



**DIVERSAS OBRAS HIDROMÉTRICAS  
PARA CUANTIFICAR LA ENTREGA DE  
FLUJOS EN CANALES Y CONDUCTOS  
CERRADOS**

AUTOR: PAN M.Sc Ing. Luis G. Ramírez  
Lr5714328@gmail.com

## Índice

1. Resumen .....	pag 3
2. Introducción.....	pag 4
3. Desarrollo.....	pags 5 – 38
4. Conclusiones y Recomendaciones.....	pag 39
5. Referencias.....	pag 40

## **Resumen**

Este trabajo contribuye para a los ingenieros y técnicos que trabajan en la entrega de agua a diversos usuarios, ya sea la población, irrigación, industria y recreación etc, como una herramienta de trabajo en el proyectos, construcción y medición de los gastos en la explotación de los sistema.

Siempre tratando de ser más práctico ya que en cualquier obra es más necesario ser practicó de forma eminente. Como se dice la enseñanza no es la acumulación de conocimientos sino la práctica, y filosóficamente la dialéctica plantea que la práctica es el criterio de la verdad.

## **Abstract**

This work contributes to engineers and technicians who work in the delivery of water to various users, be it the population, irrigation, industry and recreation, etc., as a work tool in projects, construction and measurement of expenses in the exploitation of the systems.

Always trying to be more practical since in any work it is more necessary to be eminently practiced. As they say, teaching is not the accumulation of knowledge but rather practice, and philosophically dialectics states that practice is the criterion of truth.

## **Introducción**

La hidrometría es la ciencia que estudia los métodos y medios para determinar las magnitudes que caracterizan los movimientos de los líquidos a través de conductos cerrados o abiertos según el caso y saber qué cantidad de fluido está pasando por una sección determinada con el objetivo conocer las entregas a los usuarios principalmente.

En el caso del agua que se entrega a las población, industria, riego recreación etc. Saber cómo se va a realizar la operación de los sistemas y su optimización.

No es objetivo representar problemas con cálculos ya que cada proyecto requiere sus mediciones en el terreno que después se lleva al gabinete para hacer los cálculos y diseños, si es objetivo, que los usuarios de esta publicación tengan las herramientas para enfrentar los mismos. Además aparecen tablas para comparar los rangos con el que estamos enfrentando en nuestro proyecto. En Cuba en la decana de los 60s a los 80s con la asesoría de ingenieros y especialistas de la Antigua URSS y Bulgaria, dejaron una escuela de hidráulica muy importante a raíz de los desastres del Ciclón Flora que fuera el comienzo de la bien llamada "Voluntad Hidráulica" y se comenzaron a construir las mejores presas de tierra del país y por ende la hidrometría para cuantificar los gastos en las entregas de agua a todos los usuarios principalmente a la Agricultura y Población.



## Desarrollo

### A. Hidrométrica en tubería.

La hidrometría en tubería generalmente se usa cuando entregamos agua a residencia, industrias, hospitales etc que van de un rango de  $\frac{1}{2}$ " ,  $\frac{3}{4}$ " , 1, 1  $\frac{1}{4}$ " , 1  $\frac{1}{2}$ " , 2" , 2  $\frac{1}{2}$ " , 3" , 4" , 5" , 6" , 10" , 12" , 14" , 16" . O sea, de 20mm a 400 mm. Pueden ser con unión roscada o con bridas y tornillos y juntas de goma en dependencia de los diámetros se usa esta última.

El rango de caudales o gastos está en dependencia de los diámetros y se buscan en tablas que el fabricante proporciona. Las pérdidas de los mismos es de 1 bar ó 10 m para todos los hidrómetros.

### Hidrómetros roscado y bridado



## **B. Pitometría.**

El conocimiento en la red de distribución de las presiones y gasto y las fugas en tuberías es detectado con el uso de la pitometría gran herramienta práctica de trabajo a pie de obra, o sea; en el campo y ciudad donde se encuentren las conductoras según el caso mayormente en acueductos. Además para verificar los gasto que entregan las bombas en los sistemas de acueducto municipales.

