

**Proyecto: ESTUDIOS E INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL EN EL
LABORATORIO DE HIDRAULICA “ENZO LEVI”.**

HC-1305.1

Informe final

COORDINACIÓN DE HIDRÁULICA

SUBCOORDINACIÓN DE OBRAS Y EQUIPOS HIDRÁULICOS

Gilberto Salgado Maldonado

México, 2013

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.
Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

Contenido

ANTECEDENTES.....	1
OBJETIVOS	2
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS DESMOLTABLES EN EL “CANAL LARGO” DEL LABORATORIO “ENZO LEVI”	3
CAPITULO I. VERTEDOR DE CRESTA DELGADA CON CONTRACCIONES LARERALES.	3
PRACTICA 1. COMPORTAMIENTO DEL FLUJO FRENTE A UN VERTEDOR DE AFORO DE CRESTA DELGADA CON CONTRACCIONES LATERALES.....	3
CAPITULO 2. COMPUERTA PLANA VERTICAL DE CRESTA DELGADA CON CONTRACCIONES LATERALES	25
PRACTICA 2. COMPORTAMIENTO DEL FLUJO A TRAVES DE UNA COMPUERTA PLANA VERTICAL DE AFORO DE CRESTA DELGADA CON CONTRACCIONES LATERALES.....	25
CAPITULO 3. ORIFICIO CIRCULAR DE CRESTA DELGADA.....	54
PRACTICA 3. COMPORTAMIENTO DEL FLUJO A TRAVES DE UN ORIFICO CIRCULAR DE CRESTA DELGADA.....	54
CAPITULO 4. ORIFICIO RECTANGULAR DE CRESTA DELGADA.	69
PRACTICA 4. COMPORTAMIENTO DEL FLUJO A TRAVES DE UN ORIFICO RECTANGULAR DE CRESTA DELGADA.	69
CAPITULO 5. ORIFICIO ROMBOIDAL DE CRESTA DELGADA.....	87
PRACTICA 5. COMPORTAMIENTO DEL FLUJO FRENTE A UN ORIFICO ROMBOIDAL DE AFORO DE CRESTA DELGADA.....	87
ANÁLISIS DE ELEMENTOS DISIPADORES DE ENERGÍA LOCALIZADAS EN LA RÁPIDA DE LA DESCARGA EN VERTEDORES ESCALONADOS.	102
CAPITULO 6. MEDICIÓN EMPLEANDO CELDAS DE PRESIÓN CON PRECISIÓN DEL 0.1% Y RANGO TOTAL DE 1.4 MCA EN MODELOS DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA ENZO LEVI.	102
CONCLUSIONES GENERALES	125

ANTECEDENTES

Las civilizaciones antiguas se desarrollaron en las proximidades de los grandes ríos y basaron su economía en la agricultura. Paulatinamente fueron utilizando el riego en sus formas primitivas.

Del año 4000 al 2000 A. C. los egipcios y los fenicios ya tenían experiencias en problemas de agua, en la construcción de sus barcos y sus puertos. En ese tiempo, China, India, Pakistán, Egipto y Mesopotamia iniciaron el desarrollo de los sistemas de riego. Los chinos también experimentaron en la protección contra inundaciones, Después del año 500 A. C. en la Grecia antigua se construyeron acueductos y se empezaron a desarrollar fórmulas para dichos sistemas; fue éste uno de los primeros intentos para la elaboración de un modelo matemático. Después, básicamente se conoce la invención del molino de viento utilizado para extraer aguas subterráneas. Ya en el siglo XVI se desarrollaron los principios de la hidráulica con científicos como Kepler y Torricelli,- alrededor del año 1800 Newton, Bernouilli y Euler perfeccionaron dichas teorías.

El primer modelo físico hidráulico fue construido en el año 1795 por el ingeniero Luís Jerónimo Fargue sobre un tramo del Río Garona. En el año 1885, Reynolds construyó un modelo del río Mersey, cerca de Liverpool. Él anotó que la relación existente entre la fuerza de la inercia y la fuerza de fricción interna era de gran importancia para el diseño de los modelos hidráulicos. Hoy en día, esta relación se denomina número de Reynolds, parámetro adimensional muy significativo en los modelos hidráulicos actuales.

El arquitecto naval William Froude, en 1870, indicó la importancia de tal relación de la fuerza de inercia y de la fuerza de gravedad. En la actualidad ésta relación se denomina número de Froude, parámetro adimensional básico en el análisis de los modelos hidráulicos. El primer laboratorio hidráulico fue fundado en Dresden (Alemania), en 1891, por el Profesor Engels, y después de éste muchos otros aparecieron en casi todos los países del mundo.

Laboratorio de hidráulica “Enzo Levi”

El laboratorio “Enzo Levi” del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua es investigación aplicada para la gestión sustentable agua.

El área experimental disponible abarca tres mil doscientos metros cuadrados bajo techo.

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

El abastecimiento de agua a los módulos experimentales se efectúa a través de un sistema de distribución el cual está conformado por un equipo de diez bombas centrifugas con capacidad de quince caballos de potencia cada una, un tanque elevado a diez metros de altura con capacidad de trescientos cincuenta litros por segundo el cual recircula el agua a una cisterna con capacidad de mil doscientos metros cúbicos, así como una red de distribución con tubería de catorce pulgadas de diámetro para abastecer a los diferentes modelos según el gasto requerido. El volumen de agua necesario en cada módulo experimental puede ser controlado, por medio de válvulas automáticas, o manuales.

En el laboratorio se dispone también de instalaciones que permiten probar dispositivos que mejoran la operación de canales de riego y la infraestructura hidráulica existente, maximizando el aprovechamiento del agua.

Dichas instalaciones las comprenden un canal largo de sección rectangular de cincuenta metros de largo por sesenta centímetros de ancho y noventa centímetros de altura con paredes transparentes y un canal de pendiente variable de dieciocho metros de largo y sesenta centímetros de ancho, también con paredes transparentes.

Con la realización de experimentos en modelos hidráulicos a escala se busca representar flujos complejos en las obras hidráulicas en su etapa de diseño y construcción o en obras ya existentes.

Las prácticas presentadas a continuación están elaboradas en base al uso de las instalaciones y equipo especializado en el canal largo del laboratorio de hidráulica Enzo Levi.

OBJETIVOS

I. Analizar elementos disipadores de energía de formas diversas y sobre todo de localización variada en la rápida de descarga que puedan ser usados en vertedores escalonados, con el fin de encontrar la mejor combinación de dimensiones / ubicación.

II. Diseñar y construir una serie de estructuras hidráulicas desmontables en el “canal largo” del Laboratorio “Enzo Levi” en apoyo al estudio y comprensión de fenómenos hidráulicos en flujos a superficie libre. Operación y mantenimiento básico de la infraestructura experimental del laboratorio de hidráulica.

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS DESMONTABLES EN EL “CANAL LARGO” DEL LABORATORIO “ENZO LEVI”

CAPITULO I. VERTEDOR DE CRESTA DELGADA CON CONTRACCIONES LATERALES.

LABORATORIO DE HIDRÁULICA

“ENZO LEVI”

HIDRÁULICA DE CANALES: PRACTICAS PARA ESTUDIANTES

PRACTICA 1. COMPORTAMIENTO DEL FLUJO FRENTE A UN VERTEDOR DE AFORO DE CRESTA DELGADA CON CONTRACCIONES LATERALES

OBJETIVOS

Visualizar y analizar las líneas de corriente y el perfil del flujo correlacionándolo con el perfil del flujo sobre un vertedor tipo cimacio y su comprobación.

INTRODUCCIÓN

Los vertedores son probablemente las estructuras de aforo más usadas en la medición del volumen de agua que circula en un canal. Los vertedores se pueden dividir en vertedores de cresta delgada y vertedores de cresta ancha. En este manual sólo los vertedores de cresta delgada serán analizados; esto debido a que los vertedores de cresta ancha son estructuras comúnmente incorporadas en distritos de riego para control de nivel y no como estaciones de aforo.

El caudal en un canal abierto puede ser medido mediante un vertedor, que es una obstrucción hecha en el canal para que él líquido retroceda un poco atrás y fluya sobre o a través de ella. Si se mide la altura de la superficie líquida de la corriente arriba es posible determinar el caudal. Los vertedores, construidos con una hoja de metal u otro material, que

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

permitan que el chorro o manto salgan libremente reciben el nombre de vertedores de pared delgada.

DEFINICIONES, FÓRMULAS Y UNIDADES A UTILIZAR

Vertedor de cresta delgada con contracciones laterales

A continuación se definen los términos comúnmente utilizados en la descripción de los flujos a través del vertedor ver la figura 1 que muestra dichos términos.

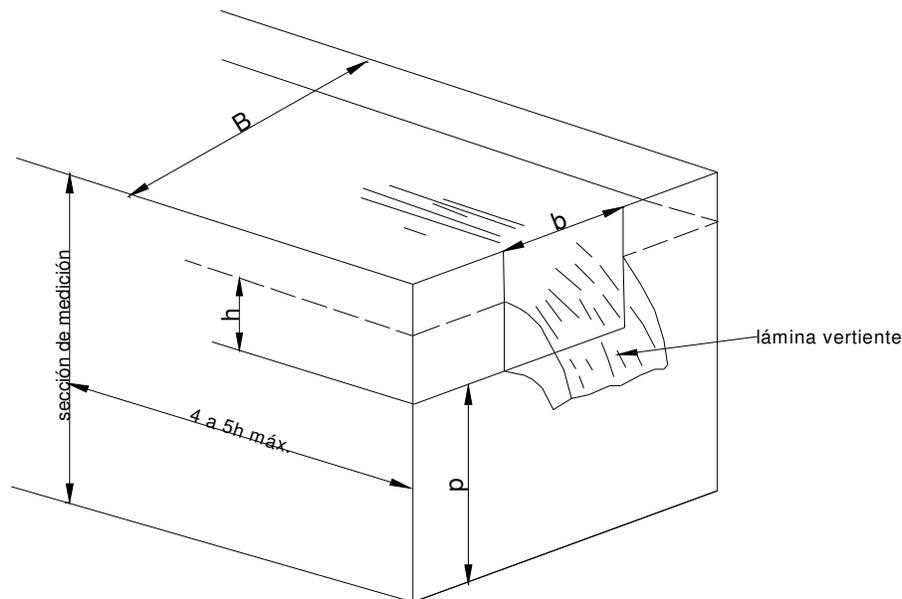


Figura 1. Características del Vertedor rectangular.

Dónde:

b = Longitud de la cresta del vertedor.

B = Ancho del canal de acceso.

h = profundidad del agua sobre la cresta vertedora (en m). Es el desnivel entre la superficie libre de aguas arriba y la cresta del vertedor.

P = Altura o cota de la cresta, referida al fondo del canal.

L = Distancia mínima, aguas arriba del vertedor, a la cual se coloca el medidor de niveles (limnómetro). $L \geq 5h$.

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

e = Espesor de la pared del vertedor.

El chorro descargado a través de la escotadura del vertedor, modelado por la cresta, forma una hoja llamada napa o lamina vertiente.

Como se mencionó antes los vertedores son estructuras de control a través de las cuales puede estimarse el gasto. Una manera de hacerlo es conociendo la geometría del vertedor y la carga h , puede obtenerse el gasto con la siguiente formula;

$$Q = C_e \frac{2}{3} \sqrt{2gb_e} h_e^{3/2}$$

Donde; C_e es el coeficiente de descarga

B_e , es el ancho efectivo

H_e , es la carga efectiva

El coeficiente de descarga C_e ha sido determinado por experimento como una función de dos variables de la formula

$$C_e = f\left(\frac{b}{B}, \frac{h}{p}\right) \quad ; \quad C_e = a + a' \left(\frac{h}{p}\right)$$

En la figura 2, se pueden determinar a y a' .

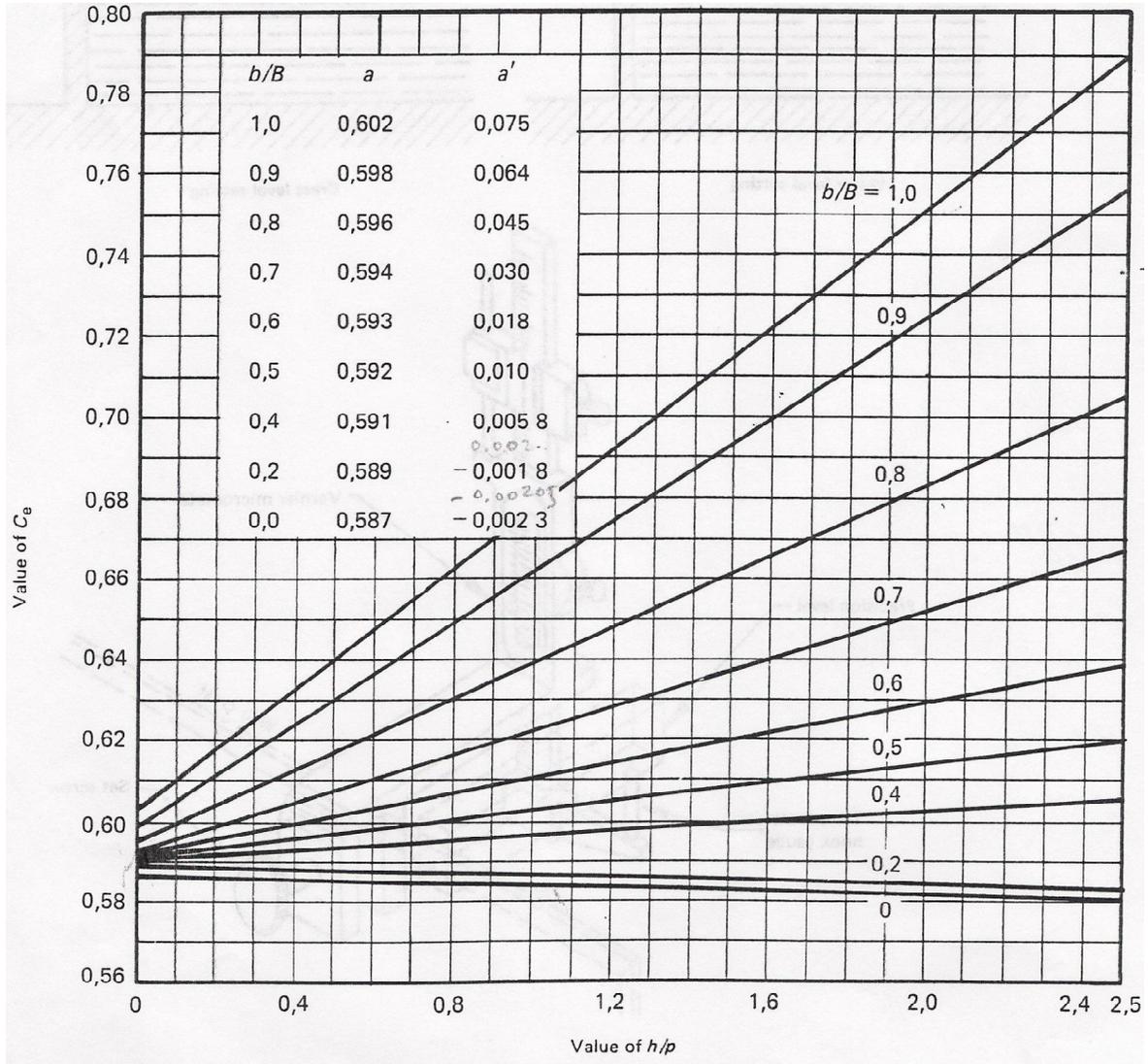


Figura 2. Coeficiente de descarga C_e (ISO 1438/1).

El ancho efectivo y la carga son definidos por las siguientes ecuaciones:

$$b_e = b + k_b$$

$$h_e = h + k_h$$

En el que k_b y k_h cantidades en metros son determinados experimentalmente, y pueden obtenerse de la siguiente manera, K_h tiene un valor constante de 0.001 m.

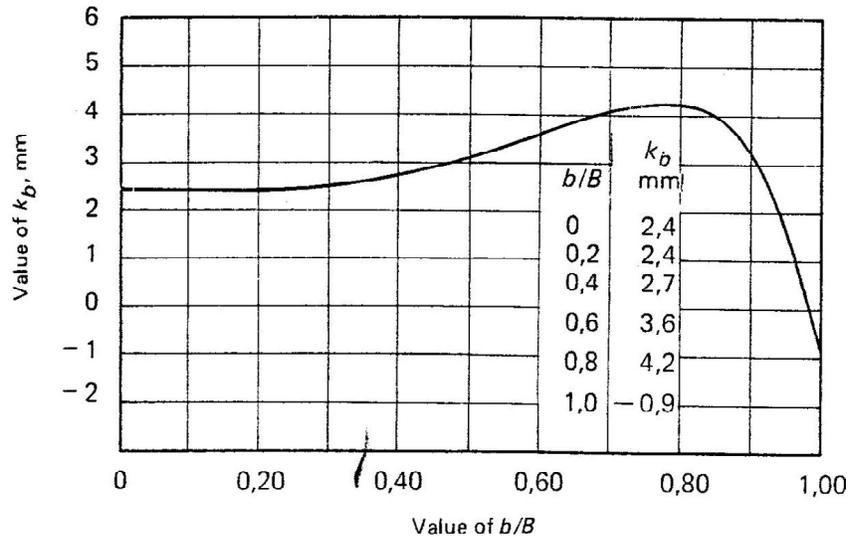


Figura 3. Valores de K_b relación b/B (ISO 1438/1).

Criterio general del USBR para el diseño del perfil del cimacio

A través del criterio general del USBR para el diseño del perfil de la cresta se recomienda dividir a la sección del cimacio en cuadrantes, utilizando el cuarto, es decir, el que se encuentra aguas debajo de la cresta, y el tercero que se ubica aguas arriba de la misma, como se muestra en la figura 4 que se muestra a continuación:

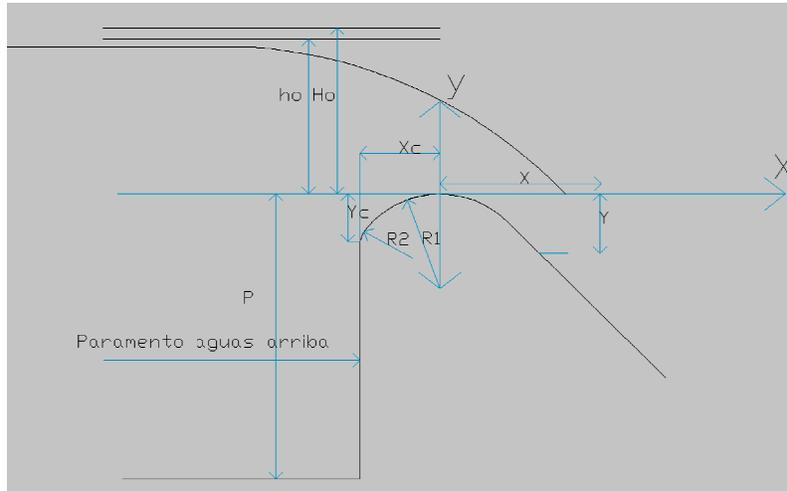


Figura 4. División del cimacio en cuadrantes, criterio general USAR, CFE, 1970.

La ecuación que define la forma del cimacio en el cuadrante aguas debajo de la cresta es:

$$\frac{y}{H} = -K\left(\frac{x}{H_0}\right)^n \quad ; \quad y = -K\left(\frac{x}{H_0}\right)^n H_0 \quad ; \quad h_a = \frac{v^2}{2g} \quad ; \quad v = \frac{Q}{A} \quad ; \quad A = B(P + H_e)$$

En las formulas anteriores se tiene que:

y = Ordenada al origen (ver ilustración 4).

x = Abscisa en el mismo sistema

K, n, = Constantes que dependen de la inclinación del paramento aguas arriba y de la velocidad de llegada del flujo (ha).

Ho = Carga de diseño

ha = Carga de velocidad

Q = Gasto (m³/s)

A = Área hidráulica (m²)

V = Velocidad (m/s)

B = Base del canal de llamada (m)

P = Altura del paramento aguas arriba del vertedor

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

He = Carga máxima

Los valores de k y n para diferentes taludes del paramento aguas arriba se presentan graficados en la figura 5.

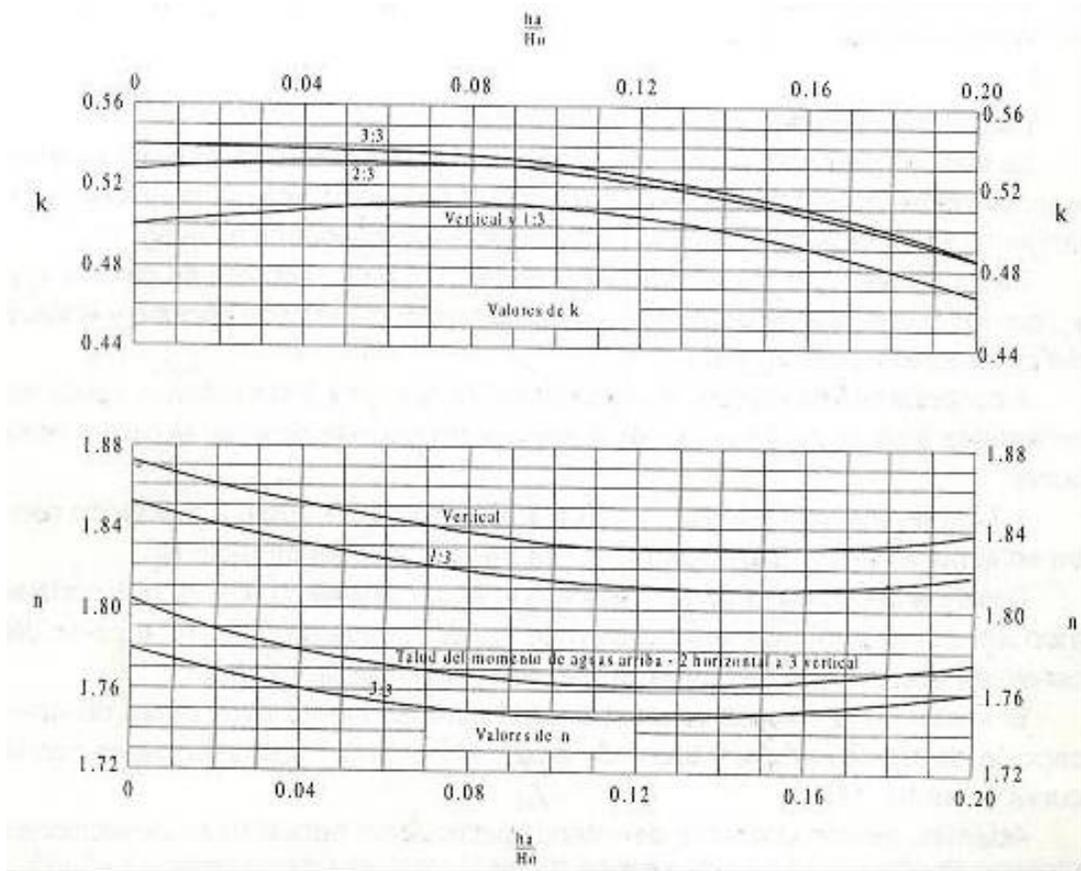


Figura 5. Constantes para determinar la forma de los cimacios USBR, CFE, 1970.

Para obtener los valores de k, n, es necesario conocer la carga de velocidad de llegada, para ello se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$q = CH_0^{3/2}$$

$$V_a = \frac{q}{P + h_0}$$

$$H_0 = h_0 + h_p$$

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

$$h_a = \frac{q^2}{2g(P + h_0)^2}$$

Dónde:

q =Gasto por unidad de ancho

Va = Velocidad de llegada

P =profundidad del paramento

EQUIPO

Flexometro

Nivel de burbuja

Azul de metileno

Cuadrícula graduada impresa en lámina transparente (acetato)

Cinta adhesiva transparente

Trazadores de gel

PROCEDIMIENTO

I Calibración de la estructura

1. Instalar la estructura, en este caso; el vertedor con contracciones laterales.
2. Establecer las características geométricas de la estructura
2. Se pone a funcionar la estructura, verificando que el nivel del agua en el depósito de carga constante se encuentre a su máximo nivel.
3. Establecer una carga H pequeña y esperar que se estabilice.

II Mediciones

1. Aforar el caudal.
2. Medir la carga hidráulica H sobre el vertedor.
3. Aumentar la carga H y repetir los pasos del 1 y 2, para varias cargas diferentes.
4. Anotar los resultados obtenidos en la Tabla 3.

III Cálculos y Resultados

1. Calcule para cada valor Q , H el coeficiente de descarga C_d , para el vertedor. Analice los resultados.
2. Evaluar C_e , K_b y K_h (vertedor).
4. Resuma los resultados en la Tabla 3.
5. Analice los coeficientes C_e teórico, C_e aforado, concentrados en las Tablas 3 y 4.
6. Graficar los valores de H vs Q , comparando el gasto calculado con el medido
7. Observaciones.

DESARROLLO DE LA PRÁCTICA

- 1.-Medición de la sección transversal y del vertedor de cresta delgada, los datos obtenidos se muestran de manera ilustrativa a continuación.

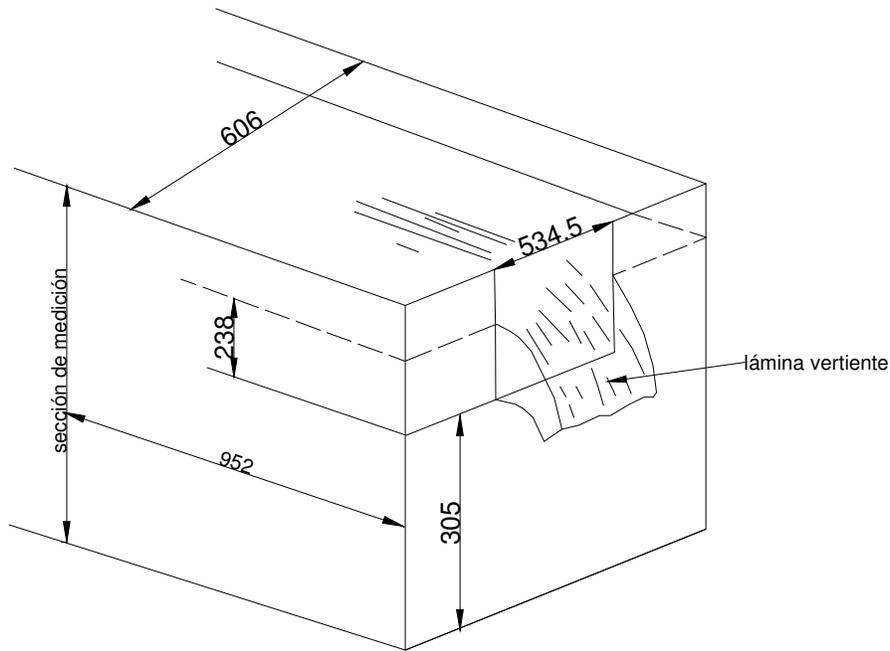


Figura 6. Medición de la sección transversal acotaciones en mm

MEMORIA DE CÁLCULO

Vertedor con contracciones laterales

Una vez obtenida la geometría y dimensiones de la sección (Tabla 1) y del vertedor, se establecieron 5 gastos mismos que se presentan de manera particular así como los resultados obtenidos.

Tabla 1. Concentrado de datos del vertedor triangular.

Tipo de vertedor:		Rectangular con Contracción lateral
Ancho de la cresta b :	534.5	mm
Ancho del canal B :	606	mm
Profundidad p :	305	mm
$b/B=$	0.882	
$a=$	0.598	
$a'=$	0.061	
$k_b=$	3.8	mm
$k_h=$	1	mm
$g=$	9.81	m/s^2

Fórmula: Kindsvater-Carter (ISO 1438/1-1980 (E))

De acuerdo con la ecuación $Q = C_e \frac{2}{3} \sqrt{2gb_e} h_e^{3/2}$, se calculan los diferentes gastos.

Se concentran los datos en una hoja de cálculo (Tabla 2), que posteriormente, al introducir la fórmula. Se realiza el cálculo a partir del tirante dado (h). Las celdas que se encuentran sombreadas en color amarillo, son las seleccionadas para medirse en el canal de pruebas.

Tabla 2. Hoja de cálculo para el gasto de un vertedor con contracciones laterales

Carga h en mm	Gasto en lps	Carga h en mm	Gasto en lps	Carga h en mm	Gasto en lps	Carga h en mm	Gasto en lps	Carga h en mm	Gasto en lps	Carga h en mm	Gasto en lps
1	0.085	54	12.482	107	34.945	160	64.694	213	100.807	266	142.812
2	0.156	55	12.829	108	35.443	161	65.318	214	101.546	267	143.659
3	0.241	56	13.178	109	35.944	162	65.945	215	102.287	268	144.508
4	0.337	57	13.531	110	36.447	163	66.574	216	103.030	269	145.359
5	0.443	58	13.887	111	36.952	164	67.205	217	103.776	270	146.212
6	0.558	59	14.246	112	37.460	165	67.838	218	104.523	271	147.068
7	0.682	60	14.609	113	37.971	166	68.474	219	105.273	272	147.925
8	0.814	61	14.974	114	38.484	167	69.112	220	106.024	273	148.784
9	0.953	62	15.343	115	39.000	168	69.752	221	106.778	274	149.645
10	1.100	63	15.715	116	39.518	169	70.394	222	107.534	275	150.508
11	1.254	64	16.090	117	40.038	170	71.039	223	108.292	276	151.373
12	1.415	65	16.468	118	40.562	171	71.685	224	109.052	277	152.240
13	1.581	66	16.849	119	41.087	172	72.334	225	109.814	278	153.109
14	1.754	67	17.233	120	41.615	173	72.985	226	110.578	279	153.980
15	1.933	68	17.621	121	42.146	174	73.639	227	111.344	280	154.853
16	2.118	69	18.011	122	42.679	175	74.294	228	112.112	281	155.728
17	2.309	70	18.404	123	43.214	176	74.952	229	112.882	282	156.605
18	2.504	71	18.801	124	43.752	177	75.612	230	113.654	283	157.484
19	2.706	72	19.200	125	44.292	178	76.274	231	114.429	284	158.365
20	2.912	73	19.602	126	44.835	179	76.938	232	115.205	285	159.248
21	3.124	74	20.008	127	45.380	180	77.605	233	115.984	286	160.132
22	3.340	75	20.416	128	45.928	181	78.274	234	116.764	287	161.019
23	3.561	76	20.827	129	46.478	182	78.945	235	117.547	288	161.908
24	3.788	77	21.241	130	47.030	183	79.618	236	118.331	289	162.799
25	4.018	78	21.658	131	47.585	184	80.293	237	119.118	290	163.691
26	4.254	79	22.077	132	48.142	185	80.970	238	119.907	291	164.586
27	4.494	80	22.500	133	48.701	186	81.650	238.118	120.000	292	165.483
28	4.738	81	22.925	134	49.263	187	82.332	239	120.697	293	166.381
29	4.987	82	23.353	135	49.828	188	83.016	240	121.490	294	167.282
30	5.240	83	23.785	136	50.394	189	83.702	241	122.285	295	168.184
31	5.498	84	24.218	137	50.963	190	84.390	242	123.082	296	169.089
32	5.759	85	24.655	138	51.535	191	85.080	243	123.881	297	169.995
33	6.025	86	25.094	139	52.109	192	85.773	244	124.681	298	170.904
34	6.295	87	25.537	140	52.685	193	86.467	245	125.484	299	171.814
35	6.569	88	25.982	141	53.263	194	87.164	246	126.289	300	172.726
36	6.847	89	26.429	142	53.844	195	87.863	247	127.096		
37	7.129	90	26.880	143	54.427	196	88.564	248	127.905		
38	7.414	91	27.333	144	55.013	197	89.267	249	128.716		
39	7.704	92	27.789	145	55.601	198	89.973	250	129.529		
40	7.997	93	28.247	146	56.191	199	90.680	251	130.344		
41	8.294	94	28.709	147	56.783	200	91.390	252	131.162		
42	8.595	95	29.173	148	57.378	201	92.101	253	131.981		
43	8.899	96	29.639	149	57.975	202	92.815	254	132.802		
44	9.208	97	30.108	150	58.574	203	93.531	255	133.625		
45	9.519	98	30.580	151	59.176	204	94.249	256	134.450		
46	9.835	99	31.055	152	59.780	205	94.970	257	135.277		
47	10.154	100	31.532	153	60.386	206	95.692	258	136.106		
48	10.476	101	32.012	154	60.995	207	96.416	259	136.937		
49	10.802	102	32.494	155	61.606	208	97.143	260	137.771		
50	11.131	103	32.979	156	62.219	209	97.871	261	138.606		
51	11.464	104	33.467	157	62.834	210	98.602	262	139.443		
52	11.800	105	33.957	158	63.452	211	99.335	263	140.282		
53	12.140	106	34.450	159	64.072	212	100.070	264	141.123		
								265	141.967		

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

Al graficar los datos obtenidos, se manifiesta una tendencia de proporcionalidad lineal de la gráfica; carga vs gasto (Figura 7).

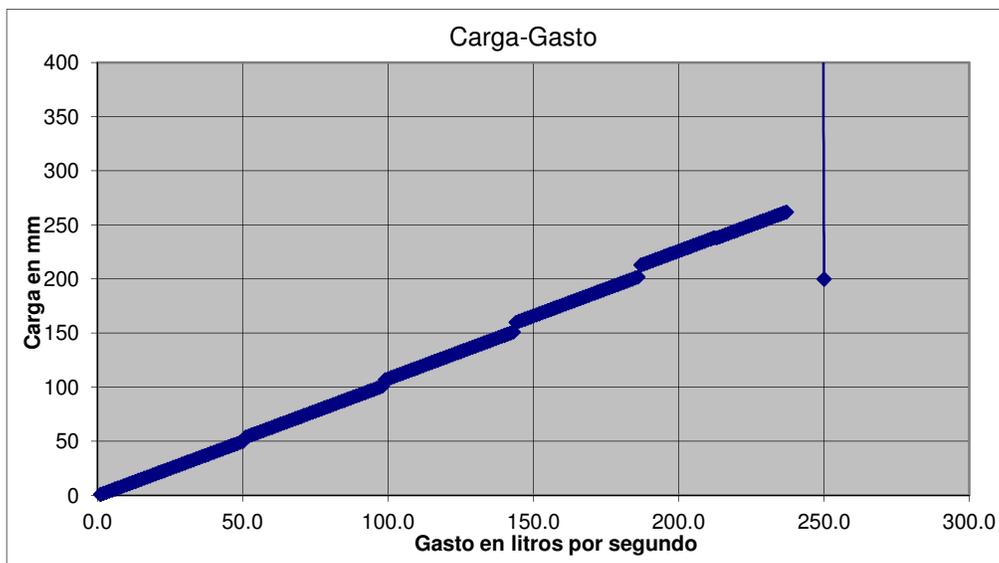


Figura 7. Gráfica de Carga-Gasto

En la tabla 3, una vez registrado la carga, se calcula el coeficiente de descarga.

