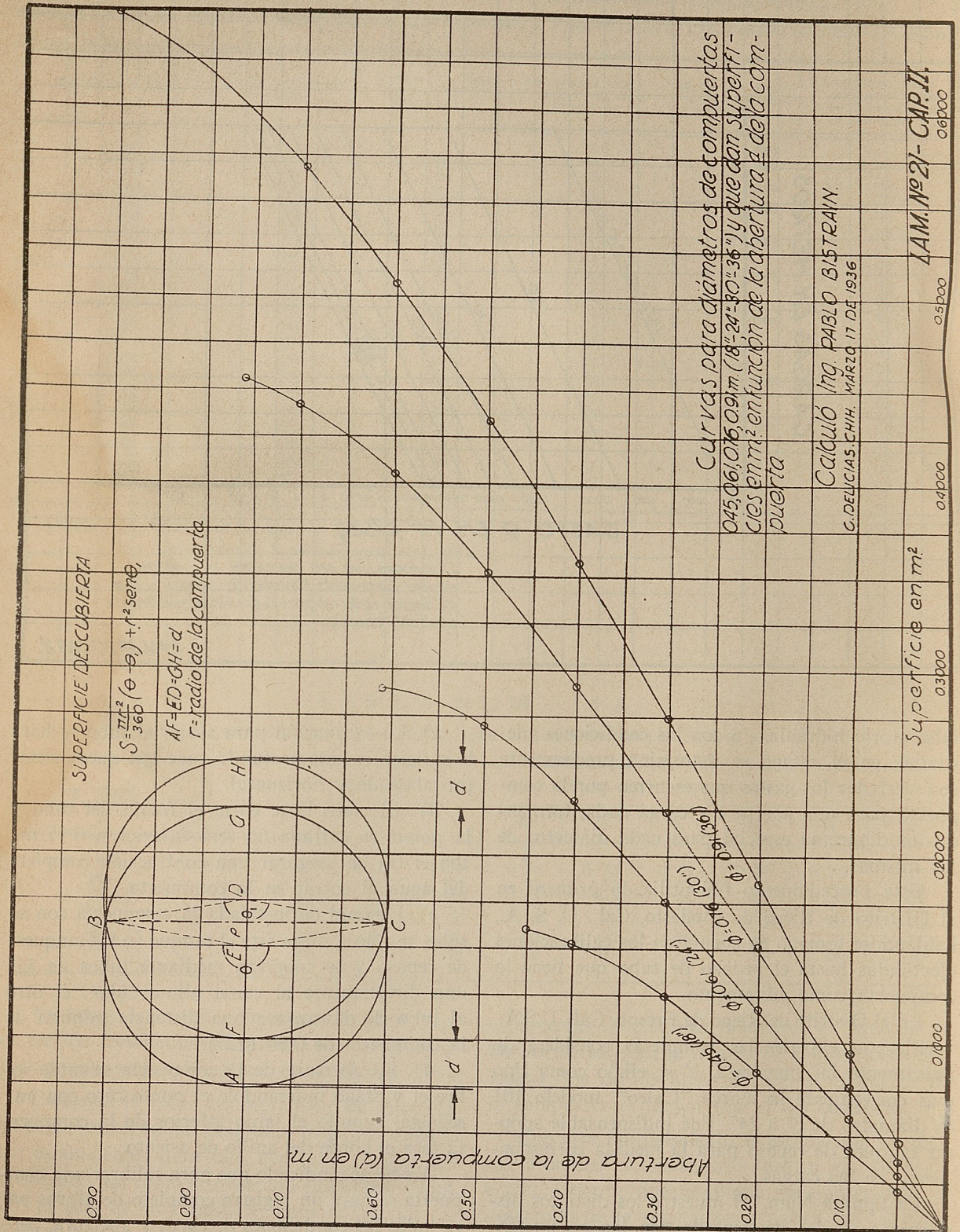
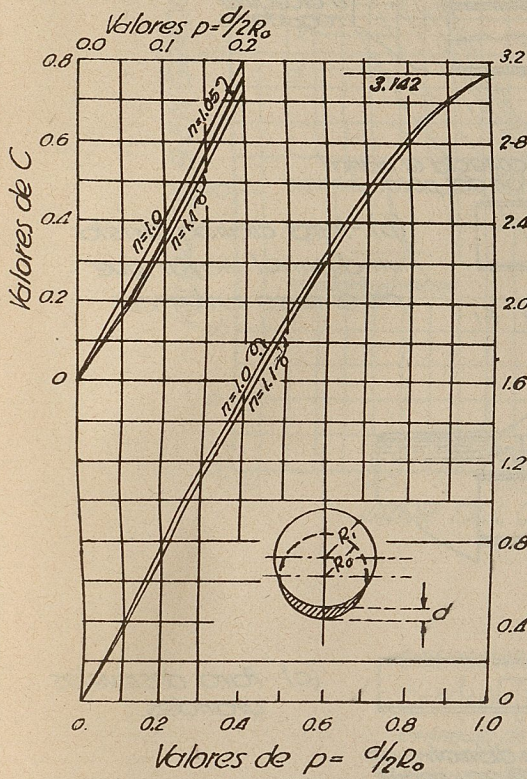


DIAGRAMA PARA CALCULAR LAS AREAS DESCUBIERTAS EN LAS COM-
PUERTAS EN FUNCION DE SU ABERTURA.



R_1 = Radio compuerta
 R_0 = Radio conducto
 d = abertura compuerta
 Fórmulas:
 $A = C R_0^2$
 $n = \frac{R_1}{R_0}$
 $p = \frac{d}{2 R_0}$
 A = Área descubierta

Ejemplo: Calcúlese el Área para una abertura de compuerta de 0.22 m, siendo $R_1 = 0.34$ m.
 $R_0 = 0.305$; $n = \frac{0.34}{0.305} = 1.10$ $p = \frac{0.22}{2 \times 0.305} = 0.362$
 del diagrama $C = 1.39$ y $A = 1.39 \times 0.305^2 = 0.127 \text{ m}^2$
 Cuando $R_1 = R_0$ se tiene $n = 1$ y este diagrama da los mismos valores que el de la Lámina N° 20

Ejemplo: $R_1 = R_0 = 0.305$ m. $n = 1.0$ $p = 0.328$
 $C = 1.41$ y $A = 1.41 \times 0.305^2 = 0.130 \text{ m}^2$

(C. ENG. Marzo 1937)

DIVERSOS TIPOS DE INSTALACIONES USADOS EN COMPUERTAS CALIBRADAS PARA MEDIR EL AGUA EN EL DTO. DE RIEGO DE FRESNO, CAL. U.S.A.

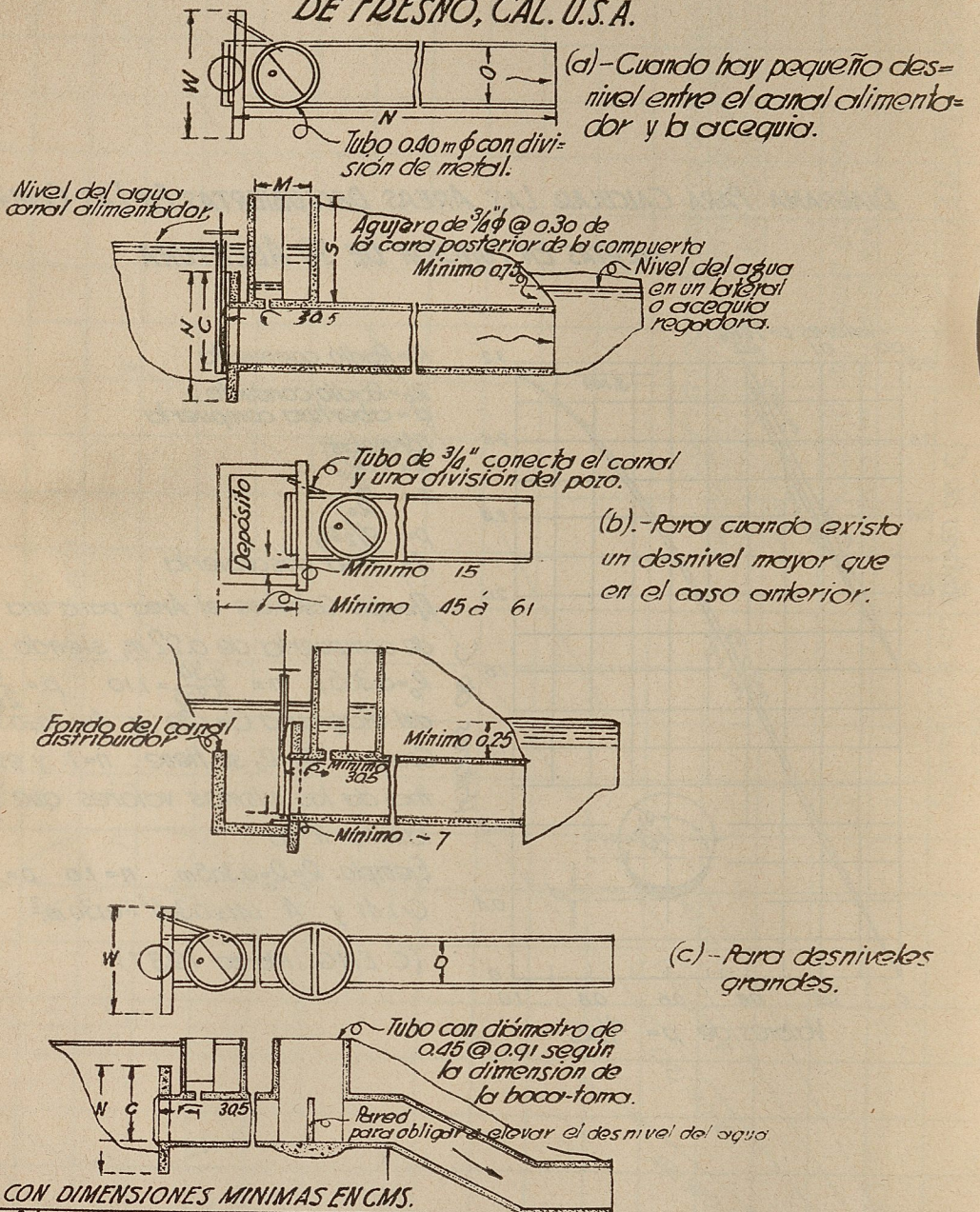
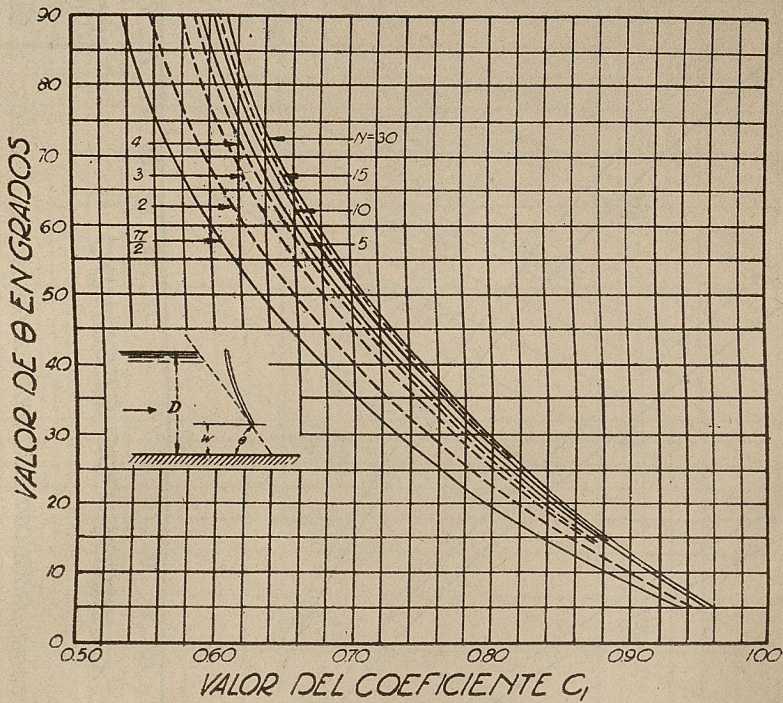


TABLA CON DIMENSIONES MINIMAS EN CMS.

Diámetro-Boca-toma "D"	H	W	C	N	M	S
8"	76	61	52	305	40	76
10"	76	61	52	305	40	76
12"	76	76	52	305	40	76
14"	76	76	61	305	40	76
16"	83	83	64	380	40	76
18"	91	91	71	380	40	76
20"	99	91	73	380	40	76
24"	99	91	78	450	40	76

Fig No 9



COEFICIENTES DE DESCARGA; $C=1.03 C_1$ - (1) Ejemplo:

$$C_1 = N \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{\left(\theta - \frac{\pi}{N}\right) \left(2 - \frac{1}{N}\right)}{N^2 - F_3}} \right\} \dots (2)$$

θ = Angulo de la tangente al borde de la compuerta con la horizontal

P = Altura del pivote

R = Radio de la compuerta

N = Relación de la profundidad a la abertura. $= \frac{P}{w} \dots (3)$

$$F_1 = \frac{1 - \cos \theta}{\text{sen} \theta} \quad F_2 = 1 + \theta - \cos \theta$$

$$F_3 = \frac{1 - \cos \theta}{\text{sen} \theta} + \frac{1}{2} \left(\frac{\theta}{\text{sen} \theta} - \cos \theta \right)$$

Valor mínimo de N para el cual la fórmula puede ser empleada en una compuerta vertical

$$N = \frac{\pi}{2}; \quad \cos \theta = \frac{P-w}{2} \dots (4)$$

$$Q = C A \sqrt{2gH} \dots 5$$

Calcular la relación N con la fórmula (3)

Calcúlese el ang. θ con la fórmula (4)

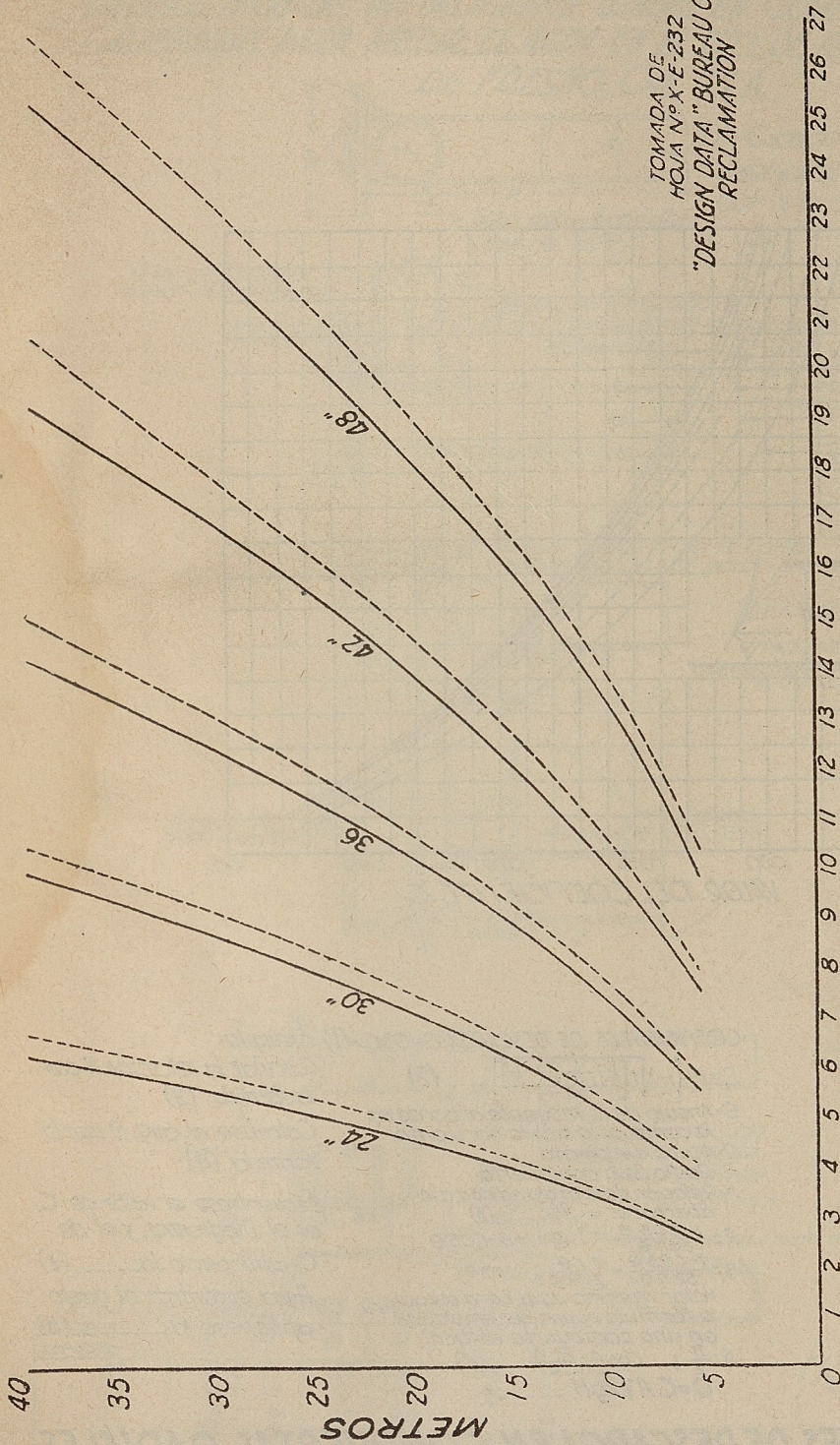
Encuétrase el valor de C_1 en el Diagrama, y el de C aplicando la..... (1)

Para encontrar el gasto aplíquese la..... (5)

COEFICIENTES DE DESCARGA EN COMPUERTAS RADIALES

ENG. NEWS RECORD - ENERO 4 DE 1934.