### Etimología:

Este vocablo en su etimología, está compuesto del griego «πιθος» (pithos) tinaja y del sufijo «metría» de «μετρια» proveniente de la raíz de «μετρον» (metron) que significa medida.

### **Medición en el campo con un equipo digital que ofrece todos los datos**



### C. Sistema de Alerta Temprana (SAT)

Como aparece en la portada y en la foto de abajo, la medición de los caudales que pasa por estos canales y ríos es determinada por un sensor de alerta temprana donde el mismo sensoriza la altura del agua de la fuente y dentro de un programa aparece el área mojada y al registrarse la "h" inmediatamente envía a la sala de mando el nivel y gasto que está pasando para que el operador registre y tome decisiones. La alerta temprana su pionero lo fue el chino americano P.hD Ven te Chow.



### D. Obras Hidrométrica de Tránsito

Estas son obras hidrométricas no regulables que nos permiten la medición del gasto donde la solera dependencia de la variable  $Q = f(h)$ .

Estas han ganado gran prestigio en la práctica de hidrometría de explotación cuales son: vertedores (vertedores de paredes finas), umbrales (vertedores de paredes gruesas que deben construirse con hormigones masivos que soporten la presión del agua por su propio peso como las presas de hormigón por gravedad sin el uso del acero de refuerzo y en



lugares donde el lecho del suelos en su cimentación no se encuentre un buen firme según lo requiere la **Mecánica del Suelo**), ella son las canaletas,(lechos), vertedores y toberas hidrométricas simple de pared fina.

### Requisitos:

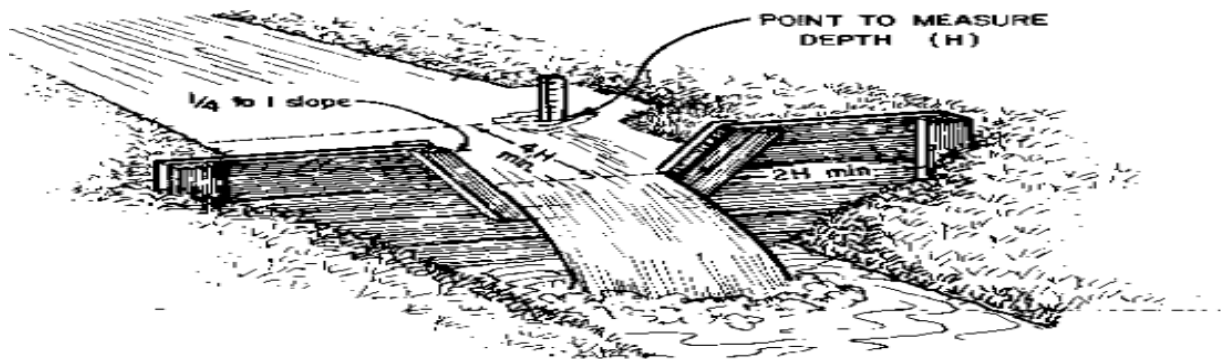
- Que el régimen sea permanente.
- Que el Número de Froude  $= v/(g*D)^{0.5}$  que aguas arriba de la obra sea menor que 0.5  
 $NF < 0.5$

### I. VERTEDORES HIDROMETRICOS de pared fina. Uso Mayormente en canales.

Las obras de tránsito denominadas vertedores de paredes finas o simplemente vertedoras, tienen un alto grado de aceptación en la práctica de hidrometría de explotación.

Los vertedores de acuerdo a la configuración del orificio, se clasifican en tres tipos: trapezoidales, triangulares y rectangulares. Los más utilizados en la práctica son los dos primeros ya que se usan también como vertedores de filtración en presas de tierra además de los canales.