Se muestran las comparaciones de C_e calculado vs C_e aforado, ambos tienen una tendencia ascendente. Sucede lo mismo con el gasto calculado respecto del aforado.

Tabla 3. Concentrado de datos

No. de ensayo	h (mm)	C_e calculado	C_e aforado	Q calculado (lps)	Q aforado (lps)
1	42	0.60640	0.93042	8.595	7.997
2	103	0.61860	0.98529	32.979	32.494
3	160	0.63000	0.98080	64.694	63.452
4	192	0.63640	0.98388	85.773	84.390
5	241	0.64620	0.98594	120.697	119.000

En la figura 8, están los datos graficados del gasto respecto de la carga, se observa un comportamiento similar de los datos, entre el gasto calculado y el aforado.

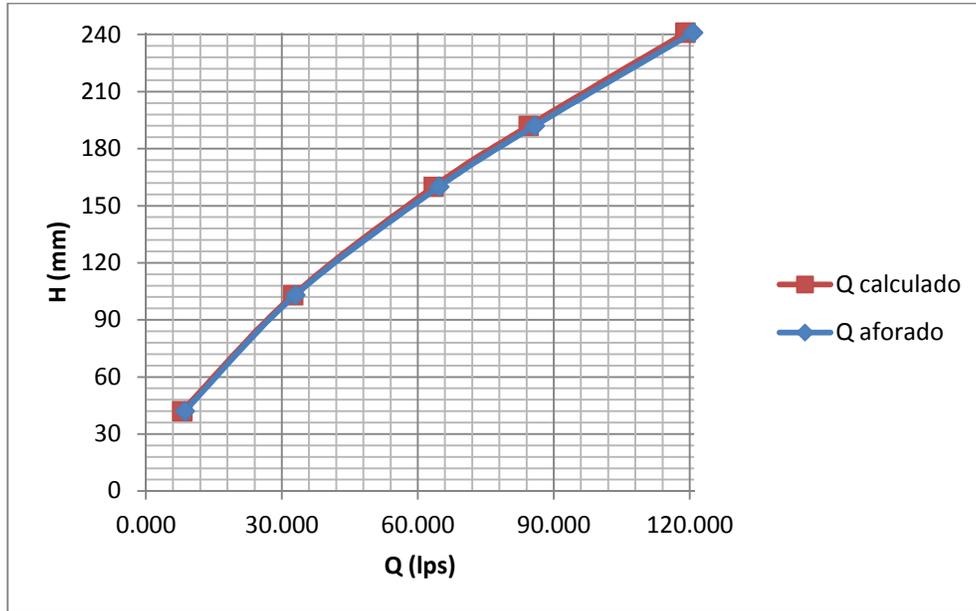


Figura 8. Gráfica de Carga VS Gasto.

Perfil Tipo Creager (cimacio)

El objetivo de colocar la cuadrícula (plantillas de acetato) en la pared del canal, es para poder plasmar en un plano de coordenadas X-Y, el perfil inferior de la vena líquida. El cual toma forma de un perfil Tipo Creager.

La velocidad de llegada es fundamental para diseñar el perfil del cimacio.

Serie 1

En la tabla 4 se encuentra una concentración de datos generales necesarios para calcular el y graficar el perfil de cimacio.

Tabla 4. Datos generales de la serie 1.

Datos:		coordenadas del perfil			
		Revisión H_e		Revisión $H_0=0.75H_e$	
		x	y	x	y
Gasto de diseño del proyecto (Q)=	0.00860 m ³ /s	-0.010	-0.003	-0.009	-0.003
Carga máxima de diseño (H_e)=	0.0420 m	0.000	0.000	0.000	0.000
Carga de diseño (H_0)=	0.0315 m	0.040	-0.019	0.040	-0.024
Ancho del canal de llamada (B)=	0.5345 m	0.050	-0.029	0.050	-0.037
Altura de paramento aguas arriba (P)=	0.3050 m	0.060	-0.041	0.060	-0.051
Velocidad de llegada (V)=	0.0463 m/s	0.070	-0.055	0.070	-0.068
Carga de velocidad (h_a)=	0.0001	0.080	-0.070	0.080	-0.087
Relación h_a/H_0 =	0.0035	0.090	-0.087	0.090	-0.108
	$K=$ 0.500	0.100	-0.106	0.100	-0.130
	$n=$ 1.830	0.110	-0.127	0.110	-0.155
Relación h_a/H_e =	0.00261	0.120	-0.150	0.120	-0.182
	$K=$ 0.500	0.130	-0.174	0.130	-0.211
	$n=$ 1.870	0.140	-0.200	0.140	-0.241
		0.150	-0.227	0.150	-0.274
		0.160	-0.256	0.160	-0.308
		0.170	-0.287	0.170	-0.344
		0.180	-0.319	0.180	-0.382

En la figura 9, se muestran los datos graficados de la primera serie, los cuales se muestran en color verde, posicionándose en medio de los dos parámetros.

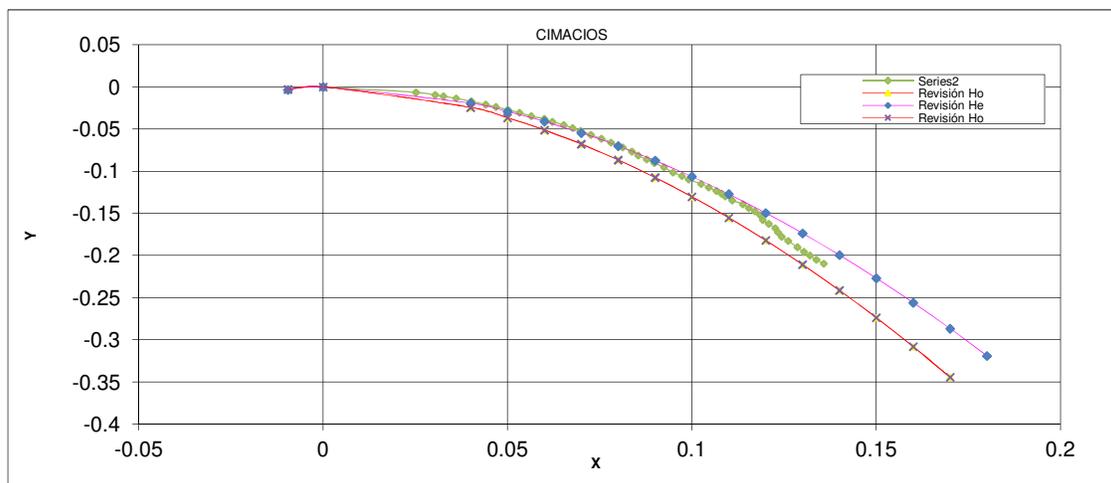


Figura 9. Perfil del cimacio.

Serie 2

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.
Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

Tabla 5. Datos generales de la serie 2.

Datos:		coordenadas del perfil			
		Revisión H_e		Revisión $H_0=0.75H_e$	
		x	y	x	y
Gasto de diseño del proyecto (Q)=	0.03298 m ³ /s	-0.023	-0.008	-0.021	-0.007
Carga máxima de diseño (H_e)=	0.1030 m	0.000	0.000	0.000	0.000
Carga de diseño (H_0)=	0.0773 m	0.040	-0.009	0.040	-0.012
Ancho del canal de llamada (B)=	0.5345 m	0.050	-0.013	0.050	-0.017
Altura de paramento aguas arriba (P)=	0.3050 m	0.060	-0.019	0.060	-0.024
Velocidad de llegada (V)=	0.1512 m/s	0.070	-0.025	0.070	-0.032
Carga de velocidad (h_a)=	0.0012	0.080	-0.032	0.080	-0.041
Relación h_a/H_0 =	0.0151	0.090	-0.040	0.090	-0.051
	$K=$ 0.500	0.100	-0.049	0.100	-0.062
	$n=$ 1.830	0.110	-0.058	0.110	-0.074
Relación h_a/H_e =	0.01132	0.120	-0.069	0.120	-0.086
	$K=$ 0.502	0.130	-0.080	0.130	-0.100
	$n=$ 1.867	0.140	-0.092	0.140	-0.115
		0.150	-0.104	0.150	-0.130
		0.160	-0.118	0.160	-0.146
		0.170	-0.132	0.170	-0.164
		0.180	-0.147	0.180	-0.182

Los datos graficados de la serie 2 se presenta por arriba de los parámetros (Figura 10).

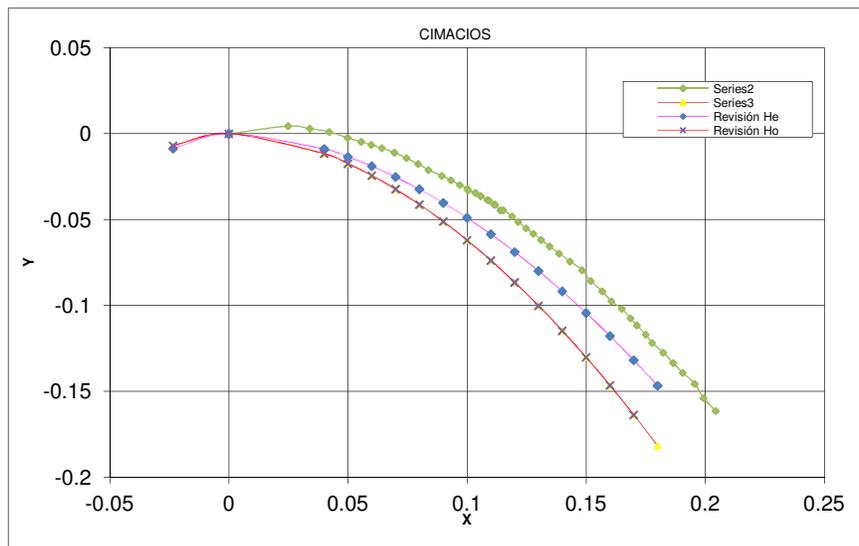


Figura 10. Perfil del cimacio de la serie 2.

Serie 3

Tabla 6. Datos generales de la serie 3.

Datos:		coordenadas del perfil			
		Revisión H_e		Revisión $H_0=0.75H_e$	
		x	y	x	y
Gasto de diseño del proyecto (Q)=	0.06469 m ³ /s	-0.036	-0.013	-0.033	-0.011
Carga máxima de diseño (H_e)=	0.1600 m	0.000	0.000	0.000	0.000
Carga de diseño (H_0)=	0.1200 m	0.040	-0.006	0.040	-0.008
Ancho del canal de llamada (B)=	0.5345 m	0.050	-0.009	0.050	-0.012
Altura de paramento aguas arriba (P)=	0.3050 m	0.060	-0.013	0.060	-0.017
Velocidad de llegada (V)=	0.2603 m/s	0.070	-0.017	0.070	-0.022
Carga de velocidad (h_a)=	0.0035	0.080	-0.022	0.080	-0.029
Relación h_a/H_0 =	0.0288	0.090	-0.028	0.090	-0.035
K =	0.500	0.100	-0.034	0.100	-0.043
n =	1.830	0.110	-0.040	0.110	-0.051
Relación h_a/H_e =	0.02158	0.120	-0.047	0.120	-0.060
K =	0.502	0.130	-0.055	0.130	-0.069
n =	1.860	0.140	-0.063	0.140	-0.080
		0.150	-0.071	0.150	-0.090
		0.160	-0.080	0.160	-0.102
		0.170	-0.090	0.170	-0.113
		0.180	-0.100	0.180	-0.126

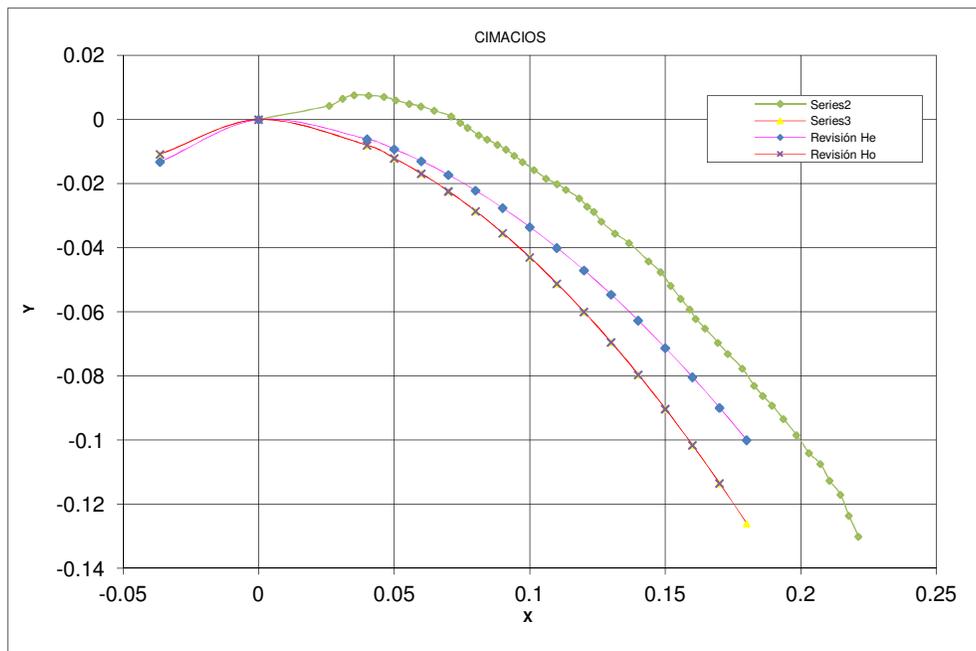


Figura 11. Perfil del cimacio de la serie 3.

Serie 4

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.
 Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

Tabla 7. Datos generales de la serie 4.

Datos:		coordenadas del perfil			
		Revisión H_e		Revisión $H_0=0.75H_e$	
		x	y	x	y
Gasto de diseño del proyecto (Q)=	0.11211 m ³ /s	-0.050	-0.018	-0.046	-0.015
Carga máxima de diseño (H_e)=	0.2200 m	0.000	0.000	0.000	0.000
Carga de diseño (H_0)=	0.1650 m	0.040	-0.005	0.040	-0.006
Ancho del canal de llamada (B)=	0.5345 m	0.050	-0.007	0.050	-0.009
Altura de paramento aguas arriba (P)=	0.3050 m	0.060	-0.010	0.060	-0.013
Velocidad de llegada (V)=	0.3995 m/s	0.070	-0.013	0.070	-0.017
Carga de velocidad (h_a)=	0.0081	0.080	-0.017	0.080	-0.022
Relación h_a/H_0 =	0.0493	0.090	-0.021	0.090	-0.027
K =	0.500	0.100	-0.026	0.100	-0.033
n =	1.830	0.110	-0.031	0.110	-0.039
Relación h_a/H_e =	0.03698	0.120	-0.036	0.120	-0.046
K =	0.507	0.130	-0.042	0.130	-0.053
n =	1.852	0.140	-0.048	0.140	-0.061
		0.150	-0.055	0.150	-0.069
		0.160	-0.062	0.160	-0.078
		0.170	-0.069	0.170	-0.087
		0.180	-0.077	0.180	-0.097

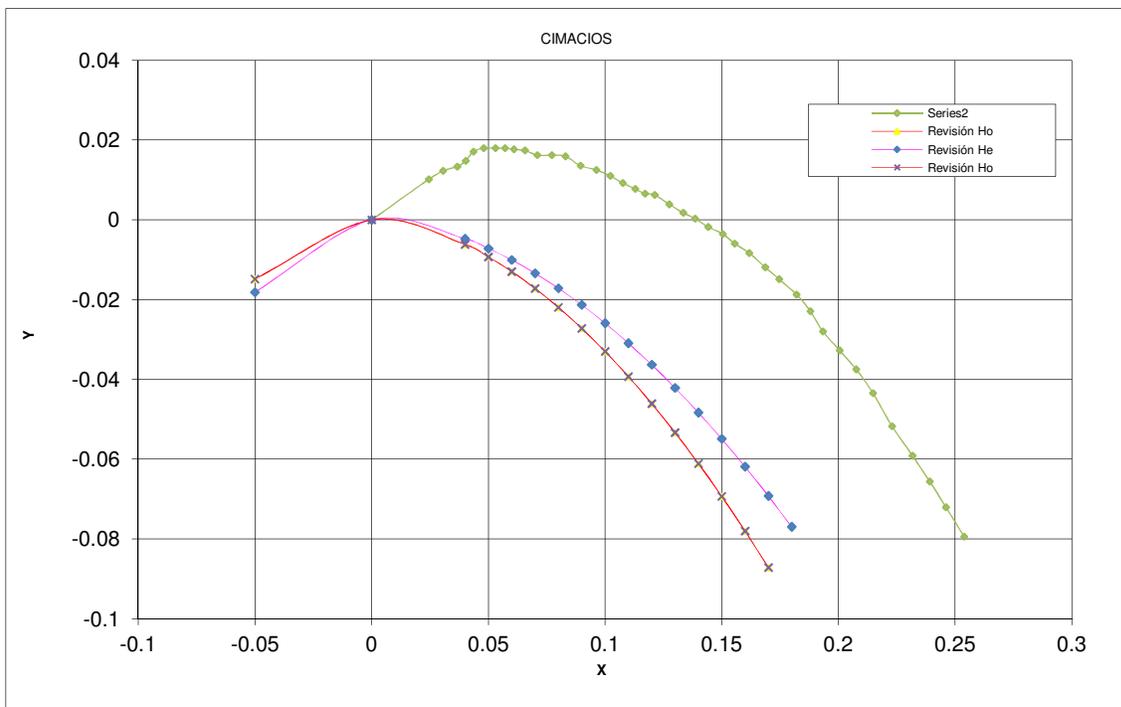


Figura 12. Perfil del cimacio de la serie 4.

Serie 5

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.
Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

Tabla 8 Datos generales de la serie 5.

Datos:		coordenadas del perfil			
		Revisión H_e		Revisión $H_0=0.75H_e$	
		x	y	x	y
Gasto de diseño del proyecto (Q)=	0.12070 m ³ /s	-0.055	-0.020	-0.050	-0.016
Carga máxima de diseño (H_e)=	0.2410 m	0.000	0.000	0.000	0.000
Carga de diseño (H_0)=	0.1808 m	0.040	-0.004	0.040	-0.006
Ancho del canal de llamada (B)=	0.5345 m	0.050	-0.006	0.050	-0.009
Altura de paramento aguas arriba (P)=	0.3050 m	0.060	-0.009	0.060	-0.012
Velocidad de llegada (V)=	0.4136 m/s	0.070	-0.012	0.070	-0.016
Carga de velocidad (h_a)=	0.0087	0.080	-0.015	0.080	-0.020
Relación h_a/H_0 =	0.0482	0.090	-0.018	0.090	-0.025
	$K=$ 0.500	0.100	-0.022	0.100	-0.031
	$n=$ 1.830	0.110	-0.027	0.110	-0.036
Relación h_a/H_e =	0.03617	0.120	-0.031	0.120	-0.043
	$K=$ 0.468	0.130	-0.036	0.130	-0.049
	$n=$ 1.837	0.140	-0.042	0.140	-0.057
		0.150	-0.047	0.150	-0.064
		0.160	-0.053	0.160	-0.072
		0.170	-0.059	0.170	-0.081
		0.180	-0.066	0.180	-0.090

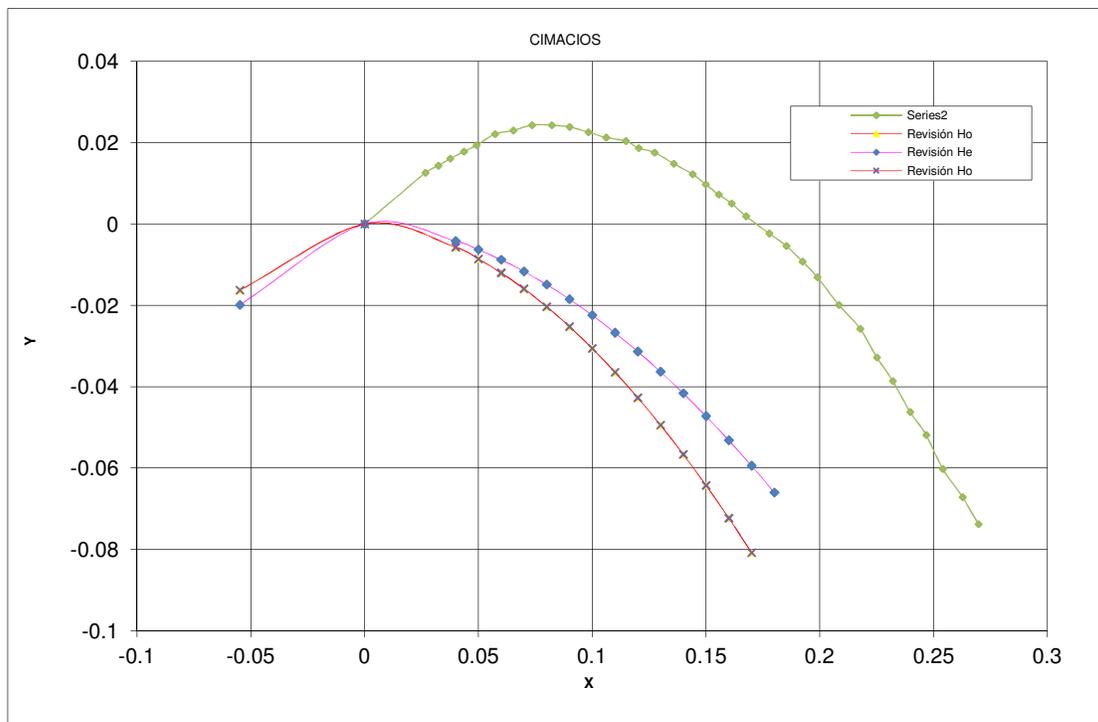


Figura 13. Perfil del cimacio de la serie 5.

Observaciones

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.
 Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

Observar la lámina de agua que vierte sobre el vertedor en coordenadas rectangulares para cada uno de los gastos, apoyándose del azul de metileno para una mejor visualización.

La aplicación de la tintura debe de ser, en este caso en la parte inferior del vertedor; para que fluya con el líquido y pueda marcar lo más próximo el perfil inferior del chorro del líquido.

En la sección aguas arriba se muestra que la tintura se concentra sobre la superficie del agua, debido a que el gasto es pequeño, en efecto la velocidad permite que la tintura tiña con más concentración (figura 14).



Figura 14. Serie 1-A

Como el gasto aumentó, la velocidad es mayor. La concentración de azul que se observa antes de la estructura se difumina rápidamente cuando el líquido es vertido sobre la estructura. Sin embargo es posible apreciar el perfil inferior de la vena líquida (figura 15).

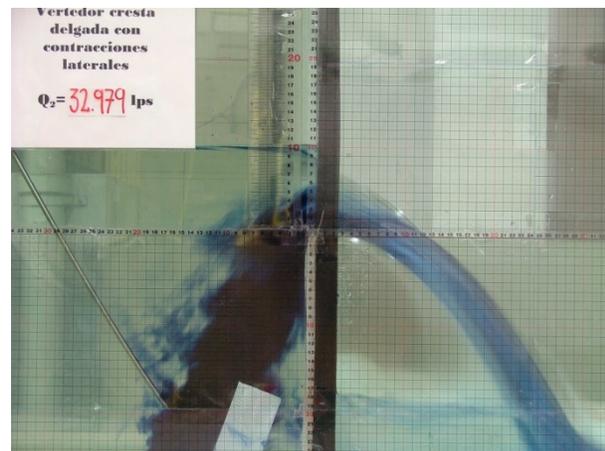


Figura 15. Serie 2-A

De la misma manera, en este caso la tinción se vuelve más tenue. Se observa en la imagen que la tintura pasa un poco más arriba del perfil inferior, notándose una contracción que no permite que el azul remarque ésta superficie.

Aguas abajo de la estructura el nivel aumenta, el flujo que circula arriba del vertedor evita que el volumen acumulado fluya aguas abajo (Figura 16).

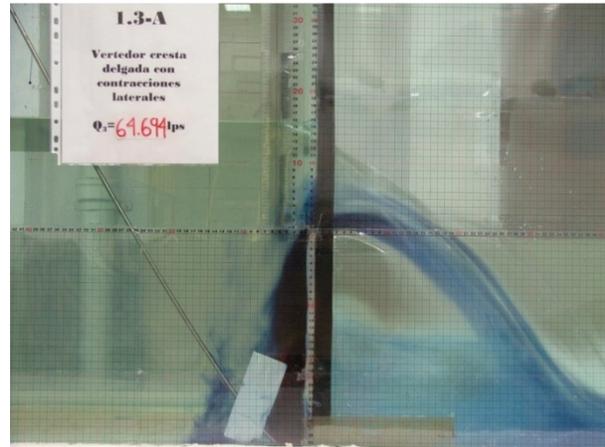


Figura 16. Serie 3-A

Aguas arriba de la estructura, el tirante sobre el vertedor es mayor, al golpear con el chorro de agua, deforma el perfil.

Aguas abajo de la estructura la tinción ya no es tan precisa, se dificulta visualizar el perfil.

El gasto es mayor al igual que la velocidad, que se genera burbujas y vórtices (Figura 17).



Figura 17. Serie 4-A

Un volumen considerable de agua choca con la vena líquida, formando una especie de cascada.

Aguas abajo de la estructura, el volumen almacenado en el espacio aireado, no alcanza la altura del vertedor; evitando así, ahogar la descarga (Figura 18).



Figura 18. Serie 5-A

CONCLUSIONES

En la obtención de datos de las pruebas realizadas, se consideran factores que influyen en la precisión de los resultados.

Los errores en las mediciones del caudal pueden evaluarse siempre que se conozcan los diversos datos que se originan. De manera general, estas contribuciones parciales para el cálculo del error total pueden ser establecidas anticipadamente.

Como origen de errores pueden considerarse los siguientes aspectos:

- Coeficiente de descarga C_e ,
- Precisión dimensional en la construcción de la estructura del vertedor,
- Precisión en la determinación del valor de h (carga hidráulica),
- Factores de corrección K_b y k_h

En la práctica se ha demostrado que los errores consecuencia de las dimensiones constructivas de la estructura del vertedor son insignificantes en relación a los demás errores que se consideran.

La precisión en la medida de carga hidráulica depende de la precisión del instrumento de medición, evaluación de la precisión y de la técnica de medición usada.

BIBLIOGRAFIA

Pérez Farras, Luis. Nociones sobre orificios y vertederos, tipos de escurrimiento uniforme en canales, remansos y resaltos, y su relación con la sedimentación y la corrosión en cloacas. Disponible en: <http://escuelas.fi.uba.ar/iis/Orificios%20y%20vertederos.pdf>

Pérez Morales, Guillermo Benjamín; Rodríguez Castro, Jesús Alberto; et al. Manual de práctica de canales. UMSNH-Facultad de Ingeniería Civil Disponible en: http://hidraulica.umich.mx/laboratorio/images/man_pdf/5o/5_p5.pdf

Sotelo Ávila, Gilberto (1974): Hidráulica general, Volumen 1 Fundamentos. Editorial Limusa.

CAPITULO 2. COMPUERTA PLANA VERTICAL DE CRESTA DELGADA CON CONTRACCIONES LATERALES

LABORATORIO DE HIDRÁULICA

“ENZO LEVI”

HIDRÁULICA DE CANALES: PRACTICAS PARA ESTUDIANTES

PRACTICA 2. COMPORTAMIENTO DEL FLUJO A TRAVÉS DE UNA COMPUERTA PLANA VERTICAL DE AFORO DE CRESTA DELGADA CON CONTRACCIONES LATERALES

OBJETIVOS

Visualizar las líneas de corriente y el perfil del flujo correlacionándolo con la carga hidráulica en una compuerta.

Analizar las características del salto hidráulico en un canal rectangular y evaluar las diversas fórmulas empíricas que rigen su comportamiento.

INTRODUCCIÓN

La estructura de la compuerta es un tablero plano vertical que puede deslizarse subiendo y bajando. Normalmente la compuerta se desliza por ranuras laterales que la apoyan. Por supuesto que la sección del canal donde se ubica debe ser rectangular.

En el caso de las compuertas de flujo inferior estas son dispositivos que sirven para evitar el paso del agua hacia aguas debajo de ésta o permitir que pase una determinada cantidad de agua, por lo que resulta importante saber que abertura debe tener la compuerta para saber que caudal está pasando o queremos hacer pasar.

El salto hidráulico es un fenómeno que se presenta exclusivamente en canales, cuando un flujo de agua que viaja a régimen supercrítico, choca o alcanza a una masa de agua que fluye en régimen subcrítico, presentándose abruptamente el cambio de régimen, acompañado de una gran turbulencia, disipando energía y realizando una inclusión de aire en la masa líquida.

Para que el salto hidráulico realmente se produzca, es necesario que los dos tirantes conjugados que lo acompañan (menor y mayor), sean diferentes del crítico.

DEFINICIONES, FÓRMULAS Y UNIDADES A UTILIZAR

Compuerta plana vertical con contracciones laterales.

Es una placa móvil, plana o curva, que al moverse verticalmente permite graduar la altura del orificio que se va descubriendo en su parte inferior, controlando la descarga producida (Figura 19). El orificio que forma la compuerta generalmente se encuentra en el fondo de un canal y coincide, generalmente, con el ancho de éste. Las características del flujo que atraviesa una compuerta también pueden analizarse mediante una red de flujo.

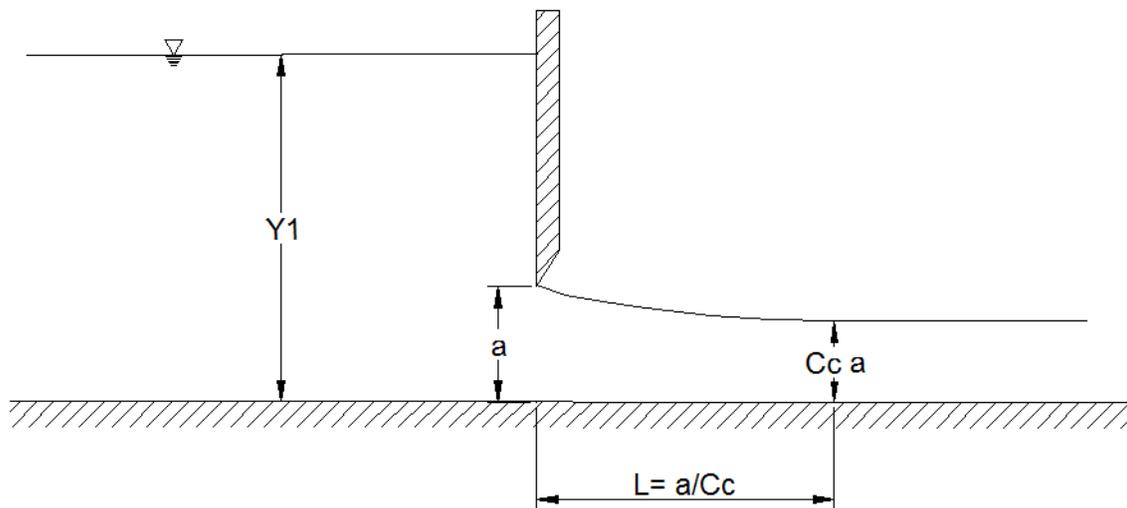


Figura 19. Perfil de compuerta plana.

Como se observa en la figura 19, el chorro de agua sufre un efecto de contracción al atravesar la compuerta, siendo posible determinar el caudal que pasa a través de ella aplicando la ecuación de la energía entre ambos lados de la compuerta, considerando dicha contracción, mediante la expresión siguiente:

$$Q = \frac{C_d b a}{\sqrt{1 + \frac{C_c a}{Y_1}}} \sqrt{2g Y_1}$$

$$Q = C d b a \sqrt{2g Y1}$$

En las fórmulas anteriores se tiene que:

Q = gasto (m³/s).

Cd = Coeficiente de gasto dependen de la geometría del flujo y del número de Reynolds. Estos coeficientes han sido determinados para las compuertas por diversos investigadores y se puede encontrar sus valores en las figuras 6.15 y 6.16, para compuertas planas y 6.18 y 6.19 para compuertas radiales, del libro “Hidráulica General”, de Gilberto Sotelo.

b = ancho de la compuerta (m).

a = abertura de la compuerta (m).

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

Y1 = Tirante aguas arriba de la compuerta (m).

Generación del salto hidráulico

El resalto hidráulico es el ascenso brusco del nivel del agua que se presenta en un canal abierto a consecuencia del retardo que sufre una corriente de agua que fluye a elevada velocidad y pasa a una zona de baja velocidad. Este fenómeno presenta un estado de fuerzas en equilibrio, en el que tiene lugar un cambio violento del régimen de flujo, de supercrítico a subcrítico (figura 20).

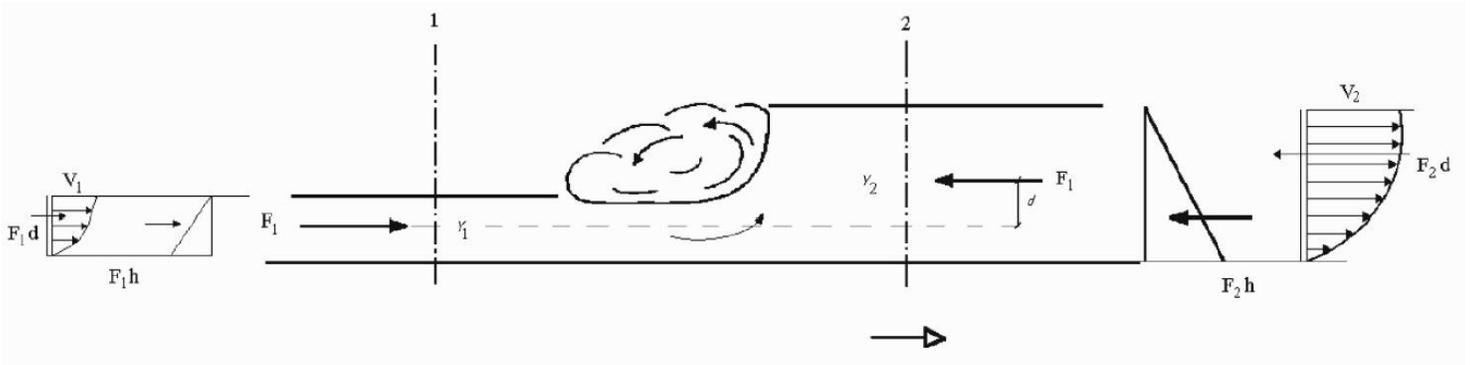


Figura 20. Salto hidráulico.