LAM. 24. CAP. II.



TOMADA DE
HOJA N° X-E-232
"DESIGN DATA" BUREAU OF
RECLAMATION

METROS CUBICOS POR SEGUNDO

Lineas llenas son capacidades con coeficiente de descarga: C=0.76
Lineas puntuadas son capacidades con coef. de descarga: C=0.80

COMISION NACIONAL DE IRRIGACION
DEPTO. DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

**GASTOS EN VALVULAS
DE AGUJA**

Adaptó. R.R.C. Propuso. C. JIMENEZ L.
Calco. E.P. Recomendó. JEFE DEL DEPTO.
Revisó. E.R.G. Aprobó. Fco V. DEL MERCADO
VOCAL EJECUTIVO.

MEX. D.F.
-11-1936

G-C-323

Diagrama para Calcular Gastos. Válvulas de Aguja
 Compensadas. - $C=0.125$

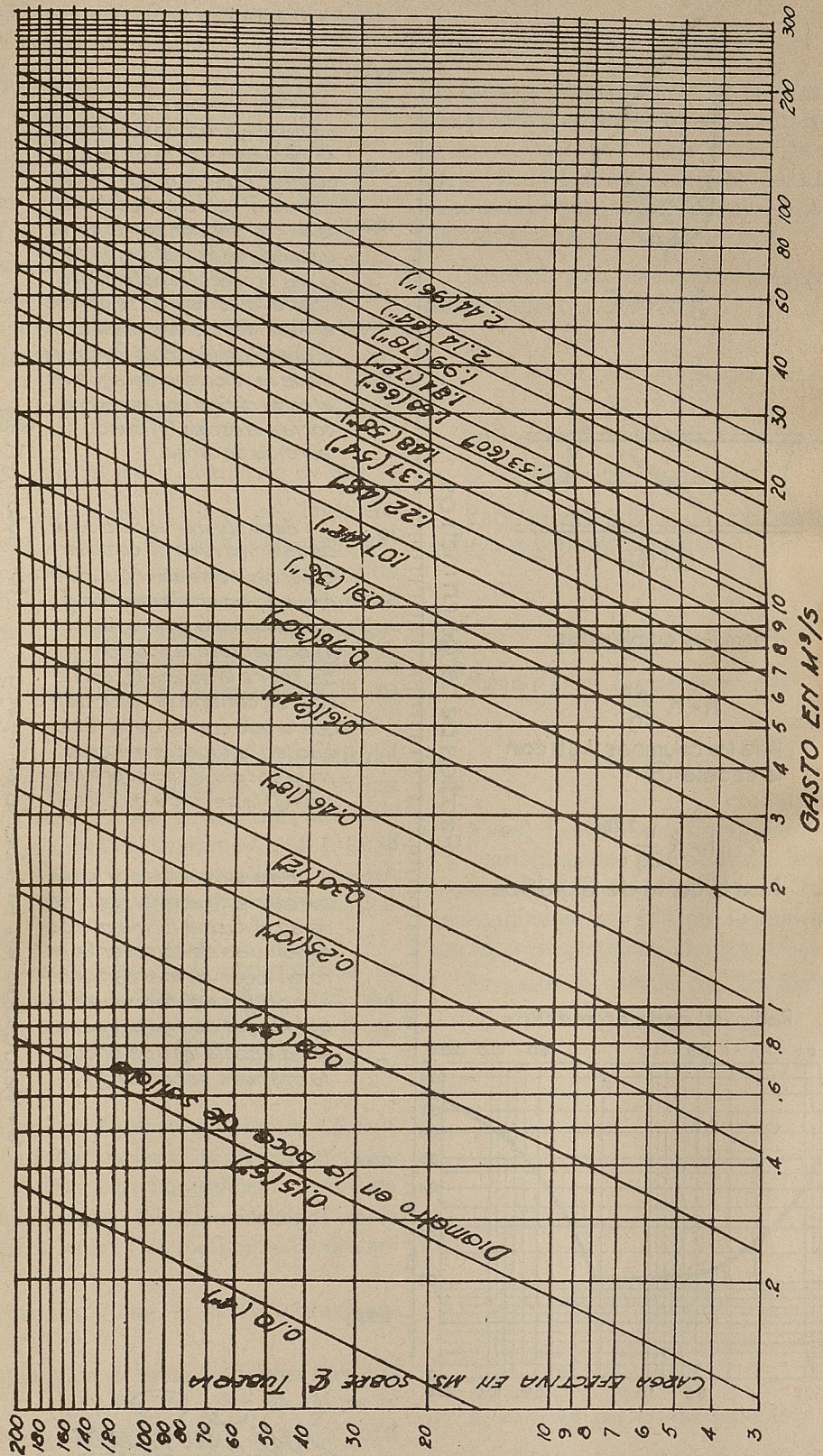
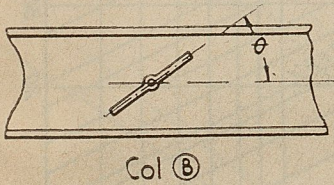
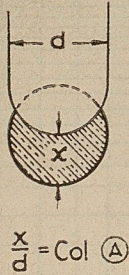
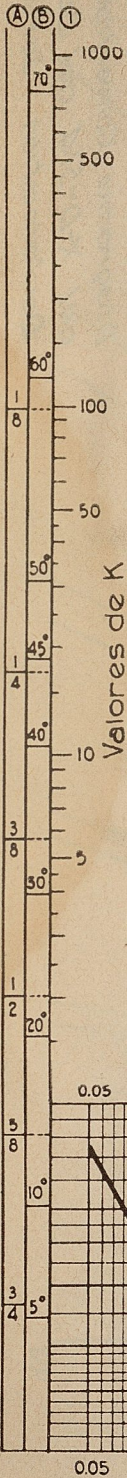


Diagrama Convertido en S.M.D.
 del X-D-5/4 del Bureau of
 Reclamation Service. - P.B.

PERDIDA DE CARGA EN CODOS Y EN VALVULAS DE COMPUERTA Y DE MARIPOSA



Fórmulas empleadas:

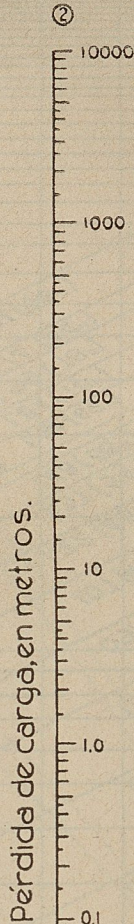
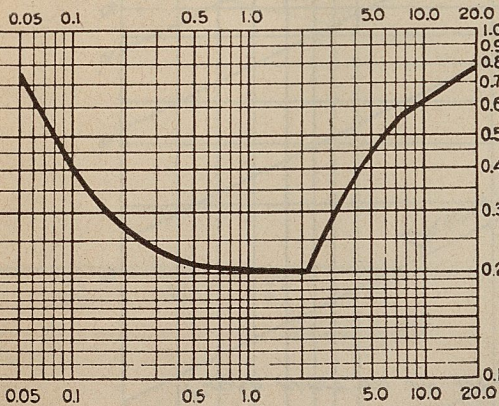
$$h = K \frac{v^2}{2g}$$

Para las columnas A y B con la escala $\textcircled{3}$

$$h = K \frac{v^{2.25}}{2g}$$

Para la curva de la gráfica

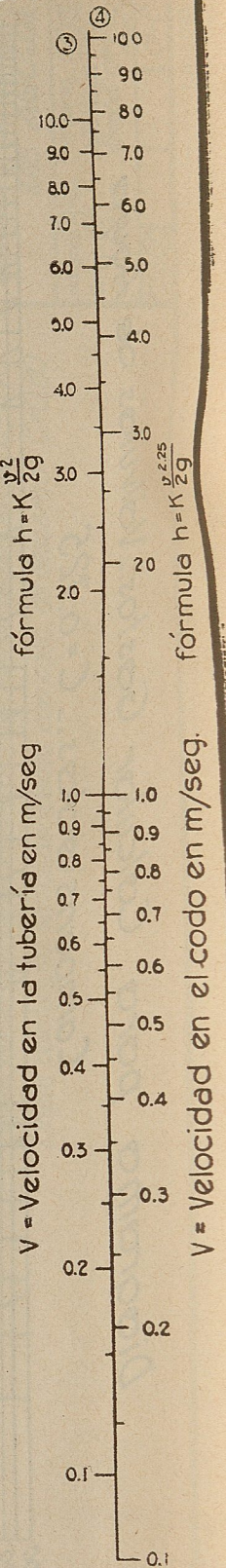
Radio del codo, en metros.



Para obtener la pérdida de carga en codos, primero se determina el valor de K siguiendo la vertical que corresponde al radio del codo hasta su intersección con la curva dibujada en la gráfica; en seguida proyectado este punto sobre la escala $\textcircled{1}$ se obtiene el valor de K, el cual unido con el punto de la escala $\textcircled{4}$ que indique la velocidad del agua en el codo, define una recta que corta a la escala $\textcircled{2}$ dando la pérdida de carga

Para obtener la pérdida de carga en válvulas de compuerta parcialmente abiertas, determinese primero la relación $\frac{x}{d}$, márchese ésta en la columna \textcircled{A} proyectese la posición fijada sobre la escala $\textcircled{1}$ con lo cual se obtiene el valor de K que unido con el de la velocidad en la tubería marcado en la escala $\textcircled{3}$ da sobre la escala $\textcircled{2}$ la pérdida de carga.

Para válvulas de mariposa parcialmente abiertas se procede en la misma forma que para válvulas de compuerta, pero en lugar de marcar la relación $\frac{x}{d}$ se determina el ángulo θ que se fija primero en la escala \textcircled{B} y se proyecta después sobre la $\textcircled{1}$



Jose L. de Parres
 JOSÉ L. DE PARRÉS
 INGENIERO CIVIL

G-C-2241

Como las compuertas son indispensables para controlar el agua, vemos que con un pequeño gasto adicional se puede tener el dispositivo descrito.

Compuertas radiales.—Muy empleadas en desfogues o en otras estructuras construidas para mantener el nivel de un canal sin variaciones, en el caso más general se las considera como orificios libres y se aplica la fórmula Núm. 45 para calcular el escurrimiento.

Unos experimentadores recomiendan un coeficiente de descarga de 0.72, otros, que se calculen con la fórmula establecida de acuerdo con experiencias verificadas en el Punjab (India).

$$C = 0.72 + 0.0240 W \dots\dots\dots(53)$$

Siendo W el ancho de la compuerta en mts.

El trabajo más reciente es el del ingeniero norteamericano Horton verificado en compuertas de este tipo "Marca Taintor"; y de acuerdo con éste, el diagrama de la lámina Núm. 24 da los coeficientes de descarga en función del ángulo formado por la prolongación de la tangente al borde inferior de la compuerta y el umbral de la estructura.

Válvulas de aguja y mariposa.—Se utilizan para el control del agua cuando se tienen cargas grandes; para calcular los gastos con una válvula de aguja se usará el diagrama C. N. I. G. C 323 Lám. 24 que es una adaptación a nuestro sistema del X-E-232 del Bureau of Reclamation Service, U. S. A.

Para las válvulas de aguja compensadas se tiene el diagrama de la lámina Núm. 24-B (X-D-514) Bureau of Reclamation Service, U. S. A.

En válvulas de mariposa anotamos los siguientes datos:

El Ing Santiago Zolliker del Depto. Consultivo de la Comisión Nacional de Irrigación (México, D. F.) obtuvo experimentalmente para una válvula completamente abierta e instalada en la Presa de Cointzio, Mich., un coeficiente de descarga de 0.82.

En la Presa Spaulding, U. S. A., obtuvieron 0.87.

Para la aplicación de estos diagramas hay que determinar la carga efectiva sobre el eje de la válvula o sea la diferencia entre la carga total (medida desde éste al nivel del agua en el vaso) y las pérdidas correspondientes.

Para determinar la pérdida de carga en las válvulas se tiene la expresión

$$H = K V^2/2g \dots\dots\dots(54)$$

Para la determinación de la pérdida de carga en las válvulas de mariposa se empleará el nomograma C. N. I. G. C-2241 lámina 24 C, en el cual en la escala (1) se encuentran los valores correspondientes de K para un ángulo dado de la misma con respecto al eje de la tubería.

También para determinar este valor de K se puede aplicar la fórmula:

$$K = \frac{T}{D} \dots\dots\dots(55)$$

En la que T = Espesor del disco.

D = Diámetro de válvula.

Para válvulas de aguja compensadas, Creager obtuvo experimentalmente:

$$K = \frac{0.123}{\sqrt{D}} \dots\dots\dots(56)$$

Siendo D el diámetro en mts.

CAPITULO III

Tubo Venturi y dispositivos semejantes.—

La particularidad esencial de este dispositivo consiste en un estrechamiento de la sección, incrementándose por lo tanto la velocidad del agua con el correspondiente decrecimiento de la carga.

El gasto se calcula con las fórmulas:

$$Q = \frac{C A_1 \sqrt{2gH}}{\sqrt{R^2 - 1}} \dots\dots\dots(57)$$

$$Q = C A_2 \frac{\sqrt{2gH}}{\sqrt{1 - r^4}} \dots\dots\dots(58)$$

en las que:

$$R = \frac{D_1}{D_2} \quad \text{y} \quad r = \frac{1}{R} = \frac{D_2}{D_1}$$

A₁ = Area del tubo .

A₂ = Area del estrechamiento.

D₁ y D₂ son los diámetros del tubo y del estrechamiento respectivamente.