#### a) Vertedor Cipolletti o Trapezoidal



Vertedores trapezoidales. Son obras hidrométricas de tránsito con una alta exactitud de sus mediciones y destinados, principalmente, para la medición del agua en los canales de sección trapezoidales y con poca suspensión en el flujo.

Cipolletti:  $(t_g \alpha = 0.25 \quad m = 1:4)$

Las dimensiones principales de los vertedores trapezoidales deben satisfacer las condiciones siguientes:



$$p \geq 0,3$$

$$b \leq 4 \text{ m}$$

$$h_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} \leq 1 \text{ m}$$

$$0,1b \leq h_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}}$$

$$h_{\text{m}\acute{\text{i}}\text{n}} = 0.005 \text{ m}$$

$$b \leq b_k - 2 h_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}}$$

La fórmula del gasto para los vertedores trapezoidales tiene la expresión general siguiente:

$$Q = C_e C_v (b + 0.8 t_g \alpha h) \sqrt{2gh}^{3/2}$$

La fórmula práctica del gasto (flujo no sumergido) tiene la expresión:

$$Q = 1.86 bh^{3/2} \text{ (m/seg)}$$



Ver anexo 1 de abajo.

**Anexo 1**

*Magnitud del gasto de agua a través de un vertedero trapezoidal Cipolletti para 1 m de ancho del vertedero*

h: cm:	Q m <sup>3</sup> /s					h: cm:	Q m <sup>3</sup> /s				
	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8		0,0	0,2	0,4	0,6	0,8
5	0,021	0,022	0,023	0,025	0,026	45	0,560	0,564	0,567	0,571	0,574
6	0,027	0,029	0,030	0,032	0,033	46	0,578	0,582	0,586	0,589	0,593
7	0,034	0,036	0,037	0,039	0,040	47	0,597	0,601	0,605	0,609	0,613
8	0,042	0,044	0,045	0,047	0,049	48	0,617	0,621	0,625	0,629	0,633
9	0,050	0,052	0,054	0,055	0,057	49	0,637	0,641	0,645	0,649	0,653
10	0,059	0,060	0,062	0,064	0,066	50	0,657	0,661	0,665	0,669	0,673
11	0,068	0,070	0,072	0,074	0,075	51	0,677	0,681	0,685	0,689	0,693
12	0,077	0,079	0,081	0,083	0,085	52	0,697	0,701	0,705	0,709	0,713
13	0,087	0,089	0,092	0,094	0,096	53	0,717	0,721	0,725	0,729	0,733
14	0,098	0,100	0,102	0,104	0,106	54	0,737	0,741	0,745	0,749	0,753
15	0,108	0,110	0,112	0,115	0,117	55	0,757	0,761	0,765	0,769	0,773
16	0,119	0,121	0,124	0,126	0,128	56	0,777	0,781	0,786	0,790	0,794
17	0,130	0,133	0,135	0,137	0,140	57	0,799	0,803	0,808	0,812	0,817
18	0,142	0,144	0,147	0,149	0,152	58	0,821	0,825	0,830	0,834	0,839
19	0,154	0,157	0,160	0,162	0,164	59	0,843	0,847	0,852	0,856	0,861

Anexo 1 (cont. 2)