Conforme a la energía del conjugado mayor y la energía aguas abajo del salto, se puede clasificar en:

- Salto hidráulico bien formado.
- Salto hidráulico barrido.
- Salto hidráulico ahogado.

Cuando la energía del conjugado mayor (E_2) es aproximadamente igual a la energía del tirante normal (E_n) aguas debajo de él, se dice que el SALTO ES BIEN FORMADO; cuando la energía E_2 es menor que la energía E_n se dice que el SALTO ES AHOGADO; y cuando E_2 es mayor que E_n se dice que el SALTO ES BARRIDO. De los tres casos no es conveniente que se barra el salto, si ocurre es necesario diseñar una estructura disipadora de energía, como puede ser un tanque amortiguador o un dique vertedor, que permita igualar la energía del conjugado mayor con la energía del tirante normal aguas abajo del salto.

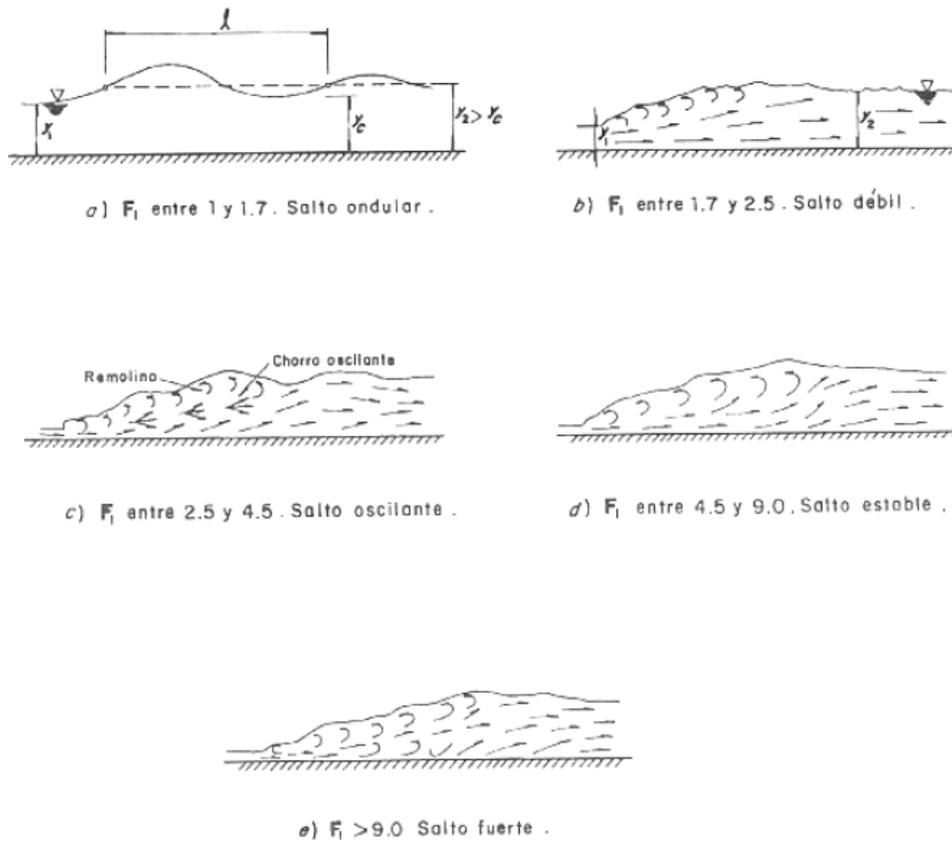


Figura 21. Clasificación del salto hidráulico de acuerdo del número de Froude.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gY}}$$

Dónde:

$Y = \frac{A}{B}$ = Tirante hidráulico (m)

A= Área hidráulica de la sección (m²)

B= ancho de superficie libre (m)

EQUIPO

Flexometro

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.
 Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

Nivel de burbuja

Azul de metileno

Cuadrícula graduada impresa en lámina transparente (acetato)

Cinta adhesiva transparente

PROCEDIMIENTO

I Calibración de la estructura

1. Instalar la estructura que se va a ensayar, en este caso la compuerta.
2. Establecer las características geométricas de la estructura.
2. Se pone a funcionar la estructura, verificando que el nivel del agua en el depósito de carga constante se encuentre a su máximo nivel.
3. Establecer una carga H pequeña y esperar que se estabilice.

II Mediciones

1. Aforar el caudal.
2. Medir la carga hidráulica H sobre el orificio de la compuerta (abertura).
3. Aumentar la carga H y repetir los pasos del 1 y 2, para varias cargas diferentes.
4. Anotar los resultados obtenidos en las Tablas 3,4 y 5.

III Cálculos y Resultados

1. Calcule para cada valor Q, H el coeficiente de descarga Cd. Analice los resultados.

Con la relación $y1/a$, (Coeficiente de gasto para una compuerta plana vertical, según Cofré y Buchheister [8]). Obtener el coeficiente de descarga Cd y con los valores de a y b se calcula el caudal a partir de la ecuación (Tabla 1).

2. Resuma los resultados en la Tabla 3 (a= 0.05 m), Tabla 4 (a=0.14 m) y Tabla 5 (a=0.20 m)
3. Analice los coeficientes Cd teórico, Cd aforado, concentrados en las Tablas 3, 4 y 5.
4. Graficar los valores de H vs Q, comparando el gasto calculado con el medido.
5. Para los tirantes conjugados medidos, calcular:

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

a) El momentum M (Tabla 6), en m³, con la expresión

$$M = Az_g + \frac{Q^2}{gA}$$

Donde:

A =área hidráulica, en m²

ZG =profundidad del centroide del área hidráulica, en m

Q =gasto en el canal en m³/s,

y comprobar que M1=M2.

b) La energía específica E (Tabla 6), en m, con la ecuación

$$E = y + \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

y =tirante, en m

$\frac{v^2}{2g}$ carga de velocidad, en m

c) El número de Froude

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gY}}$$

6. Obtener la pérdida de energía ΔE en el salto hidráulico (Tabla 6), en m, y la eficiencia η , en por ciento, con las expresiones

$$\Delta E = E1 - E2 ;$$

$$\Delta\eta = \frac{\Delta E}{E1} * 100 \%$$

Donde

E1 y E2 energías específicas correspondientes a los tirantes conjugados del salto, en m

7. Medir la longitud del salto hidráulico en proyección horizontal, aguas abajo de la estructura hasta donde termina el desarrollo del salto.

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

8. Dibujar el perfil longitudinal del salto (aguas abajo de la compuerta).
9. Calcular la longitud del salto hidráulico “bien formado” (L) de acuerdo a la siguiente ecuación: $L = 5(Y_2 - Y_1)$
10. Observaciones.

DESARROLLO DE LA PRÁCTICA

Características geométricas de la compuerta

Medición de la sección transversal del canal y la abertura de la compuerta (Figura 22). Debido a la contracción que se genera con la estructura que sujeta la compuerta, se le resta el área que comprende la estructura en la abertura y solo se considera el área efectiva.



Figura 22. Sección transversal del canal.

Cálculo y Resultados

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.
Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

Conforme a los valores encontrados, se procede a calcular el coeficiente de gasto al comparar los gastos teórico y aforado

$$Q = C_d b a \sqrt{2g Y_1}$$

La ecuación anterior se puede aplicar a cualquier tipo de compuerta, independientemente de que la descarga sea libre o sumergida. Para compuertas planas verticales, si $y_1/a < 1.35$ la ecuación anterior no tiene validez.

Para estimar el coeficiente de gasto, Cofré y Buchheister, citados por Domínguez [8], propusieron, a partir de análisis experimentales (figura 23). Donde dicho coeficiente depende de y_3/a , siendo y_3 el tirante aguas abajo de la compuerta cuando ésta descarga ahogada.

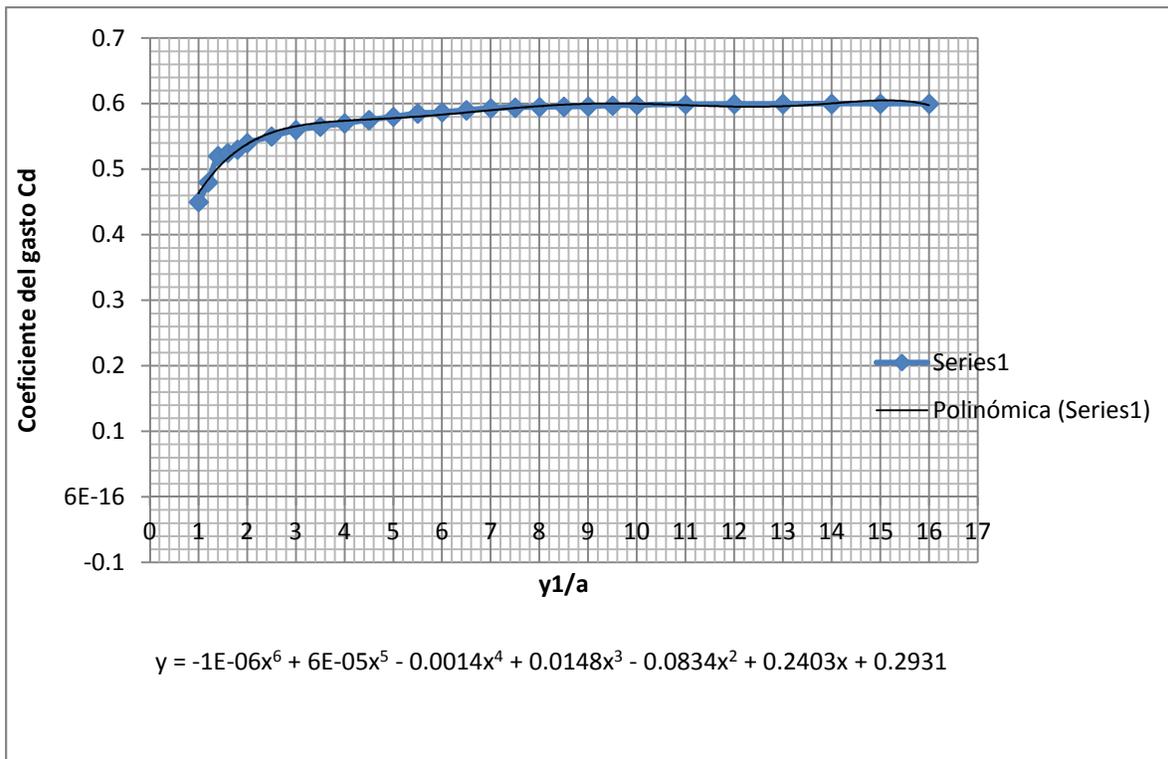


Figura 23. Coeficiente de gasto para una compuerta plana vertical, según Cofré y Buchheister[8].

Introducimos a una hoja de cálculo valores que representan la línea de descarga libre (línea azul), obtenemos una ecuación, que al sustituir el valor de $X=Y1/a$, encontramos el coeficiente de descarga C_d , para cada una de las relaciones ($Y1/a$) que se muestran en la tabla 1.

Las filas de color se muestran en la tabla 1, indican los 9 gastos seleccionados para ser aforados en el canal largo de pruebas.

Tabla 1. Cálculo de coeficiente de descarga (C_d).

C_d	$Y1/a$	$Y1$ (m)	a (m)	Q (m ³ /s)	C_d	$Y1/a$	$Y1$ (m)	a (m)	Q (m ³ /s)	C_d	$Y1/a$	$Y1$ (m)	a (m)	Q (m ³ /s)
0.6	60.00	0.60	0.01	0.01100333	0.6	40.00	0.40	0.01	0.00898418	0.6	20.00	0.20	0.01	0.00635277
0.6	30.00	0.60	0.02	0.02200666	0.6	20.00	0.40	0.02	0.01796836	0.598	10.00	0.20	0.02	0.0126632
0.6	20.00	0.60	0.03	0.03300999	0.6	13.33	0.40	0.03	0.02695254	0.596	6.67	0.20	0.03	0.01893127
0.6	15.00	0.60	0.04	0.04401331	0.6	10.00	0.40	0.04	0.03593672	0.556	5.00	0.20	0.04	0.02356774
0.6	12.00	0.60	0.05	0.05501664	0.595	8.00	0.40	0.05	0.04454656	0.566	4.00	0.20	0.05	0.02996625
0.6	10.00	0.60	0.06	0.06601997	0.511	6.67	0.40	0.06	0.04586589	0.566	3.33	0.20	0.06	0.03596062
0.59955	8.57	0.60	0.07	0.07696553	0.543	5.71	0.40	0.07	0.05686539	0.562	2.86	0.20	0.07	0.0416256
0.594	7.50	0.60	0.08	0.08714636	0.556	5.00	0.40	0.08	0.06665962	0.555	2.50	0.20	0.08	0.04699171
0.591	6.67	0.60	0.09	0.09754451	0.563	4.44	0.40	0.09	0.07588358	0.547	2.22	0.20	0.09	0.05209139
0.587	6.00	0.60	0.10	0.10764923	0.566	4.00	0.40	0.1	0.08475736	0.538	2.00	0.20	0.1	0.05695856
0.585	5.45	0.60	0.11	0.1180107	0.567	3.64	0.40	0.11	0.09335744	0.529	1.82	0.20	0.11	0.06162517
0.58	5.00	0.60	0.12	0.12763861	0.566	3.33	0.40	0.12	0.10171199	0.520	1.67	0.20	0.12	0.06611962
0.577	4.62	0.60	0.13	0.13755995	0.564	3.08	0.40	0.13	0.10983444	0.512	1.54	0.20	0.13	0.07046636
0.573	4.29	0.60	0.14	0.1471145	0.562	2.86	0.40	0.14	0.11773498	0.504	1.43	0.20	0.14	0.07468609
0.57	4.00	0.60	0.15	0.15679743	0.558	2.67	0.40	0.15	0.12542396	0.496	1.33	0.20	0.15	0.07879622
0.567	3.75	0.60	0.16	0.16629389	0.555	2.50	0.40	0.16	0.13291262	0.489	1.25	0.20	0.16	0.0828114
0.567	3.53	0.60	0.17	0.1766733	0.551	2.35	0.40	0.17	0.14021283	0.482	1.18	0.20	0.17	0.08674392
0.566	3.33	0.60	0.18	0.18685685	0.547	2.22	0.40	0.18	0.14733671	0.475	1.11	0.20	0.18	0.09060418
0.565	3.16	0.60	0.19	0.19685099	0.542	2.11	0.40	0.19	0.15429627	0.469	1.05	0.20	0.19	0.09440094
0.563	3.00	0.60	0.20	0.20666122	0.538	2.00	0.40	0.2	0.16110312	0.463	1.00	0.20	0.2	0.09814169
0.562	2.86	0.60	0.21	0.21629297	0.534	1.90	0.40	0.21	0.16776833	0.458	0.95	0.20	0.21	0.10183279
0.560	2.73	0.60	0.22	0.22575195	0.529	1.82	0.40	0.22	0.17430229	0.453	0.91	0.20	0.22	0.10547972
0.557	2.61	0.60	0.23	0.23504421	0.525	1.74	0.40	0.23	0.1807147	0.448	0.87	0.20	0.23	0.1090872
0.555	2.50	0.60	0.24	0.24417607	0.520	1.67	0.40	0.24	0.18701454	0.443	0.83	0.20	0.24	0.11265929
0.552	2.40	0.60	0.25	0.25315406	0.516	1.60	0.40	0.25	0.19321009	0.439	0.80	0.20	0.25	0.11619955

En esta práctica se le nombró como estructura B a la compuerta. Se seleccionaron 9 diferentes gastos, con tres aberturas diferentes de la compuerta (Tabla 2).

Tabla 2. Clasificación de acuerdo a la abertura de la compuerta.

SERIE	a (mm)	Q (lps)
1.1-B	200	98.141
1.2-B	200	161.103
1.3-B	200	206.661
1.4-B	140	74.686
1.5-B	140	117.735
1.6-B	140	147.114
1.7-B	50	29.966
1.8-B	50	44.546
1.9-B	50	55.016

Obtención de Cd teórico y Cd aforado

En la tabla 3 se muestran los coeficientes de descarga (Cd) aforados, calculado a partir del gasto aforado en el canal de pruebas.

Para el cálculo del coeficiente de descarga (Cd), es necesario conocer los siguientes datos:

b = ancho de la compuerta 0.5346 m

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

A partir de los gastos medidos, se despeja de la formula el coeficiente de descarga y en la Tabla 3, los valores del coeficiente de descarga aforados, se aproximan a los calculados.

Con una tirante de 0.40 m se logra igualar los coeficientes de descarga Cd teórico =0.538 y Cd calculado = 0.548.

Tabla 3. Obtención de Cd teórico y Cd calculado Serie 1.1, 1.2,1.3

Serie B	Cd t	Cd a	Y1 (m)	a (m)	Qc (lps)	Qm (lps)
1.1	0.463	0.33873542	0.20	0.20	98.1417	68.4
1.2	0.538	0.54837957	0.40	0.20	161.1031	156.6
1.3	0.563	0.58213224	0.60	0.20	206.6612	203.6

Conforme a los valores encontrados (tabla 4), el coeficiente de descarga teórico y calculado se asemejan en la serie 1.5 $Cd_{teórico}=0.562$ y $Cd_{aforado}=0.571$

Tabla 4. Obtención de Cd teórico y Cd calculado Serie 1.4, 1.5, 1.6

Serie B	Cd t	Cd a	Y1 (m)	a (m)	Qc (lps)	Qm (lps)
1.4	0.504	0.40396392	0.20	0.14	74.6861	57.1
1.5	0.562	0.570791	0.40	0.14	117.7350	114.1
1.6	0.573	0.59512116	0.60	0.14	147.1145	145.7

En la tabla 5 los coeficientes teórico y calculado se asemejan, van desde 0.54 a 0.61.

Tabla 5. Obtención de Cd teórico y Cd aforado Serie 1.7, 1.8, 1.9

Serie B	Cd teórico	Cd aforado	Y1 (m)	a (m)	Qc (lps)	Qm (lps)
1.7	0.566	0.53543967	0.20	0.05	29.96625	27.03
1.8	0.595	0.59474321	0.40	0.05	44.5466	42.46
1.9	0.600	0.61141041	0.60	0.05	55.0166	53.46

Graficar los valores de H vs Q

Al graficar los valores de H vs Q, con una abertura de 0.20 m en la compuerta, comparando el gasto calculado con el medido, éste difiere del gasto calculado con 30 lps menos. Y que al aumentar el nivel, esa diferencia disminuye (Figura 24).

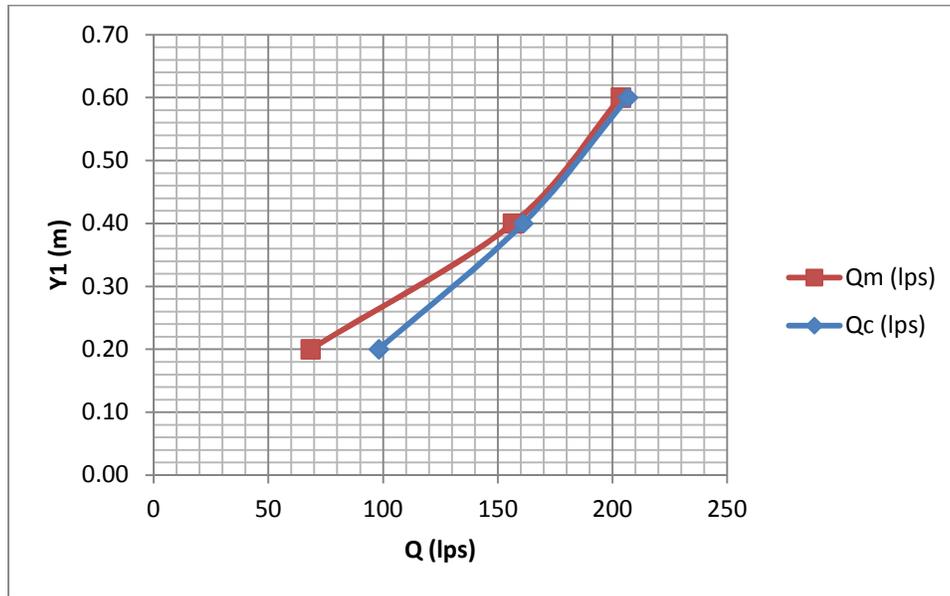


Figura 24. Gráfica Y_1 (m) vs Q (lps), $a = 0.20$ m.

En la figura 25 se distingue cuando la compuerta tiene una abertura de 0.14 m, el gasto medio con el calculado difieren con un gasto de 20 lps, teniendo un tirante aguas arriba de 0.20 m en ambos casos. Cuando el nivel aumenta, los gastos tanto calculado como medido se ajustan en una misma línea de proyección.

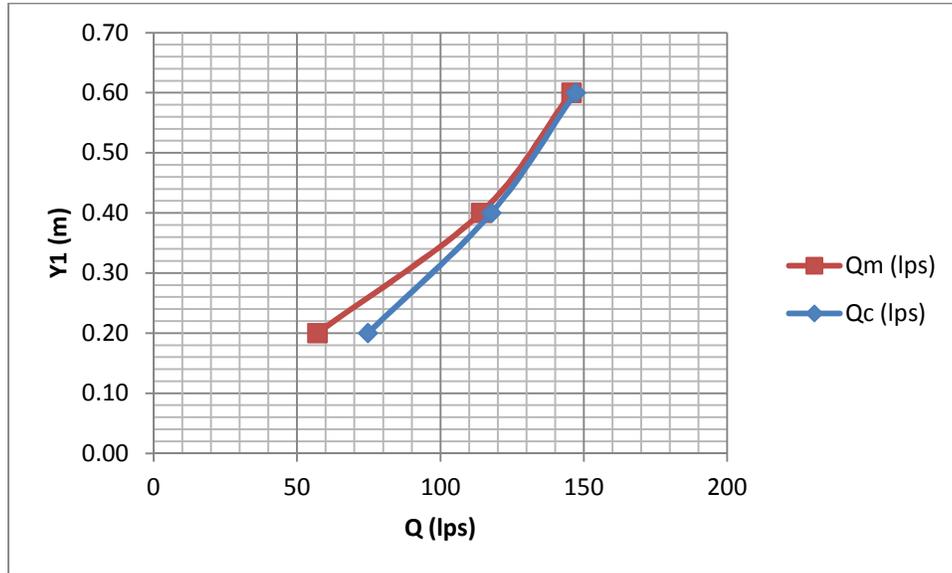


Figura 25. Gráfica Y_1 (m) vs Q (lps), $a = 0.14$ m.

Con una abertura de 0.05 m de la compuerta, se obtiene el mismo comportamiento ascendente, entre el gasto medido y el calculado (Figura 26). Con una diferencia de 2 lps. La abertura mínima ensayada en ésta serie permite controlar el gasto en gran medida, a comparación de las otras aberturas.

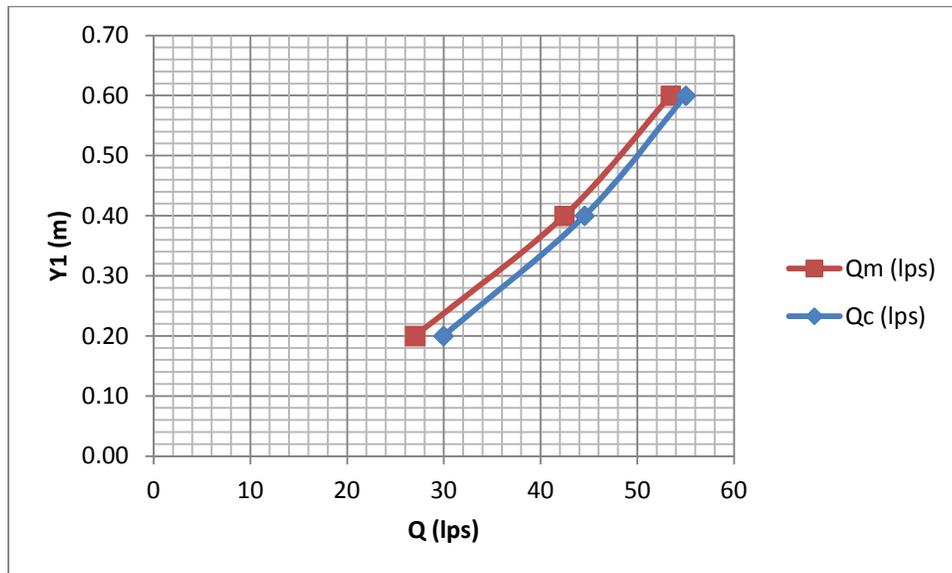


Figura 26. Gráfica Y_1 (m) vs Q (lps), $a = 0.05$ m.

Obtención de velocidades, Momentum y Energía específica

En la tabla 6 se muestran los datos obtenidos en la pruebas, con la columna de los tirantes (Y1 y Y2) son necesarios para los cálculos de las demás columnas.

Tabla 6. Concrentado de datos

SERIE	Y1 (m)	Y2 (m)	b (m)	A (m2)	V (m/s)	Momentum 1 (m3)	Momentum 2 (m3)	E específica 1 (m)	E específica 2 (m)	Fr
1.1-B	0.193		0.5346	0.10692	0.63973					0.4567175
1.2-B	0.121	0.289	0.5346	0.10692	1.46465	0.042559151	0.038505506	0.230336864	0.398336864	1.04564269
1.3-B	0.173	0.324	0.5346	0.10692	1.90423	0.053689004	0.052455745	0.357815607	0.508815607	1.35946904
1.4-B			0.5346	0.074844	0.76386	#¡DIV/0!	#¡DIV/0!	0.029738797	0.029738797	0.65179749
1.5-B	0.109	0.250	0.5346	0.074844	1.52450	0.025950185	0.026635886	0.227456339	0.368456339	1.30085872
1.6-B	0.160	0.260	0.5346	0.074844	1.94672	0.032141752	0.033638017	0.353155074	0.453155074	1.6611316
1.7-B			0.5346	0.02673	1.01122	#¡DIV/0!	#¡DIV/0!	0.052118892	0.052118892	1.4438683
1.8-B	0.096	0.105	0.5346	0.02673	1.58848	0.006044325	0.006220938	0.224606541	0.233606541	2.26809648
1.9-B	0.090	0.110	0.5346	0.02673	2.00000	0.008220176	0.008188458	0.293873598	0.313873598	2.85568625

Es necesario calcular las pérdidas de energía y sobretodo definir si el salto será bien formado, ya que de lo contrario podría provocarse un flujo con velocidades excesivas aguas abajo de la compuerta o la rápida que pueda provocar erosión no aceptable y entonces deberá de calcularse una estructura disipadora de energía.

Perfil del flujo aguas abajo de la compuerta

Serie 1.1-B

Las lecturas fueron tomadas a la mitad del ancho del canal, a lo largo de éste. Por lo que no representa el perfil de toda la sección del canal (Figura 27).

El perfil muestra que el tirante varía de 19 cm a 21 cm en una longitud de 1.60 m.

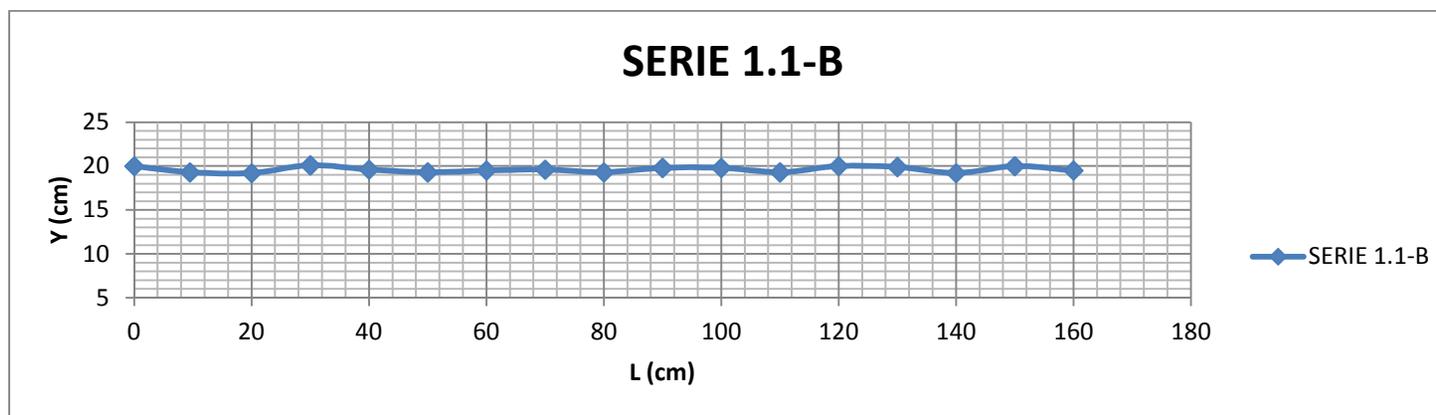


Figura 27. Perfil del flujo aguas abajo de la compuerta, $a = 0.20$ m, $Y = 0.20$ m, $Q_m = 68.4$ lps.

Serie 1.2-B

En la figura 28, el perfil tiene una contracción de 20 cm a 11 cm, mantiene ese tirante 1.10 m y empieza a desarrollarse el salto hidráulico con una longitud de 80 cm.

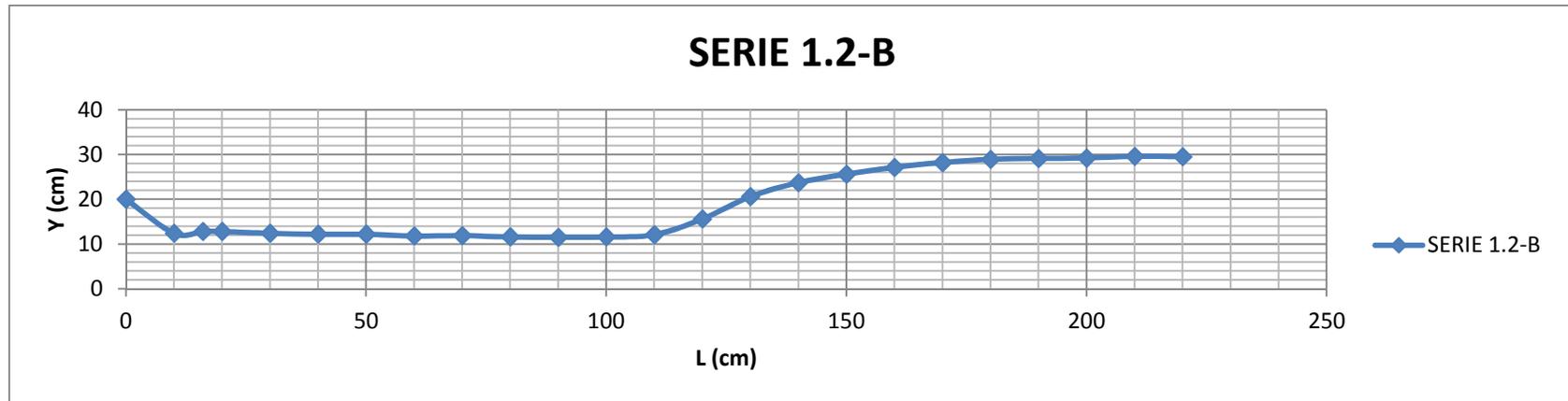


Figura 28. Perfil del flujo aguas debajo de la compuerta $a = 0.20$ m, $Y = 0.40$ m, $Q_m = 156.6$ lps

Serie 1.3-B

La longitud del salto es de 14.50 m, el desarrollo del salto mide 1 m, el conjugado menor es de 16 cm y el conjugado mayor de 33.5 cm, es uno de los perfiles de salto más largos en toda la serie (Figura 29).

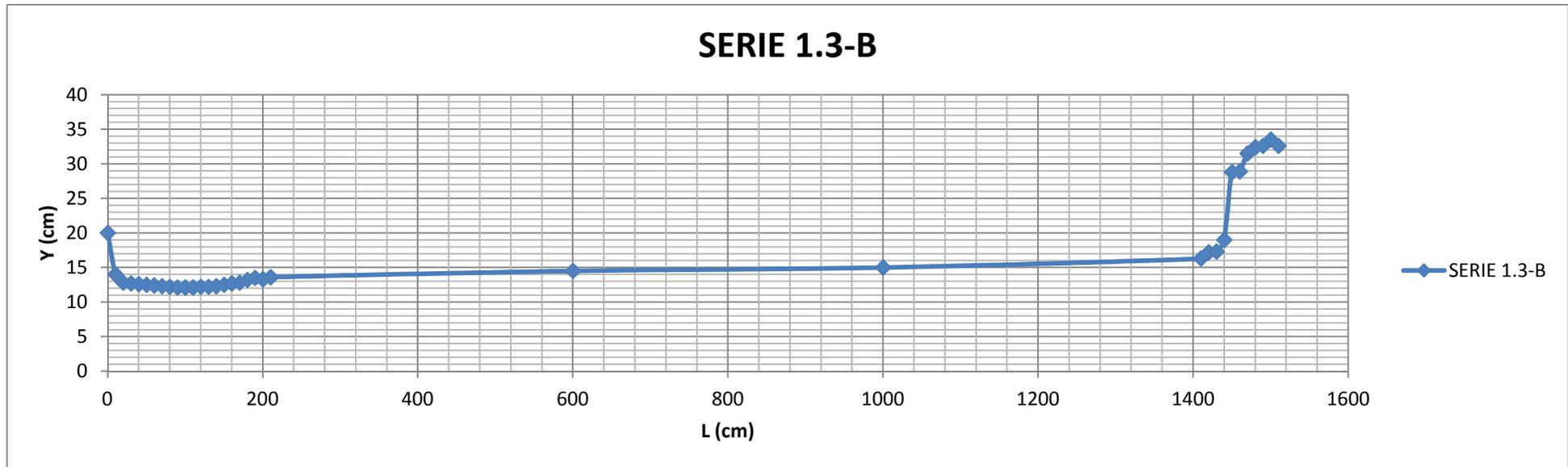


Figura 29. Perfil del flujo aguas abajo de la compuerta $a=0.20$ m, $Y=0.60$ m, $Q_m=203.6$ lps

Serie 1.4-B

En la figura 30 muestra un perfil con un tirante constante de 17 cm y se mantiene a lo largo del canal.