Simplificando en las fórmulas anteriores se en las que:
 tienen las siguientes formas muy conocidas.

$$Q = C M \sqrt{H} \dots\dots\dots(59) \quad M = \frac{A_1 \sqrt{2g}}{\sqrt{R^4 - 1}}; \quad T = \frac{\sqrt{2g}}{\sqrt{R^4 - 1}};$$

$$Q = C T A_1 \sqrt{H} \dots\dots\dots(60)$$

$$Q = C K \sqrt{H} D_1^2 \dots\dots\dots(61) \quad y \quad K = \frac{0.785 \sqrt{2g}}{\sqrt{R^4 - 1}}$$

TABLA NUM. 12
VALORES DEL COEFICIENTE K
FORMULA 46

r	R	K	r	R	K	r	R	K
0.30	3.333	0.314	0.50	2.000	0.896	0.70	1.429	1.952
0.31	3.225	0.335	0.51	1.961	0.933	0.71	1.408	2.022
0.32	3.125	0.358	0.52	1.923	0.970	0.72	1.389	2.120
0.33	3.030	0.382	0.53	1.867	1.015	0.73	1.370	2.190
0.34	2.941	0.404	0.54	1.852	1.060	0.74	1.351	2.270
0.35	2.857	0.429	0.55	1.818	1.102	0.75	1.333	2.360
0.36	2.778	0.453	0.56	1.785	1.148	0.76	1.316	2.480
0.37	2.703	0.479	0.57	1.754	1.182	0.77	1.299	2.555
0.38	2.631	0.506	0.58	1.724	1.242	0.78	1.282	2.660
0.39	2.564	0.533	0.59	1.695	1.280	0.79	1.266	2.770
0.40	2.500	0.563	0.60	1.667	1.380	0.80	1.250	2.887
0.41	2.439	0.593	0.61	1.639	1.395	0.81	1.235	3.018
0.42	2.381	0.622	0.62	1.613	1.443	0.82	1.219	3.150
0.43	2.326	0.652	0.63	1.587	1.500	0.83	1.205	3.295
0.44	2.273	0.685	0.64	1.562	1.560	0.84	1.190	3.458
0.45	2.222	0.717	0.65	1.538	1.615	0.85	1.176	3.640
0.46	2.174	0.752	0.66	1.515	1.680			
0.47	2.128	0.786	0.67	1.492	1.742			
0.48	2.083	0.822	0.68	1.471	1.810			
0.49	2.041	0.859	0.69	1.449	1.909			

La tabla número 12, lámina 25, da los valores de la constante K para distintos valores de R, lo que facilita la aplicación de la fórmula (61) y de donde pueden deducirse los valores de T cuando se haga necesario.

El tubo Venturi es un aparato que preferentemente se ha aplicado para medir el escurrimiento en las tuberías y poco en los canales por las razones siguientes: a). Su elevado costo. b). Se requieren secciones cónicas mayores, aumentando, por lo tanto, la relación de los diámetros del tubo a la garganta y las respectivas pérdidas de carga.

Tubo Venturi modificado.—Sin embargo, en el Distrito de Riego de Selma, California, U. S. A., le hicieron algunas adaptaciones a este aparato que lo permiten usar con éxito en los canales de riego.

La lámina número 26, muestra este aparato, el cual esencialmente consiste en tres partes:

1ª Una entrada con diámetro uniforme, en donde se aloja el anillo piezométrico con su conexión para medir las cargas.

2ª Una reducción cónica combinada con la garganta, y esto con su anillo y conexión para medir presiones.

3ª Una salida cónica que va aumentando gradualmente hasta llegar al diámetro original.

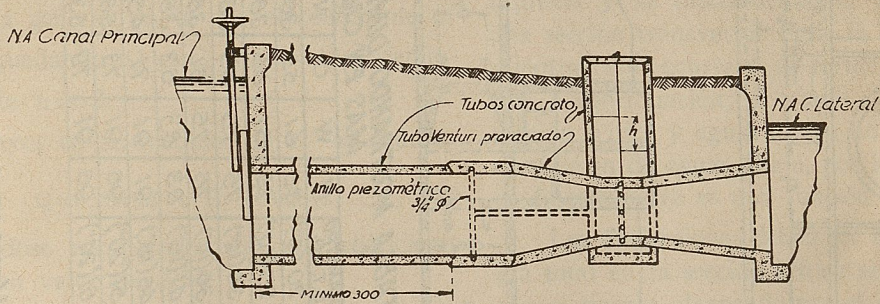
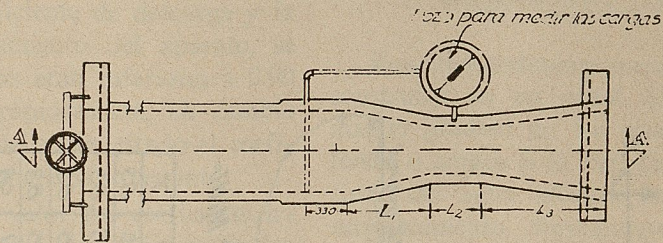
Exceptuando el tamaño de 42" que se construye en el lugar requerido, en todos los demás tamaños se construyen en secciones de concreto precaviado.

Los anillos piezométricos son de tubo de 1/2" a 3/4", están embebidos en las paredes del aparato y tienen 4 a 5 agujeros de 3/8" igualmente espaciados. Estos anillos se conectan a las tuberías que van a dar a los pozos de medida de las cargas; las cuales se pueden determinar con ganchos Hook, cinta, plomada, etc.

En los tamaños pequeños se usa un pozo para medir las cargas de 16" de diámetro y dividido en dos secciones con una lámina gruesa.

Para los tamaños grandes se usan tanques separados de 12" de diámetro.

Como los elementos de estos tubos difieren ligeramente de las dimensiones patrones acepta-



DIMENSIONES DE TUBOS VENTURI USADOS EN EL DISTRITO DE RIEGO CONSOLIDADA - SELMA, CALIF. U.S.A.

Medidas de las tubos en cm.						Relaciones		Áreas		Constan ^{te}
D ₁	D ₂	D ₃	L ₁	L ₂	L ₃	R	r	A	A ₂	M
41 (16")	24 (9 1/2")	41 (16")	46	24	79	1.730	0.578	0.132	0.043	0.206
51 (20")	30 (12")	51 (20")	49	30	74	1.667	0.600	0.205	0.074	0.348
61 (24")	36 (14")	61 (24")	61	36	91	1.714	0.584	0.294	0.100	0.471
76 (30")	53 (21")	76 (30")	61	53	141	1.428	0.700	0.460	0.224	1.142
107 (42")	71 (28")	107 (42")	102	71	152	1.500	0.667	0.900	0.400	1.970

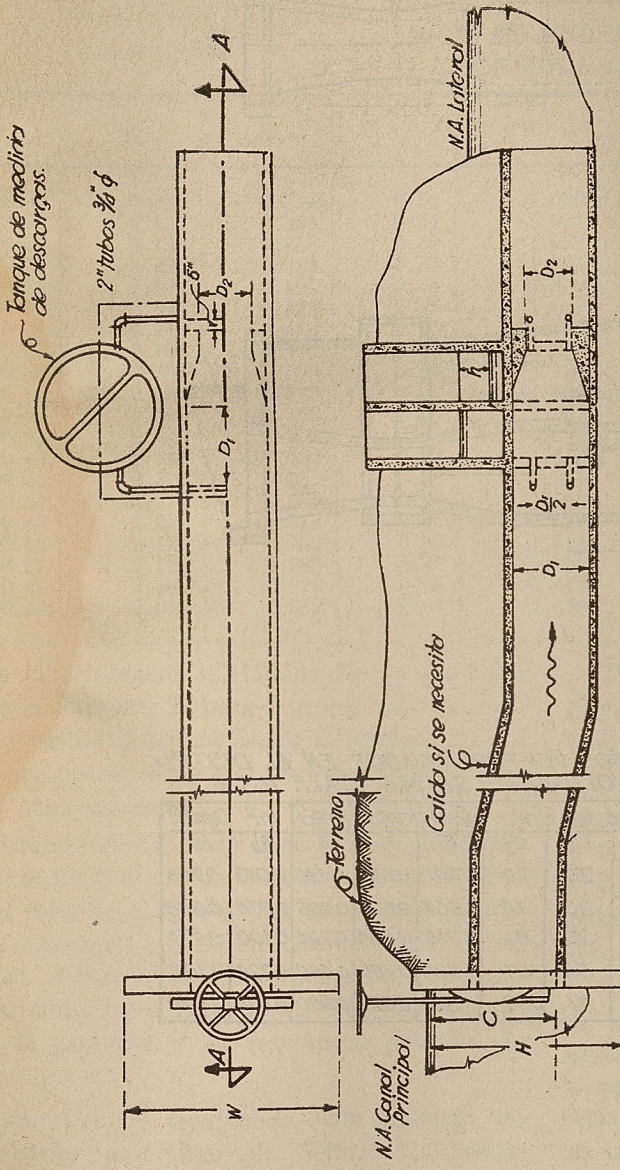
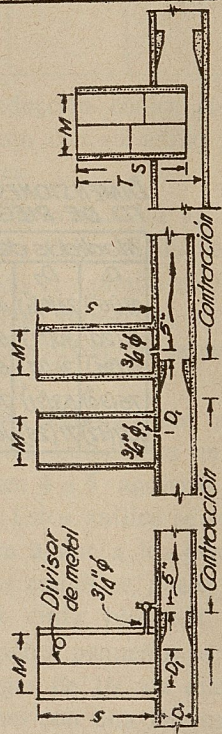


TABLA MOSTRANDO DIMENSIONES MINIMAS EN CMS.

DIAMETRO B.T. = D ₁	H	W	C	N	M	S	T
20 (8")	75	61	55	380	40	75	83
25 (10")	75	61	55	380	40	75	83
30 (12")	75	75	55	380	40	75	83
36 (14")	75	75	61	380	40	75	83
41 (16")	83	83	63	380	40	91	98
46 (18")	91	91	71	455	40	91	98
51 (20")	96	91	73	535	40	91	106
61 (24")	96	91	79	535	45	91	106

Otros dispositivos para conectar los tanques.



MEDIDOR CON CONTRACCION EN EL CONDUCTO
DISTRITO DE RIEGO DE FRESNO, CALIF. U.S.A.

LAM. No 27-CAP. III. P.D.

das se efectuaron experiencias para determinar el coeficiente de descarga, habiéndose obtenido un valor de 0.96 para los tamaños de 16-20-24" de diámetro, y de 0.97 para los 30" a 42" de diámetro. Habiéndose efectuado una comparación entre los valores del coeficiente de descarga y la velocidad en el estrechamiento del aparato, se encontró que cuando éstas eran inferiores a 0.90 m. p. s., éste decrecía rápidamente, en cambio para velocidades arriba del valor citado el coeficiente prácticamente permanecía constante.

Esta variación en el valor del coeficiente ha dificultado el desarrollo del tubo Venturi en los canales.

Analizando la naturaleza de esta variación se modificó la forma general de la ecuación número 60, por otra general, en la que el coeficiente es constante, quedando: $Q = C_1 M(H-x)^{\frac{1}{n}}$ siendo teóricamente $n = 2$.

De ensayos en un medidor de 12" se dedujo:

$$Q = 0.954 M \sqrt{H - 0.00185} \dots\dots (62)$$

Habiéndose encontrado para este coeficiente constante un valor de .954.

Estos aparatos son precisos y tienen una pérdida de carga menor que otros semejantes y su costo de conservación es pequeño. Estimamos que se extenderá su uso cuando se tenga mayor uniformidad en los tamaños y más datos acerca de los coeficientes de descarga.

Medidores con contracciones en la tubería.—

Su fundamento hidráulico es semejante al del tubo Venturi y se aplican, por lo tanto, las mismas fórmulas. En el Distrito de Riego de Fresno, Cal., se hicieron las adaptaciones correspondientes para usarlo en los canales especialmente cuando el sistema de compuertas calibradas no funciona correctamente (caso de un grande desnivel entre el canal principal y el secundario).

La lámina número 27, muestra el aparato citado.

El gasto se calcula mediante las fórmulas 59 a 61, facilitándose el cálculo con la misma tabla del caso anterior.

Sin embargo, para tener los gastos efectivos optaron en este Distrito por calibrar cada tamaño de aparato encontrando sus características y construyendo los diagramas correspondientes.

De las calibraciones efectuadas en el Distrito se dedujeron para el coeficiente de descarga valores de 0.86 a 0.96; se puede adoptar por lo

tanto, un valor medio de 0.92 que puede usarse en las fórmulas ya indicadas.

CAPITULO IV

MEDIDORES DE RESALTO

Fundamentalmente consiste en una estructura construida en un canal que tiene un estrechamiento gradual en los muros laterales, o en el fondo o ambos a la vez, de manera que la velocidad del agua alcanza un valor crítico en el estrechamiento, formándose el salto hidráulico antes de alcanzar de nuevo su valor de régimen.

El escurrimiento en la sección crítica se verifica con una repartición uniforme de los filetes líquidos y la distribución de las presiones en una sección transversal sigue la ley hidrostática; mientras esto ocurre y se forme el salto hidráulico a continuación, el tramo de canal entre la sección crítica y aguas arriba no es afectable por el régimen de aguas abajo, por lo tanto, la carga en la estructura es una función del gasto.

Las dimensiones deben ser tales que la energía total en la sección crítica sea suficiente para que el tirante alcanzado por el salto tenga cuando menos un valor igual al de aguas abajo, además, las correspondientes a la entrada, garganta y salida de la estructura, serán las necesarias para que se pueda alcanzar la velocidad crítica con un escurrimiento horizontal de los filetes y poderse formar a continuación el "salto".

Fórmula Teórica.—Si además de las condiciones ya indicadas, se consideran las pérdidas de carga nulas y que los distintos valores del tirante crítico correspondientes a los diversos gastos se desalojen en un plano vertical normal al de escurrimiento, se tiene entre el gasto y el tirante crítico la relación:

$$Q = b \sqrt{g d_c^3} \dots\dots\dots (63)$$

En la que:

b = ancho garganta medidor.

d_c = tirante crítico.

Como en realidad no existen las circunstancias señaladas, puesto que se ha comprobado que la sección crítica se desplaza al variar los gastos, se tiene:

$$Q = C b \sqrt{g H_a^3} \dots\dots\dots (64)$$

Siendo H_a la carga aguas arriba de la es-

estructura y C el coeficiente real de descarga que se puede determinar con la expresión.

$$C = Ku \dots\dots\dots (65)$$

En la que K es un factor cuyos valores aceptables varían de 0.97 a 0.99 y u el coeficiente teórico de gasto que depende de las características del medidor y para el cual siempre que

$r_\rho < 0.72$, que es el caso más usual, se usará la expresión:

$$u = 0.385 + 0.108 (r_\rho)^2 \dots\dots\dots (66)$$

Si $(r_\rho) > 0.72$ se aumentarán los valores obtenidos con la fórmula (66) en un 3% y se tiene además:

$$r = \frac{b}{B} = \frac{\text{Ancho garganta aparato.}}{\text{Ancho base canal.}}$$

$$y \quad \rho = \frac{H_a \sqrt{\alpha}}{H_a + Z}$$

α = es un coeficiente que relaciona la energía de las velocidades individuales a la de la velocidad media y que sin error muy grande se puede tomar igual a uno en la sección crítica.

Z = Altura del umbral del medidor sobre el fondo del canal de aguas arriba. En la práctica es preferible determinar el coeficiente C por calibración.

Debe tomarse en cuenta que la fórmula (63) es adecuada entretanto el tirante de aguas abajo del canal no afecte el tirante crítico, o sea mientras que el aparato no se ahogue.

Este dispositivo tiene las siguientes ventajas:

1). Requiere una pérdida de carga mínima con relación a otros.

2). Con la lectura de una sola carga, se mide el gasto.

3). Para el aforo no se requiere conocer un dato tan impreciso como es la posición de la sección crítica.

4). Carece de órganos delicados y alterables.

5). Los errores de medida quedan dentro de límites aceptados.

MEDIDORES PARSHALL.

Es un dispositivo desarrollado por el Departamento de Agricultura del Gobierno Norteamericano, en el Laboratorio Hidráulico de Fort Collins, Colorado, U. S. A., y se ha convenido que lleve el nombre del ingeniero Ralph Parshall, que fué quien llevó a feliz término su realización.

Por sus características hidráulicas puede incluirse dentro de los medidores de resalto, teniendo, sin embargo, características que lo hacen muy recomendable.

La fórmula general para calcular el gasto en el caso de escurrimiento libre es:

$$Q = C W H_a \dots\dots\dots (67)$$

en la que:

Q = gasto en m.³ p. s.

C = Coeficiente.

W = ancho del medidor.

H_a = Carga aguas arriba, observada a una distancia igual a los $\frac{2}{3}$ de la longitud del tramo convergente.

n = exponente de la carga.