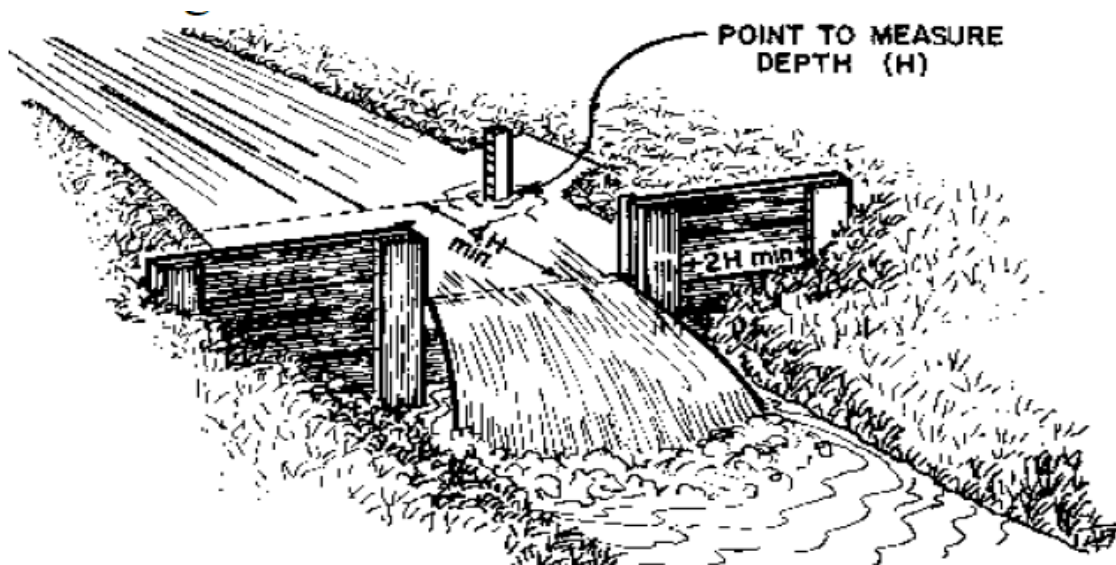
h: cm:	Q m <sup>3</sup> /s					h: cm:	Q m <sup>3</sup> /s				
	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8		0,0	0,2	0,4	0,6	0,8
20	0,167	0,169	0,172	0,174	0,177	60	0,865	0,869	0,874	0,878	0,883
21	0,179	0,182	0,184	0,187	0,190	61	0,887	0,891	0,896	0,900	0,905
22	0,192	0,195	0,197	0,200	0,203	62	0,909	0,913	0,918	0,922	0,927
23	0,205	0,208	0,211	0,213	0,216	63	0,931	0,935	0,940	0,944	0,949
24	0,219	0,221	0,224	0,227	0,230	64	0,953	0,957	0,962	0,966	0,971
25	0,232	0,235	0,238	0,241	0,244	65	0,975	0,979	0,985	0,988	0,995
26	0,246	0,249	0,252	0,255	0,258	66	0,997	1,00	1,01	1,01	1,02
27	0,261	0,264	0,267	0,270	0,273	67	1,02	1,02	1,03	1,03	1,04
28	0,276	0,279	0,282	0,285	0,288	68	1,04	1,05	1,05	1,06	1,06
29	0,291	0,294	0,297	0,300	0,305	69	1,06	1,07	1,07	1,08	1,08
30	0,306	0,309	0,312	0,315	0,318	70	1,09	1,09	1,10	1,10	1,11
31	0,321	0,324	0,327	0,330	0,334	71	1,11	1,12	1,12	1,13	1,13
32	0,337	0,340	0,343	0,346	0,350	72	1,14	1,14	1,15	1,15	1,16
33	0,353	0,356	0,359	0,362	0,366	73	1,16	1,16	1,17	1,17	1,18
34	0,369	0,372	0,375	0,379	0,382	74	1,18	1,19	1,19	1,20	1,20
35	0,385	0,389	0,392	0,395	0,398	75	1,21	1,21	1,22	1,22	1,23