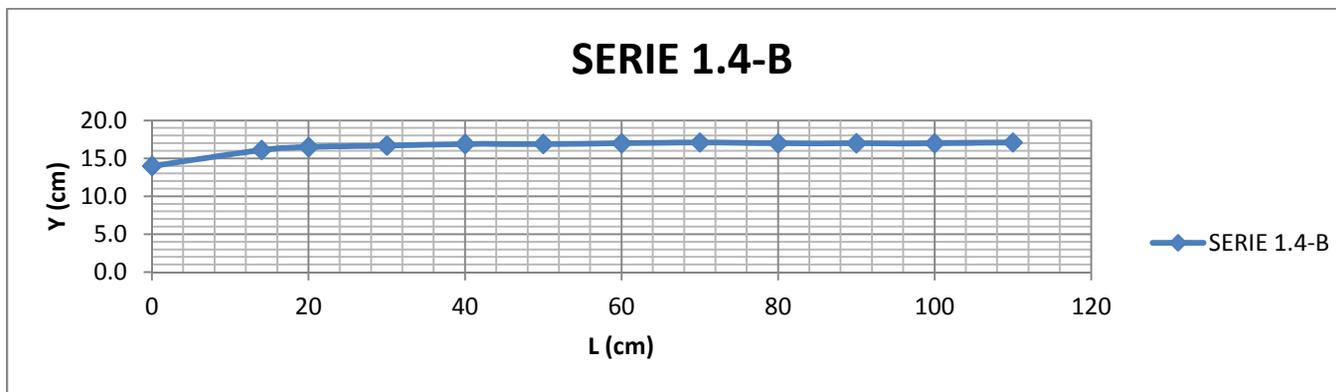


Figura 30. Perfil del flujo aguas abajo de la compuerta $a=0.14$ m, $Y=0.20$ m, $Q_m=57.1$ lps

Serie 1.5-B

En la gráfica de la figura 31, se muestra el perfil del salto, desde la estructura de la compuerta hasta el desarrollo del salto. La longitud es de 3.60 m.

Se observa que empieza con un tirante de 14 cm, tiene una contracción y queda con un tirante de 9.0 m; continúa con un tirante que oscila entre 8 cm y 10 cm, hasta llegar al inicio del salto hidráulico. El conjugado menor del salto es de 11 cm y el conjugado mayor es de 25 cm, con una longitud de desarrollo del salto de 60 cm.

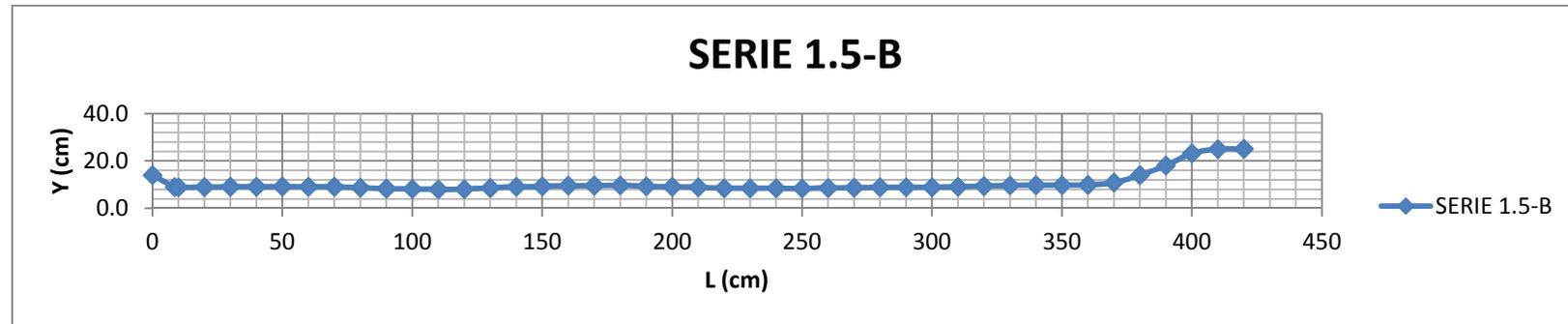


Figura 31. Perfil del salto hidráulico, $a=0.14$ m, $Y=0.40$ m, $Q_m=114.1$ lps.

Serie 1.6-B

Es el salto más largo de la serie, su longitud es de 19.0 m. El desarrollo del salto es de 0.80 m, el conjugado menor es de 16 cm y el conjugado mayor es de 27 cm. En los primeros 2 metros del perfil se mantiene constante un tirante de 9 cm, después aumenta a 15 cm (Figura 32).

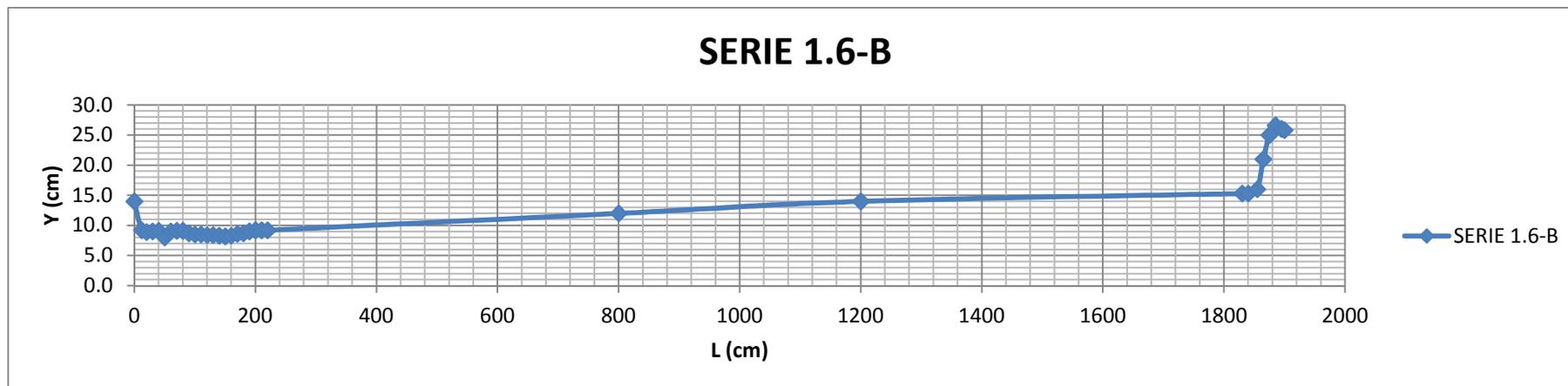


Figura 32. Perfil del salto hidráulico, $a=0.14$ m, $Y=0.60$ m, $Q_m=145.6$ lps

Serie 1.7-B

El tirante se mantiene constante a lo largo del canal, oscilando el tirante entre 9 y 10 cm (Figura 33).

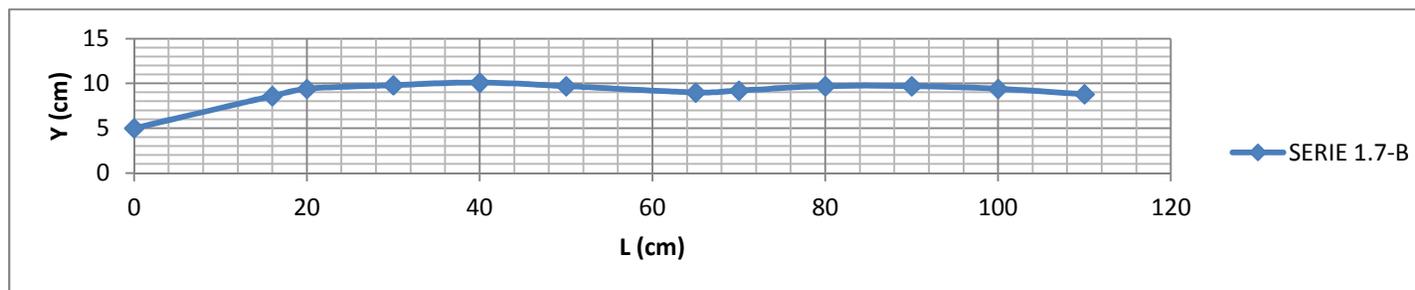


Figura 33. Perfil del salto hidráulico, $a=0.05$ m, $Y=0.20$ m, $Q_m=27.03$ lps

Serie 1.8-B

El perfil muestra una pequeña contracción, luego mantiene un tirante constante de 4 cm y después disminuye a 3 cm, manteniéndose así a lo largo del canal (Figura 34).

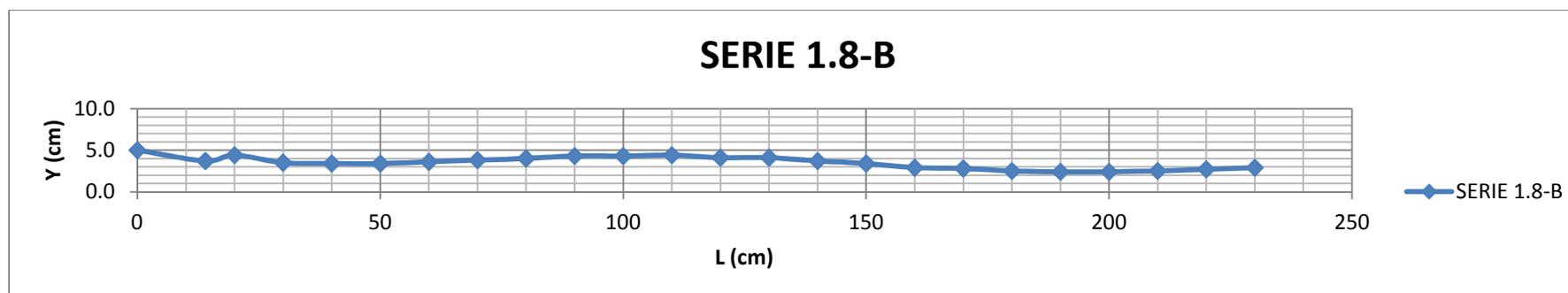


Figura 34. Perfil del salto hidráulico, $a=0.05$ m, $Y= 0.20$ m, $Q_m= 42.46$ lps

Serie 1.9-B

En la figura 35, se observa un pequeño salto después de la compuerta, conforme el flujo se aleja de la compuerta (aproximadamente 2.20 metros), el tirante se va estabilizando al tirante normal.

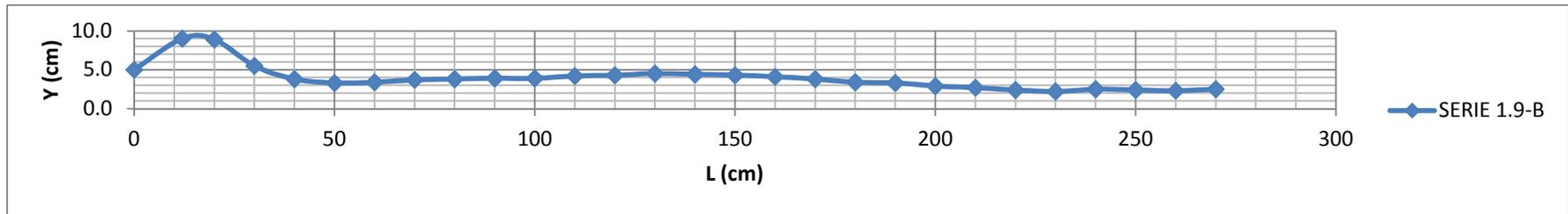


Figura 35. Perfil del salto hidráulico, $a=0.05$ m, $Y= 0.60$ m, $Q_m=53.46$ lps

Observaciones

Observar la lámina de agua que pasa bajo la compuerta y los fenómenos que se generen aguas arriba y debajo de la estructura, apoyándose del azul de metileno para una mejor visualización.

1.1-B. Aguas arriba de la estructura. El flujo pasa rozando la compuerta. El régimen del flujo que se presenta es el subcrítico, el caudal se mueve relativamente despacio y permite que se acumule en la superficie la tinta azul.

Aguas abajo de la estructura. El flujo tiene una pequeña contracción al pasar a través de la compuerta, sin embargo las condiciones del flujo no se alteran (Figura 36).



Figura 36. SERIE 1.1-B: $a= 0.20$ m, $Y=0.20$ m

1.2-B- Aguas arriba de la estructura. El nivel oscila en la superficie, cuando el flujo choca con la compuerta.

Las contracciones en los costados del canal y la velocidad con la que el flujo lo rodea generan burbujas y vórtices en la superficie del agua.

El azul de metileno es succionado por la inercia que genera la velocidad con la que pasa a través de la abertura el flujo.

Aguas abajo de la estructura. El agua es arrojado a los costados del canal y en la parte de en medio del canal, el flujo mantiene un tirante constante (figura 37).



Figura 37. SERIE 1.2-B: $a= 0.20$ m, $Y=0.40$ m

El azul de metileno es diluido rápidamente con la vorticidad que se generó.

1.3-B. Aguas arriba de la estructura. Es uno de los caudales más grandes de la serie, en la superficie libre se observan fluctuaciones. La carga se eleva, sin embargo la abertura permite que fluya con mayor velocidad.

Aguas abajo de la estructura. Se observan formaciones de burbujas y fluctuación a los costados del canal y en la pared de en medio el flujo es menos inestable (figura 38).



Figura 38. SERIE 1.3-B: $a=0.20$ m, $Y=0.60$ m

1.4-B. Aguas arriba de la estructura. Es un caudal pequeño, el azul de metileno se sitúa en la superficie y fluye por la compuerta hasta llegar a la abertura.

Aguas abajo de la estructura. De la misma manera la velocidad de salida es pequeña, se forman burbujas justamente a la salida de la compuerta, y se disipan cuando se alejan de la abertura, y se distinguen mínimas fluctuaciones (figura 39).



Figura 39. SERIE 1.4-B: $a=0.14$ m, $Y=0.20$ m

1.5-B. Aguas arriba de la estructura. El azul de metileno fluye por debajo de la superficie libre y posteriormente succionado por la abertura.

Aguas abajo de la estructura. El flujo es inestable, se distinguen burbujas y vórtices. El azul de metileno apenas es perceptible a lo largo del canal (figura 40).



Figura 40. SERIE 1.5-B: $a=0.14$ m, $Y=0.40$ m

1.6-B. Aguas arriba de la estructura. El azul de metileno se aproxima a la estructura pero no la toca, hasta llegar a la abertura, es absorbida por el centro de gravedad de la abertura.

Aguas abajo de la estructura. El flujo es inestable, se distinguen burbujas y vórtices. El azul de metileno apenas es perceptible a lo largo del canal (Figura 41).



Figura 41. SERIE 1.6-B: $a=0.14$ m, $Y=0.60$ m

1.7-B. Aguas arriba de la estructura. El azul de metileno se aproxima a la compuerta y se desliza sobre ella hasta llegar a la abertura, el gasto que está pasando es el más pequeño de la serie, aunque la compuerta también tiene la abertura mínima.

Aguas abajo de la estructura. Se genera un salto ahogado, la energía con que pasa el gasto de la compuerta no es la suficiente para desplazar el volumen de agua que hay aguas debajo de la compuerta. El azul de metileno pasa rápidamente y no es visible el perfil, debido a la generación de fluctuación (Figura 42).



Figura 42. SERIE 1.7-B: $a=0.05$ m, $Y= 0.20$ m

1.8-B. Aguas arriba de la estructura. Se observa la concentración de azul de metileno que va proyectando el flujo del caudal, en comparación con lo que se puede observar aguas abajo,

Aguas debajo de la estructura. El tirante es muy pequeño, formándose un salto barrido.

El azul de metileno se diluye ligeramente (Figura 43).



Figura 43. SERIE 1.8-B: $a=0.05$ m, $Y=0.40$ m

1.9-B. Aguas arriba de la estructura. A pesar de que el gasto es pequeño respecto de los demás gastos aforados, la abertura de la compuerta permite que aumente el nivel considerablemente. Se observa como el azul de metileno se aproxima a la estructura y fluye paralela a la estructura.

Aguas abajo de la estructura. El caudal sale con mayor velocidad, por ende el tirante es pequeño. El azul de metileno se difumina rápidamente. Se observa un chorro de agua en los costados de la compuerta, formados por la obstrucción de la estructura metálica al paso del flujo (Figura 44).



Figura 44. SERIE 1.9-B: $a=0.05$ m, $Y=0.60$ m

CONCLUSIONES

El salto hidráulico se presenta cuando por alguna circunstancia el flujo pasa de régimen supercrítico a régimen subcrítico, este cambio de régimen generalmente va acompañado por una importante pérdida de energía y tiene su aplicación en el diseño de estructuras hidráulicas disipadoras de energía, ya sea en la descarga de una compuerta de flujo inferior a descarga libre.



Figura 45. Desarrollo del salto hidráulico.

El resalto hidráulico es un gran disipador de energía, y lo inducimos para conducir el agua a menores velocidades, es de gran importancia tener en cuenta donde ocurre éste, ya que este sitio será un sitio vital en el diseño del canal, pues se esperan grandes erosiones por los vórtice que se generan allí (Figura 45).

Los tirantes que se registraron aguas abajo, desde la compuerta hasta donde se desarrolla el salto, se tomaron a la mitad del ancho del canal a lo largo de éste.

En la imagen se observa la formación de flujo ondular (figura 46), que va formando a lo largo del canal una cresta, que tiene un tirante diferente al que se presenta en los costados del canal (Figura 47); es decir, no muestra el perfil de la sección transversal del canal.

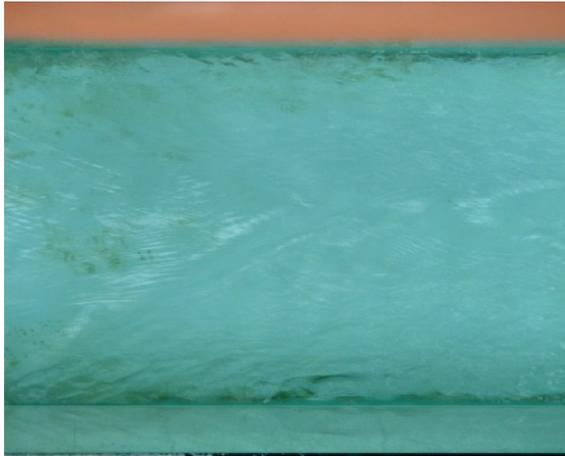


Figura 47. perfil de la sección del canal.

Figura 46. Superficie ondular.

Al graficar los datos obtenidos en los aforos y comparar con los gastos calculados, se encontró que; las aberturas de 0.14 m y 0.20 m, con un tirante de 0.20 m en ambos casos: el gasto aforado es menor al calculado, con una diferencia de 17.58 lps y 29.74 lps respectivamente. Al aumentar el gasto en cada uno de los casos, la diferencia disminuye considerablemente.

Con una abertura de $a=0.05$ m y los tirantes $Y=0.20$ m, 0.40 m, 0.60 m, se identifica una similitud de los valores obtenidos entre el gasto aforado y el calculado.

BIBLIOGRAFIA

Pérez Farras, Luis. Nociones sobre orificios y vertederos, tipos de escurrimiento uniforme en canales, remansos y resaltos, y su relación con la sedimentación y la corrosión en cloacas. Disponible en: <http://escuelas.fi.uba.ar/iis/Orificios%20y%20vertederos.pdf>

Pérez Morales, Guillermo Benjamín; Rodríguez Castro, Jesús Alberto; et al. Manual de práctica de canales. UMSNH-Facultad de Ingeniería Civil. Disponible en: http://hidraulica.umich.mx/laboratorio/images/man_pdf/5o/5_p5.pdf

Sotelo Ávila, Gilberto (1974): Hidráulica general, Volumen 1 Fundamentos. Editorial Limusa.

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

Citar bibliografía <http://www.asmadrid.org/spanish/depto/ling/sint/bg.htm>

Ven Te Chow (1994): Hidráulica de canales abiertos. Editorial Mc Graw Hill. Disponible en: <http://es.scribd.com/doc/33259919/Ven-Te-Chow-Hidraulica-de-Canales-Abiertos>

CAPITULO 3. ORIFICIO CIRCULAR DE CRESTA DELGADA.

LABORATORIO DE HIDRÁULICA

“ENZO LEVI”

HIDRÁULICA DE CANALES: PRACTICAS PARA ESTUDIANTES

PRACTICA 3. COMPORTAMIENTO DEL FLUJO A TRAVÉS DE UN ORIFICO CIRCULAR DE CRESTA DELGADA.

OBJETIVOS

Visualizar las líneas de corriente y el perfil del flujo correlacionándolo con la carga hidráulica en un vertedor circular, así como en un orificio circular.

Determinar la fórmula Q-H y Cd de un vertedor circular y orificio circular.

INTRODUCCIÓN

Para hacer uso del agua, generalmente se requiere almacenarla en depósitos de tal manera que podamos extraer la cantidad que necesitamos y en el momento que deseemos, por lo que para poder hacerlo, se provee al depósito de dispositivos que nos permitan lograr su extracción de manera adecuada, ya sea por medio de conectar una tubería o conducto cerrado al depósito o por medio de un orificio en una pared o el fondo de éste. La pregunta lógica que surge es ¿Cuánta agua se puede extraer con un orificio de un determinado tamaño?, o bien ¿De qué tamaño debe ser el orificio para extraer una determinada cantidad en un determinado tiempo (caudal)? o también, si el nivel del agua no es constante en el depósito ¿Cuánto tarda en vaciarse?, lo cual se podrá contestar con el desarrollo de ésta práctica.

DEFINICIONES, FÓRMULAS Y UNIDADES A UTILIZAR

Estructura: Elemento o conjunto de ellos necesarios para lograr el aprovechamiento de los recursos hídricos y controlar su acción destructiva.

Vertedor: Dispositivo utilizado para regular y medir caudales en cauces de ríos y canales abiertos.

Cresta: Es el borde horizontal del vertedor por donde fluye el agua.

Caudal: Volumen de agua que pasa por unidad de tiempo por una sección normal determinada de una corriente líquida.

Aforar: Medir la cantidad de agua que lleva una corriente en una unidad de tiempo.

Canal: Es un conducto en el que el líquido fluye con una superficie sometida a la presión atmosférica. El flujo se origina por la pendiente del canal y/o de la superficie del líquido.

Contracción: Disminución del área que experimenta la masa fluida, líquida o gaseosa, al salir por un orificio del recipiente en que está contenida.

Orificio: En hidráulica, a una abertura de forma regular, que se practica en la pared o el fondo del recipiente, a través del cual eroga el líquido contenido en dicho recipiente, manteniéndose el contorno del orificio totalmente sumergido.

Vertedor Circular

Strauss (1931) derivó una ecuación teórica para determinar el gasto en vertedores de forma circular.

De la ecuación de la circunferencia, se tiene que $X = \sqrt{y(D - y)}$, y de la ecuación del gasto total es: $Q = 2\sqrt{2g} \mu \int_0^h [y(D - y)(h - y)]^{1/2} dy$

Al integrar la ecuación anterior se conduce a $Q = \phi \mu D^{5/2}$

Ecuación de para el Gasto de un Vertedor Circular

$$Q = \phi * \mu * D^{5/2}$$

Ramponi propone una fórmula aproximada para calcular ϕ , en caso de que el vertedor tenga diámetros hasta de 1.00 m y que no cumpla con las especificaciones de distancia: $0.20 \text{ m} \leq D \leq 0.3 \text{ m}$, $0.075 < h/D < 1$.

$$\mu = \left(0.350 + 0.002 \frac{D}{h} \right) \left[1 + \left(\frac{A}{A_0} \right)^2 \right]$$

$$\phi = 10.12 \left(\frac{h}{D} \right)^{1.975} - 2.66 \left(\frac{h}{D} \right)^{3.78}$$

Dónde:

A= Área del vertedor comprendida entre la cresta y el nivel correspondiente a la carga h;

A_0 = Área hidráulica del canal de llegada.

h = Es el desnivel entre la superficie libre de aguas arriba y la cresta del vertedor, expresada en m.

Q = Gasto en lt/seg.

D = Diámetro del orificio en decímetros

B = Ancho del canal de acceso al vertedor.

P ó W = Altura o cota de la cresta, referida al fondo del canal.

Orificio Circular

Su utilización es menos común, presentando como ventajas: la facilidad en su construcción, así como no requerir la nivelación de su cresta debido a su forma geométrica (Figura 48).

Suponiendo un plano de referencia que coincida con el centro de gravedad del orificio, la aplicación de la ecuación de Bernoulli entre las secciones 1 y 2 de una vena líquida, considerando despreciable la velocidad de llegada al orificio se tiene la expresión:

$$H = \frac{V^2}{2g}$$

Donde se ha despreciado el desnivel entre los centros de gravedad del orificio y la sección contraída, se obtiene:

$$V = \sqrt{2gH}$$

Los resultados obtenidos en la ecuación anterior concuerdan con los obtenidos experimentalmente solo si se corrigen, mediante un coeficiente C_v llamado de velocidad.

$$V = C_v \sqrt{2gH}$$

Donde C_v , coeficientes sin dimensiones muy próximos a 1, es de tipo experimental y además corrige el error al no considerar la pérdida de energía.

Si el área de la sección contraída se calcula en términos de la del orificio, por medio de un coeficiente C_c llamado de contracción:

$$A_c = C_c A$$

El gasto descargado en el orificio es entonces:

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

$$Q = C_d A \sqrt{2gH}$$

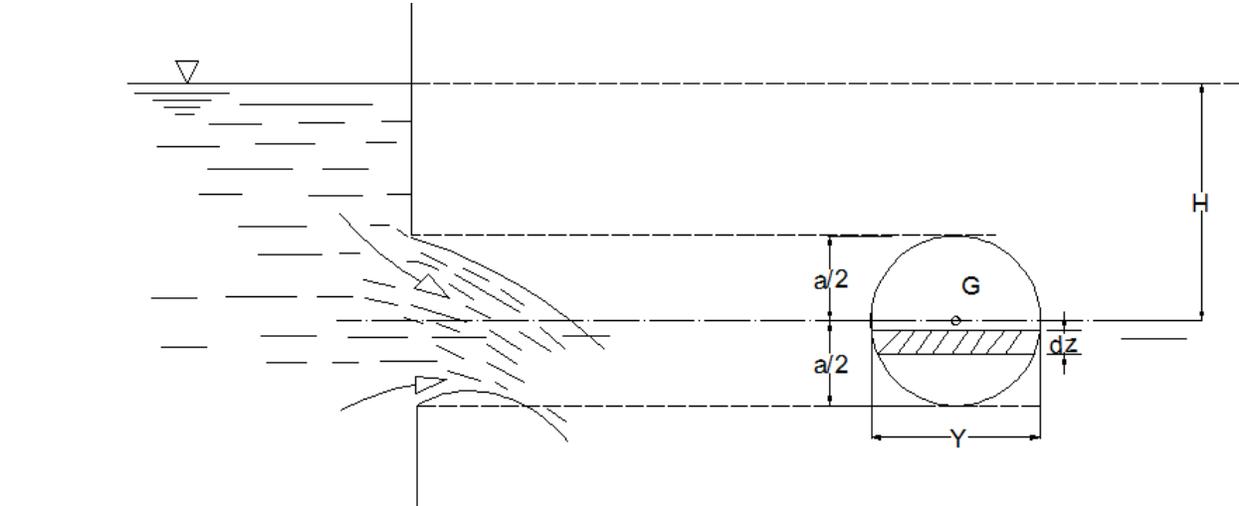


Figura 48. Orificio de grandes dimensiones o poca carga.

Ecuación general de un orificio de pared delgada:

$$Q = C_d A \sqrt{2g H}$$

Dónde:

Q= Gasto lt/seg.

A= Área del vertedor comprendida entre la cresta y el nivel correspondiente a la carga h, en metros.

Cd= Coeficiente de descarga.

g = Aceleración de la gravedad 9.81 m/seg²

G = Centro de gravedad del orificio.

Y1 o H= Es el desnivel entre la superficie libre y el centro de gravedad del orificio, en metros.

EQUIPO

Flexometro

Nivel de burbuja

Azul de metileno

Cuadrícula graduada impresa en lámina transparente (acetato)

Cinta adhesiva transparente

PROCEDIMIENTO

I Calibración de la estructura

1. Instalar la estructura, en este caso; el orificio que se va a ensayar.
2. Establecer las características geométricas de la estructura
2. Se pone a funcionar la estructura, verificando que el nivel del agua en el depósito de carga constante se encuentre a su máximo nivel.
3. Establecer una carga H pequeña y esperar que se estabilice.

II Mediciones

1. Aforar el caudal.
2. Medir la carga hidráulica H sobre el vertedor y/o sobre el centro del orificio.
3. Aumentar la carga H y repetir los pasos del 1 y 2, para varias cargas diferentes.
4. Anotar los resultados obtenidos en las Tablas 1 y 2.

III Cálculos y Resultados

1. Calcule para cada valor Q, H el coeficiente de descarga Cd, tanto para el vertedor como para orificio. Analice los resultados.
2. Evaluar ϕ y μ (vertedor).
3. Determine para cada caudal el número de Reynolds (Re) (orificio).
4. Resuma los resultados en la Tabla 10 (vertedor) y la Tabla 11 (Orificio).
5. Analice los coeficientes Cd teórico, Cd aforado, concentrados en las Tablas 10 y 11.

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

6. Graficar los valores de H vs Q , comparando el gasto calculado con el medido

7. Observaciones.

DESARROLLO DE LA PRÁCTICA

Vertedor Circular

1.-Medición de la sección transversal y del vertedor de cresta delgada, los datos obtenidos se muestran de manera ilustrativa a continuación (Figura 49).

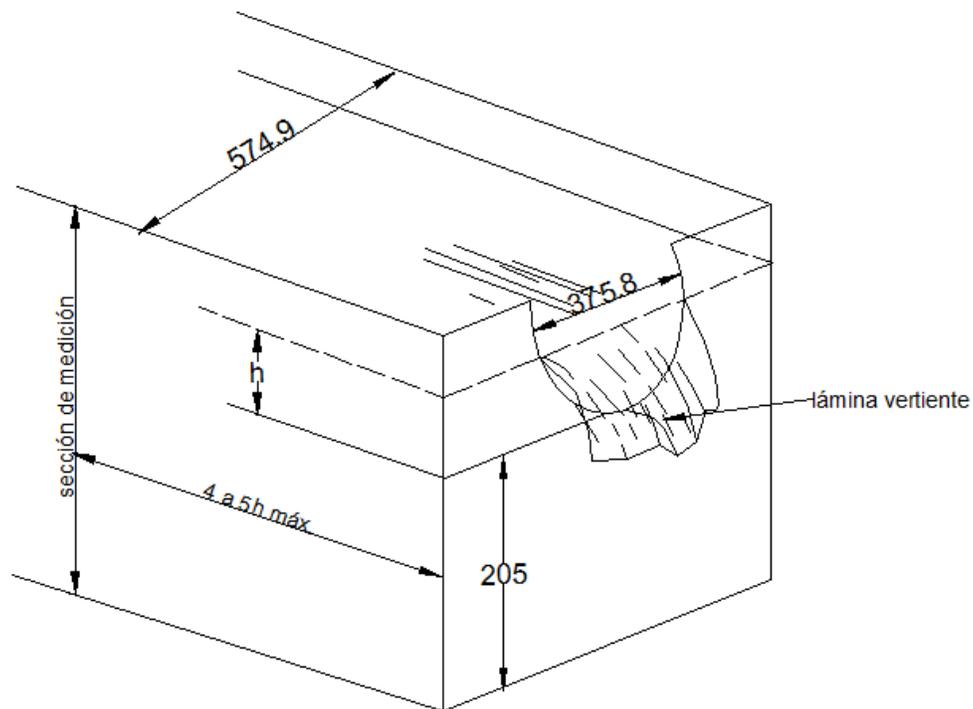


Figura 49. Sección transversal del vertedor circular.

Los datos generales del vertedor se muestran en la tabla 9 para una carga de 5cm.

Tabla 9. Concentrado de datos para el cálculo del gasto.

Tipo de vertedor:	Circular	
Ancho del canal B:	0.5749	m
Profundidad p:	0.2500	m
Carga sobre la cresta h	0.0500	m
Area Hidráulica del canal de llegada Ao:	0.1466	m ²
Area del vertedor A:	0.0089	m ²
Diametro	3.7586	dm
	g= 9.8100	m/s ²

$$\mu = \left(0.350 + 0.002 \frac{3.7586}{0.050} \right) \left[1 + \left(\frac{0.0089}{0.1466} \right)^2 \right]$$

$$\mu = 0.500895$$

$$\phi = 10.12 \left(\frac{0.05}{3.7586} \right)^{1.975} - 2.66 \left(\frac{0.05}{3.7586} \right)^{3.78}$$

$$\phi = 0.001995$$

$$Q = \phi * \mu * D^{5/2}$$

$$Q = (0.001995) * (0.500895) * (3.7586)^{5/2}$$

$$Q = 0.027367 * 100 = 2.7367 \text{ lps}$$

En la tabla 10 se muestran los datos y resultados obtenidos para diferentes gastos funcionando como vertedor circular.

Ancho del canal de acceso al vertedor (B)= 0.5749 m.

Tabla 10. Concentrado de datos del Vertedor Circular.

No. de Ensayo	h (m)	Y (m)	Ao (m ²)	A (m ²)	Φ	μ	Cd teórico	Cd aforado	D (decímetro)	Q calculado (lps)	Q medido (lps)
1	0.050	0.255	0.1466	0.008873658	0.001994908	0.500894841	0.099923896	0.039031247	3.7586	2.736746879	1.069
2	0.103	0.308	0.1771	0.024616158	0.008311598	0.424393025	0.352738442	0.356538944	3.7586	9.660910665	9.765
3	0.154	0.359	0.2064	0.042789669	0.018386536	0.400911152	0.737136738	0.860586064	3.7586	20.18893128	23.570
4	0.188	0.393	0.2259	0.055496817	0.027255442	0.392397592	1.069496961	1.314064168	3.7586	29.29171693	35.990
5	0.250	0.455	0.2616	0.078364325	0.047816511	0.382767443	1.830260371	2.272137071	3.7586	50.1277429	62.230
6	0.300	0.505	0.2903	0.094933300	0.068489845	0.37773653	2.587111656	3.158281482	3.7586	70.85662235	86.500
7	0.369	0.574	0.3300	0.110462537	0.102955029	0.372654529	3.836665786	4.483664347	3.7586	105.0798013	122.800

Orificio Circular

$$\text{Número de Reynolds } Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{\sqrt{2gHD}}{\nu}$$

Se observa que para números de Reynolds $Re > 10^5$, el coeficiente Cd es independientes de dicho número y adquiere un valor constante de Cd= 0.6 (Figura 50).