Después de numerosas observaciones encontró Parshall fórmulas empíricas que varían con los

TAMAÑO DEL MEDIDOR	CONDICIONES DE MEDIDA	
	Descarga Libre	Sumergencia
W menor a 0.305 m.	S < 60 %	S de 60 % a 95 %
W de 0.304 a 2.43 m.	S < 70 %	S de 70 % a 95 %
W de 2.43 a 15.25 m.	S < 80 %	S de 80 % a 95 %

anchos de los medidores y que convertidas al S. M. Decimal son:

Para un ancho W = 0.15 mts.

$$Q = 0.381 H_a^{1.58} \dots\dots\dots (68)$$

para W = 0.305 á 2.43 m.

$$Q = 0.372 W (3.28 H_a)^{1.57} W^{0.026} \dots\dots\dots (69)$$

para W = 2.43 á 15.25 m.

$$Q = (2.293 W + 0.474) H_a^{1.60} \dots\dots\dots (70)$$

La tabla 14 de la Lám. núm. 28 (G C — 1417) da los gastos para los medidores Parshall más usados, para anchos de garganta de 0.305 a 2.43 m. Se observará en las fórmulas anteriores, que para calcular el gasto en el caso de escurrimiento libre únicamente se requiere la medida de la carga de aguas arriba, esta condición subsiste mientras la de aguas abajo es inferior al 70% de la primera, cuando esta última excede la cifra anotada, puede considerarse ya el caso de escurrimiento “sumergido”, y en estas condiciones se obtienen medidas seguras, hasta un grado de sumergencia de 95%, más allá de este límite se consideran inciertas.

Se designa con el nombre de grado de sumersión a la relación:

$$S = \frac{H_b}{H_a}$$

Siendo H_b la carga de aguas abajo.

La tabla anterior muestra con más precisión lo antes indicado.

MEDIDOR TRABAJANDO SUMERGIDO

Las fórmulas números 68 y 70 aplicadas en este caso dan gastos superiores a los reales y, por tanto, se tiene que hacer una sustracción al gasto la cual aumenta con el grado de sumersión.

Tenemos para este caso, la fórmula general:

$$Q = CW H_a^n - Ck \dots\dots\dots (71)$$

En unidades métricas para W entre 0.305 y 2.44 m.:

$$Ck = 0.0746 \left(\frac{3.28 H_a}{\left(\frac{1.8}{S}\right)^{1.8} - 2.45} \right) \frac{4.57 - 3.145}{+ 0.093 S} \times W^{0.815} \dots\dots\dots (72)$$

Para efectuar esta corrección, el diagrama número 1 de la lámina número 28, da los valores Ck, para un medidor de ancho 0.305 m., con distintas sumergencias y en función de H_a . La tabla número 15 da los factores de corrección para los distintos valores de W y, finalmente, en la misma lámina se muestran aplicaciones prácticas que indican el manejo de las tablas y diagramas citados.

PERDIDAS DE CARGA.

La pérdida de carga P, en este aparato es una función del gasto, del grado de sumersión y del ancho del mismo, para determinarla en el diagrama número 2, lámina número 28, se tienen los valores para medidores cuyos anchos de garganta varían de 0.305 a 2.43.

Para anchos mayores de 0.305 a 15.25 m., se tiene:

$$P = \frac{1}{1.71 (W + 4.57)^{1.46}} \left(\frac{1 - S}{0.05} \right)^{0.72} Q^{0.67} \dots\dots\dots (73)$$

Selección del tamaño adecuado del medidor.

El éxito en la operación de este aparato radica en la selección adecuada de su tamaño y del cuidado en su construcción.

Se requiere, desde luego, un conocimiento del gasto máximo de diseño tomando en cuenta las ampliaciones futuras del canal, así como la pérdida de carga máxima; esta última limitada en muchos casos por la pendiente del canal y su libre bordo.

Si se trata de medidores con anchos inferiores a 2.43 m., se procurará que tengan funcionamientos con descarga libre.

En medidores grandes se procurará que funcionen con “descarga libre” para gastos pequeños o medianos y “sumergido” para gastos elevados; debe recordarse que en todo caso la “sumergencia” será inferior a 95%.

Para un caso específico dado es recomendable ante-proyectar varios tamaños, determinar la “sumergencia”, nivel máximo de aguas arriba, elevaciones de la cresta, etc., y, finalmente, seleccionar por razones económicas el tamaño mínimo que satisfaga estos requisitos.

Sin embargo, cuando con este tamaño mínimo se tienen pérdidas de carga grandes, que aumentan el tirante del canal de aguas arriba a límites peligrosos o se afecte la Bocatoma correspondiente por estar el medidor muy cerca, es preferible elegir tamaños mayores

ALTURA DE LA CRESTA.

La altura de la cresta sobre el fondo del canal se calculará sin grande error con la expresión:

$$Z = D + p - H_a \dots\dots\dots (74)$$

Siendo P la pérdida de carga (no incluye las correspondientes a las transiciones de entrada), y D, el tirante del canal aguas arriba.

Ejemplo: En un canal de base, 1.00 m. taludes 1.5 : 1 se va a instalar un medidor Parshall para su gasto máximo de 0.450 m.³ p. s. En el sitio elegido, el canal tiene un tirante de 0.50 mts., y un libre bordo limitado a 0.18 mts. El aparato funcionará con descarga libre y sumergencia máxima de 70%. ¿Cuál es el medidor más conveniente?

De acuerdo con la tabla 14, lámina 28, los medidores con un ancho en la garganta de 0.61 y 0.91, y 1.21 mts., respectivamente, podrían satisfacer los requisitos solicitados y tomando de la misma los valores correspondientes de Ha, tenemos:

Anchos de la garganta	Ha.	Pérdidas de carga de acuerdo con la sumergencia adoptada
W = 0.61	0.47	0.3 × 0.47 = 0.141 m.
W = 0.91	0.36	0.3 × 0.36 = 0.108 m.
W = 1.21	0.30	0.3 × 0.30 = 0.090 m.

Altura de la cresta sobre el fondo del canal para:

W = 0.61	Z = 0.50 + 0.141 - 0.47 = 0.17 m.
W = 0.91	Z = 0.50 + 0.108 - 0.36 = 0.25 m.
W = 1.21	Z = 0.50 + 0.09 - 0.30 = 0.29 m.

Vemos que en este caso el medidor recomendable será el de W = 1.21 m., puesto que la pérdida de carga más el tirante es 0.59 < 0.68 que el tirante más el libre bordo permitido. Desde luego, que en este caso si resulta económico o conveniente levantar los bordos del canal convendría elegir un medidor de menor ancho del indicado.

La pérdida de carga p se puede calcular también con los diagramas indicados, pero no hay discrepancias fuertes con la forma de cálculo aceptada en el ejemplo.

CONSTRUCCION DE MEDIDORES PARSHALL.

La tabla número 16, lámina 29, da las medidas para aparatos pequeños.

La tabla número 1, lámina 28, da las medi-

das para los que tienen un ancho de garganta comprendidos entre 0.305 y 2.43.

Las medidas de los aparatos experimentados por Parshall no varían de acuerdo con reglas definidas; sin embargo, de una observación de las mismas se establecen las siguientes relaciones:

$$\alpha = \text{Ang. tg. } 1/5 \dots\dots\dots (75)$$

$$\beta = \text{ang. tg. } 1/6 \dots\dots\dots (76)$$

$$W = \sqrt{Q} \text{ (redondeando a dar un múltiplo de 0.305)...(77)}$$

$$A = \frac{W}{2} + 4 \dots\dots\dots (78)$$

$$B = A \cos \alpha = 0.981 A \dots\dots\dots (79)$$

$$G = \frac{(C - W) \cot \beta}{2} = 3 (C - W) \dots\dots\dots (80)$$

$$D = W + 2 A \text{ sen } \alpha = W + 0.392 A \dots\dots (81)$$

$$D = W + 2 B \text{ tg. } \alpha = W + 2/5 B \dots\dots (82)$$

Las relaciones (75) a (76) son constantes para medidores de cualquier tamaño y las otras especialmente para los de anchos de 0.305 a 2.43 m.

Estos aparatos pueden construirse de lámina galvanizada, madera o concreto.

Con el primer material se obtiene un tipo semiportátil.

Si se construyen de madera se hacen las siguientes recomendaciones:

A). Empléese creosotada para el piso y partes en contacto con la tierra húmeda, usando tablón de 1" a 2" de espesor.

B). En previsión de asentamientos desiguales las estructuras grandes requieren cuidado en su cimentación.

Si son tan grandes que tiendan a flotar, es preferible anclarlas o sujetarlas a una cimentación de concreto.

Con respecto a los medidores de concreto es conveniente usar éste reforzado y los tamaños pequeños no requieren juntas de contracción.

A la entrada y salida de la estructura se requiere una protección construyendo para ello paredes verticales, las que en tamaños grandes se pondrán a 45° con el eje de la estructura y para los pequeños normales a éste.

Medidor de madera
 A Longitud de las paredes convergentes de entrada
 B Longitud de la entrada convergente
 C Longitud de la salida divergente
 W Ancho de la garganta



Los cargos H_1 y H_2 se miden a partir de la elevación de la cresta (ángulo de hierro) del medidor.
 Verificó y revisó: Ing. Adolfo

Medidor de concreto



TABLA N° 1

Dimensiones l y w y capacidades de los conductos medidores de Parshall

W	Dimensiones en pies y pulgadas (Worse figurat)				Capacidad para el escurrimiento libre					
	A	B	C	D	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo		
1	4'6"	3'0"	4'4"	2'11 1/4"	2	2'9 1/4"	76	0.456	6.0	0.010
2	5'0"	3'4"	4'10"	3'3 1/4"	3	3'11 1/2"	76	0.937	6.0	0.019
3	5'6"	3'8"	5'4"	3'7 1/8"	4	5'1 1/8"	76	1.427	6.0	0.027
4	6'0"	4'0"	5'10"	3'11 1/8"	5	6'4 1/4"	76	1.923	6.0	0.035
5	6'6"	4'4"	6'4"	4'3"	6	7'6 1/4"	76	2.424	7.6	0.063
6	7'0"	4'8"	6'10"	4'8 1/8"	7	8'9"	76	2.931	7.6	0.074
7	7'6"	5'0"	7'4 1/4"	4'10 1/8"	8	9'11 1/8"	76	3.488	9.0	0.115
8	8'0"	5'4"	7'10 1/8"	5'2 1/4"	9	11'1 1/4"	76	3.951	9.0	0.131

(TABLA N° 2)

datos en m^3/s en medidores de Parshall (con cargos verticales de 1.5 m y ancho de cresta de 1.08 pies)

H_1	H_2	H_3	H_4	H_5	H_6	H_7	H_8	H_9	H_{10}	H_{11}	H_{12}	H_{13}	H_{14}	H_{15}	H_{16}	H_{17}	H_{18}	H_{19}	H_{20}																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
0.054	0.061	0.068	0.075	0.082	0.089	0.096	0.103	0.110	0.117	0.124	0.131	0.138	0.145	0.152	0.159	0.166	0.173	0.180	0.187	0.194	0.201	0.208	0.215	0.222	0.229	0.236	0.243	0.250	0.257	0.264	0.271	0.278	0.285	0.292	0.299	0.306	0.313	0.320	0.327	0.334	0.341	0.348	0.355	0.362	0.369	0.376	0.383	0.390	0.397	0.404	0.411	0.418	0.425	0.432	0.439	0.446	0.453	0.460	0.467	0.474	0.481	0.488	0.495	0.502	0.509	0.516	0.523	0.530	0.537	0.544	0.551	0.558	0.565	0.572	0.579	0.586	0.593	0.600	0.607	0.614	0.621	0.628	0.635	0.642	0.649	0.656	0.663	0.670	0.677	0.684	0.691	0.698	0.705	0.712	0.719	0.726	0.733	0.740	0.747	0.754	0.761	0.768	0.775	0.782	0.789	0.796	0.803	0.810	0.817	0.824	0.831	0.838	0.845	0.852	0.859	0.866	0.873	0.880	0.887	0.894	0.901	0.908	0.915	0.922	0.929	0.936	0.943	0.950	0.957	0.964	0.971	0.978	0.985	0.992	0.999	1.006	1.013	1.020	1.027	1.034	1.041	1.048	1.055	1.062	1.069	1.076	1.083	1.090	1.097	1.104	1.111	1.118	1.125	1.132	1.139	1.146	1.153	1.160	1.167	1.174	1.181	1.188	1.195	1.202	1.209	1.216	1.223	1.230	1.237	1.244	1.251	1.258	1.265	1.272	1.279	1.286	1.293	1.300	1.307	1.314	1.321	1.328	1.335	1.342	1.349	1.356	1.363	1.370	1.377	1.384	1.391	1.398	1.405	1.412	1.419	1.426	1.433	1.440	1.447	1.454	1.461	1.468	1.475	1.482	1.489	1.496	1.503	1.510	1.517	1.524	1.531	1.538	1.545	1.552	1.559	1.566	1.573	1.580	1.587	1.594	1.601	1.608	1.615	1.622	1.629	1.636	1.643	1.650	1.657	1.664	1.671	1.678	1.685	1.692	1.699	1.706	1.713	1.720	1.727	1.734	1.741	1.748	1.755	1.762	1.769	1.776	1.783	1.790	1.797	1.804	1.811	1.818	1.825	1.832	1.839	1.846	1.853	1.860	1.867	1.874	1.881	1.888	1.895	1.902	1.909	1.916	1.923	1.930	1.937	1.944	1.951	1.958	1.965	1.972	1.979	1.986	1.993	2.000	2.007	2.014	2.021	2.028	2.035	2.042	2.049	2.056	2.063	2.070	2.077	2.084	2.091	2.098	2.105	2.112	2.119	2.126	2.133	2.140	2.147	2.154	2.161	2.168	2.175	2.182	2.189	2.196	2.203	2.210	2.217	2.224	2.231	2.238	2.245	2.252	2.259	2.266	2.273	2.280	2.287	2.294	2.301	2.308	2.315	2.322	2.329	2.336	2.343	2.350	2.357	2.364	2.371	2.378	2.385	2.392	2.399	2.406	2.413	2.420	2.427	2.434	2.441	2.448	2.455	2.462	2.469	2.476	2.483	2.490	2.497	2.504	2.511	2.518	2.525	2.532	2.539	2.546	2.553	2.560	2.567	2.574	2.581	2.588	2.595	2.602	2.609	2.616	2.623	2.630	2.637	2.644	2.651	2.658	2.665	2.672	2.679	2.686	2.693	2.700	2.707	2.714	2.721	2.728	2.735	2.742	2.749	2.756	2.763	2.770	2.777	2.784	2.791	2.798	2.805	2.812	2.819	2.826	2.833	2.840	2.847	2.854	2.861	2.868	2.875	2.882	2.889	2.896	2.903	2.910	2.917	2.924	2.931	2.938	2.945	2.952	2.959	2.966	2.973	2.980	2.987	2.994	3.001	3.008	3.015	3.022	3.029	3.036	3.043	3.050	3.057	3.064	3.071	3.078	3.085	3.092	3.099	3.106	3.113	3.120	3.127	3.134	3.141	3.148	3.155	3.162	3.169	3.176	3.183	3.190	3.197	3.204	3.211	3.218	3.225	3.232	3.239	3.246	3.253	3.260	3.267	3.274	3.281	3.288	3.295	3.302	3.309	3.316	3.323	3.330	3.337	3.344	3.351	3.358	3.365	3.372	3.379	3.386	3.393	3.400	3.407	3.414	3.421	3.428	3.435	3.442	3.449	3.456	3.463	3.470	3.477	3.484	3.491	3.498	3.505	3.512	3.519	3.526	3.533	3.540	3.547	3.554	3.561	3.568	3.575	3.582	3.589	3.596	3.603	3.610	3.617	3.624	3.631	3.638	3.645	3.652	3.659	3.666	3.673	3.680	3.687	3.694	3.701	3.708	3.715	3.722	3.729	3.736	3.743	3.750	3.757	3.764	3.771	3.778	3.785	3.792	3.799	3.806	3.813	3.820	3.827	3.834	3.841	3.848	3.855	3.862	3.869	3.876	3.883	3.890	3.897	3.904	3.911	3.918	3.925	3.932	3.939	3.946	3.953	3.960	3.967	3.974	3.981	3.988	3.995	4.002	4.009	4.016	4.023	4.030	4.037	4.044	4.051	4.058	4.065	4.072	4.079	4.086	4.093	4.100	4.107	4.114	4.121	4.128	4.135	4.142	4.149	4.156	4.163	4.170	4.177	4.184	4.191	4.198	4.205	4.212	4.219	4.226	4.233	4.240	4.247	4.254	4.261	4.268	4.275	4.282	4.289	4.296	4.303	4.310	4.317	4.324	4.331	4.338	4.345	4.352	4.359	4.366	4.373	4.380	4.387	4.394	4.401	4.408	4.415	4.422	4.429	4.436	4.443	4.450	4.457	4.464	4.471	4.478	4.485	4.492	4.499	4.506	4.513	4.520	4.527	4.534	4.541	4.548	4.555	4.562	4.569	4.576	4.583	4.590	4.597	4.604	4.611	4.618	4.625	4.632	4.639	4.646	4.653	4.660	4.667	4.674	4.681	4.688	4.695	4.702	4.709	4.716	4.723	4.730	4.737	4.744	4.751	4.758	4.765	4.772	4.779	4.786	4.793	4.800	4.807	4.814	4.821	4.828	4.835	4.842	4.849	4.856	4.863	4.870	4.877	4.884	4.891	4.898	4.905	4.912	4.919	4.926	4.933	4.940	4.947	4.954	4.961	4.968	4.975	4.982	4.989	4.996	5.003	5.010	5.017	5.024	5.031	5.038	5.045	5.052	5.059	5.066	5.073	5.080	5.087	5.094	5.101	5.108	5.115	5.122	5.129	5.136	5.143	5.150	5.157	5.164	5.171	5.178	5.185	5.192	5.199	5.206	5.213	5.220	5.227	5.234	5.241	5.248	5.255	5.262	5.269	5.276	5.283	5.290	5.297	5.304	5.311	5.318	5.325	5.332	5.339	5.346	5.353	5.360	5.367	5.374	5.381	5.388	5.395	5.402	5.409	5.416	5.423	5.430	5.437	5.444	5.451	5.458	5.465	5.472	5.479	5.486	5.493	5.500	5.507	5.514	5.521	5.528	5.535	5.542	5.549	5.556	5.563	5.570	5.577	5.584	5.591	5.598	5.605	5.612	5.619	5.626	5.633	5.640	5.647	5.654	5.661	5.668	5.675	5.682	5.689	5.696	5.703	5.710	5.717	5.724	5.731	5.738	5.745	5.752	5.759	5.766	5.773	5.780	5.787	5.794	5.801	5.808	5.815	5.822	5.829	5.836	5.843	5.850	5.857	5.864	5.871	5.878	5.885	5.892	5.899	5.906	5.913	5.920	5.927	5.934	5.941	5.948	5.955	5.962	5.969	5.976	5.983	5.990	5.997	6.004	6.011	6.018	6.025	6.032	6.039	6.046	6.053	6.060	6.067	6.074	6.081	6.088	6.095	6.102	6.109	6.116	6.123	6.130	6.137	6.144	6.151	6.158	6.165	6.172	6.179	6.186	6.193	6.200	6.207	6.214	6.221	6.228	6.235	6.242	6.249	6.256	6.263	6.270	6.277	6.284	6.291	6.298	6.305	6.312	6.319	6.326	6.333	6.340	6.347	6.354	6.361	6.368	6.375	6.382	6.389	6.396	6.403	6.410	6.417	6.424	6.431	6.438	6.445	6.452	6.459	6.466	6.473	6.480	6.487	6.494	6.501	6.508	6.515	6.522	6.529	6.536	6.543	6.550	6.557	6.564	6.571	6.578	6.585	6.592	6.599	6.606	6.613	6.620	6.627	6.634	6.641	6.648	6.655	6.662	6.669	6.676	6.683	6.690	6.697	6.704	6.711	6.718	6.725	6.732	6.739	6.746	6.753	6.760	6.767	6.774	6.781	6.788	6.795	6.802	6.809	6.816	6.823	6.830	6.837	6.844	6.851	6.858	6.865	6.872	6.879	6.886	6.893	6.900	6.907	6.914	6.921	6.928	6.935	6.942	6.949	6.956	6.963	6.970	6.977	6.984	6.991	6.998	7.005	7.012	7.019	7.026	7.033	7.040	7.047	7.054	7.061	7.068	7.075	7.082	7.089	7.096	7.103	7.110	7.117	7.124	7.131	7.138	7.145	7.152	7.159	7.166	7.173	7.180	7.