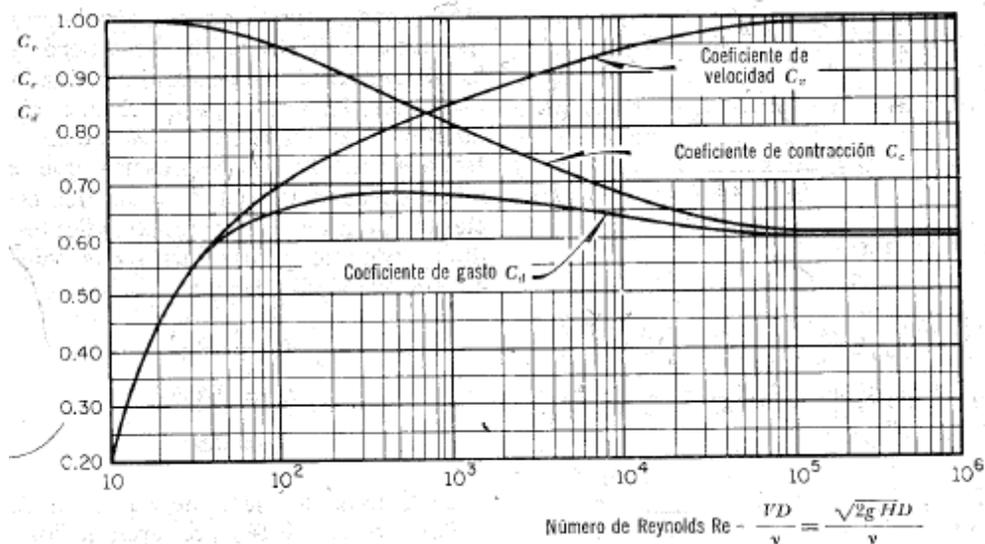


Figura 50. Variación de los coeficientes de velocidad, contracción y gasto, con el número de Reynolds en un orificio circular.

Tabla 11. Concentrado de datos de Orificio Circular

No. de Ensayo	H (mm)	D (mm)	A (mm ²)	Cd	Re	g (mm/s ²)	Q calculado (lps)	Q medido (lps)
1	207.5	375.8	110,918.36	0.6	38,399.20	9810	134.2805883	131.4
2	247.5	375.8	110,918.36	0.6	41,937.33	9810	146.6532819	144.5
3	287.5	375.8	110,918.36	0.6	45,199.34	9810	158.0604119	156.6

Graficar los valores de H vs Q

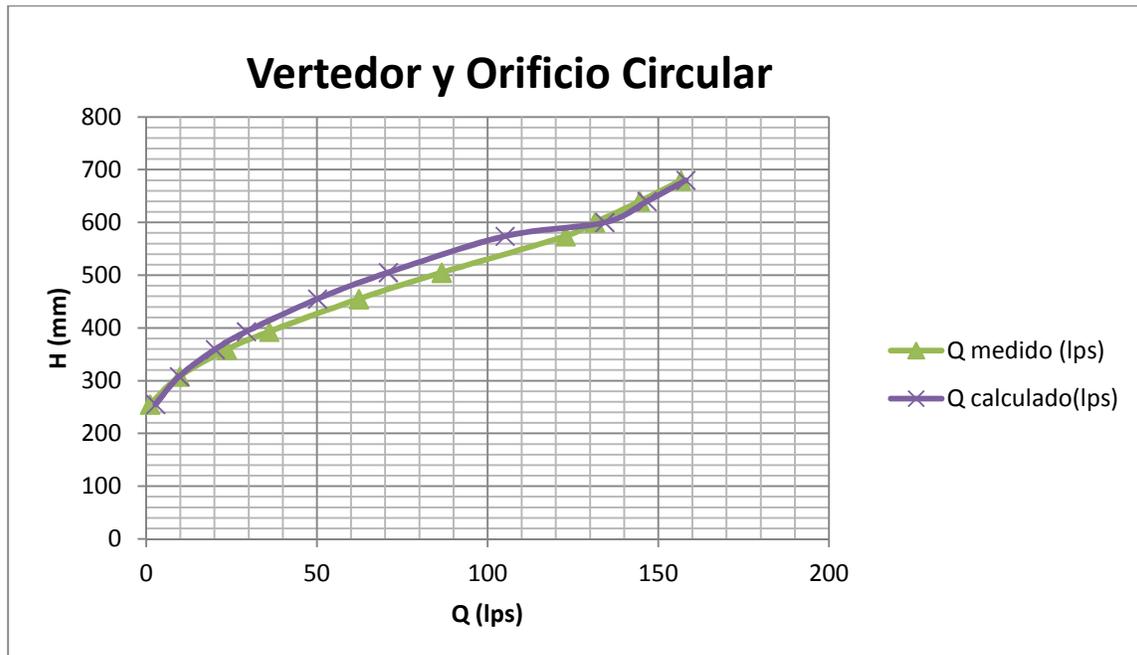


Figura 51. Grafica de Carga Vs Gasto.

Al comparar los gastos medidos contra los calculados (Figura 57), se observa que cuando la estructura funciona como vertedor existe una divergencia del gasto calculado respecto del gasto medido (del punto 4 al 7).

Cuando es el caso, que la estructura funciona como orificio (los últimos 3 puntos), el comportamiento de los datos obtenidos forma una línea con tendencia proporcional entre la carga en el canal y el gasto descargado, tanto en los gastos aforados como en los calculados.

Observaciones

1.1-C. Aguas arriba de la estructura. Debido a que es un gasto pequeño, es un flujo lento de régimen subcrítico. El azul de metileno se concentra en la parte inferior y vierte lentamente.

Aguas abajo de la estructura. Es una descarga libre, se logra observar la curva que se forma en la parte inferior de la vena líquida (Figura 52).



Figura 52. SERIE 1.1-C

Aguas arriba de la estructura. El azul de metileno se desplaza un poco más rápido. Sin embargo logra teñir el chorro de agua.

Aguas abajo de la estructura. Es una descarga libre, debido a la forma del vertedor, el chorro se va abriendo, formando una cortina, debido a la forma del vertedor (figura 53).



Figura 53. SERIE 1.2-C

Aguas arriba de la estructura. Así como va aumentando el nivel en el canal, la forma del vertedor se va cerrando hasta formar el círculo y en la descarga se observa que la vena líquida va tomando forma (Figura 54 y 55).

Aguas debajo de la estructura. La descarga sigue siendo libre, la cortina de agua va disminuyendo por que el chorro se va cerrando.



Figura 54. SERIE 1.3-C



Figura 55. SERIE 1.4-C

Aguas Arriba de la estructura. La velocidad de llegada del gasto aumentó, se observa que el azul de metileno es succionado por el orificio.
 Aguas abajo de la estructura. La velocidad con la que pasa a través del orificio el líquido, se dificulta en ocasiones observar el azul de metileno, marcando en ocasiones un poco más arriba del perfil inferior del chorro de agua (Figura 56, 57, 58).

Como se distingue en la figura 56, 57 y 58, se ve la concentración de azul de metileno en la parte inferior del orificio, aguas abajo de la estructura.



Figura 56. SERIE 1.5-C

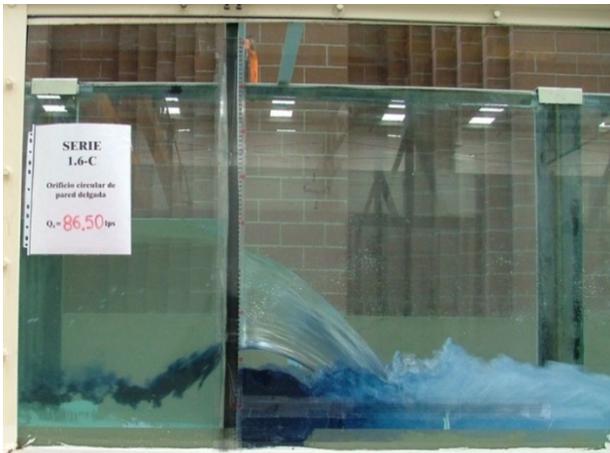


Figura 57. SERIE 1.6-C



Figura 58. SERIE 1.7-C

Aguas arriba de la estructura. En la parte inferior del canal, antes de la estructura; el azul de metileno se concentra, y cuando atraviesa la estructura debido a la velocidad solo se concentra en la parte inferior del perfil del flujo.

Aguas abajo de la estructura. Es el gasto medido más grande en la serie de ensayos y es un flujo supercrítico, la descarga se muestra ahogada (figura 59).



Figura 59. SERIE 1.8-C

Aguas arriba de la estructura. La tinción con azul de metileno se inyecta desde la parte inferior del canal, se concentra en la esquina inferior y después es succionado por el orificio. Si en su caso se inyectara un poco más arriba, no es posible observar la parte inferior de la vena líquida, ya que es succionado al centro del chorro del líquido (Figura 60 y 61).

Aguas debajo de la estructura. Debido a la profundidad del orificio, el chorro de agua choca inmediatamente con el fondo del canal, elevando el nivel después de la estructura, intentando ahogar el orificio, disminuyendo la visibilidad del perfil inferior de la vena líquida (Figura 60 y 61).



Figura 60. SERIE 1.9-C



Figura 61. SERIE 1.10-C

CONCLUSIONES

En esta práctica se cumplió el objetivo, que fue la observación del comportamiento del flujo a través de la estructura; sabiendo que la estructura funciona como vertedor y orificio dependiendo del tirante en el canal.

Apreciándose antes y después de la estructura el flujo subcrítico y flujo supercrítico. El régimen de flujo está definido por la combinación del efecto de gravedad y del efecto de viscosidad.

También se utilizó azul de metileno como colorante en las tinciones para la observación de los diferentes fenómenos de vorticidad, así como de fluctuación. También para marcar las líneas de corriente y el perfil inferior de la vena líquida.

Comparando la eficiencia geométrica de la estructura, como orificio circular y orificio rectangular se tiene que; aun cuando el área de ambos orificio son iguales $A_R=0.11095 \text{ m}^2$ y $A_C =0.110918 \text{ m}^2$, bajo esta condición ambas estructuras descargan el mismo gasto; aunque la carga sobre el orificio circular es menor que el orificio rectangular: $H_R =287.5 \text{ mm}$ y $H_C =263.0 \text{ mm}$. Con esto se tiene que cuando ambas estructuras tengan la misma carga, quien descargará más gasto será el orificio rectangular.

$$Q_R > Q_C$$

En la descarga del orificio circular; las partículas del líquido en la proximidad del orificio se mueven aproximadamente en dirección al centro del mismo, de modo que, por efecto de su inercia, la deflexión brusca que sufren produce una contracción en el chorro como se puede observar en la figura 62. Posteriormente el chorro se abre como un abanico y el perfil superior de la vena líquida se deforma, por efecto de la aceleración de la gravedad.

Cuando el orificio descarga a otro tanque cuyo nivel está por arriba del canto inferior del orificio, se dice que la descarga es ahogada. El ahogamiento puede ser total o parcial. Debido a que es un orificio de gran dimensión y de poca profundidad, el chorro choca con el fondo del canal, haciendo que el nivel se aproxime al borde inferior del orificio (Figura 63).



Figura 62. Vista superior de la vena líquida.



Figura 63. Vista lateral izquierda de la vena líquida.

BIBLIOGRAFIA

Pérez Farras, Luis. Nociones sobre orificios y vertederos, tipos de escurrimiento uniforme en canales, remansos y resaltos, y su relación con la sedimentación y la corrosión en cloacas. Disponible en: <http://escuelas.fi.uba.ar/iis/Orificios%20y%20vertederos.pdf>

Pérez Morales, Guillermo Benjamín; Rodríguez Castro, Jesús Alberto; et al. Manual de práctica de canales. UMSNH-Facultad de Ingeniería Civil Disponible en: http://hidraulica.umich.mx/laboratorio/images/man_pdf/5o/5_p5.pdf

Sotelo Ávila, Gilberto (1974): Hidráulica general, Volumen 1 Fundamentos. Editorial Limusa.

Citar bibliografía: <http://www.asmadrid.org/spanish/depto/ling/sint/bg.htm>

CAPITULO 4. ORIFICIO RECTANGULAR DE CRESTA DELGADA.

LABORATORIO DE HIDRÁULICA

“ENZO LEVI”

HIDRÁULICA DE CANALES: PRACTICAS PARA ESTUDIANTES

PRACTICA 4. COMPORTAMIENTO DEL FLUJO A TRAVES DE UN ORIFICO RECTANGULAR DE CRESTA DELGADA.

OBJETIVOS

Visualizar las líneas de corriente y el perfil del flujo correlacionándolo con la carga hidráulica en un vertedor rectangular, así como en un orificio rectangular.

Determinar la fórmula Q-H y Cd de un vertedor rectangular y orificio rectangular.

INTRODUCCIÓN

Un vertedor es un dique o pared que intercepta una corriente de un líquido con superficie libre, causando una elevación del nivel del flujo aguas arriba de la misma. Los vertedores se emplean bien para controlar ese nivel, es decir, mantener un nivel aguas arriba que no exceda un valor límite, o bien para medir el caudal circulante por un canal. Como vertedor de medida, el caudal depende de la altura de la superficie libre del canal aguas arriba, además que depende de la geometría; por ellos, un vertedor resulta un medidor sencillo pero efectivo de caudal en canales abiertos. Hacia esta segunda aplicación está enfocada la presente práctica.

DEFINICIONES, FÓRMULAS Y UNIDADES A UTILIZAR

Vertedor: es un dispositivo utilizado para controlar y medir pequeños caudales de líquidos en canales abiertos.

Altura: es la diferencia de cotas entre el fondo del canal de aproximación a la cresta, medidas aguas arriba y junto al vertedor.

Carga hidráulica: es la altura alcanzada por el agua, la cual se considera desde la cota de la cresta del vertedor.

Coefficiente de descarga: es la relación entre el caudal medido y el caudal calculado teóricamente.

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

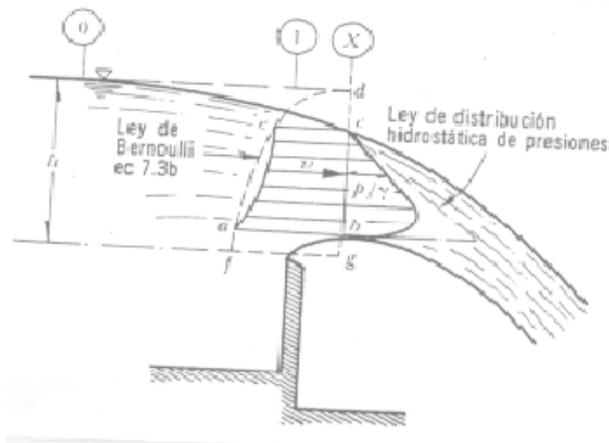
Contracción lateral: es la reducción del ancho efectivo del flujo en un vertedor de pared delgada como consecuencia de su angostamiento lateral con relación al ancho del canal.

Vertedor Rectangular

Para obtener la ecuación general del gasto de un vertedero de pared delgada y sección geométrica rectangular, se considera que su cresta está ubicada a una altura w , medida desde la plantilla del canal de alimentación. El desnivel entre la superficie inalterada del agua, antes del vertedor y la cresta, es h y la velocidad uniforme de llegada del agua es V_0 , de tal modo que: $H = h + \frac{V_0^2}{2g}$

Si w es muy grande, $\frac{V_0^2}{2g}$ es despreciable y $H = h$.

El vertedero rectangular tiene como ecuación que representa el perfil de forma, la cual es normalmente conocida, $X = b / 2$. Donde b es la longitud de la cresta. Al aplicar la ecuación de Bernoulli para una línea de corriente entre los puntos 0 y 1, de la figura 64, se tiene



$$h_0 + \frac{V_0^2}{2g} = h_0 - h + y + \frac{V^2}{2g}$$

$$H = h + \frac{V_0^2}{2g} = y + \frac{V^2}{2g}$$

Figura 64. Aspecto real del flujo.

Si $V_0^2 / 2g$ es despreciable, la velocidad en cualquier punto de la sección 1 vale,

$$v = \sqrt{2g(h - y)}$$

El gasto a través del área elemental, es entonces:

$$Q = -\mu \sqrt{2g} b \int_0^h (h - y)^{\frac{1}{2}} (-dy)$$

y efectuando la integración es:

$$Q = -\mu \sqrt{2g} b \left[(h - y)^{\frac{3}{2}} \right]_h^0$$

y finalmente

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu b h^{\frac{3}{2}}$$

La cual es la ecuación general para calcular el gasto en un vertedero rectangular cuya carga de velocidad de llegada es despreciable.

En la deducción de las ecuaciones para vertederos de pared delgada en general se han considerado hipótesis únicamente aproximadas, como la omisión de la pérdida de energía que se considera incluida en el coeficiente m , pero quizá la más importante que se ha supuesto, es la que en todos los puntos de la sección 1 las velocidades tienen dirección horizontal y con una distribución parabólica, efectuándose la integración entre los límites 0 y h . Esto equivale a que en la sección el tirante debe alcanzar la magnitud h . Por otra parte, al aplicar la ecuación de Bernoulli entre los puntos 0 y 1 se ha supuesto una distribución hidrostática de presiones. Esto implica una distribución uniforme de las velocidades V_0 y v para todos los puntos de las secciones 0 y 1, respectivamente.

La red de flujo de un vertedero rectangular muestra que las líneas de corriente sobre la cresta poseen una curvatura que modifica la distribución de presiones hidrostáticas. En la figura 65 se muestran las distribuciones tanto de presiones como de velocidades. La red de flujo indica, a su vez, que la lámina vertiente sufre contracciones en su frontera superior e inferior, por lo que existe una sección contraída X sobre el punto de máxima altura alcanzado por la frontera inferior de la lámina vertiente, donde se presentan velocidades cuyas componente horizontales se apartan de la ley parabólica.

El coeficiente m de gasto representa la relación entre las distribuciones de velocidades y la parábola de distribución hipotética de velocidades, representadas en la figura 1. Debe ser de tipo experimental y próximo a 0.60, que corresponde al de un orificio de pared delgada.

Cuando el vertedero rectangular se encuentra al centro de un canal, de ancho B mayor que la longitud de cresta b del vertedor (Figura 65), se producen contracciones laterales semejantes a las de un orificio.

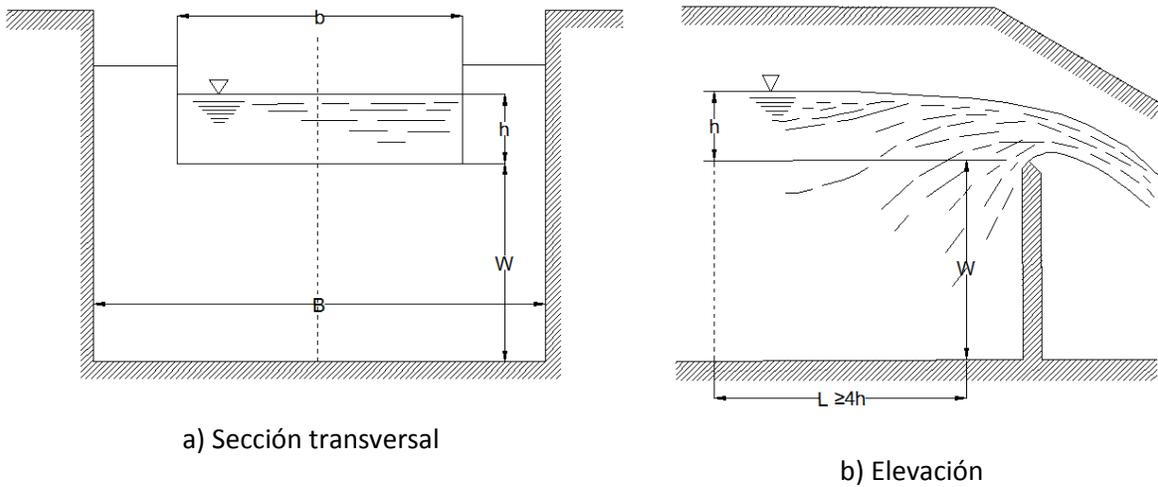


Figura 65. Vertedor rectangular con contracciones laterales

En la ecuación general para calcular el gasto se utiliza la carga total, $H = h + \frac{V_0^2}{2g}$

$$\text{En lugar de } h: Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2gb} \left(\frac{V_0^2}{2g} + h \right)^{\frac{3}{2}}$$

Esta ecuación se puede también escribir en la forma siguiente:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \left(1 + \frac{V_0^2}{2gh} \right)^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g} bh^{\frac{3}{2}} = K \sqrt{2g} bh^{\frac{3}{2}}$$

El paréntesis en la ecuación anterior se puede desarrollar en forma aproximada como sigue:

$$\left(1 + \frac{V_0^2}{2gh} \right) = 1 + \frac{3}{2} \frac{V_0^2}{2gh} + \dots$$

Como el área en la sección 0 es $A = B (h + w)$ resulta que

$$\frac{V_0^2}{2gh} = \frac{Q^2}{2gB^2 (h + w)^2 h}$$

Al resolver las ecuaciones anteriores, resulta finalmente:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g\mu} \left[1 + \frac{3}{2} K^2 \left(\frac{b}{B} \right)^2 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2 \right] bh^{\frac{3}{2}}$$

Lo cual muestra que el gasto se puede calcular con la ecuación general siempre que en el coeficiente μ se incluyan los efectos de b / B y de w .

Q = gasto (m^3/s).

b = Longitud de la cresta vertedora m .

h = Tirante sobre el vertedor (m).

w ó p = Profundidad (distancia entre el fondo del canal y la cresta del vertedor (m)).

Orificio Rectangular

Suponiendo un plano de referencia que coincida con el centro de gravedad del orificio, la aplicación de la ecuación de Bernoulli entre las secciones 1 y 2 de una vena líquida, considerando despreciable la velocidad de llegada al orificio se tiene la expresión:

$$H = \frac{V^2}{2g}$$

Donde se ha despreciado el desnivel entre los centros de gravedad del orificio y la sección contraída, se obtiene:

$$V = \sqrt{2gH}$$

Los resultados obtenidos en la ecuación anterior concuerdan con los obtenidos experimentalmente solo si se corrigen, mediante un coeficiente C_v llamado de velocidad.

$$V = C_v \sqrt{2gH}$$

Donde C_v , coeficientes sin dimensiones muy próximos a 1, es de tipo experimental y además corrige el error al no considerar la pérdida de energía.

Si el área de la sección contraída se calcula en términos de la del orificio, por medio de un coeficiente C_c llamado de contracción:

$$A_c = C_c A$$

El gasto descargado en el orificio es entonces:

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

$$Q = C_d A \sqrt{2 gH}$$

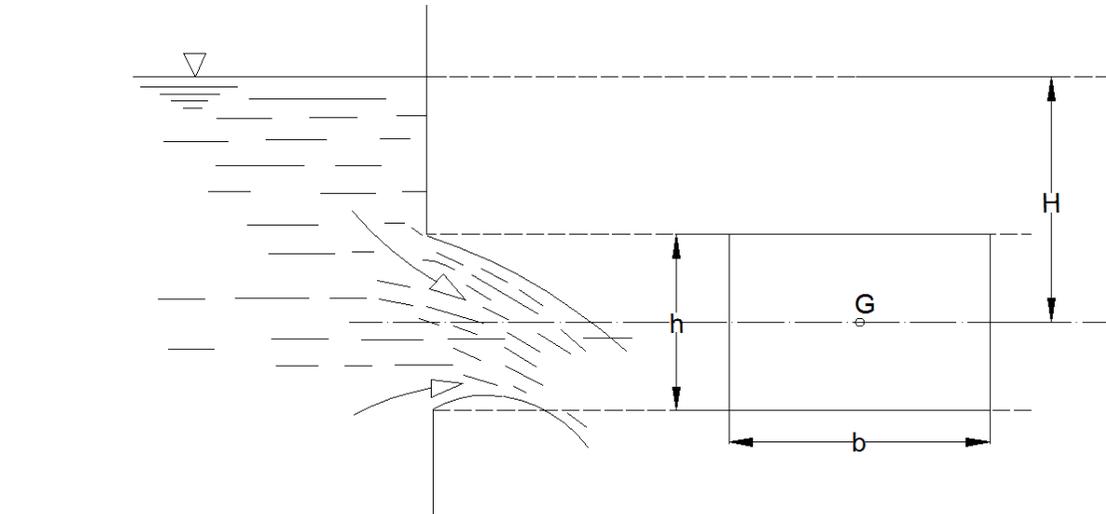


Figura 66. Orificio rectangular de gran dimensión o poca carga.

Dónde:

Q = gasto (m³/s).

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

h = longitud de la cresta vertedora (m).

b = Ancho del orificio (m).

H = carga o tirante de agua sobre el orificio (medido desde el centroide del orificio hasta la superficie libre de agua (m).

C_d = Coeficiente de gasto dependen de la geometría del flujo y del número de Reynolds. Estos coeficientes han sido determinados para las compuertas por diversos investigadores y se puede encontrar sus valores en las figuras 6.15 y 6.16, para compuertas planas y 6.18 y 6.19 para compuertas radiales, del libro “Hidráulica General”, de Gilberto Sotelo.

EQUIPO

Flexometro

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

Nivel de burbuja

Azul de metileno

Cuadrícula graduada impresa en lámina transparente (acetato)

Cinta adhesiva transparente

PROCEDIMIENTO

I Calibración de la estructura

1. Instalar la estructura, en este caso; el orificio que se va a ensayar.
2. Establecer las características geométricas de la estructura
2. Se pone a funcionar la estructura, verificando que el nivel del agua en el depósito de carga constante se encuentre a su máximo nivel.
3. Establecer una carga H pequeña y esperar que se estabilice.

II Mediciones

1. Aforar el caudal.
2. Medir la carga hidráulica H sobre el vertedor y/o sobre el centro del orificio.
3. Aumentar la carga H y repetir los pasos del 1 y 2, para varias cargas diferentes.
4. Anotar los resultados obtenidos en las Tablas 14 y 15.

III Cálculos y Resultados

1. Calcule para cada valor Q, H el coeficiente de descarga Cd, tanto para el vertedor como para orificio. Analice los resultados.
2. Evaluar Ce, Kb y Kh (vertedor).
3. Determine para cada caudal el número de Reynolds (Re) (orificio).
4. Resuma los resultados en la Tabla 14 (vertedor) y la Tabla 15 (Orificio).
5. Analice los coeficientes Cd teórico, Cd aforado, concentrados en las Tablas 14 y 15.
6. Graficar los valores de H vs Q, comparando el gasto calculado con el medido
7. Observaciones.

DESARROLLO DE LA PRÁCTICA

Vertedor Rectangular

Medición de la sección transversal y del vertedor de cresta delgada, los datos obtenidos se muestran de manera ilustrativa (figura 67).

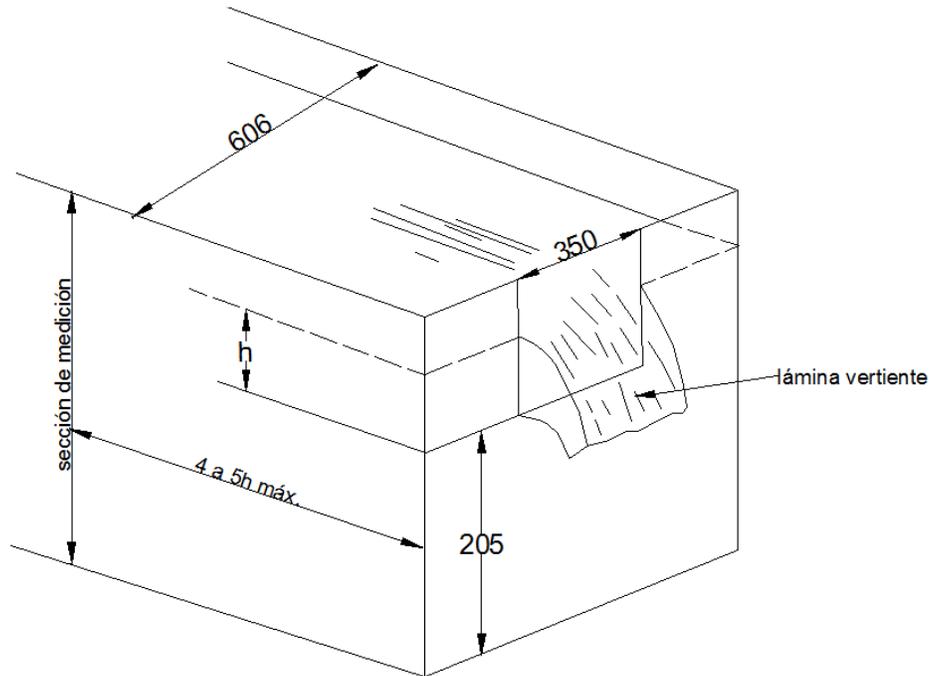


Figura 67. Medición de la sección transversal (acotaciones en mm)

Utilizando la formula básica del vertedor rectangular:

Fórmula: Kindsvater-Carter (ISO 1438/1-1980 (E))

$$Q = C_e \frac{2}{3} \sqrt{2g} b_e h_e^{\frac{3}{2}}$$

Se evalúan las variables:

Donde; C_e es el coeficiente de descarga

b_e , es el ancho efectivo

h_e , es la carga efectiva

El coeficiente de descarga C_e ha sido determinado por experimento como una función de dos variables de la fórmula

$$C_e = f\left(\frac{b}{B}, \frac{h}{p}\right) \quad ; \quad C_e = a + a' \left(\frac{h}{p}\right)$$

En la figura 68, se pueden determinar a y a' .

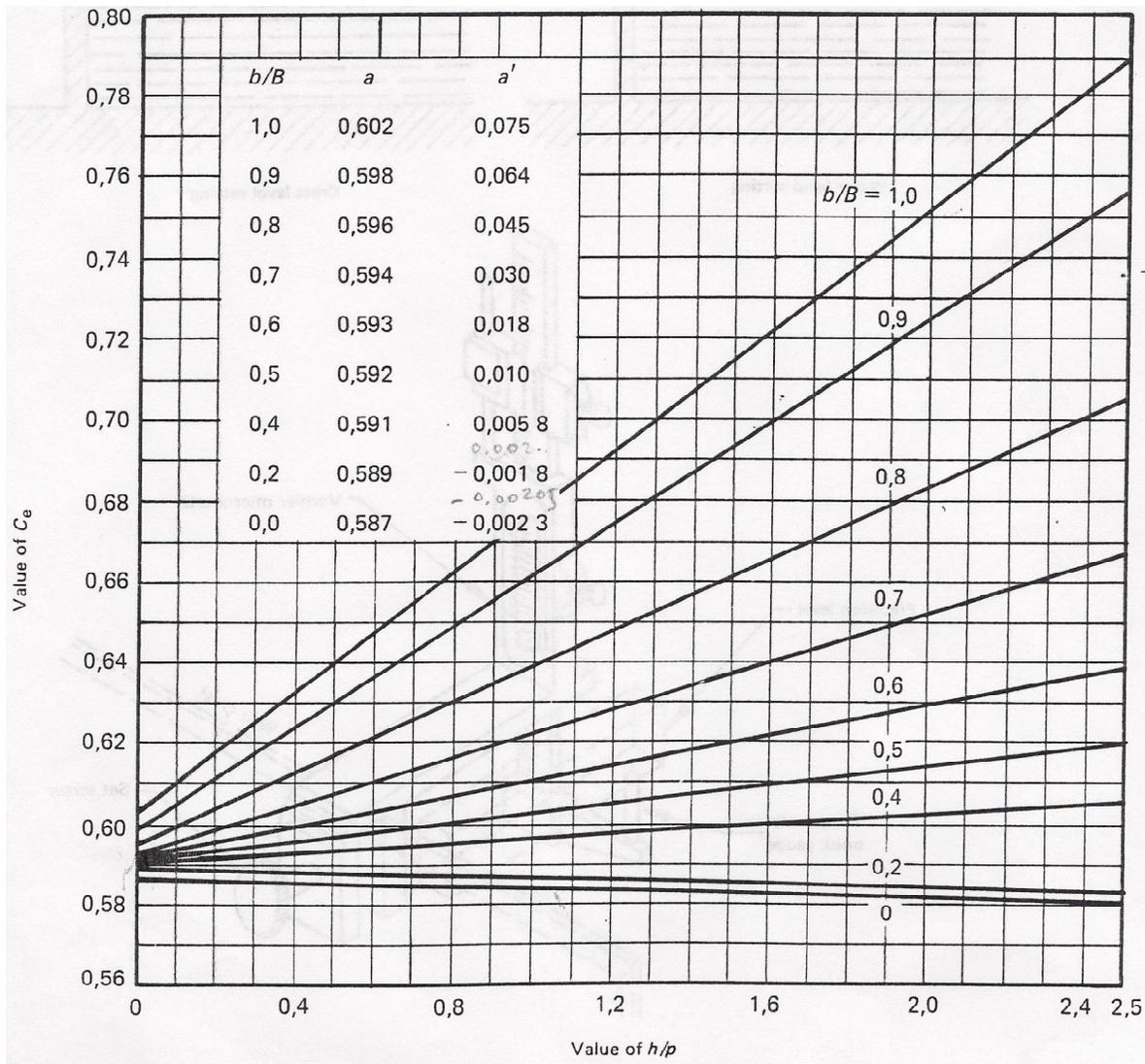


Figura 68. Coeficiente de descarga C_e (ISO 1438/1).

El ancho efectivo y la carga son definidos por las siguientes ecuaciones:

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.
 Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

$$b_e = b + k_b$$

$$h_e = h + k_h$$

En el que k_b y k_h cantidades en metros son determinados experimentalmente, y pueden obtenerse de la siguiente manera, k_h tiene un valor constante de 0.001 m (Figura 69).

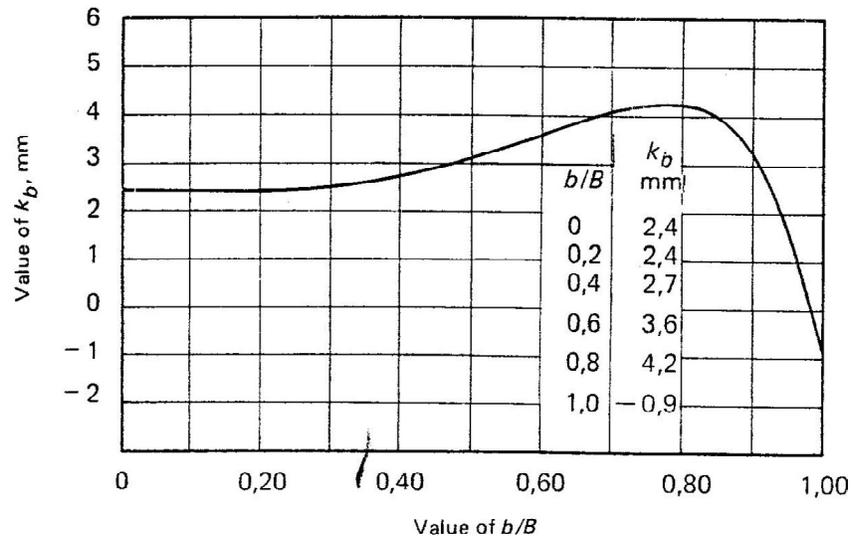


Figura 69. Valores de k_b relación b/B (ISO 1438/1).

Con la ayuda de tablas y nomogramas anteriores, realizar las operaciones propias que se requieren para el cálculo de las diferentes variables (tabla 12).

Tabla 12. Concentrado de datos para el cálculo del gasto.

Tipo de vertedor:	Rectangular con Contracción lateral	
Ancho de la cresta b :	350	mm
Ancho del canal B :	606	mm
Profundidad p :	205	mm
$b/B=$	0.578	
$a=$	0.593	
$a'=$	0.018	
$k_b=$	3.6	mm
$k_h=$	1	mm
$g=$	9.81	m/s ²

Se concentran los datos en una hoja de cálculo (tabla 13), se introduce la fórmula (Kindsvater-Carter). Se realiza el cálculo de gasto a partir del tirante dado (h).

Fórmula: Kindsvater-Carter (ISO 1438/1-1980 (E))

$$Q = C_e \frac{2}{3} \sqrt{2g} b e h e^{\frac{3}{2}}$$

Las celdas que se encuentran sombreadas de color amarillo, son las seleccionadas para medirse en el canal de pruebas.

Tabla 13. Hoja de cálculo para el gasto de un vertedor rectangular.

Carga h en mm	Gasto en lps										
1	0.055	54	8.051	107	22.325	160	40.948	213	63.231	266	88.791
2	0.102	55	8.272	108	22.639	161	41.336	214	63.684	267	89.303
3	0.157	56	8.496	109	22.954	162	41.725	215	64.138	268	89.816
4	0.219	57	8.722	110	23.272	163	42.116	216	64.593	269	90.330
5	0.288	58	8.950	111	23.590	164	42.508	217	65.050	270	90.846
6	0.363	59	9.180	112	23.910	165	42.901	218	65.507	271	91.362
7	0.444	60	9.412	113	24.232	166	43.296	219	65.966	272	91.879
8	0.529	61	9.645	114	24.555	167	43.692	220	66.426	273	92.398
9	0.620	62	9.881	115	24.880	168	44.089	221	66.887	274	92.917
10	0.715	63	10.119	116	25.206	169	44.487	222	67.349	275	93.438
11	0.815	64	10.358	117	25.533	170	44.887	223	67.812	276	93.959
12	0.919	65	10.600	118	25.862	171	45.287	224	68.276	277	94.482
13	1.028	66	10.843	119	26.193	172	45.689	225	68.742	278	95.006
14	1.140	67	11.089	120	26.525	173	46.093	226	69.208	279	95.531
15	1.256	68	11.336	121	26.858	174	46.498	227	69.676	280	96.057
16	1.376	69	11.585	122	27.193	175	46.903	228	70.145	281	96.583
17	1.499	70	11.836	123	27.529	176	47.311	229	70.615	282	97.111
18	1.626	71	12.088	124	27.867	177	47.719	230	71.087	283	97.641
19	1.756	72	12.343	125	28.206	178	48.129	231	71.559	284	98.171
20	1.890	73	12.599	126	28.547	179	48.539	232	72.032	285	98.702
21	2.027	74	12.857	127	28.889	180	48.952	233	72.507	286	99.234
22	2.167	75	13.117	128	29.232	181	49.365	234	72.983	287	99.767
23	2.310	76	13.379	129	29.577	182	49.779	235	73.460	288	100.302
24	2.456	77	13.642	130	29.924	183	50.195	236	73.937	289	100.837
25	2.605	78	13.908	131	30.271	184	50.612	237	74.417	290	101.373
26	2.758	79	14.175	132	30.620	185	51.031	238	74.897	291	101.911
27	2.913	80	14.443	133	30.971	186	51.450	238.118	74.954	292	102.449
28	3.071	81	14.714	134	31.323	187	51.871	239	75.378	293	102.989
29	3.231	82	14.986	135	31.676	188	52.293	240	75.861	294	103.529
30	3.395	83	15.260	136	32.031	189	52.716	241	76.344	295	104.071
31	3.561	84	15.535	137	32.387	190	53.140	242	76.829	296	104.614
32	3.729	85	15.813	138	32.744	191	53.566	243	77.315	297	105.158
33	3.901	86	16.092	139	33.103	192	53.993	244	77.802	298	105.702
34	4.075	87	16.372	140	33.463	193	54.421	245	78.290	299	106.248
35	4.251	88	16.655	141	33.825	194	54.850	246	78.779	300	106.795
36	4.430	89	16.938	142	34.187	195	55.280	247	79.269		
37	4.612	90	17.224	143	34.552	196	55.712	248	79.760		
38	4.796	91	17.511	144	34.917	197	56.145	249	80.253		
39	4.982	92	17.800	145	35.284	198	56.579	250	80.746		
40	5.171	93	18.091	146	35.652	199	57.014	251	81.241		
41	5.362	94	18.383	147	36.022	200	57.450	252	81.736		
42	5.555	95	18.677	148	36.393	201	57.888	253	82.233		
43	5.751	96	18.972	149	36.765	202	58.327	254	82.731		
44	5.949	97	19.269	150	37.139	203	58.767	255	83.230		
45	6.150	98	19.567	151	37.514	204	59.208	256	83.730		
46	6.352	99	19.868	152	37.890	205	59.650	257	84.232		
47	6.557	100	20.169	153	38.268	206	60.094	258	84.734		
48	6.764	101	20.473	154	38.647	207	60.538	259	85.237		
49	6.973	102	20.777	155	39.027	208	60.984	260	85.742		
50	7.184	103	21.084	156	39.409	209	61.431	261	86.247		
51	7.398	104	21.392	157	39.792	210	61.880	262	86.754		
52	7.613	105	21.701	158	40.176	211	62.329	263	87.261		
53	7.831	106	22.012	159	40.561	212	62.779	264	87.770		
								265	88.280		

La tabla 14, muestra en la columna 2 (columna sombreada), los tirantes medidos en el canal. A partir de éstos datos se calculan los coeficientes de descarga; así también, la comparación de los gastos medidos respecto de los calculados. Considerándose que la estructura está funcionando como vertedor.

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

Orificio Rectangular

Tabla 14. Concentrado de datos del Vertedor Rectangular.

SERIE	h (m)	w (m)	Y (m)	Cd Teórico	Cd aforado	Q m lps	Q c lps
1.1	0.052	0.205	0.257	0.62310439	0.67424143	5.133	7.613
1.2	0.100	0.205	0.305	0.64258537	0.82750756	16.69	20.169
1.3	0.159	0.205	0.364	0.66653073	0.90949821	36.54	40.176
1.4	0.200	0.205	0.405	0.68317073	0.91975631	52.84	57.450
1.5	0.250	0.205	0.455	0.70346341	0.94654844	76.43	80.746
1.6	0.310	0.205	0.515	0.72781463	0.99911045	106.7	106.795

En la tabla número 15 se muestran en la columna H (columna sombreada), los tirantes medidos en el canal de pruebas; cuando la estructura está funcionando como orificio. A partir de los tirantes se hace el cálculo del coeficiente de descarga, el número de Reynolds y así llegar al cálculo del gasto.

$$\text{Número de Reynolds } Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{\sqrt{2gHD}}{\nu}$$

Se observa que para números de Reynolds $Re > 10^5$, el coeficiente Cd es independientes de dicho número y adquiere un valor constante de $Cd = 0.6$ (Figura 70).

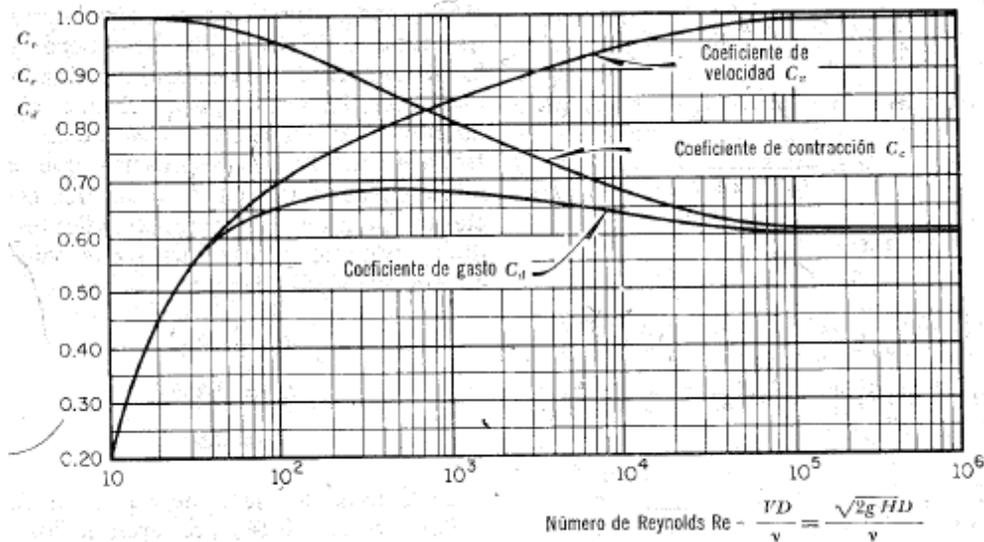


Figura 70. Variación de los coeficientes de velocidad, contracción y gasto, con el número de Reynolds en un orificio circular.

Tabla 15. Concentrado de datos de Orificio Rectangular

No. de Ensayo	H (mm)	h (mm)	B (mm)	A (mm ²)	Cd	Re	g (mm/s ²)	Q calculado (lps)	Q medido (lps)
1	210.0	317.0	350.0	110,950.0	0.6	38,635.34	9810	135.1256219	140.6
2	263.0	317.0	350.0	110,950.0	0.6	43,236.74	9810	151.2188506	156.6
3	295.0	317.0	350.0	110,950.0	0.6	45,791.63	9810	160.1544707	166.4

Graficar los valores de H vs Q, comparando el gasto calculado con el medido.

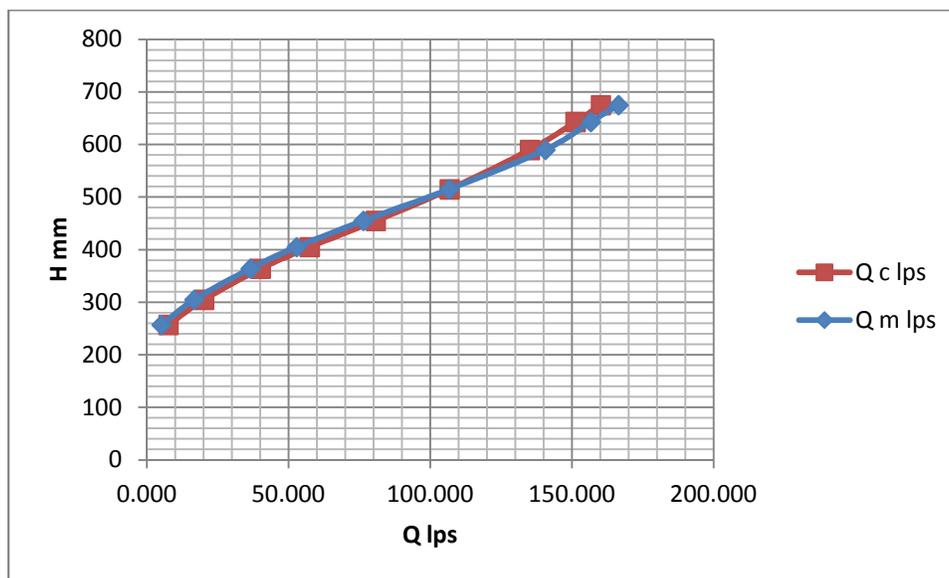


Figura 71. Gráfica H VS Q.

Al comparar los gastos medidos contra los calculados (Figura 71), se observa que cuando la estructura está funcionando como vertedor el comportamiento de los datos graficados tiene una tendencia equivalente entre el gasto calculado y el gasto medido, en el tramo que corresponde a un vertedor.

Cuando es el caso, que la estructura funciona como orificio (los últimos 3 puntos), el comportamiento de los datos obtenidos forma una línea con tendencia proporcional entre la carga en el canal y el gasto descargado, tanto en los gastos aforados como en los calculados, con la diferencia de que los valores encontrados en los gastos medidos son mayores a los calculados, con una diferencia de 5 lps.

Observaciones

Observar la lámina de agua que vierte sobre el vertedor, en coordenadas rectangulares para cada uno de los gastos, apoyándose del azul de metileno para una mejor visualización.

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

Identificar los fenómenos que se generan en el canal, aguas arriba y aguas abajo de la estructura.

Vertedor Rectangular

Aguas Arriba de la estructura: La posición en la que se encuentra el tubo que suministra el azul de metileno es para que la tinta fluya por la parte inferior de la superficie. Para que cuando empiece a verter, resalte la curvatura inferior de la vena líquida.

Aguas debajo de la estructura: El gasto que está vertiendo es pequeño y es perceptible la curvatura inferior de la vena líquida (Figura 72).

Aguas Arriba de la estructura: El flujo se mantiene estable, la tinta es colocada en la parte inferior del vertedor.

Aguas debajo de la estructura: Aunque es suficiente la cantidad de tinta, cuando es vertido se difumina el colorante. Se observa que en la zona aireada permanece limpia (figura 73).

Aguas Arriba de la estructura: El flujo permanece estable, aunque aumento el gasto no se observan fluctuaciones.

Aguas debajo de la estructura: La cantidad de tinta, impregna a la vena de agua y se observa la forma de las salientes de la vena, de debe a los vértices del vertedor (Figura 74).



Figura 72. Serie 1-B



Figura 73. SERIE 1.2-D



Figura 74. SERIE 1.3-D

Aguas debajo de la estructura: La forma del vertedor, permite que el chorro de agua presente una contracción, que se puede apreciar en las figuras 75, 76 y 77.

El volumen de agua almacenado entre la estructura y el chorro de agua, intenta ahogar la descarga.



Figura 75. SERIE 1.4-D



Figura 76. SERIE 1.5-D

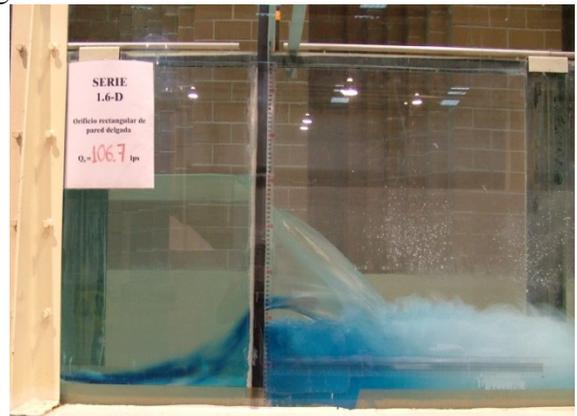


Figura 77. SERIE 1.6-D

Orificio Rectangular

Aguas Arriba de la estructura: Son las cargas más grandes registradas en la serie, el azul de metileno suministrado en el fondo del canal se desvanece rápidamente.

Aguas debajo de la estructura: La velocidad con la que la vena golpea el fondo del canal, ocasiona la formación de vórtices y la generación de burbujas. (Figuras 78, 79, 80)

La vena forma una barrera impidiendo la salida del volumen de agua acumulado entre la estructura y el chorro de agua.



Figura 78. Serie 1.7-B



Figura 79. Serie 1.8-B



Figura 80. Serie 1.9-B

CONCLUSIONES

La eficiencia geométrica de este tipo de estructura es mejor comparada con el orificio circular, el área del orificio rectangular es mayor al área del orificio circular con una diferencia total mínima de área de 31.64 mm².

En las figuras 81 y 82 se observa como la vena líquida en ambas estructuras vierte de manera diferente, en cuanto a que en el orificio rectangular, por su forma geométrica las partículas descargan de modo que el chorro de agua se extiende, desembocando en forma rectangular que rápidamente se deforma y se dirige al centro como lo hace el orificio circular; éste descarga de manera que las partículas se mueven en dirección del centro del orificio; provocando una contracción mayor del chorro de agua.



Figura 81. Vista lateral izquierda del orificio rectangular.



Figura 82. Vista lateral izquierda del orificio circular.

BIBLIOGRAFIA

Pérez Farras, Luis. Nociones sobre orificios y vertederos, tipos de escurrimiento uniforme en canales, remansos y resaltos, y su relación con la sedimentación y la corrosión en cloacas. Disponible en: <http://escuelas.fi.uba.ar/iis/Orificios%20y%20vertederos.pdf>

Pérez Morales, Guillermo Benjamín; Rodríguez Castro, Jesús Alberto; et al. Manual de práctica de canales. UMSNH-Facultad de Ingeniería Civil Disponible en: http://hidraulica.umich.mx/laboratorio/images/man_pdf/5o/5_p5.pdf

Sotelo Ávila, Gilberto (1974): Hidráulica general, Volumen 1 Fundamentos. Editorial Limusa.

Citar bibliografía <http://www.asmadrid.org/spanish/depto/ling/sint/bg.htm>

CAPITULO 5. ORIFICIO ROMBOIDAL DE CRESTA DELGADA.

LABORATORIO DE HIDRÁULICA

“ENZO LEVI”

HIDRÁULICA DE CANALES: PRACTICAS PARA ESTUDIANTES

PRACTICA 5. COMPORTAMIENTO DEL FLUJO FRENTE A UN ORIFICO ROMBOIDAL DE AFORO DE CRESTA DELGADA.

OBJETIVOS

Visualizar y analizar las líneas de corriente y el perfil del flujo correlacionándolo con el perfil del flujo en un orificio rectangular y su comprobación.

Determinar la fórmula Q-H y C_e de un vertedor triangular, vertedor trapecial y orificio romboidal.

INTRODUCCIÓN

Este tipo de vertedero se emplea con frecuencia para medir caudales pequeños (inferiores aproximadamente a 6 l/s). En la Figura 83 se muestra un esquema de la geometría de este tipo de vertedero. El ángulo θ puede tomar cualquier valor, aunque es muy frecuente el vertedero con $\theta = 90^\circ$.

Igualmente puede determinarse la expresión que relaciona el caudal y la profundidad de flujo sobre la cresta de un vertedero triangular de pared delgada. Este tipo de vertederos se emplean también para la medición de caudales, obteniéndose una mejor precisión debido a que presentan mayor carga para un mismo caudal. Sin embargo por esta misma razón, se limita a la medición de caudales pequeños.

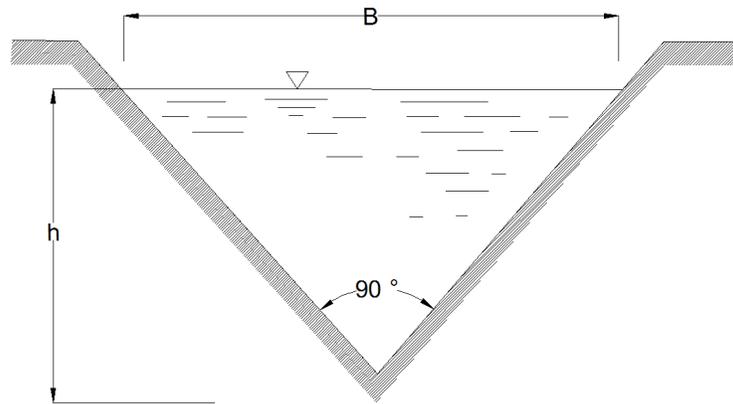


Figura 83. Características de un Vertedor triangular.

DEFINICIONES, FÓRMULAS Y UNIDADES A UTILIZAR

Vertedor Triangular

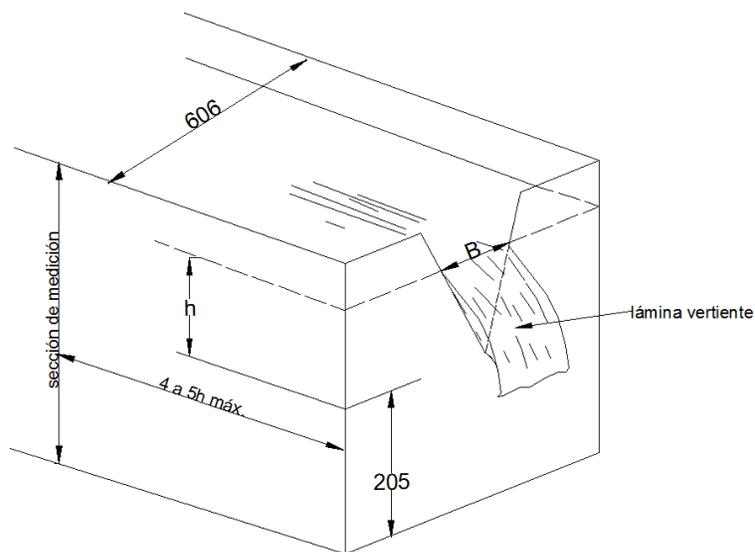


Figura 84. Características geométricas del vertedor triangular.

Fórmula: Kindsvater-Carter (ISO 1438/1-1980 (E))

$$Q = C_e \frac{2}{3} \sqrt{2g} b_e h_e^{3/2}$$

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.
 Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

$$h_e = h + k_h$$

$$C_e = f\left(\frac{h}{p}, \frac{p}{B}, \alpha\right)$$

Q = gasto (m³/s).

B = Longitud de la cresta vertedora m.

h = Tirante sobre el vertedor (m).

w ó p = Profundidad (distancia entre el fondo del canal y la cresta del vertedor (m).

Para obtener C_e , es necesario auxiliarse del nomograma de la figura 85.

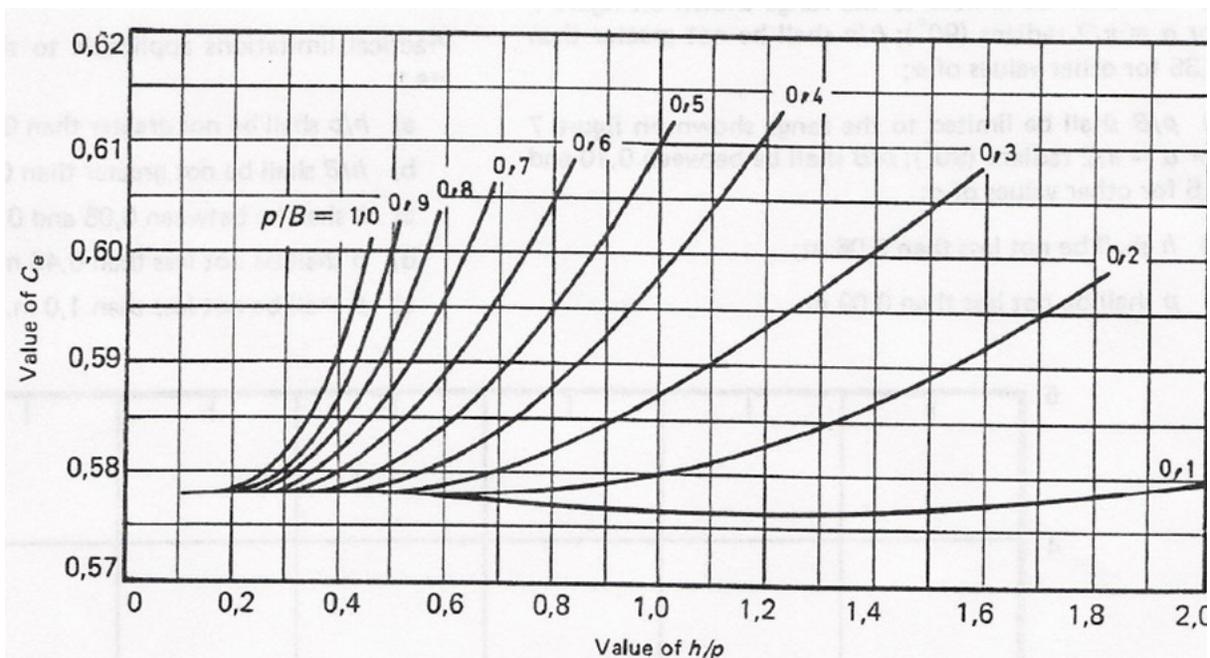


Figura 85. Coeficiente de descarga C_e ($\alpha = 90^\circ$)

Vertedor trapecial

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

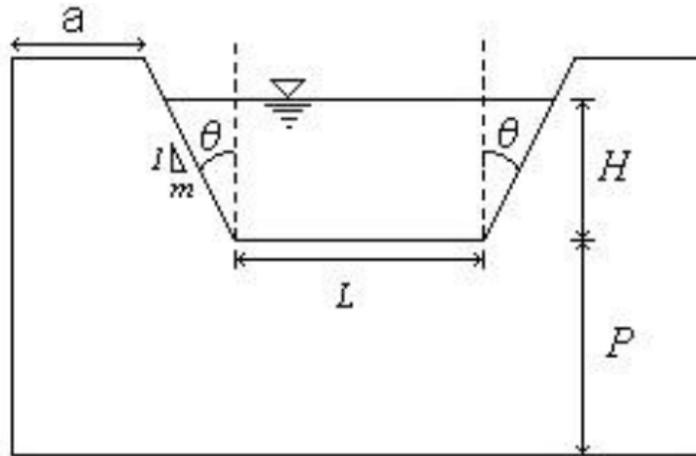


Figura 86. Vertedor trapecial.

$$Q = \frac{2}{3} C_{d1} \sqrt{2g} L H^{3/2} + \frac{8}{15} C_{d2} \sqrt{2g} H^{5/2} \tan \theta$$

Dónde:

C_{d1} Coeficiente de descarga para el vertedor rectangular con contracciones.

C_{d2} Coeficiente de descarga para el vertedor triangular.

L Longitud de la cresta.

θ Angulo de inclinación de los lados respecto a la vertical.

m Inclinación lateral.

La ecuación anterior puede transformarse así:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left[C_{d1} + \frac{4}{5} \frac{H}{L} C_{d2} \tan \theta \right] L H^{3/2}$$

Cuando la inclinación de los taludes laterales es de 4V:1H, el vertedor recibe el nombre de Cipolletti en honor a su inventor. La geometría de este vertedor ha sido obtenida de manera que las ampliaciones laterales compensen el caudal disminuido por las contracciones de un vertedor rectangular con iguales longitud de cresta y carga de agua.

Orificio Romboidal

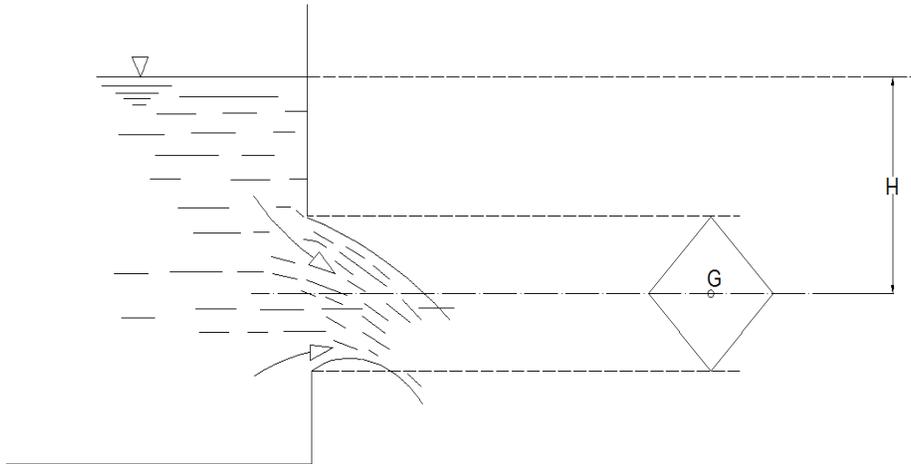


Figura 87. Características de un orificio Romboide.

$$Q = C_d A \sqrt{2 gH}$$

Dónde:

Q = gasto (m³/s).

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

h= longitud de la cresta vertedora (m).

b = Ancho del orificio (m).

H = carga o tirante de agua sobre el orificio (medido desde el centroide del orificio hasta la superficie libre de agua (m).

C_d = Coeficiente de gasto dependen de la geometría del flujo y del número de Reynolds. Estos coeficientes han sido determinados para las compuertas por diversos investigadores y se puede encontrar sus valores en las figuras 6.15 y 6.16, para compuertas planas y 6.18 y 6.19 para compuertas radiales, del libro “Hidráulica General”, de Gilberto Sotelo.

EQUIPO

Flexometro

Nivel de burbuja

Azul de metileno

Cuadrícula graduada impresa en lámina transparente (acetato)

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

Cinta adhesiva transparente

PROCEDIMIENTO

I Calibración de la estructura

1. Instalar la estructura, en este caso; el orificio que se va a ensayar.
2. Establecer las características geométricas de la estructura
2. Se pone a funcionar la estructura, verificando que el nivel del agua en el depósito de carga constante se encuentre a su máximo nivel.
3. Establecer una carga H pequeña y esperar que se estabilice.

II Mediciones

1. Aforar el caudal.
2. Medir la carga hidráulica H sobre el vertedor y/o sobre el centro del orificio.
3. Aumentar la carga H y repetir los pasos del 1 y 2, para varias cargas diferentes.
4. Anotar los resultados obtenidos en las Tablas 1 y 2.

III Cálculos y Resultados

1. Calcule para cada valor Q, H el coeficiente de descarga Cd, tanto para el vertedor como para orificio. Analice los resultados.
2. Considerando la expresión hallada para el vertedero triangular, calcule el caudal experimental, $Q_{\text{experimental}}$.
3. Calcule el caudal Q_t sobre el vertedor triangular mediante la ecuación.
4. Calcule el coeficiente Cd, para cada uno de los caudales ensayados
5. Resuma los resultados en la Tabla (vertedor triangular), Tabla (Vertedor trapecial y la Tabla (Orificio).
6. Determine para cada caudal el número de Reynolds (Re) (para el orificio).
7. Analice los coeficientes Cd teórico, Cd aforado, concentrados en las Tablas 1 y 2.
8. Graficar los valores de H vs Q, comparando el gasto calculado con el medido
9. Observaciones.

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.
Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

DESARROLLO DE LA PRÁCTICA

Vertedor triangular

Con la ayuda de tablas y nomogramas anteriores, realizar las operaciones propias que se requieren para el cálculo de las diferentes variables (tabla 16).

Tabla 16. Concentrado de datos para el vertedor triangular.

Tipo de vertedor:	Triangular con Contracción lateral		
α	90	mm	
Ancho del canal B :	613	mm	
Profundidad p :	205	mm	
$p/B=$	0.33442088		
$h/p=$	1.146		
$a=$	0.598		
$a'=$	0.064		
$k_b=$	2.3	mm	
$k_h=$	1	mm	
$g=$	9.81	m/s^2	
h	235		

La columna que se encuentra sombreada de color gris, son las mediciones que se registraron en las pruebas experimentales (Tabla 17).

Tabla 17. Concentrado de datos Vertedor Triangular

Serie	Y (m)	Ce (m)	he (m)	Q c (lps)	Q m (lps)
1	0.305	0.579	0.100	7.0062	1.841
2	0.315	0.579	0.150	19.3068	9.587
3	0.325	0.579	0.200	39.6330	21.66
4	0.335	0.579	0.235	59.3132	33.55

En la figura 88 se muestra una gráfica de los datos obtenidos. La línea azul indica el gasto medido en el canal, y la línea roja representa el gasto calculado.

Se observa como el gasto máximo calculado es mayor que el medido en el canal.

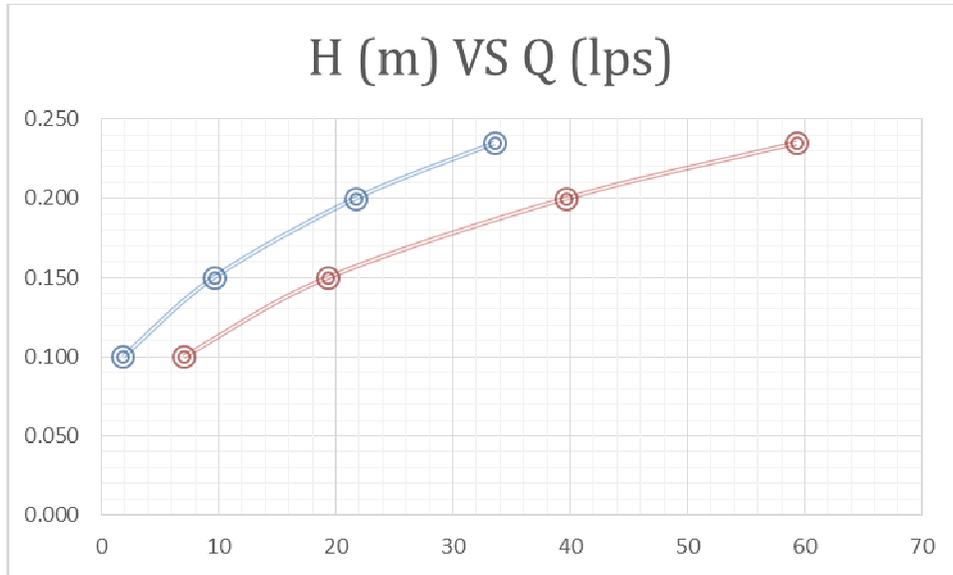


Figura 88. Gráfica H VS Q

Vertedor Romboidal

Una vez que la carga de agua supera la parte media del rombo, se presenta un vertedor con una sección compuesta; una sección triangular y una sección trapecial invertida.

El vertedor trapecial ha sido diseñado con el fin de disminuir el efecto de las contracciones que se presentan en un vertedero rectangular contraído.

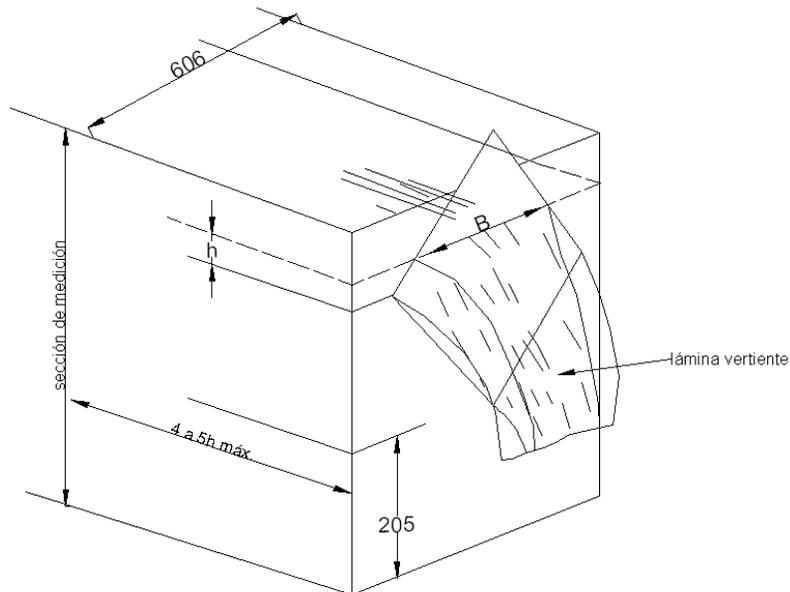


Figura 88. Características de un vertedor Trapecial.