Cuando el piso del medidor exceda en más de 0.15 m., el del fondo del canal se recomienda para el medidor una entrada inclinada con pendiente 4 : 1.

Si el aparato funciona con descarga libre se necesita solamente un pozo para medir las cargas; y para los "sumergidos" se construirán dos.

Los orígenes de las escalas instaladas en los pozos corresponderán al nivel del piso de la sección convergente.

VENTAJAS.

1ª Su seguridad en las medidas queda dentro de límites aceptados: 3% funcionando con descarga libre y 5% ahogados.

2ª Su operación requiere pérdidas de carga pequeñas, las que en el caso de escurrimiento libre son aproximadamente la cuarta parte de las requeridas para un vertedor libre.

3ª Como la velocidad en la estructura es superior a la del canal no hay depósito de azolves que afecten las medidas notablemente por lo que pueden ser empleados en aguas que arrastren sedimentos.

4ª Los valores comunes de la velocidad de llegada tienen poco o ningún efecto en los gastos.

5ª Pueden usarse Limnigrafos; y para los medidores que funcionen sumergidos se recomienda uno de Registro diferencial que mida las 2 cargas (Stevens Tipo D. A. 30).

Inconvenientes: Su empleo queda limitado por su elevado costo de construcción con respecto a otros tipos de estructuras medidoras (vertedores, orificios, etc.), y también por el de mantenimiento, especialmente cuando tenga que protegerse su salida contra velocidades erosivas.

ESTRUCTURAS DE CONTROL.

Ya hemos indicado como muy conveniente para medir el agua el empleo de presas derivadoras calibradas o con sus coeficientes de descarga determinados experimentalmente para distintas cargas, en forma semejante pueden utilizarse otras estructuras de control, tales, como caídas, partidores, etc.

Las caídas se clasifican de tipo en rápida o de caída libre y en cuanto a las muescas pueden ser de forma triangular, rectangular y trapezoidales.

Para el cálculo del gasto a través de una muesca triangular, se tiene:

$$Q = 1.26 Z H_a^{5/2} \dots \dots \dots (83)$$

Para la muesca rectangular:

$$Q = 1.71 b H_a^{3/2} \dots \dots \dots (84)$$

En las ecuaciones citadas.

$$H_a = D + \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (85)$$

De acuerdo con recientes investigaciones se puede emplear la fórmula de O'Brien.

$$Q = 6.92 b d_e^{1.61} \dots \dots \dots (86)$$

Siendo d_e el tirante de agua en el extremo de la caída, y b el ancho de la muesca.

Estas experiencias probaron, además, que el tirante crítico no ocurre en el extremo de la caída sino a una distancia de éste, igual a:

$$l_c = 18 d_e = 11.6 d_e \text{ y además } \dots \dots \dots (87)$$

$$d_e = 0.444 H_a = 0.643 d_c \dots \dots \dots (88)$$

Con el fin de aumentar la eficiencia hidráulica de estas muescas se redondean a su entrada y salida.

En esta forma se construyeron las muescas rectangulares de las caídas cilíndricas y con descarga libre del Dto. de Riego de Delicias, Chih., en las cuales se aplicó la fórmula.

$$Q = 1.93 b H^{1.47} \left(1 + 0.44 \frac{a^2}{A^2} \right) \dots \dots \dots (89)$$

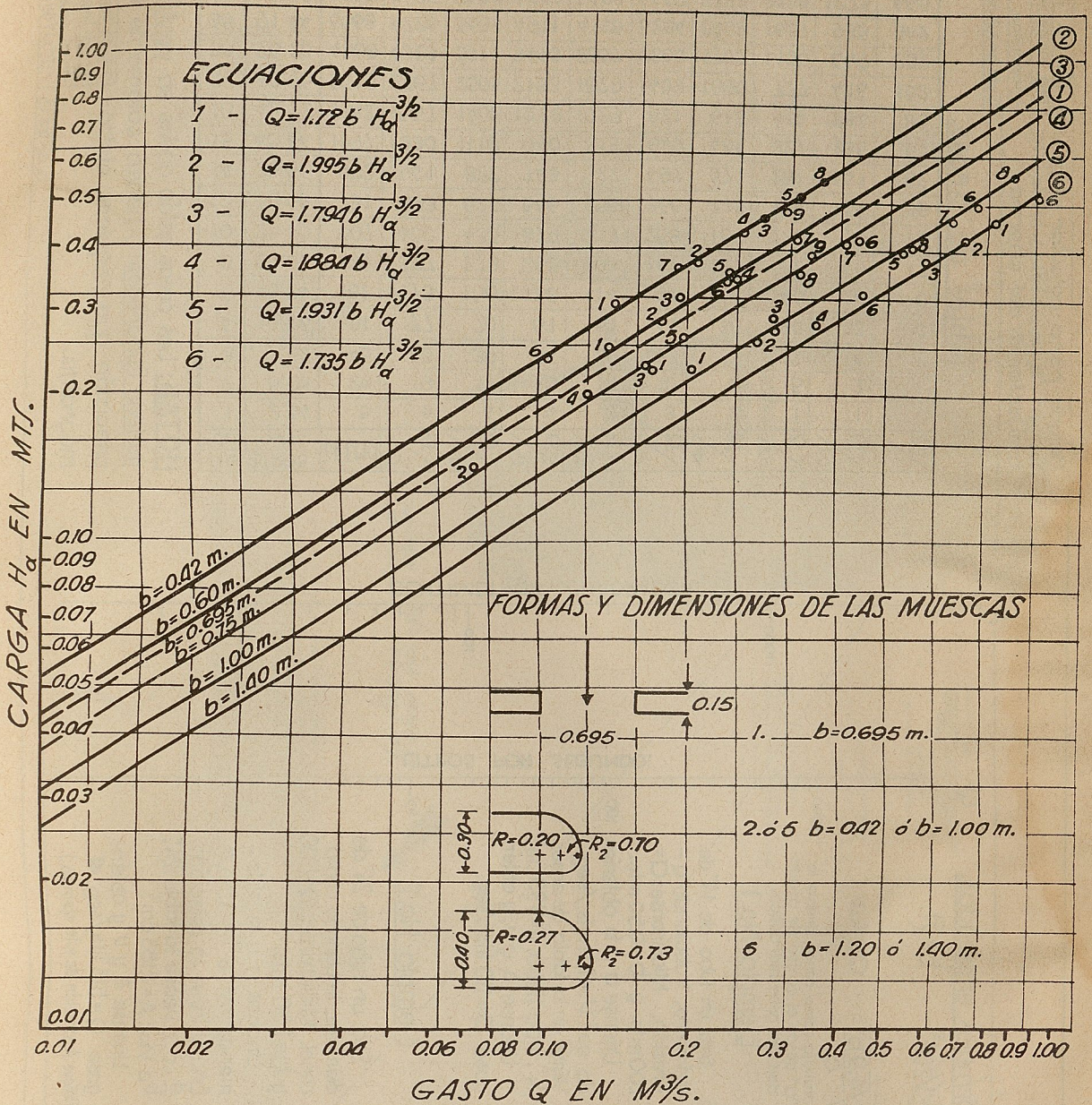
en la que:

a = área mojada de la muesca.

A = área mojada del canal aguas arriba de la caída.

El paréntesis muestra la corrección por velocidad de llegada.

Experiencias cuidadosas verificadas en este Distrito muestran que la fórmula anterior para caídas en anchuras grandes en la garganta, mayores de 1 m., da gastos superiores a los reales en 14%, 22% y, que además, es ventajoso sustituir la fórmula anterior por otras de estructura más sencilla, tal como la número 84, y para lo cual se investigaron los coeficientes de descarga reales. El diagrama de la lámina 30, muestra los



CALC. Y DIB. ING. P. BISTRAIN

LAMINA N° 30
CAPITULO IV

resultados obtenidos y promediando los distintos coeficientes que corresponden a cada caída calibrada se obtiene la expresión:

$$Q = 1.87 b H_a^{3/2} \dots\dots\dots (90)$$

CAPITULO V

GANCHO-CLAUSEN-PIERCE

Este aparato fué desarrollado en el Distrito

de Riego del Salt River, Phoenix, Arizona, en donde con su empleo se ha obtenido un abatimiento considerable en el costo de distribución del agua al disminuir el personal correspondiente; se estima por este concepto un ahorro anual de 60 000 dólares.

Tiene la indiscutible ventaja de ser utilizado en vertedores libres o ahogados sin contracciones, así como en otras estructuras, tales como caídas, represas, repartidores, etc.

Método para calcular el gasto de un tubo, conociendo la trayectoria del chorro.

C. N. I.
 DEPT. IRRIGACIÓN.
 Hidráulica.
 Gasto en tubos.

Tabla de Areas.

DIAMETROS PULG. CMTS.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0.785	1.57	2.35	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85
2	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.86	21.99	25.13	28.27	31.42
3	7.07	14.14	21.21	28.27	35.34	42.41	49.48	56.54	63.61	70.68
4	12.57	25.13	37.70	50.26	62.83	75.40	87.97	100.54	113.11	125.68
5	19.63	39.26	58.89	78.52	98.14	117.77	137.40	157.03	176.66	196.29
6	28.27	56.54	84.81	113.08	141.35	169.62	197.89	226.16	254.43	282.70
7	37.91	75.82	113.73	151.64	189.55	227.46	265.37	303.28	341.19	379.10
8	49.09	98.18	147.27	196.36	245.45	294.54	343.63	392.72	441.81	490.90
9	61.36	122.72	184.08	245.44	306.80	368.16	429.52	490.88	552.24	613.60
10	75.50	151.00	226.50	302.00	377.50	453.00	528.50	604.00	679.50	755.00

NOTAS: Las areas están dadas en centímetros cuadrados y tienen solamente la precisión que requiere el No-programa.

Calculo: Loscurran
 Dibujo: Loscurran
 Revisó: *[Signature]*
 V. B. IV del Migrado

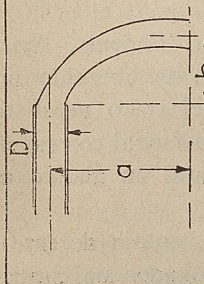
G.G.-2213

Fórmulas empleadas.

$a = 1/2gt^2$ $b = vt$

$v = \sqrt{\frac{4.9b^2}{a}}$ $Q = Av$

NOTA: Si el tubo trabaja como canal, mídase la distancia "a" desde el centro de gravedad del área hidráulica.

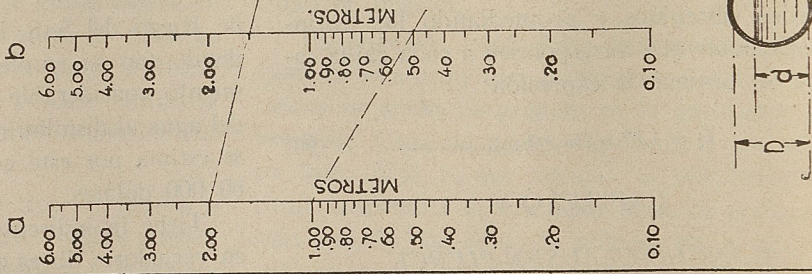


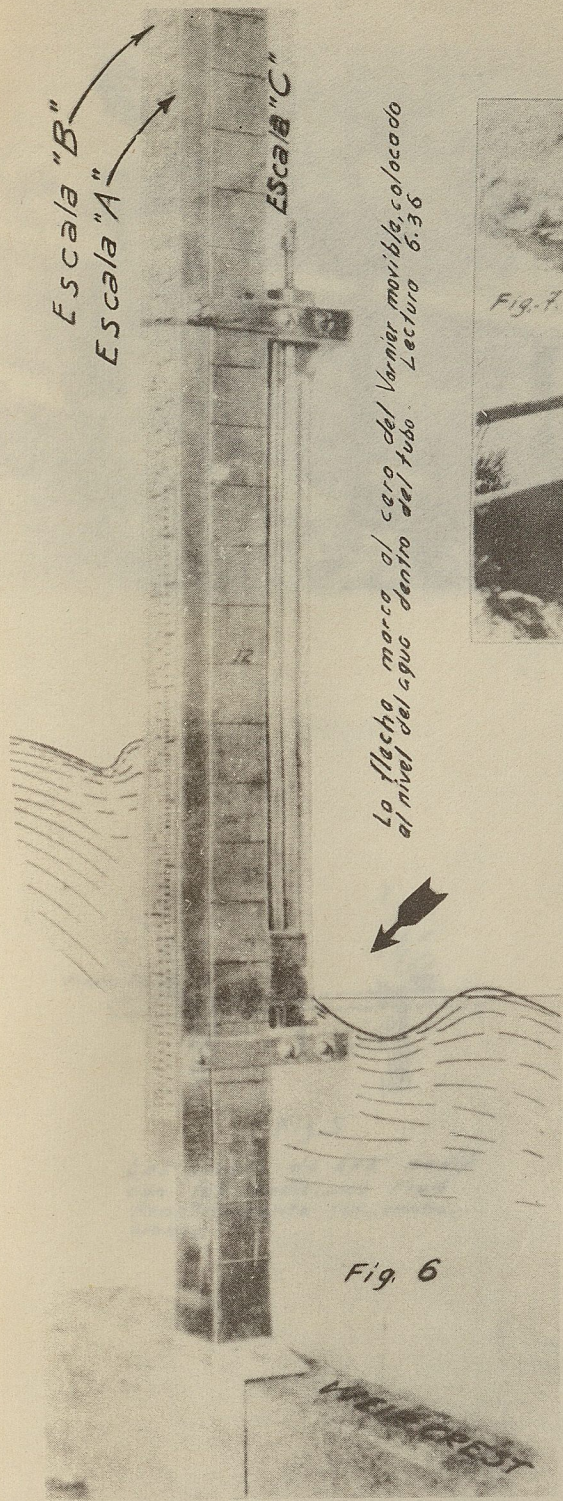
Ejemplo No.1

Sea un tubo de 14" de diámetro, trabajando a presión. Mídiéronse: Q=100 mts. y b=0.50 mts. Unáse a y b obteniendo así v=1.11 mts./seg. Véase en la tabla de areas 14", tubo lleno: A=993 cm². Unáse A y v, y obtén gase Q=110 lits./seg.

Ejemplo No.2

Sea un tubo de 24" de diámetro, trabajando como canal. Mídiéronse: Q=200 y b=1.50 mts. Unáse a y b, obteniendo así v=2.35 m/s. Encuéntrese la relación: d=0.7; véase la tabla: 24", Da 710; A=2163 cm². Unáse A y v y obtén gase: Q=513 lits./seg. (Véase ilustración de este ejemplo.)





Escala "B"
Escala "A"
Escala "C"

Lo flecha marca al cero del Varnier móvil, colocado al nivel del agua dentro del tubo. Lectura 6.36

Fig. 6

1A. Posición



Fig. 7

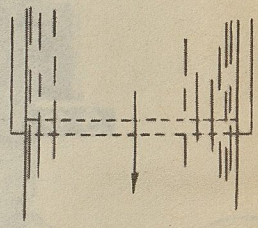


Fig. 3
Descarga sin contracciones -

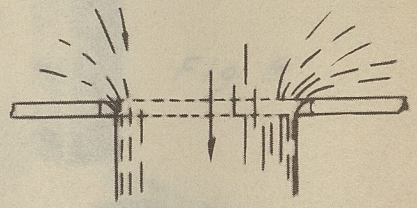


Fig. 4
Descarga con contracciones -

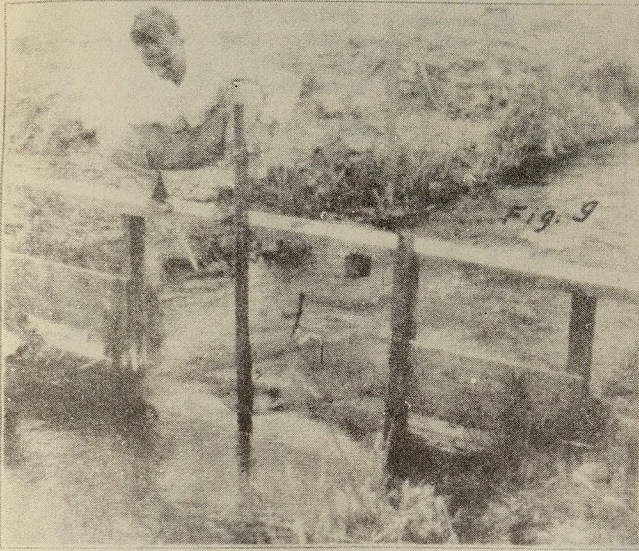
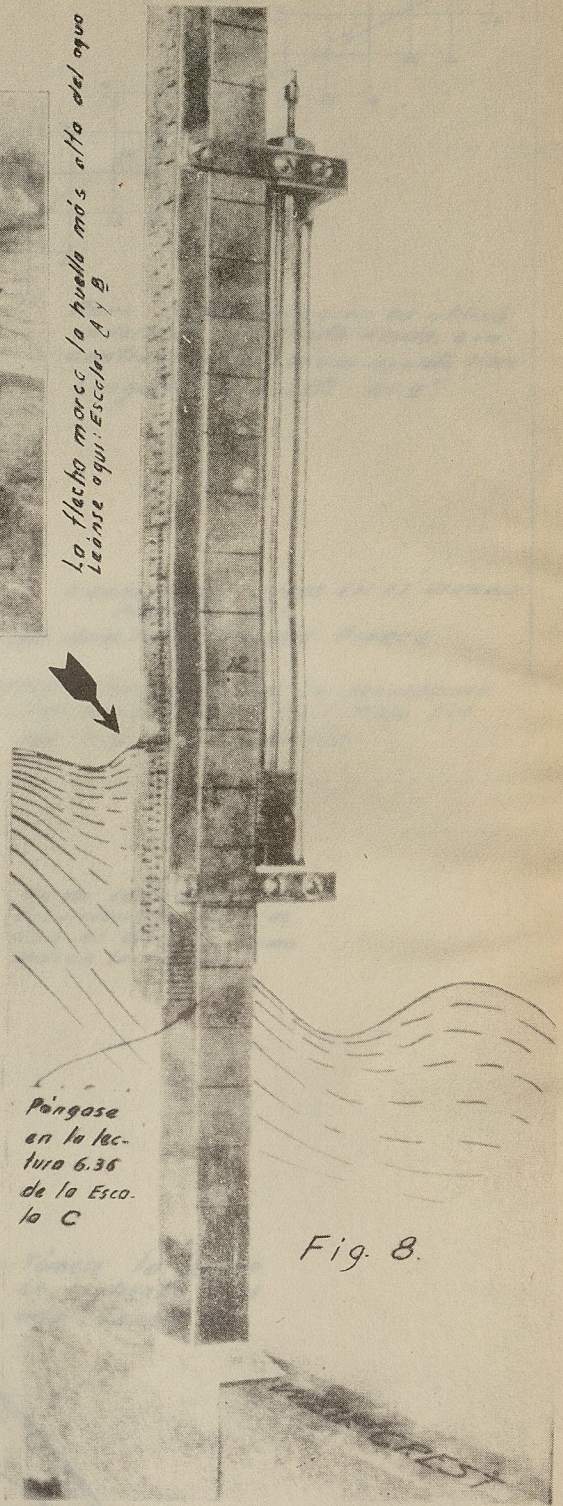


Fig. 9

La flecha marca la huella más alta del agua
Leanse aquí: Escalas A y B



Póngase
en la lec-
tura 6.36
de la Esco-
la C

Fig. 8.

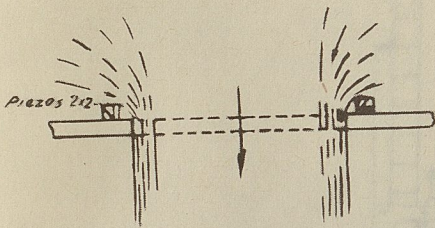


Fig. 5

Las piezas de 2x2" modifi-
can las condiciones Fig 4
Prácticamente sin contrac-
ciones.

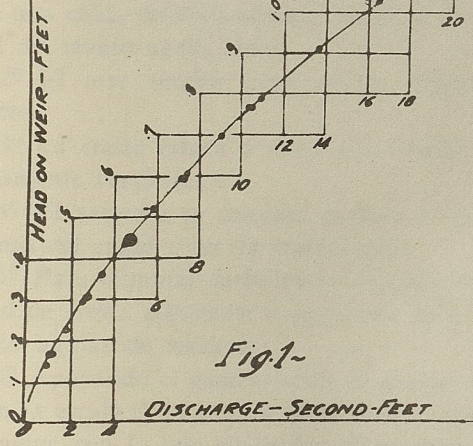
2ª POSICION

La curva está construido con los medidos volumétricos.
 Los círculos pequeños representan los medidos verificados con el Gancho Claussen-Pierce.
 Los círculos dobles representan dos medidos idénticos.

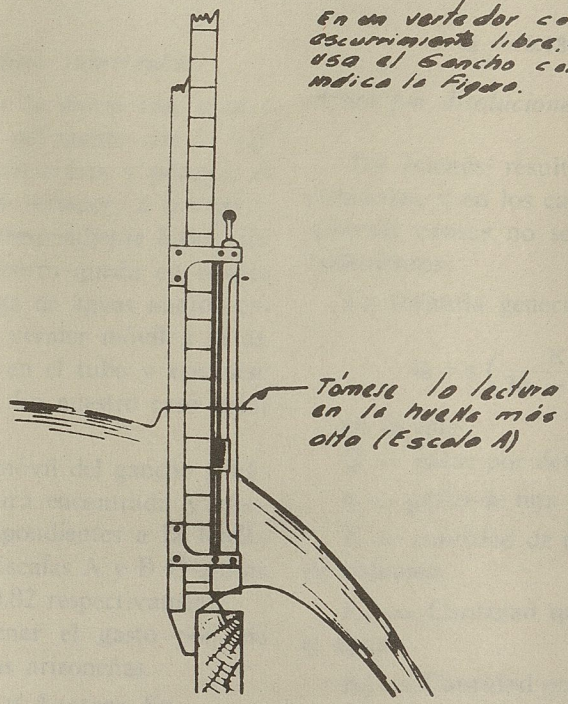
Variaciones en tres series de ensayos:

- 1.2 -0.3%
- 2.2 +0.1%
- 3.2 +0.4%

Para la comparación se utilizó un vertedor de cresta aguda, sin contracciones y escarriamiento libre.
 Longitud de cresta: 54.5"



ESCURRIAMIENTO LIBRE EN EL VERTEDOR
 PRUEBAS DEL
 GANCHO MEDIDOR CLAUSEN PIERCE
 EN EL
 LABORATORIO HIDRÁULICO DE LA UNIVERSIDAD
 DE CORNELL - N.Y. U.S.A. - Abril-Mayo 1929
 POR ING. E.W. SCHODER



En un vertedor con escarriamiento libre, se usa el Gancho como indica la Figura.

Tómese la lectura en la huella más alta (Escala A)

Fig. 2

Habiéndose calibrado este aparato se encontró que sus errores de medida, funcionando con vertedor de descarga libre están dentro de 1%.

Un vertedor con contracciones se transforma en otro sin ellas, mediante el sencillo dispositivo indicado en las láminas números 31 y 33.

Uso del gancho en vertedores libres.

Se hacen las siguientes recomendaciones:

1º El escurrimiento será libre, es decir, existirá una caída definida entre el nivel de la cresta y el del manto aguas abajo.

2º El aire tendrá libre acceso debajo del manto.

3º La cresta estará a nivel y los lados completamente verticales.

4º El vertedor se colocará normal al escurrimiento del canal y en un tramo recto.

5º Para eliminar turbulencias, elíjase la longitud de cresta adecuada, o corrijanse éstas colocando agujas de madera.

6º Apoyando el gancho sobre la cresta, tómese en la escala A la lectura de la huella más alta del agua, con lo que tendremos el gasto por pie lineal de cresta en pulgadas arizoneñas. Véase lámina 31.

Uso del gancho con vertedores sumergidos.

1º Llénese el tubo (F) de vidrio con agua y colóquese abajo del nivel del manto con la válvula de aguja abierta, ciérrase ésta y póngase el aparato sobre la cresta del vertedor; a continuación ábrase la válvula correspondiente hasta que el agua que permanece dentro queda en reposo indicando entonces la carga de aguas abajo; colóquese a continuación el vernier móvil a la altura del nivel encontrado en el tubo y efectúese la lectura en la Escala C. En nuestro caso igual a 6.36. (Lám. Núm. 32.)

2º Levántese la parte móvil del gancho y hágase coincidir con la lectura encontrada y efectuaremos ahora las correspondientes a la huella más alta del agua en las Escalas A y B (Figuras 8 y 9), obteniendo 2.5 y 0.82 respectivamente

Operaciones para obtener el gasto por pie lineal de cresta en pulgadas arizoneñas.

Lectura Escala C (6.36) × Lectura Escala B (0.82).....	5.22
Lectura Escala A.....	2.50
TOTAL.....	7.72

1 pulgada arizoneña = 0.007 m.³ p. s.

Un pequeño desnivel en la cresta no afecta los resultados. Se ha usado este aparato para medir gastos que varían desde 0.140 a 46 m.³ p. s.

Para gastos grandes se requieren vertedores con diseño especial.

Aforo mediante energía generada.

Si cerca del lugar de aforo se encuentra una planta hidroeléctrica que utilice las aguas en generación de energía, se puede calcular el gasto utilizando sus registros de energía generada.

Se usará la fórmula:

$$Q = C \frac{K. W.}{H} \dots\dots\dots (91)$$

K. W. = potencia instantánea generada y
H. = caída en m.

En el coeficiente "C" quedan incluidas las constantes numéricas y el rendimiento total del equipo turbogenerador; cuando este vale para buenas condiciones 0.75 el factor C tiene un valor de 0.137 en equipos de procedencia europea y 0.134 para los de manufactura inglesa o norteamericana; la fórmula citada quedará entonces:

$$Q = 0.137 \frac{K. W.}{H} \dots\dots\dots (92)$$

Aforo por disoluciones comparadas.

Da buenos resultados en los regímenes torrenciales, y en los canales grandes, en donde por diversas causas no se pueden aplicar otros procedimientos:

La fórmula general es:

$$Q = q \left(\frac{K}{K_2 - K_1} - 1 \right) \dots\dots\dots (93)$$

en la que:

Q = gasto por determinar en m.³

q = gasto de una solución en m.³ p. s.

K = cantidad de materia disuelta por unidad de volumen.

K₁ = Cantidad que de esta materia arrastra el agua.

K₂ = Cantidad que de esta materia se tendrá aguas abajo al haberse efectuado la disolución completa.

Si K₁ = 0 queda:

$$Q = q \left(\frac{K}{K_2} - 1 \right) \dots\dots\dots (94)$$

Si q es muy pequeña con respecto a Q puede emplearse la fórmula:

$$Q = q \frac{K}{K_2} \dots\dots\dots (95)$$

Para hacer la solución por razones económicas se emplea sal común.

El conocimiento de la concentración del líquido se obtiene precipitando sal con una solución tipo de nitrato de plata y da lo mismo poner K , K_1 y K_2 que los cm. cúbicos necesarios para precipitar la sal; el final de esta precipitación se obtiene al añadir una solución de cromato potásico amarillo que se transforma en rojo ladrillo.