En la tabla 18, las columnas sombreadas de color gris, son mediciones que se obtienen durante la prueba.

Al utilizar la fórmula que considera las 2 figuras geométricas en el cálculo del gasto, es necesario calcular el coeficiente de descarga de ambas figuras.

$C_d r$ es el coeficiente de descarga del rectángulo

$C_d t$ es el coeficiente de descarga del triángulo

Tabla 18. Concentrado de datos del Vertedor romboidal

Serie	H +P (m)	H (m)	L (m)	$C_d r$	$C_d t$	Qc (lps)	Qm (lps)
5	0.449	0.114	0.387	0.6	0.579	54.5062	56.86
6	0.540	0.205	0.287	0.6	0.579	124.4232	82.64
7	0.590	0.255	0.187	0.6	0.579	190.3701	104.8
8	0.640	0.305	0.087	0.6	0.579	278.9084	126.9

Se muestra en la figura 91 la gráfica del gasto respecto de la carga. El gasto medido y el gasto calculado, únicamente coinciden con la carga más pequeña.

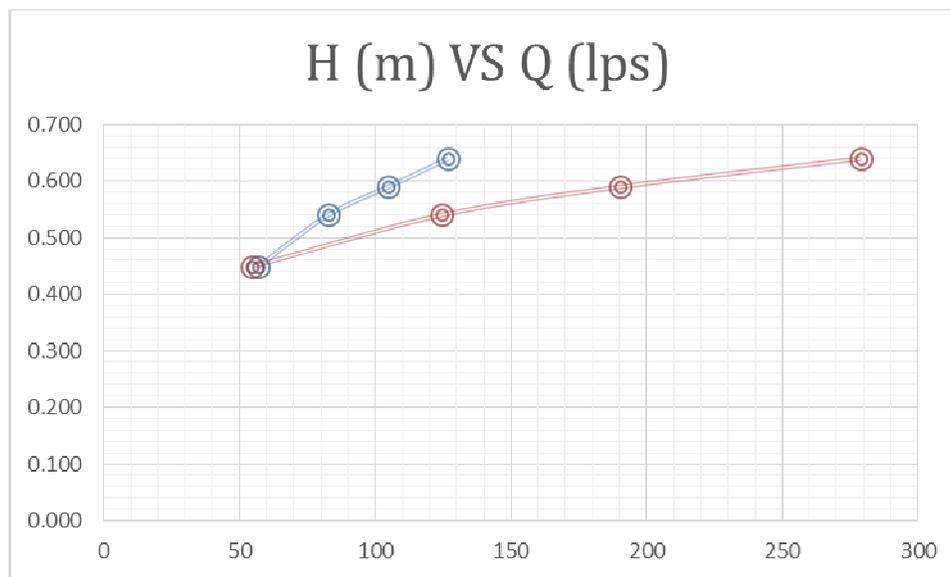


Figura 89. Gráfica H VS Q

Orificio Romboidal

En la tabla número 19 se muestran en la columna H (columna sombreada), los tirantes medidos en el canal de pruebas; cuando la estructura está funcionando como orificio. A

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

partir de los tirantes se hace el cálculo del coeficiente de descarga, el número de Reynolds y así llegar al cálculo del gasto.

$$\text{Número de Reynolds } Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{\sqrt{2gHD}}{\nu}$$

Se observa que para números de Reynolds $Re > 10^5$, el coeficiente C_d es independientes de dicho número y adquiere un valor constante de $C_d = 0.6$.

Tabla 19. Concentrado de datos Orificio Romboidal.

No. de Ensayo	H (mm)	h (m)	B (mm)	A (mm ²)	Cd	Re	g (mm/s ²)	Q calculado (lps)	Q medido (lps)
1	304.0	333.0	333.0	110,889.0	0.6	46,472.12	9810	162.489765	160.2
2	354.0	333.0	333.0	110,889.0	0.6	50,148.43	9810	175.343976	172.7
3	404.0	333.0	333.0	110,889.0	0.6	53,573.05	9810	187.318168	186.0

Gráfica de Gasto VS Carga.

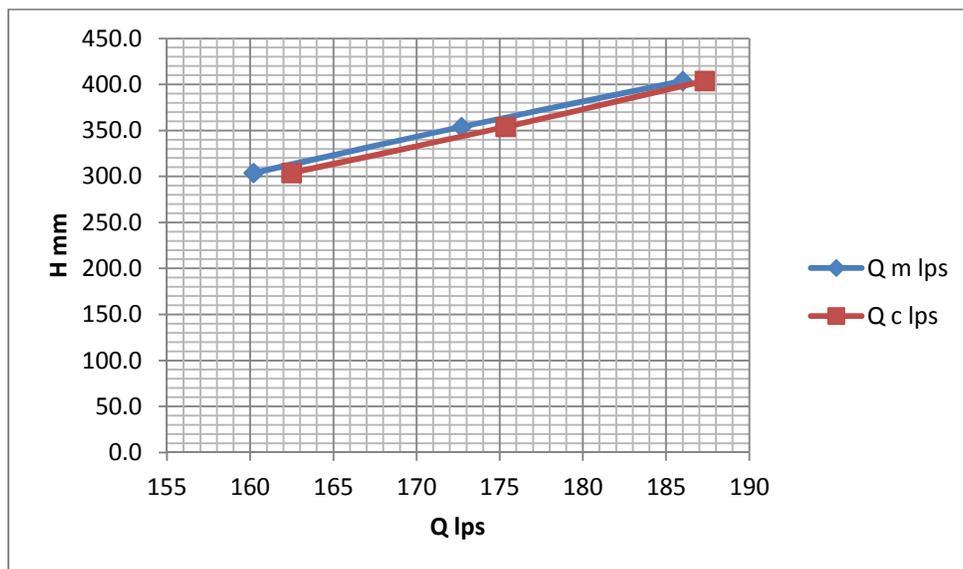


Figura 90. Gráfica de la carga respecto del gasto.

Al comparar los caudales medidos contra los calculados (Figura 92), se observa que cuando la estructura está funcionando como orificio, el comportamiento de los datos obtenidos forma una línea con tendencia proporcional entre la carga en el canal y el gasto descargado, tanto en los gastos aforados como en los calculados.

Observaciones

Vertedor Triangular

La estructura empieza a funcionar como vertedor triangular.

La lámina de agua es vertida, aunque en la figura 90 no se pueda apreciar la forma de la vena líquida (Figura 93).



Figura 91. Serie 1.1-E

En las figuras 94, 95 y 96 se muestra una vena líquida que no está formada totalmente, aguas abajo se observa un tirante pequeño.

La zona aireada que se localiza abajo del perfil inferior de la vena se distingue una cantidad considerable de agua obstruyendo ésta área.



Figura 92. Serie 1.2-E



Figura 93. Serie 1.3-E



Figura 94. Serie 1.4-E

Vertedor Romboidal

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

Con esta carga aguas arriba, la estructura empieza a funcionar como un vertedor trapecial.

La forma de la vena líquida se parece a la descarga de un vertedor rectangular (figura 97).



Figura 95. Serie 1.5-E

Aguas arriba de la estructura: El nivel está ubicado centímetros antes de que el orificio de ahogue, aun el dispositivo está funcionando como vertedor.

Aguas debajo de estructura: El perfil inferior de la vena líquida está definido, mientras que el perfil superior aun no toma forma. El chorro de agua está abierto, tomando la forma del trapecio (Figuras 98, 99, 100).

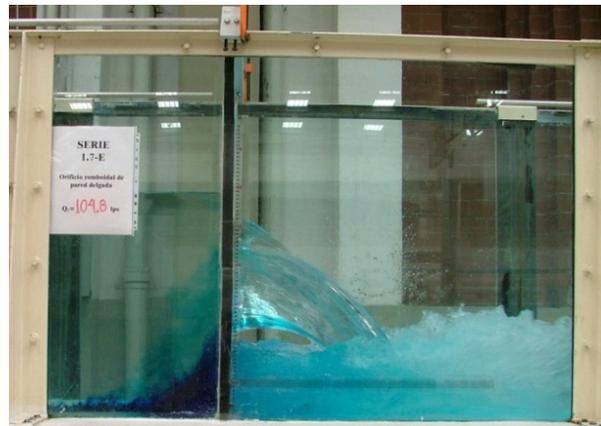


Figura 96. Serie 1.7-E

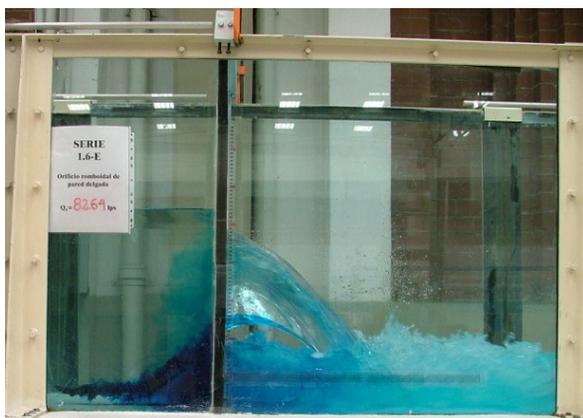


Figura 97. Serie 1.6-E



Figura 98. Serie 1.8-E

Orificio Romboidal

Aguas arriba de la estructura: El orificio se observa al centro de la estructura, con la misma distancia del centro de gravedad de la figura al fondo del canal como a la superficie libre. El azul de metileno es colocado por la parte inferior del orificio, paralelo al fondo del canal.

Aguas debajo de la estructura: Se observa un perfil inferior bien definido de la vena líquida, aunque la descarga intenta ahogar el orificio, se observa un área aireada bajo la curva (Figuras 101, 102, y 103). El chorro de agua se muestra cerrado, bien definido.



Figura 99. Serie 1.10-E



Figura 100. Serie 1.9-E



Figura 101. Serie 1.11-E

CONCLUSIONES

Esta estructura en particular debido a su forma simétrica, funciona de diferente manera dependiendo del nivel agua arriba de la estructura. Primero funciona como un vertedor triangular, una vez que el nivel aguas arriba ha llegado al centroide del orificio, empieza a funcionar como un vertedor trapecial. Cuando la carga ahoga el orificio ya se considera que está trabajando como un orificio.

Comparando la eficiencia geométrica de la estructura, como orificio trapecial y orificio rectangular se tiene que; aun cuando la diferencia en el área es mínimo $A_R=0.110950 \text{ m}^2$ y $A_T=0.110889 \text{ m}^2$, bajo esta condición ambas estructuras descargan el mismo gasto; aunque la carga sobre el orificio trapecial es mayor que el orificio rectangular: $H_R=295 \text{ mm}$ y $H_T=304.0 \text{ mm}$. La diferencia entre es de 6 lps entre estos orificios. Con esto se tiene que cuando ambas estructuras tengan la misma carga, quien descargará más gasto será el orificio rectangular.

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

$$Q_R > Q_T$$

Aunque por la forma que tiene este orificio permitió alcanzar el nivel aguas arriba de la estructura más grande de toda la serie de pruebas.

En la figura 104 se distingue la forma en que el azul de metileno pasa a través de la estructura, separándose y posteriormente dirigiéndose al centro de gravedad de la vena líquida. Se distingue también la contracción que se forma en cada uno de los vértices de la figura romboidal (en cada uno de los picos de la figura). Por efecto de la aceleración de la gravedad la forma que tiene el chorro cuando pasa a través de la estructura se pierde centímetros después de la descarga y choca con el fondo del canal.



Figura 102. Vista superior de la descarga del orificio Romboidal.

BIBLIOGRAFIA

Pérez Farras, Luis. Nociones sobre orificios y vertederos, tipos de escurrimiento uniforme en canales, remansos y resaltos, y su relación con la sedimentación y la corrosión en cloacas. Disponible en: <http://escuelas.fi.uba.ar/iis/Orificios%20y%20vertederos.pdf>

Pérez Morales, Guillermo Benjamín; Rodríguez Castro, Jesús Alberto; et al. Manual de práctica de canales. UMSNH-Facultad de Ingeniería Civil Disponible en: http://hidraulica.umich.mx/laboratorio/images/man_pdf/5o/5_p5.pdf

Sotelo Ávila, Gilberto (1974): Hidráulica general, Volumen 1 Fundamentos. Editorial Limusa.

Citar bibliografía <http://www.asmadrid.org/spanish/depto/ling/sint/bg.htm>

ANÁLISIS DE ELEMENTOS DISIPADORES DE ENERGÍA LOCALIZADAS EN LA RÁPIDA DE LA DESCARGA EN VERTEDORES ESCALONADOS.

CAPITULO 6. MEDICIÓN EMPLEANDO CELDAS DE PRESIÓN CON PRECISIÓN DEL 0.1% Y RANGO TOTAL DE 1.4 MCA EN MODELOS DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA ENZO LEVI.

ANTECEDENTES

En el Laboratorio de Hidráulica “Enzo Levi” (LHEL) se realizan estudios de funcionamiento, comportamiento y revisión del diseño de obras, equipos y fenómenos hidráulicos mediante la modelación física a escala reducida, esto es, la representación del fenómeno en un tamaño tal que pueda ser reproducido considerando la capacidad del laboratorio y las condiciones de similitud adecuadas. En este tipo de estudios se instalan módulos experimentales con geometrías de diseño original y modificadas, debidamente instrumentados.

Los parámetros más importantes que se miden son: los niveles de la superficie libre del agua, presiones y velocidades en diferentes puntos y en forma simultánea, por lo que se requiere un sistema de medición adecuado a tal fin.

En modelos a escala reducida se requiere representar y caracterizar las presiones en estructuras y sitios significativos, debido a la escala de reducción, es necesario que las mediciones se realicen con precisión adecuada, en este caso se piden celdas de presión con precisión del 0.1% y rango total de 1.4 mca.

OBJETIVOS

- Analizar elementos disipadores de energía de formas diversas y sobre todo de localización variada en la rápida de descarga que puedan ser usados en vertedores escalonado, con el fin de encontrar la mejor combinación de dimensiones/ubicación.
- Instalar, verificar y realizar mediciones en pruebas hidráulicas de modelos físicos, y obtener valores de medición de presiones con una certidumbre prudente en los modelos físicos y estructuras del vertedor de la presa “El Zapotillo”.
- Definir las condiciones de presión del flujo sobre el vertedor y deflectores en el modelo para extrapolarlos al prototipo, así como encontrar soluciones a la posible presencia de cavitación debida a presiones negativas bajo el flujo.

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

SELECCIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN

La medición de presiones en modelos físicos a escala reducida para flujo a superficie libre, se complica dada las diversas condiciones que puede tomar el flujo, en función a su energía específica, perturbaciones de la superficie libre del agua, inclusión de aire, etc.

Bajo la condición de Froude en simultaneidad con la condición de Euler, la presión medida en el modelo en unidades de altura de columna de agua, se extrapola al prototipo multiplicando por su escala de líneas. Así para una escala de 10, un metro medido en modelo representa 10 metros en prototipo, lo anterior aplica también para escalas negativas. Se aprecia entonces que cualquier error en la medición de presiones también es escalable en función de la escala de líneas.

Por lo anterior, se requieren mediciones con errores mínimos de tal forma que la influencia del resultado impacte de la misma forma en el diseño del prototipo.

Considerando el rango de medición esperado en el modelo, y la exactitud deseada, se suministraron para el servicio diez celdas de presión con un rango de 0 a 2 psig y una precisión de 0.1%.

MONTAJE DE LOS INSTRUMENTOS

Los sensores de presión, Keller America se instalaron en puntos específicos a lo largo de los deflectores (Figura 103).



Figura 103. Distribución de Sensores en los deflectores.

Las terminales son conectadas a una tablilla de clemas Phoenix contact type FL 25, un convertidor a RS 232 conectado a una computadora portátil, recibe una señal eléctrica y se convierte en datos gráficos.

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.

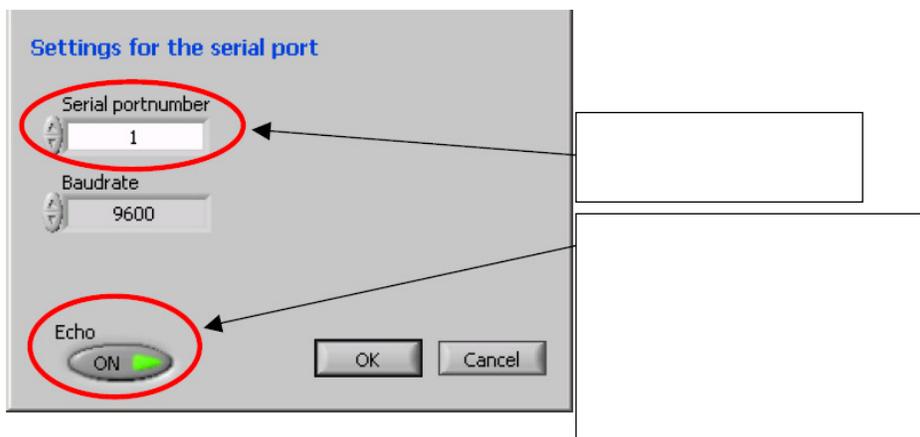
Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

La tablilla de clemas conecta a la fuente de poder (rectificador de corriente), así la fuente de poder se conecta a la red de corriente alterna.

Read30 es un software que fue diseñado con el propósito de leer la configuración de la presión-transmisor digital de la serie 30. Este programa se encuentra instalado en la computadora portátil, en donde se registran los datos.

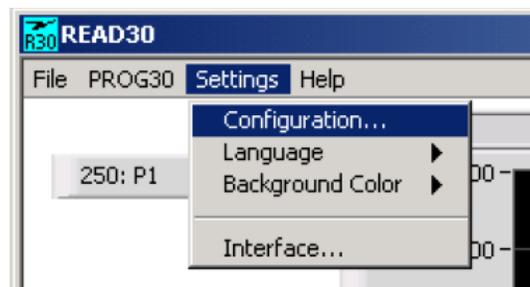
Mediciones

En el inicio del software READ30, un cuadro de diálogo para seleccionar la velocidad del transmisor (9600 o 11520), COM-puerto y el modo de eco para la transmisión (on/off). Para permitir una comunicación con el transmisor digital desde un ordenador, un puerto RS 232 al convertidor de RS 485 tiene que ser insertado entre el ordenador y digital transmisor.



Channel set-up

Con el fin de permitir que el programa registre los valores, los cables necesarios en los transmisores tienen que ser puesta en marcha. Esto se puede hacer seleccionando el menú Ajustes > Configuración...



Se abre una nueva ventana.

Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550. México.
Tel: (777) 329 3600). www.imta.gob.mx

Con el **número de gráficos**, seleccione el número de líneas que se van a registrar. En la lista de la derecha, se muestran el número de gráficos, que le permite registrar cada línea por separado (Figura 106).

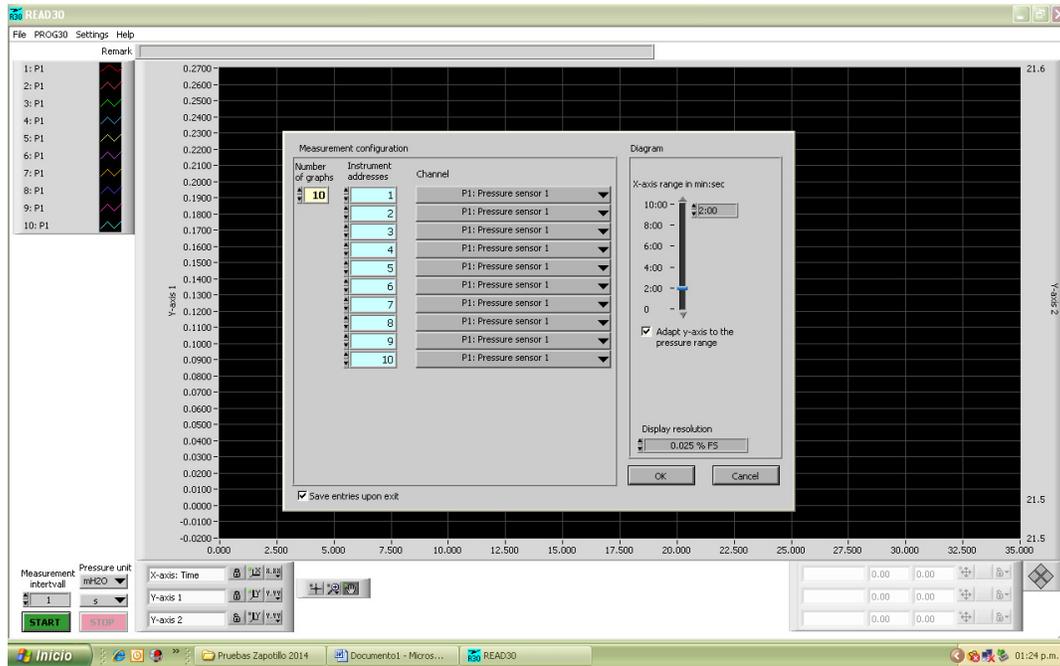


Figura 104. Registro de sensores en el software.

En **instrumento direcciones** establece la conexión con el dispositivo, dirección comprendida entre 1 y 429.

Grabación

La esquina inferior izquierda está indicada a unidad de presión. Establezca el intervalo de medición y luego iniciar y detener la grabación en sí (Figura 107).

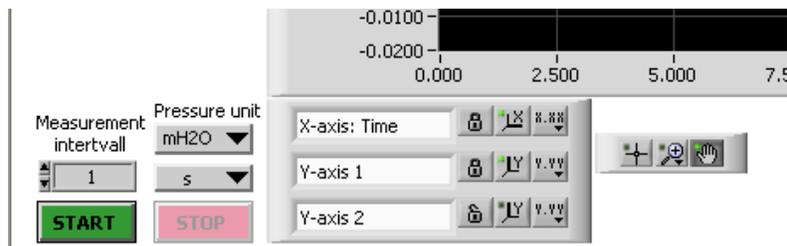


Figura 105. Botón para grabar las corridas.

Al pulsar inicio, las grabaciones ya realizadas se eliminan, quedando sustituidas por la nueva corrida. Asegúrese de guardar estas grabaciones en el disco antes de iniciar una nueva medición.

Mientras la grabación está en curso, en el menú y el intervalo de medición están inactivos para no molestar a la grabación.

Guardar los datos registrados

Los datos grabados se pueden almacenar en el disco para su posterior revisión, cálculo y documentación, los dos formatos compatibles son:

.Rrd Binario. Se trata de un formato de datos compacto donde los valores se almacenan directamente con su representación binaria. Solo puede ser leída con READ30.

Menú: Archivo >Guardar como...

.Txt Texto sin formato. Se utiliza este formato para el cálculo en Excel o Matlab. Cada columna representa una línea de medición

Menú: Archivo >Exportar...

PRUEBAS PRELIMINARES

Con la finalidad de calibrar cada uno de los sensores, se colocó un sistema de alimentación de vasos comunicantes para facilitar el llenado de cada piezómetro, en un tablero (Figura 108).



Figura 106. Tablero de piezómetros, con alimentador de vasos comunicantes.

Los ensayos preliminares consistieron en colocar un punto de partida, es decir ubicar el nivel cero en los piezómetros. Y posteriormente empezar a correr el programa.

En la ventana del programa se refleja una gráfica del nivel respecto al tiempo, el nivel está dado en metros y el tiempo en segundos.

Cada uno de los sensores está identificado por su respectivo número de serie y un color diferente, como se aprecia en la gráfica (Figura 109).

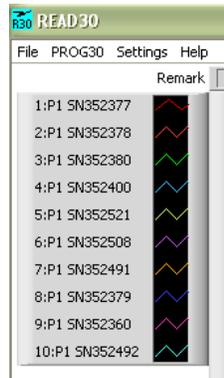


Figura 107. Identificación de los sensores.

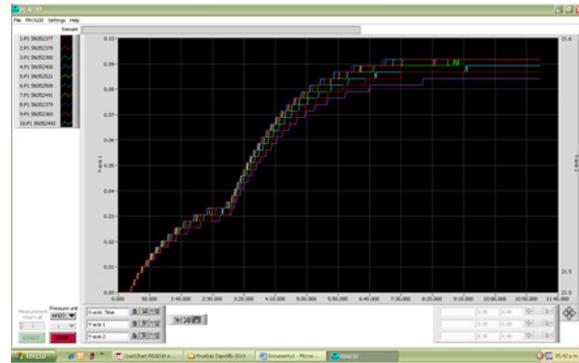


Figura 108. Incremento gradual del nivel registrado en el software.

Una vez que el comportamiento se mantiene estable durante 5 minutos, se suministró agua a los piezómetros, 100 mm aproximadamente a partir del cero, observando el comportamiento de cada uno de los sensores en las gráficas (Figura 111).

Posteriormente suministrar gradualmente el nivel en los piezómetros, hasta llegar a un punto, en donde se tiene que sacar agua de manera escalonada, hasta llegar al punto de partida (nivel cero).

Pruebas Preliminares	
Ensayo	Altura (mm)
0	0
1	+100
2	+100
3	+100
4	+200
5	+200
6	-100
7	-100
8	-100
9	-200
10	-200

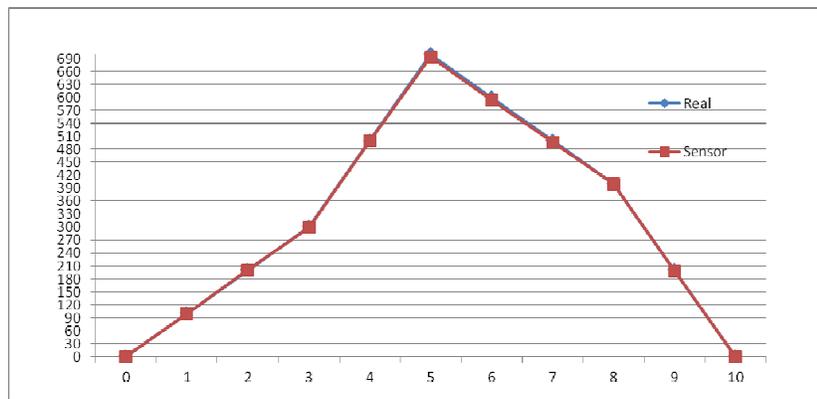


Figura 109. Gráfica de representación del incremento gradual, altura vs número de ensayo.

Se concentraron los datos en una hoja de registros. La lectura real es la que se lee directamente en el tablero, mientras que la lectura de los sensores es la que está siendo registrada en el software. El porcentaje de error entre las dos lecturas de la mayoría de los sensores está en 0.58 % (Tabla 20).

Tabla 20. Registro de lecturas en cada uno de los piezómetros.

Piezómetros	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Real (mm)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Sensores (mm)	96.87	99.42	94.42	99.42	99.42	91.77	99.42	99.42	99.42	99.42
Diferencia R/S	3.13	0.58	5.58	0.58	0.58	8.23	0.58	0.58	0.58	0.58
Error %:	3.13	0.58	5.58	0.58	0.58	8.23	0.58	0.58	0.58	0.58

En la figura 112 se observa el comportamiento de los piezómetros cuando en este caso se le agregó 100 mm de carga a cada uno de ellos (Línea de color rojo). El piezómetro número 6, que corresponde al número 16 en la tabla 14, es uno de los piezómetros más inestables, en comparación con los demás.

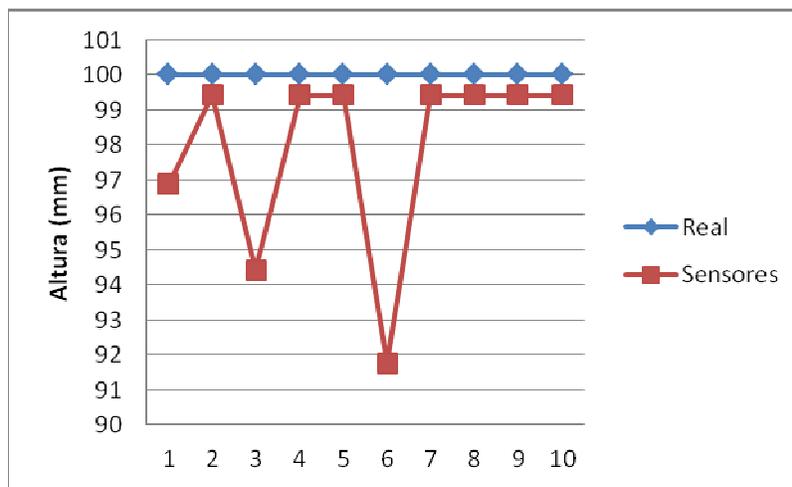


Figura 110. Nivel de carga los piezómetros en el tablero.

Se hizo una segunda calibración a los piezómetros, al final de la serie de ensayos. Nuevamente en el tablero, con la misma técnica de llenado (vasos comunicantes).

Se obtuvieron resultado similar a la primera calibración, aunque en esta ocasión el nivel de respuesta de los piezómetros es más estable, el porcentaje de error disminuyó. Como se puede ver en la tabla 21.

Tabla 21.Registro de lecturas de cada uno de los piezómetros.

Piezometros	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Real (mm)	-102	-102	-102	-102	-102	-102	-102	-102	-102	-102
Sensores (mm)	-101.97	-101.97	-102	-102	-102	-102	-101.97	-101.97	-101.97	-102
Diferencia R/S	-0.028	-0.028	-0.028	-0.028	-0.028	-0.028	-0.028	-0.028	-0.028	-0.028
Error %:	0.0275	0.0275	0.0275	0.0275	0.0275	0.0275	0.02745	0.0275	0.02745	0.0275

En la figura 113, se muestra como coinciden ambas líneas con la misma carga en cada una de ellas. A partir del cero se redujo 102 mm de carga en los piezómetros.

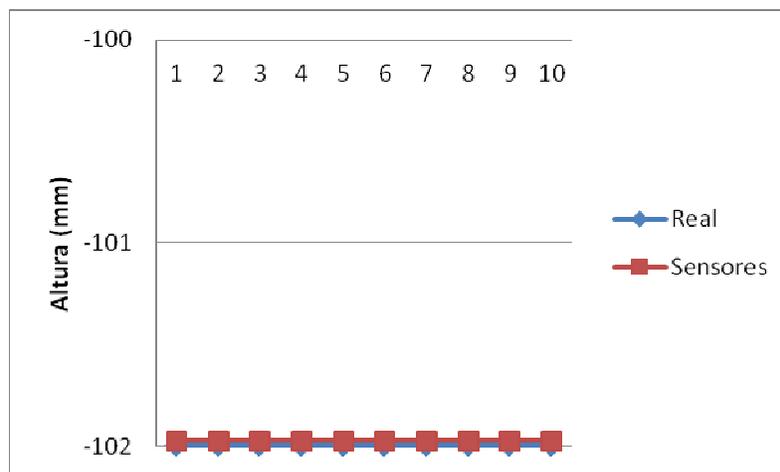


Figura 111. Nivel de carga de los piezómetros en el tablero.

PRUEBAS DE EVALUACIÓN EN MODELOS FÍSICOS DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA “ENZO LEVI”

Elaboración de pruebas: distribución de piezómetros

Se llevaron a cabo 4 series de ensayos, cada uno de ellos con 3 gastos diferentes. Los resultados aquí presentados corresponden al gasto máximo en el modelo Q3m= 276.019 L/s y en el prototipo Q3p= 4879 m3/s.

El deflector 1, tiene colocados 5 piezómetros a lo largo de la sección longitudinal, ubicado en el extremo derecho del vertedor.

El deflector 3, está provisto de 5 sensores a lo largo de la sección longitudinal, parecida al deflector 1, con la diferencia de que, es el doble de ancho que aquel y la posición en el vertedor escalonado está en la parte central.

El deflector 4, tiene 3 sensores distribuidos en un extremo del deflector, localizados en una zona en donde no hay curvatura en el deflector. (Figura 114)



Figura 112. Posición de los deflectores en el vertedor.

Serie 1

La distribución de los sensores empieza en el deflector número 1, ubicado en el extremo derecho del vertedor. Colocando el piezómetro 11 hasta el 15, como se muestra en la figura 115.

En el tercer deflector se distribuyeron los otros 5 piezómetros (16, 17, 18, 19 y 20). Quedando así el arreglo de la primera serie de ensayos.

El deflector 1, debido a que se encuentra en un extremo del vertedor, el flujo se concentra de manera particular en esa área, y hay una mayor flujo de caudal.

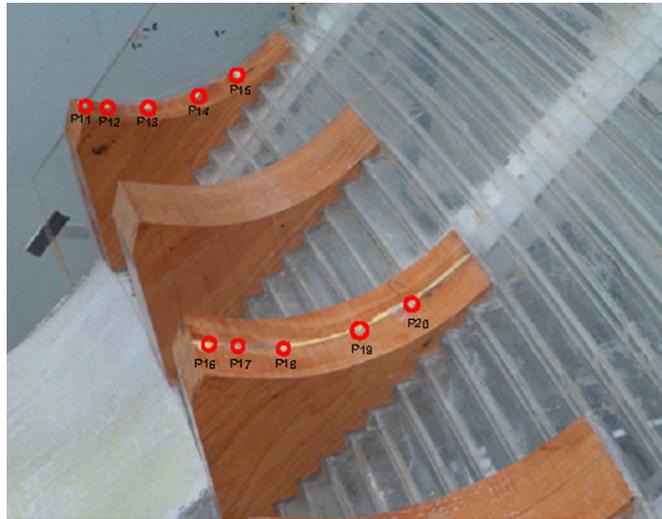


Figura 113. Distribución de piezómetros Serie 1.

Serie 2

En la segunda serie de ensayos (Figura 116), en el deflector 1, se hizo un intercambio entre el piezómetro 15 y 16, tomando su respectivo lugar cada uno de los piezómetros, quedando en el deflector 1 los piezómetros 11, 12, 13, 14 y 16. Y en el tercer deflector los piezómetros 15, 17, 18, 19, y 20.