CAPITULO VI

AFOROS EN TUBERIAS Y PLANTAS DE BOMBEO

Tubería con descarga libre.—Si la tubería descarga llena en el aire se puede conocer la trayectoria del chorro y el gasto teórico se calcula con la fórmula:

$$Q = 1.73 \frac{b}{\sqrt{a}} D^2 \dots\dots\dots (96)$$

En la lámina número 34 se tiene un nomograma (C. N. I. G. C.) número 2213, que proporciona los gastos para los casos de tubería llena y parcialmente llena.

En la fórmula anterior:

b = distancia entre el eje de la parábola y el lugar donde cae el chorro.

a = Altura de la caída.

D = Diámetro interior del tubo.

Van Leer efectuó experiencias para este caso en tubos de 3" a 10" de diámetro y encontró la fórmula siguiente, convertida a unidades métricas:

$$Q = 4.72 (1 - c/D)^{1.88} D^{2.48} \dots\dots\dots (97)$$

Esta expresión puede usarse en tubos de mayor diámetro y en ella:

c = Distancia entre la superficie libre del agua y la parte superior del agua, medida en el extremo.

D = Diámetro interior del tubo en m.

Se hacen las siguientes recomendaciones:

1ª El tubo de descarga estará a nivel y tendrá una longitud mínima de 6 diámetros.

2ª El agua entrará al tubo de descarga sin velocidad de llegada excesiva.

3ª Cuando el tubo esté descargado, aproximadamente lleno, requerirá una ventosa para que se establezca una circulación libre de aire en la parte vacía.

Las tablas números 17 y 18 de la lámina 35 facilitan la aplicación de la fórmula 96 y, además, la figura número 10-d, lámina 36, muestra las conexiones necesarias de este dispositivo.

Orificios o diafragmas de pared delgada en tuberías.

Hidráulicamente funcionan como un medidor Venturi, por lo tanto, son aplicables las mismas fórmulas, en las que varían los coeficientes de descarga. La figura número 10 (a), lámina 36, muestra este dispositivo.

Para la medición de la carga de aguas arriba del orificio se efectúa la conexión a la tubería a una distancia igual a un diámetro del orificio.

Es más importante la localización de la conexión para medir la carga de aguas abajo, puesto que la presión tendrá un valor mínimo dentro de una distancia igual a medio diámetro y su máxima a cuatro veces el diámetro; por tenerse un valor más seguro se elige la primera posición con la que para distintas relaciones del diámetro del orificio al tubo se han obtenido coeficientes de descarga que varían de 0.59 a 0.61, por lo que a causa de esta variación pequeña en el coeficiente para un amplio margen de condiciones es muy recomendable este dispositivo de medida.

Su inconveniente radica en que tienen mayores pérdidas de carga que un medidor Venturi.

La figura número 10 (a), lámina 36, muestra un orificio insertado en una tubería de concreto, en la que se pueden observar, además, otros agujeros a una distancia de 1.20 (4") con el fin de tener conexiones auxiliares y determinar completamente las pérdidas de carga. El gasto se calcula con la fórmula número 41 y tabla número 12, tomando en cuenta los coeficientes de descarga respectivos y el valor de H , según el lugar en donde se mide la carga.

Tubo de Pitot.

Es un aparato para determinar la velocidad del agua en cualquier lugar de una tubería; funciona por impacto y las cargas de velocidad convertidas en cargas de altura son medidas por medios externos.

TABLA NUM. 17

VALORES DE $4.72(1 - \frac{c}{d})^{1.88}$ PARA APLICARSE EN LA FORMULA NUM. 97 DE VAN LEER

c/d	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
.0	4.72	4.63	4.54	4.46	4.37	4.28	4.20	4.12	4.03	3.95
.1	3.87	3.79	3.71	3.63	3.55	3.47	3.40	3.32	3.25	3.17
.2	3.10	3.03	2.96	2.89	2.82	2.75	2.68	2.61	2.54	2.47
.3	2.42	2.35	2.29	2.22	2.16	2.10	2.04	1.98	1.92	1.83
.4	1.81	1.75	1.69	1.64	1.58	1.53	1.48	1.43	1.38	0.833
.5	1.282	1.234	1.186	1.141	1.096	1.052	1.000	0.965	0.924	0.522
.6	0.843	0.804	0.765	0.727	0.691	0.655	0.621	0.587	0.554	0.251
.7	0.491	0.460	0.431	0.402	0.374	0.348	0.322	0.297	0.274	0.129
.8	0.229	0.208	0.188	0.169	0.150	0.136	0.117	0.102	0.087	0.007
.9	0.0622	0.0510	0.0408	0.0318	0.2380	0.0169	0.0131	0.006	0.003	0.0008

Cuando ocurre alguna obstrucción deben tomarse lecturas en dos o más zonas anulares.

La velocidad media se establece tomando dos puntos opuestos, cuyo diámetro sea 0.707 del diámetro interior del tubo.

Tubo Pitot Pomona.

La figura 11 (a), lámina 37, muestra este aparato. Consta de dos tubos concéntricos con extremos encorvados hacia aguas arriba y reu-

nidos a una boca de chiflón con abertura de 1/8" que corresponde al diámetro del tubo interior; éstos registran velocidades y presiones.

El tubo exterior tiene pequeños agujeros y sólo registra presiones.

Estos tubos están conectados por otros de goma a un manómetro U provisto de dos medidores de vidrio, que tienen una escala movable para determinar la presión diferencial, con la cual se obtiene directamente la velocidad del agua en pies por segundo.

TABLA NUM. 18

POTENCIAS (2.48) DE LOS NUMEROS

Número	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
.0				0.0002	0.0003	0.0006	0.0009	0.0014	0.0019	0.0025
.1	0.0033	0.0042	0.0052	0.0064	0.0076	0.0090	0.0106	0.0123	0.0142	0.0163
.2	0.185	0.0209	0.0234	0.0261	0.029	0.0321	0.0354	0.0389	0.0426	0.0464
.3	0.0505	0.0548	0.0593	0.0640	0.0689	0.0740	0.0794	0.0849	0.0907	0.0968
.4	0.1031	0.1096	0.1163	0.1233	0.1309	0.1380	0.1458	0.1537	0.1620	0.1705
.5	0.179	0.188	0.198	0.207	0.217	0.227	0.237	0.248	0.259	0.270
.6	0.282	0.294	0.306	0.318	0.331	0.344	0.357	0.370	0.384	0.398
.7	0.413	0.428	0.443	0.458	0.474	0.490	0.506	0.523	0.540	0.557
.8	0.575	0.593	0.611	0.630	0.649	0.668	0.688	0.708	0.728	0.749
.9	0.770	0.791	0.813	0.835	0.858	0.881	0.904	0.927	0.951	0.975
1.0	1.000	1.025	1.050	1.076	1.102	1.129	1.155	1.183	1.210	1.238
1.1	1.267	1.295	1.324	1.354	1.384	1.414	1.445	1.476	1.508	1.539
1.2	1.572	1.604	1.637	1.671	1.705	1.739	1.774	1.809	1.845	1.881
1.3	1.917	1.954	1.991	2.028	2.066	2.105	2.144	2.183	2.223	2.263
1.4	2.304	2.345	2.386	2.428	2.470	2.513	2.556	2.600	2.644	2.689
1.5	2.73	2.78	2.82	2.87	2.92	2.96	3.01	3.06	3.11	3.16
1.6	3.21	3.26	3.31	3.36	3.41	3.46	3.51	3.57	3.62	3.67
1.7	3.73	3.78	3.84	3.89	3.95	4.01	4.06	4.12	4.18	4.24
1.8	4.30	4.36	4.42	4.48	4.54	4.60	4.66	4.72	4.79	4.85
1.9	4.91	4.98	5.04	5.11	5.17	5.24	5.31	5.37	5.44	5.51
2.0	5.58	5.65	5.72	5.79	5.86	5.93	6.00	6.08	6.15	6.22
2.1	6.30	6.37	6.45	6.52	6.60	6.67	6.75	6.83	6.91	6.99
2.2	7.07	7.15	7.23	7.31	7.39	7.47	7.55	7.64	7.72	7.81
2.3	7.89	7.98	8.06	8.15	8.24	8.32	8.41	8.50	8.59	8.68
2.4	8.77	8.86	8.95	9.05	9.14	9.23	9.32	9.42	9.51	9.61
2.5	9.70	9.80	9.90	9.99	10.09	10.19	10.29	10.39	10.49	10.59
2.6	10.69	10.80	10.90	11.00	11.11	11.21	11.32	11.42	11.53	11.64
2.7	11.74	11.85	11.96	12.07	12.18	12.29	12.40	12.51	12.62	12.74
2.8	12.85	12.97	13.08	13.19	13.31	13.43	13.55	13.67	13.78	13.90
2.9	14.02	14.14	14.26	14.38	14.50	14.63	14.75	14.87	15.00	15.12
3.0	15.25									

ORIFICIOS INSERTADOS EN TUBERIAS

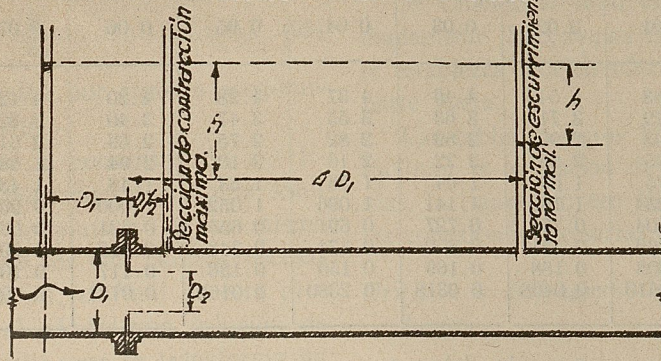


Fig. 10(a)

ORIFICIO EN TUBERIA DE CONCRETO

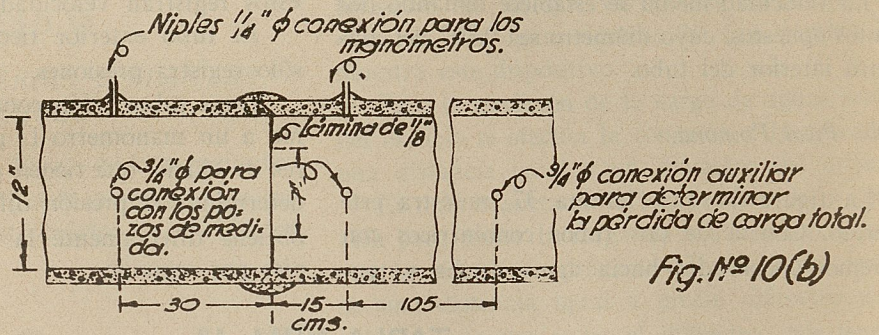


Fig. N° 10(b)

CONEXION PARA AFOROS EN BOMBAS CON ORIFICIOS CALIBRADOS.

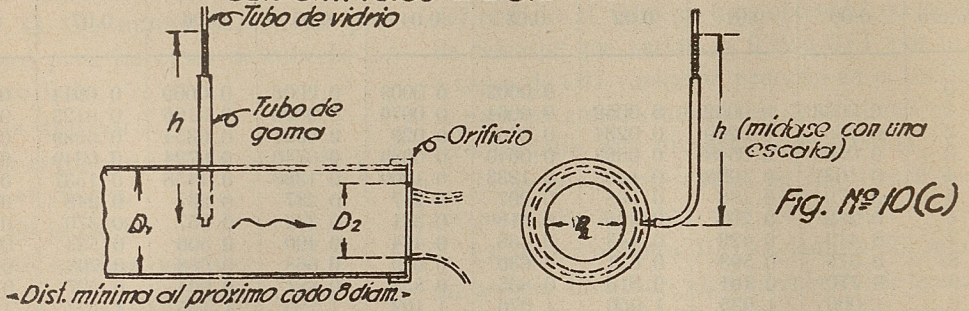


Fig. N° 10(c)

AFORO EN TUBERIAS PROCEDIMIENTO DE VAN LEER

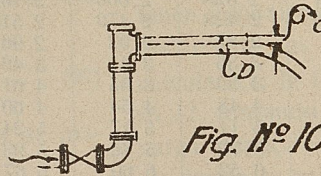


Fig. N° 10(d)

Fig. N° 10

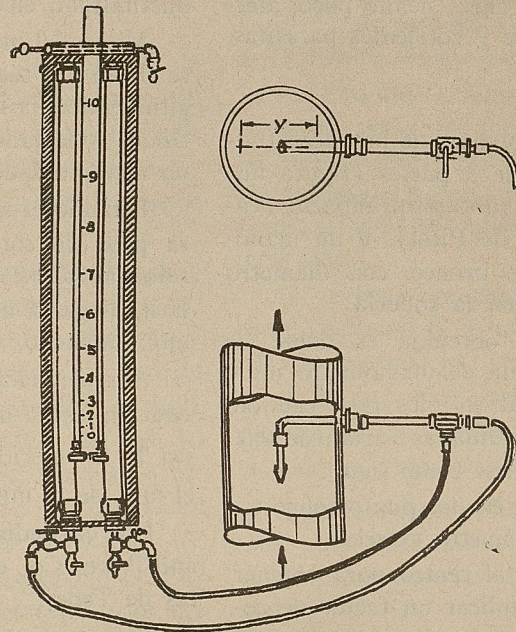


Fig. Nº II (a)

TUBO PITOT-POMONA

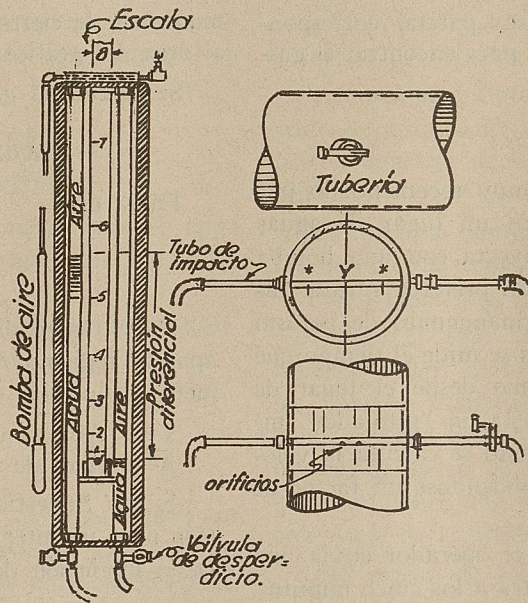


Fig. Nº II (b)

TUBO A. COLLINS (TIPO PITOT) Fig. II.

Con este aparato se tienen lecturas rápidas y seguras a causa de que las aberturas para el impacto y las presiones están hacia aguas arriba a una distancia de 10 a 13 cms., siendo poco afectables por las turbulencias y corrientes parásitas.

Medidor Collins.

Se usa en tuberías y plantas de bombeo; fundamentalmente consiste de 2 partes (figura número 11, lámina 37). Un tubo para impacto (variedad especial del tubo de Pitot), y un manómetro. El primero es de bronce, con diámetro pequeño y va insertado en la tubería.

La carga diferencial obtenida es doble de la de velocidad y la escala del manómetro mide directamente la velocidad en pies por segundo.

Las velocidades recomendadas varían de 0.60 a 2.40 m., y pueden medirse como sigue:

a). Tomando lecturas en dos puntos opuestos y separados 0.707 del diámetro exterior.

b). Tomando lectura al centro para obtener la velocidad máxima y aplicar un factor de corrección para determinar la media.

c). Dividir la sección recta del tubo en áreas concéntricas y medir las velocidades de cada una de éstas y calcular el gasto parcial correspondiente, efectuando la suma, para encontrar el gasto total.

Método de ondas coloreadas.

Este procedimiento es muy recomendado por el ingeniero F. Scobey. En un lugar de aguas arriba de la tubería se inyecta con una bomba un líquido coloreado usando preferentemente fuchina, congo amarillo, permanganato de potasio o fluoresina, a continuación se mide el tiempo que dilata en recorrer un tramo desde el lugar de inyección en la tubería hasta un "purgador" insertado en la misma, con esto se calcula la velocidad media respectiva, aplicándose un factor de corrección de 0.95.