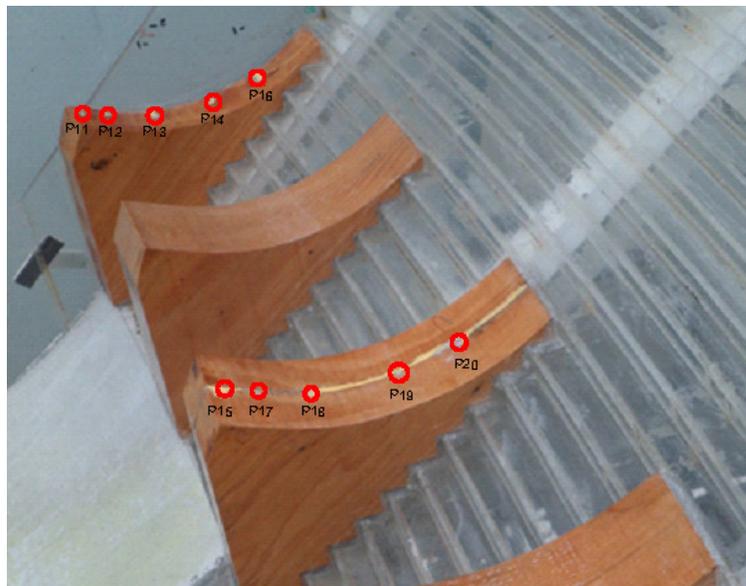


Figura 114. Distribución de piezómetros Serie 2.

Serie 3

En la tercera serie de ensayos se abarcaron 3 deflectores (Figura 117), en el primer deflector se colocaron los piezómetros 11, 12, 16, 14 y 16.

En el tercer deflector los piezómetros 19 y 20. Y en el cuarto deflector, los piezómetros 15, 18 y 17. Colocados en el extremo recto del deflector.

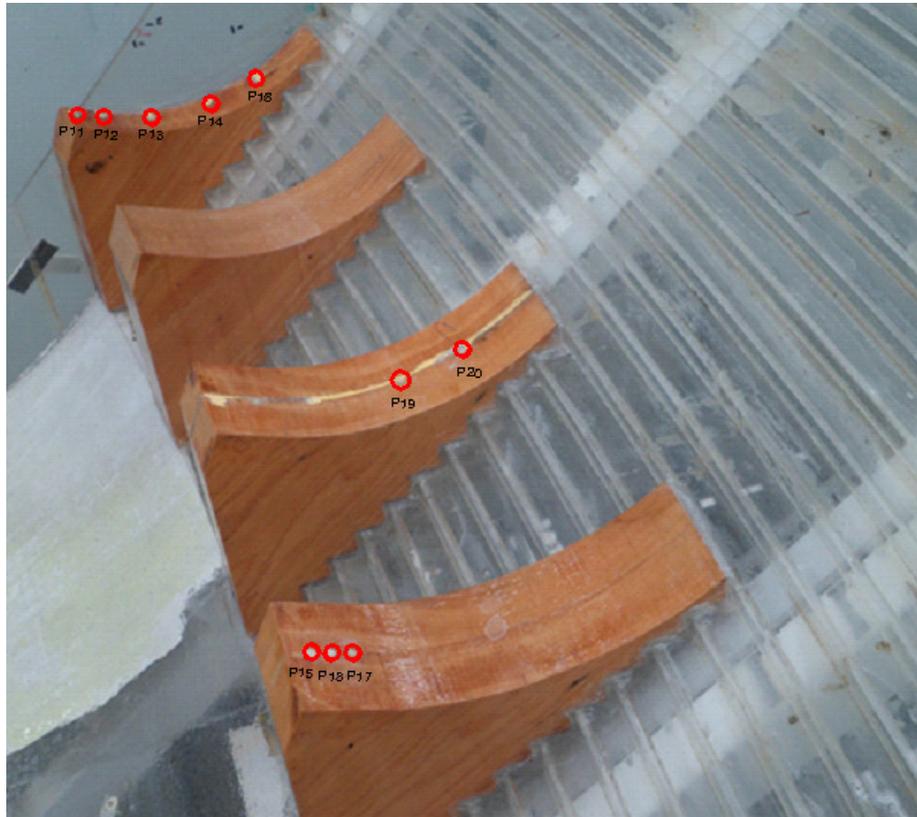


Figura 115. Distribución de piezómetros Serie 3.

Serie 4

En la cuarta serie de ensayos se abarcaron 3 deflectores (Figura 118), en el primer deflector se colocaron los piezómetros 11, 12, 16, 14 y 16.

El tercer deflector está provisto de los deflectores 16 y 20. Y en el cuarto deflector los piezómetros 17, 18, y 19.

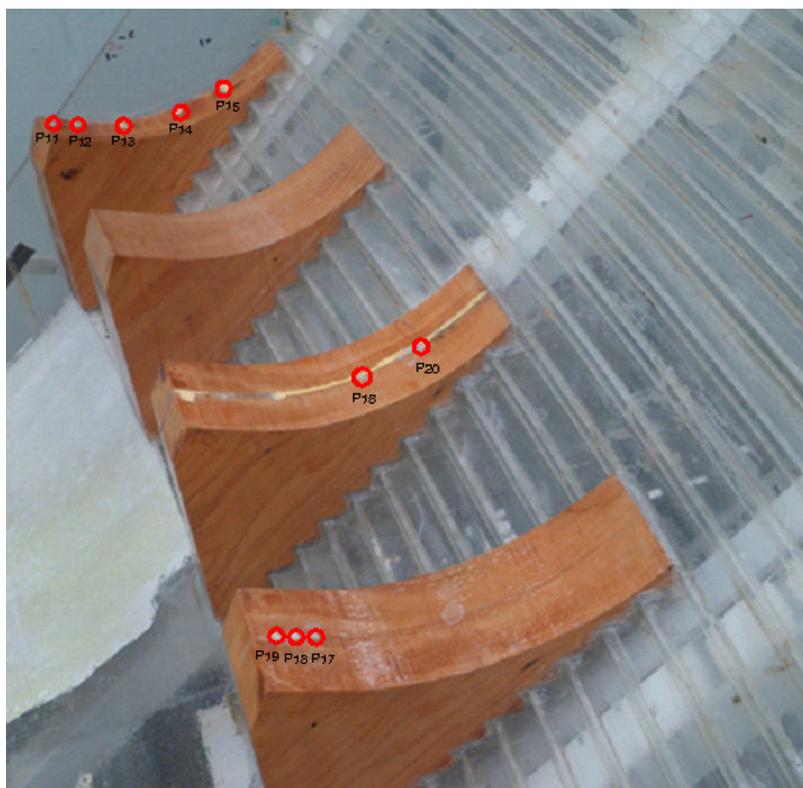


Figura 116. Distribución de piezómetros Serie 4.

Serie 5

En la quinta serie están colocados en el deflector número 1 (Figura 119), los piezómetros con la numeración 16, 17, 18, 19 y 20.

En el deflector 3, se instalaron los piezómetros 11 y 12. Por lo tanto en el deflector número 4, quedaron los piezómetros 13, 14 y 15.

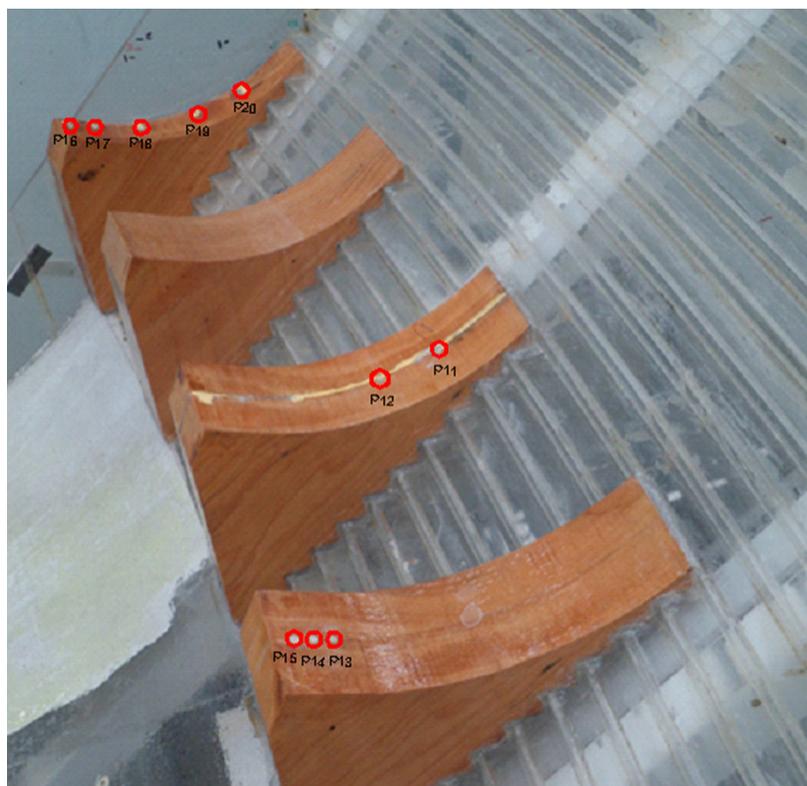


Figura 117. Distribución de piezómetros Serie 5

Obtención de resultados

En las tablas 22, 23, 24, 25 y 26 se muestran las lecturas registradas de cada uno de los piezómetros en cada serie.

Tabla 22. Presiones obtenidas en la serie 1.

SERIE 1	16-05-14	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	
PROTOTIPO:	MAXIMO	1.785	0.255	8.923	15.423	0.127	26.003	1.530	12.874	17.718	15.423	[mH2O]
	MINIMO	-1.020	-4.079	2.422	7.011	-2.549	13.511	0.382	5.099	-3.442	7.775	[mH2O]

Tabla 23. Presiones obtenidas en la serie 2.

SERIE 2	20-05-14	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	
PROTOTIPO:	MAXIMO	2.932	-0.382	9.432	14.913	0.127	23.836	1.275	13.001	15.933	17.463	[mH2O]
	MINIMO	-0.892	-4.461	3.569	8.158	-2.167	13.766	0.127	9.177	2.677	7.011	[mH2O]

Tabla 24. Presiones obtenidas en la serie 3.

SERIE 3		23-05-14	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	
PROTOTIPO:	MAXIMO		6.373	8.285	9.305	16.188	-2.167	19.375	2.932	0.892	17.335	17.335	[mH2O]
	MINIMO		-1.147	2.804	5.608	8.668	-9.432	10.580	-3.314	-3.187	1.785	10.962	[mH2O]

Tabla 25. Presiones obtenidas en serie 4.

SERIE 4		30-05-14	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	
PROTOTIPO:	MAXIMO		1.275	8.795	11.217	18.482	26.640	12.492	3.187	0.255	1.275	19.885	[mH2O]
	MINIMO		0.127	6.246	5.608	9.815	10.962	3.696	-4.589	-3.569	-10.452	12.237	[mH2O]

Tabla 26. Presiones obtenidas en la serie 4.

SERIE 4		25-06-14	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	
PROTOTIPO:	MAXIMO		2.294	-2.549	11.344	18.355	33.396	12.237	4.716	1.275	-2.294	23.454	[mH2O]
	MINIMO		1.402	12.364	6.373	5.608	9.432	7.138	-4.589	-7.648	-26.130	6.118	[mH2O]

Tabla 27. Presiones obtenidas en la serie 5.

SERIE 5		30-06-14	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	
PROTOTIPO:	MAXIMO		17.208	0.000	0.765	0.510	10.325	2.549	-3.442	12.109	16.570	34.925	[mH2O]
	MINIMO		8.540	0.000	-2.422	-5.991	-24.218	-0.382	-15.551	8.030	7.520	8.158	[mH2O]

En la figura 120, se muestra una gráfica de barras en colores; azul y rojo, cada uno pertenece al deflector 1 y el 3 respectivamente.

Es fácil distinguir que el deflector 1, las presiones son mayores.

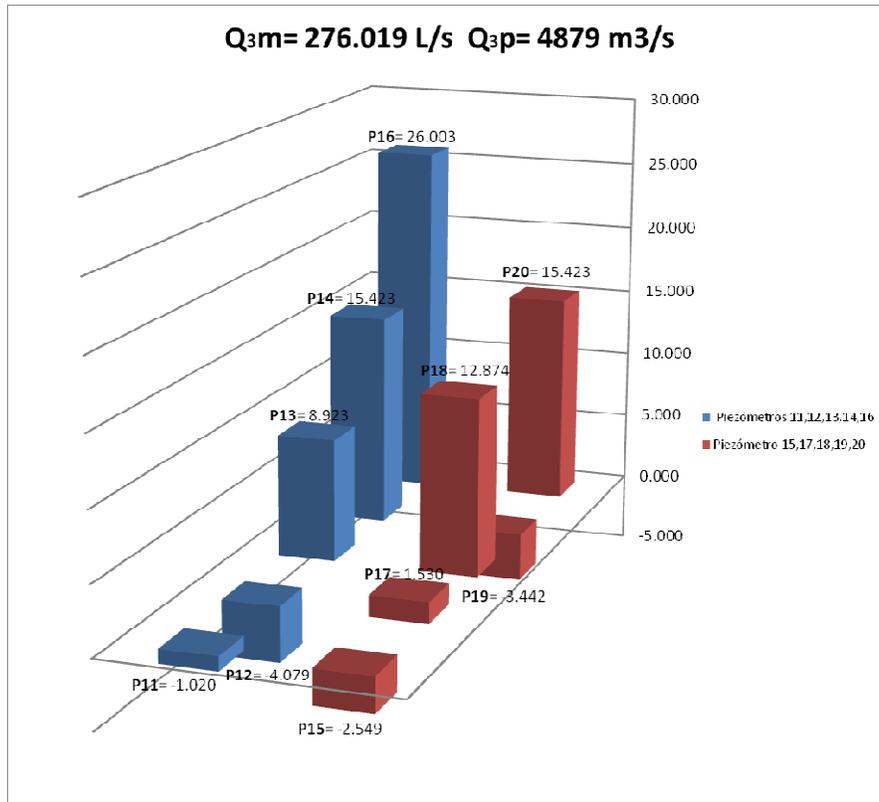


Figura 118. Gráfica de presiones en los deflectores, Serie 1.

En la gráfica de la serie 2 (Figura 121), respetando la distribución de piezómetros, se hizo un intercambio entre el piezómetro 15 y 16. Las mediciones obtenidas no se alteraron significativamente con el intercambio de piezómetros.

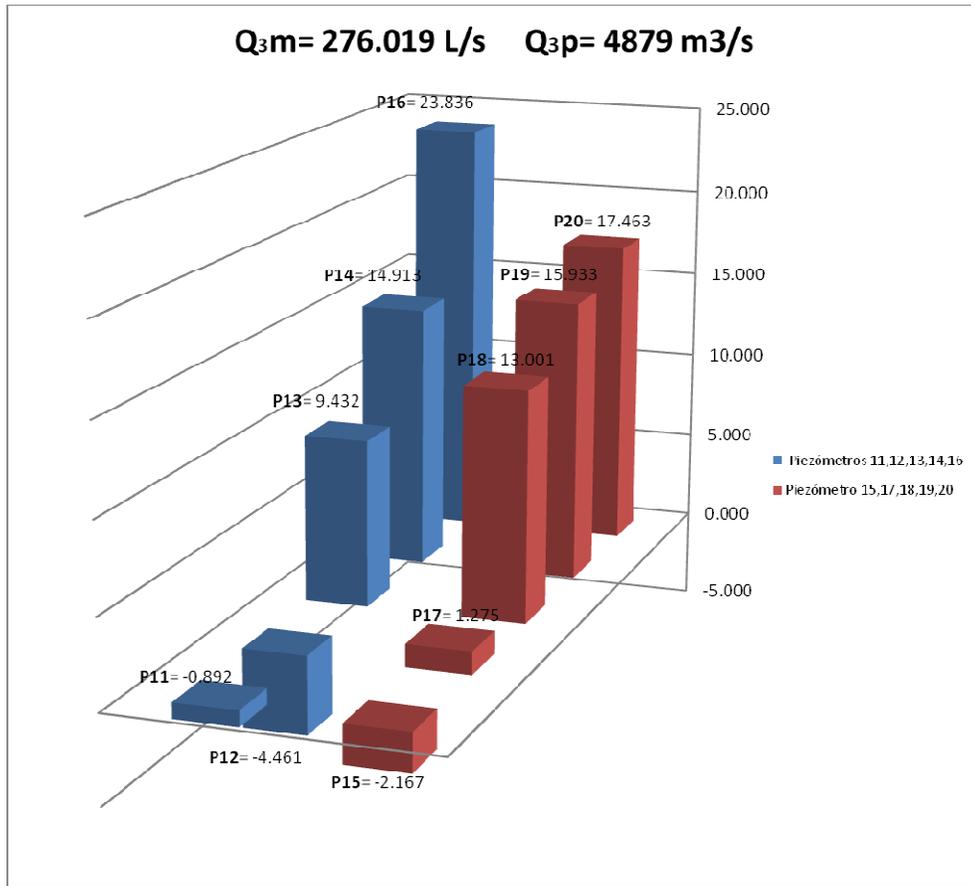


Figura 119. Gráfica de presiones en los deflectores, Serie 2.

En la gráfica de la serie 3 (Figura 122), se muestra que en deflector número 1 (color azul), los datos siguen presentando la misma tendencia descendente.

Y en el deflector número 4, (color verde), las presiones negativas también se presentan con tendencia descendente. Se observa que el piezómetro número 15 registra una medición negativa de -9.432, es un valor cercano a la presión de vaporización del agua.

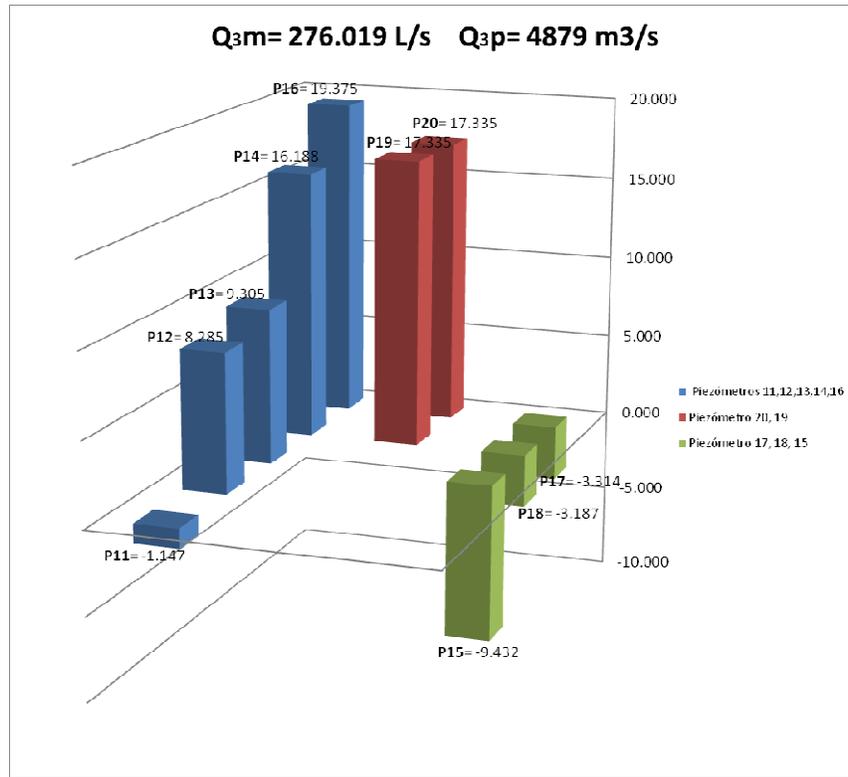


Figura 120. Gráfica de presiones en los deflectores, Serie 3.

En la gráfica de la serie 4 (Figura 123), se muestra que en deflector número 1 (color azul), los datos siguen presentando la misma tendencia descendente.

Y en el deflector número 4, (color verde), las presiones negativas también se presentan con tendencia descendente. Se observa que el piezómetro número 19 registra una medición de -10.452, es un valor que supera la presión de vaporización del agua.

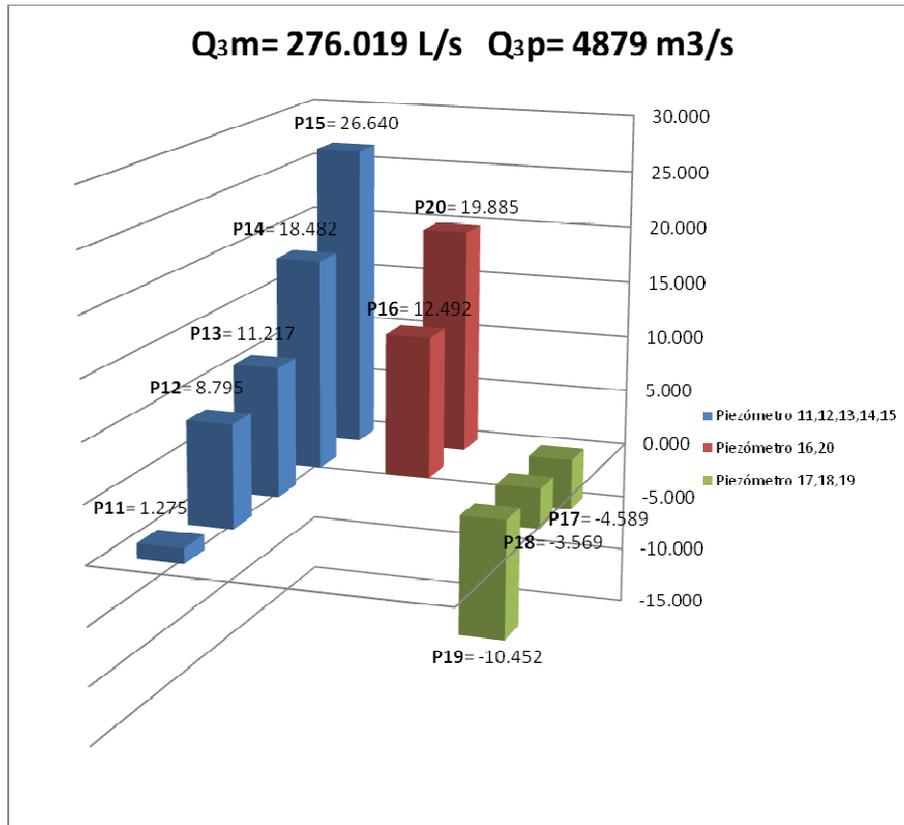


Figura 121. Gráfica de presiones en los deflectores, Serie 4.

Con la misma distribución se efectuó la serie número 4 (Figura 124), aunque con un gasto mayor, se identifica que en la gráfica del deflector 1 (color azul), aparece de nuevo con la misma distribución descendente de presiones, aunque de mayor magnitud.

Seguido del deflector 3 (color rojo), muestra la misma tendencia de presiones.

En el deflector número 4 (color verde), el último piezómetro (P19), muestra un registro de presión negativa más grande, medida en toda la serie de ensayos.

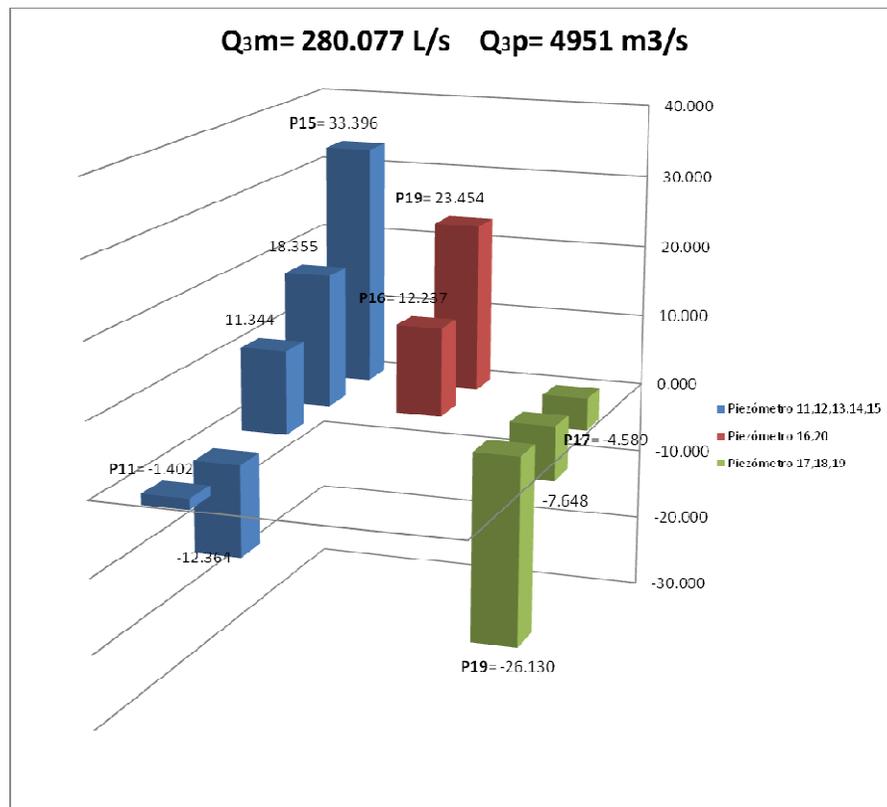


Figura 122. Gráfica de presiones en los deflectores, Serie 4.

Se hace un nuevo arreglo en la distribución de los piezómetros, para descartar que algún piezómetro esté registrando mal las mediciones. Se efectuó la serie número 5 (Figura 125), aunque con un gasto mayor, se identifica que en la gráfica del deflector 1 (color azul), aparece de nuevo con la misma distribución descendente de presiones, aunque de mayor magnitud.

Seguido del deflector 3 (color rojo), muestra la misma tendencia de presiones.

En el deflector número 4 (color verde), el último piezómetro (P19), muestra un registro de presión negativa más grande, medida en toda la serie de ensayos.

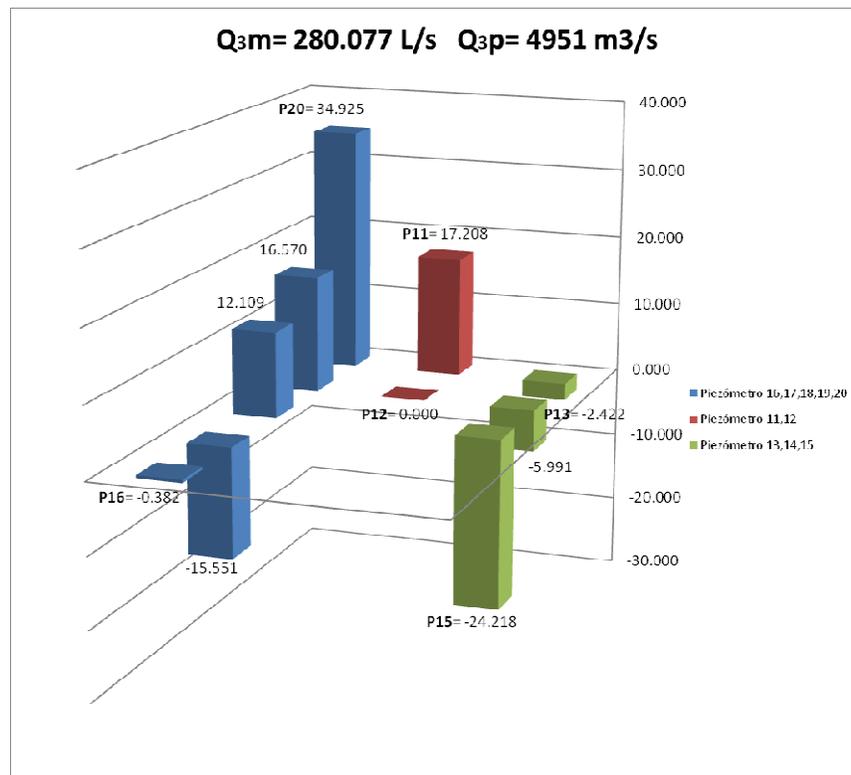


Figura 123. Gráfica de presiones en los deflectores, Serie 5.

Comparación de resultados

Comparando el último arreglo, de la distribución de sensores de nivel, en los deflectores localizados en el vertedor, previo a esta nueva serie de ensayos, se encontró que; bajo las mismas condiciones se recocieron las mismas presiones tanto positivas como negativas. Agregándose en esta nueva serie de pruebas, un deflector con sensores de presión instalados en una zona en donde se termina la línea curva y empieza un tramo recto, un punto crítico según análisis previos (Figuras 126 y 127).

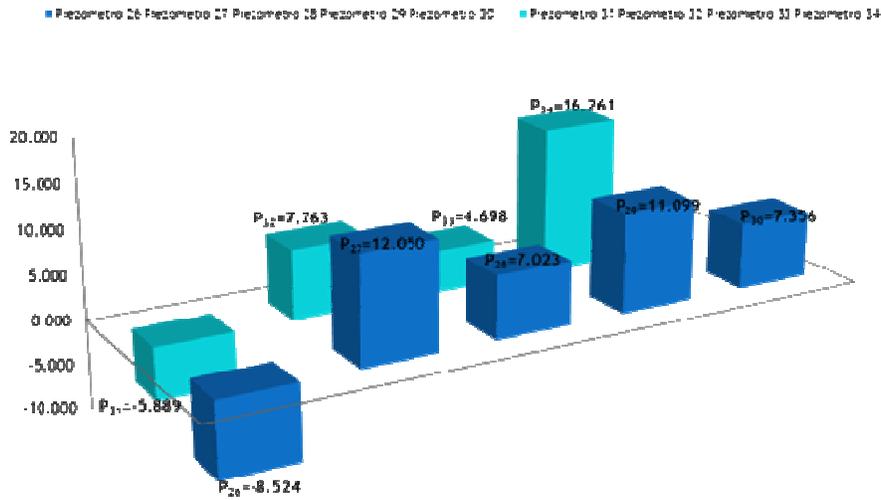


Figura 124. Registro de presiones serie anterior.

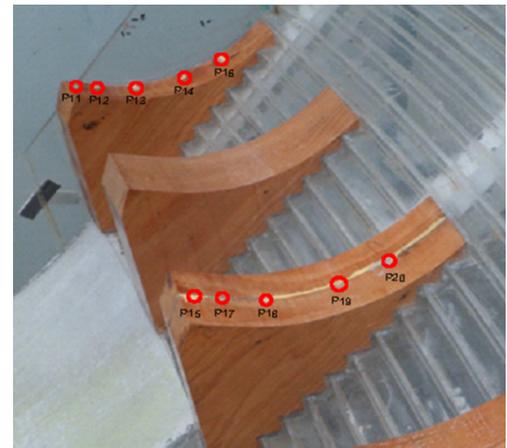
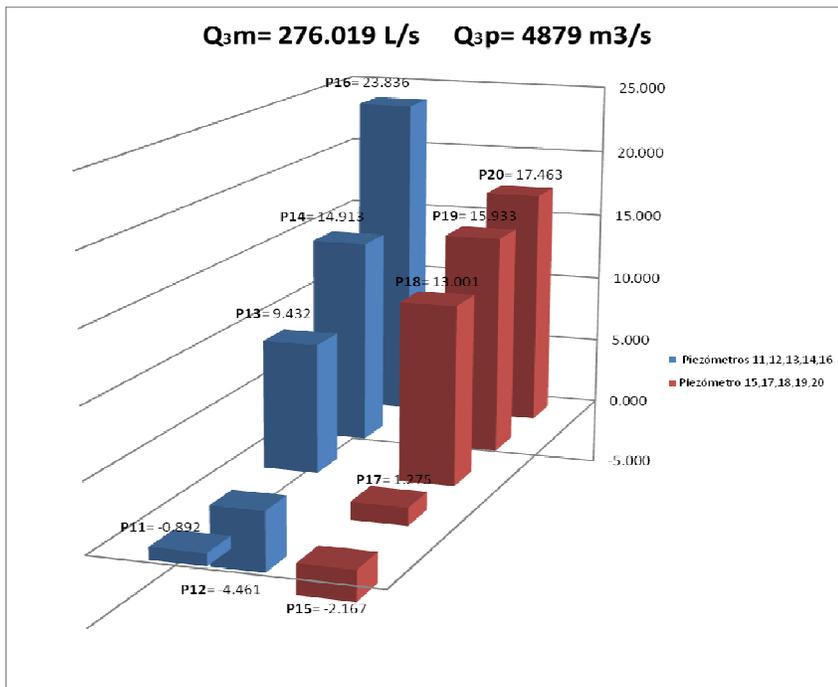


Figura 125. Registro de presiones serie actual.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En busca de corroborar resultados obtenidos en ensayos anteriores, en donde se registraron presiones negativas en lugares específicos de los deflectores, se llevó a cabo otra serie de pruebas, con equipo de mayor precisión. Encontrándose resultados afines.

La posición crítica donde se presentan las presiones negativas está ubicada a 1.0 m de la arista, del extremo inferior del deflector (en prototipo).

En conclusión, los resultados son congruentes con los obtenidos en el estudio anterior, principalmente para la posición de los piezómetros 15 y 19 del último grupo de pruebas. Por lo anterior deberá implementarse una solución que permita básicamente la entrada de aire en la zona de presiones negativas.

CONCLUSIONES GENERALES

Para el estudio e investigación experimental en el LHEL, se analizaron dos modelos en específico, el vertedor escalonado del modelo “Zapotillo” y “Canal Largo”.

Se instalaron deflectores en el vertedor escalonado del modelo “Zapotillo”, cada uno de los deflectores provisto de una serie de sensores de presión, previamente calibrados.

La distribución se diseñó a partir de un análisis de resultados en anteriores pruebas experimentales.

Realizando 5 series de pruebas experimentales con diferentes distribuciones de los sensores en los deflectores, con esto se obtuvieron valores de medición de presiones negativas localizadas. Y a partir de este análisis se sugieren soluciones a la presencia de cavitación, que se generan debido a que se encontraron presiones negativas mayores a la presión de vaporización.

Con esto se promueve el uso de herramientas, equipos con tecnología de punta para la innovación de elementos disipadores de energía en vertedores escalonados.

De igual manera los manuales de prácticas que se obtuvieron, de cada uno de las estructuras que se ensayaron en el canal largo, se realizaron con el objetivo de contar con material didáctico, dirigido para que el alumno participe en cada una de ellas, así como identificar y comprender los fenómenos que se manifiestan, cuando el flujo pasa a través en cada una de las estructuras.

Considerando los manuales como material complementario necesarios para un aprendizaje kinestésico para el alumno interesado en la hidráulica de canales y el diseño de obras hidráulicas.

Bajo esta premisa se han diseñado y construido 5 estructuras desmontables ubicadas en el canal largo del Laboratorio “Enzo Levi”, que serán un apoyo para la docencia.