Para mayor exactitud el operador envía una onda preliminar y luego otra a los cinco minutos. El observador de aguas abajo maneja un cronógrafo sincronizado con el de arriba, anota cuando empieza a salir el agua coloreada por el purgador y cuatro minutos después llena probetas con 10" de intervalo, seleccionando para medir la velocidad, el tiempo que corresponde a la de coloración máxima.

El método es exacto pero requiere tramos de tubería con longitudes suficientes.

Método de Allen. — Se basa en el uso de una solución salina inyectada a la tubería por tiempo corto, así como en la variación de conductibilidad eléctrica de ésta.

Abajo del punto en que se inyecta la solución se eligen dos secciones, A y B separadas una longitud conocida L, y en donde se colocan dos electrodos conectados en serie a un amperímetro y a un manantial de electricidad.

Estando el agua pura el amperímetro no acusa paso de corriente y a medida que pasa la solución salina el amperímetro empieza a marcar hasta llegar a un máximo; se repite en B el mismo fenómeno.

A continuación se anotan los tiempos en que ocurren estos máximos y se busca su diferencia T; la velocidad será $\frac{L}{T}$ que multiplicada por el área de la misma, nos da el gasto.

Este procedimiento lo usó la Mexican Light and Power Co., en Necaxa, Puebla y en sus plantas de Tepeji.

Método de Norman Gibson.—Se funda en que la diferencia de las velocidades medias del agua dentro de la tubería, al principio y final de la maniobra de cierre de la misma es proporcional al área del gráfico de sobrepresión.

Se calcula el gasto con la fórmula:

$$Q = k' \frac{A}{L} g S_t + A \cdot V_t = \dots\dots\dots (98)$$

En la que:

$$k' = \frac{1}{p' s'}$$

p' = Ordenada del diagrama obtenido en el aparato registrador de Gibson, equivalente a un metro de presión del agua.

s' = Abscisa del diagrama equivalente a 1".

A = Área de la tubería.

S_t = Superficie del diagrama de sobrepresión para un intervalo de tiempo T, contado desde la iniciación del cierre.

L = Longitud de la tubería.

V = Velocidad del agua en el instante del cierre.

$$g = 9.81 \text{ mts./s.}^2$$

Para obtener este último, Gibson inventó un aparato que consiste en un manómetro de mercurio, cuyas variaciones del nivel se registran en una película fotográfica que se mueve con velocidad constante. Este procedimiento se emplea en

la Niagara Falls Power Co. (Canadá y U. S. A.) y comparado con mediciones volumétricas los errores obtenidos son de 0.2% á 0.8%.

Aforos de bombas.

En el extremo del tubo de descarga de la bomba tal como lo muestra la figura número 10 (c) Lám. 36, se adoptan orificios circulares calibrados; para ello se sigue las reglas siguientes:

a). El tubo se colocará horizontal, sin codos y niples.

b). El orificio se colocará del último codo a una distancia mínima de 8 diámetros.

c). El orificio funcionará a plena descarga y para la carga se aceptará un valor mínimo de 2.5 cm., medidos sobre la parte superior del tubo.

d). La carga se medirá a partir del eje del tubo. Los coeficientes de descarga observados varían de 0.6 á 0.66 y los valores más elevados comprenden a tubos de diámetro pequeños.

En el Laboratorio de la Universidad de Purdue, Indiana, U. S. A., se calibraron varios orificios, colocando el tubito medidor de las cargas a una distancia de 0.61 m. del extremo del tubo y con una longitud de éste hasta el codo de 1.22 m. Para un tubo de 10" de diámetro y orificio de 7" se encontraron valores para el coeficiente de 0.74 a 0.77.

CAPITULO VII

CONTADORES

Estos aparatos son accionados por el agua que pasa a través de los mismos y registran los volúmenes escurridos.

De acuerdo con su funcionamiento se clasifican en los tipos siguientes:

a). De desplazamiento.

b). De velocidad.

c). De by-pass.

a). En este tipo, al pasar el agua, mueve un disco que opera el mecanismo de registro y se contabilizan los volúmenes. Es muy usado en los Distritos de Riego en donde el agua tiene costo elevado y es indispensable su economía, el servicio es suministrado en tuberías a presión; medidores pequeños de este tipo se emplean en los abastecimientos de agua potable. Estos medidores tienen una pérdida de carga mayor que los tipo (b) y son más costosos.

b). Los medidores de tipo velocidad son los más conocidos, empleándose la energía cinética

del agua para mover una hélice, la que a altas velocidades de la primera gira en proporción directa, con el inconveniente que con las velocidades muy pequeñas, muchas veces no se mueve. Este aparato es poco voluminoso y adaptable para la medida de los gastos grandes.

c). Este tipo puede ser operado por cualquiera de los otros dos procedimientos descritos; sin embargo, únicamente una porción del agua recibida pasa a través del elemento registrador, estando el aparato calibrado para medir el volumen total.

Se utiliza en muchas ocasiones combinado con otros dispositivos de medida, tales como un vertedor o un orificio.

Ventajas.—Con estos aparatos se registran directamente los volúmenes escurridos, eliminándose, por lo tanto, cálculos, personal, etc.

Inconvenientes.—Están sujetos a obstrucciones y las sales que trae el agua en solución así como otras materias, aceleran la corrosión de las partes móviles, produciéndose fricciones nocivas que los descalibran.

No se instalarán de manera de recibir directamente el agua de las fuentes de alimentación, sino hay que hacerla pasar por rejillas que eviten la penetración de hierbas, basura, etc.

Su principal limitación radica en su elevado costo de adquisición, sin embargo, muchas veces la conveniencia de su empleo justifica su adquisición.

Se hace a continuación una descripción de las marcas más conocidas:

"*Sparling*". Fig. Núm. 12 (a) Lám. 38.—Corresponde al tipo "velocidad", empleándose en tuberías cuyos diámetros varían de 0.05 a 1.54 m., consiste fundamentalmente en una hélice de 6 hojas, cuyo diámetro es, aproximadamente, los 0.8 del diámetro de la tubería, éste se encuentra montado sobre una flecha de acero que coincide con el eje de la última.

Por medio de extensiones adecuadas el registrador contabiliza el volumen escurrido y usando controles especiales, éste puede ser colocado a una distancia grande del aparato, sus errores de medida quedan dentro de 2%. Este aparato fué desarrollado para usarse en los Distritos de Riego, habiéndose ampliado su uso a los abastecimientos de agua potable y a las industrias.

Un aparato de esta marca se encuentra instalado en el Distrito de Riego de Tijuana, B. C.

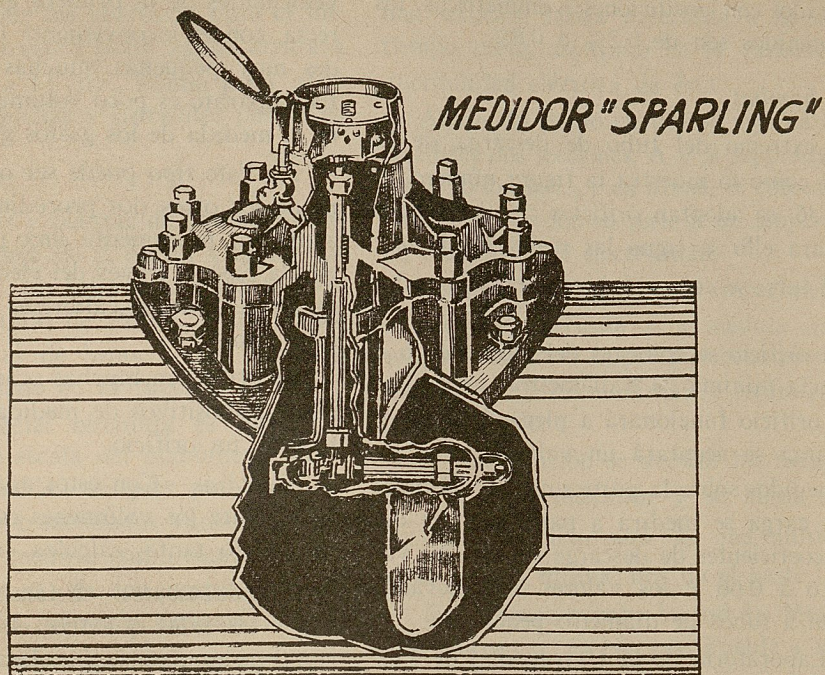


Fig. N° 12 (d)

MEDIDOR "RELIANCE" USADO EN ESTRUCTURA DE MADERA

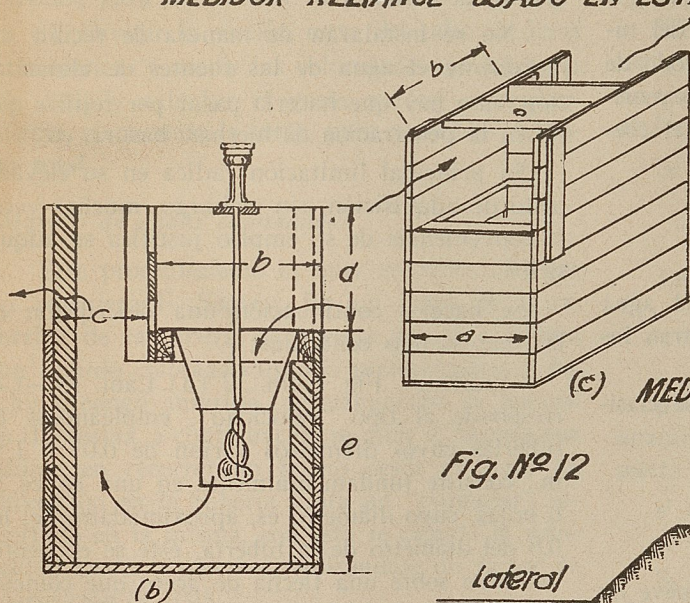


Tabla de capacidades y dimensiones usuales en cms.

CAPACIDADES M. ³ p.s.							
	.015	003	006	0120	024	036	048
a	46	51	61	76	115	151	178
b	38	43	53	66	96	127	151
c	15	19	30	28	61	76	91
d	30	36	41	51	71	76	122
e	51	64	75	91	132	173	200
f	36	43	51	61	92	121	137

(c) MEDIDOR "RELIANCE" EN ESTRUCTURA DE CONCRETO.

Fig. N° 12

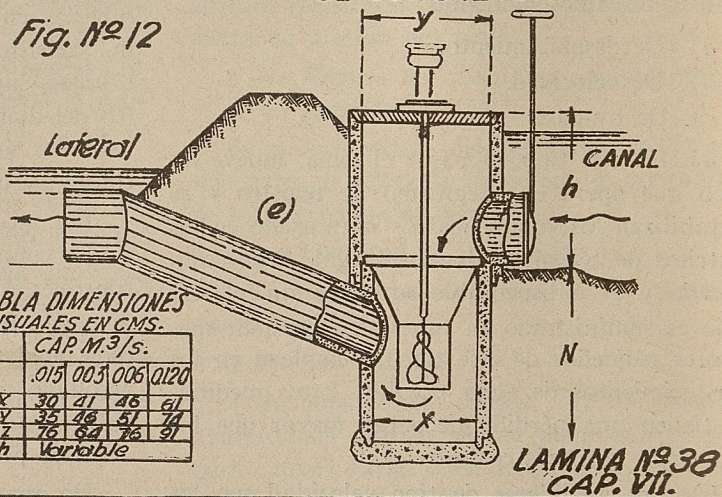
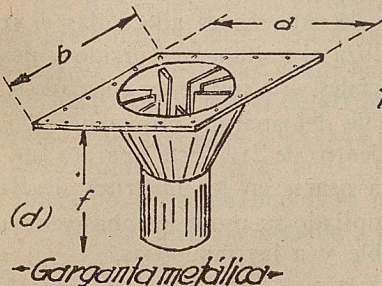


TABLA DIMENSIONES USUALES EN CMS.

CAP. M. ³ /s.				
	.015	003	006	0120
x	30	41	46	61
y	35	46	51	71
z	76	84	76	91
h	Variable			

LAMINA N° 38
CAP. VII.



-Garganta metálica-

"*Reliance*". Fig. Núm. 12 (b-c). Lám. 38.— También del tipo velocidad. Consiste en una hélice de bronce movida al paso del agua y montada en una flecha vertical, instalada en una garganta metálica.

Este aparato puede montarse en estructuras de madera o concreto, y puede ser usado en canales o tuberías.

"*Western*".—Es del tipo "by-pass", se utiliza combinado con un orificio sumergido.

BIBLIOGRAFIA

REVISTAS

1. Civil Engineering. Marzo 1937.
2. Civil Engineering. Enero 1941.
3. Eng. News Record. Enero 1934. Discharge Coefficients for Taintor gates. R. Horton.
4. Eng. News Record. Enero 29 1931. A practical Venturi Meter for Irrigation Service. J. E. Christiansen.
5. Eng. News Record. Septiembre 15-1930. Analyzing Hidraulic Models for effects of Distortion. M. P. O'Brien.
6. "Ingeniería". E. N. I. México, D. F. Julio 1938. Coeficiente de descarga en compuertas de Sección Circulares. P. Bistrain.
7. Ingeniería E. N. I. México, D. F. Fórmulas para determinar los gastos que pasen a través de muescas. P. Bistrain.
8. Ingeniería. E. N. I. México, D. F. Agosto 1940. Medida de los gastos en el gancho Clausen-Pierce-T. H. Hayden. Traducción y arreglo. P. Bistrain.
9. Ingeniería. Revista Agricultura, S. A. y F. México, D. F. Vertedores Laterales, por Ing. Guillermo González (1937).

BOLETINES

10. Núm. 1683. Dep. de Agricultura. U. S. A.
11. Núm. 200. U. S. Geological Survey. Water Supply and Irrigation Paper. R. Horton.
12. Núm. 40. University of Purdue. Flow of water through, circular, parabolic and triangular vertical notch weir. F. W. Grave.
13. Núm. 1711. A Society of Civil Engineers New York, U. S. A. Precise Weir. Measurements. E. Shoder.

14. Núm. 1899. A. S. C. E. Discharge formula and tables for sharp crested weir. C. G. Cline.
15. Núm. 1304. A. S. C. E. Measurement of the flow of streams by aproved forms of weir with new formules. R. Lyman.
16. Núm. 1797. A. S. C. E. Tests of Broad crested Weirs. S. G. Woodburn.
17. Núm. 1473. A. S. C. E. Parabolic weir. F. W. Grave.
18. Economical Water Control. Western Manufacturing Co. Austin, Texas, U. S. A.
19. Notes on the design of broad crested weirs meters an flume. C. A. Solyer. Punjab, India.
20. Núm. 1810. A. S. C. E. Measuring Irrigation deliveries in the Punjab, India.
21. Medidores de Resalto. E. Goligorsky. Buenos Aires, Argentina.
22. The Ventury flume. R. Parshall. Laboratorio Experimental de Fort Collins. Colorado, U. S. A.
23. Núm. 423. The Parshall Measuring flume. E. Parshall. Idem.
24. Tablas y Nomogramas para calcular medidores Parshall. Ing. Eduardo Taboada. Banco Nacional de Crédito Agrícola, S. A. México, D F.
25. Núm. 386. Parshall flume of Large size.

APUNTES

26. Hidráulica. E. N. I. Ingenieros. Prof. Ing. Mariano Hernández.
27. Obras Hidráulicas. E. N. I. Ing. Antonio Coria.
28. Hidráulica. E. S. I. M. E. Prof. Ing. Alberto Barocio.
29. Hidráulica. E. S. I. M. E. Prof. Ing. Antonio Suárez.

LIBROS

30. Saltos de Agua y Presas de Embalse. J. Gómez Navarro. Madrid, España.
31. Fluid Mechanics. Dodge and Thompson.
32. Hidráulica. F. Forchheimer.
33. Handbook of Hidraulics. H. King. 1ª, 2ª y 3ª edición.
34. Hidromensura. Ing. Toscano. México.
35. Hydroelectric Hand-book. Creager.