Anexo 1 (cont. 3)

h: cm:	Q m <sup>3</sup> /s					h: cm:	Q m <sup>3</sup> /s				
	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8		0,0	0,2	0,4	0,6	0,8
36	0,402	0,405	0,409	0,412	0,416	76	1,23	1,24	1,24	1,25	1,25
37	0,419	0,422	0,426	0,429	0,432	77	1,26	1,26	1,27	1,27	1,28
38	0,436	0,439	0,493	0,446	0,450	78	1,28	1,28	1,29	1,29	1,30
39	0,453	0,456	0,460	0,464	0,467	79	1,30	1,31	1,31	1,32	1,32
40	0,470	0,474	0,477	0,481	0,484	80	1,33	1,33	1,34	1,34	1,35
41	0,488	0,492	0,495	0,499	0,502	81	1,36	1,36	1,37	1,37	1,38
42	0,506	0,510	0,513	0,517	0,520	82	1,38	1,39	1,39	1,40	1,40
43	0,524	0,528	0,531	0,535	0,538	83	1,41	1,41	1,42	1,42	1,43
44	0,542	0,546	0,549	0,553	0,556	84	1,43	1,44	1,44	1,45	1,45



## b) Vertedor Rectangular o Francis



Son abras hidrométricas de tránsito destinadas para la medición de los gastos que no contengan suspensiones como las figuras que se muestran arriba y debajo.

Los vertedores rectangular pueden ser sin compresión lateral ( $b=b_k$ ) y con contracción lateral ( $b<b_k$ ). Se recomienda la relaciones  $b/b_k = 0,2; 0,4; 0,6; 0,8$  (con compresión lateral) y  $1,0$  (sin compresión lateral). Para los vertedores sin contracción lateral es necesario garantizar el escape de aire bajo el chorro; para lo cual el nivel del agua abajo debe ser  $10\text{ mm}$  interior, como mínimo, a la cresta del vertedor, y en la pared del canal (aguas abajo) se debe prever un orificio de  $\phi$  (20-25) mm y situado a  $20\text{ mm}$  de la cresta.

Las principales dimensiones de los vertedores rectangulares deben satisfacer las siguientes condiciones:

$$h_{\text{máx}} \leq 1,0\text{ m}$$

$$h_{\text{máx}} \leq b$$

$$h_{\text{mín}} = 0,005\text{ m}$$

$$h/p \leq 2$$

$$0,2 \leq p \leq 1,0\text{ m}$$

Los vertedores con compresión lateral, además, deben cumplimentar la condición:

$$b_k - b/2 \geq 100 \text{ mm}$$

La ecuación general del gasto es:

$$Q = \mu b \sqrt{2gh^{3/2}} \quad (1)$$

Los vertedores rectangulares se caracterizan por la variabilidad del coeficiente de gasto ( $\mu$ ), en dependencia de la compresión relativa y de la altura de la cresta del vertedor sobre el plano del canal ( $p$ ); y por esta razón exige que el canal tenga un sector rectilíneo aguas arriba, con sección rectangular y un plato horizontal, de una longitud  $l_2 = (7-10)h_{\text{máx}}$ .

El coeficiente de gasto para los vertedores sin compresión lateral se calcula por la ecuación de Bazén:

$$\mu = (0.405 + 0.0027/h) (1 + 0.55 h^2 / (h + p)^2) \quad (2)$$

y para los vertedores con compresión lateral por la ecuación de Bazén-Egli:

$$\mu = [(0.405 + 0.0027/h) - 0.03 b_k - b/h] * (1 + 0.55 b^2/b_k^2 h^2/(h + p^2)) \quad (3)$$

Las fórmulas (2) y (3) han dado en la práctica un aumento de la magnitud de  $\mu$  con respecto a la natural de (3-7) %. Por esta razón es preferible utilizar la fórmula (1) en la forma siguiente:

$$Q = 2/3 \mu b_o \sqrt{2gh^{3/2}}$$

Donde:

$b_o$  – ancho rectificado de los vertedores rectangulares

$h_o$  – altura rectificada sobre la cresta del vertedero

$b_o = b + K_b$

$h_o = h + K_b$

La magnitud del coeficiente de corrección  $K_b$  debe tomarse de la tabla de abajo. El coeficiente de corrección  $K_b$  se toma igual a 1 mm.



### MAGNITUD DEL COEFICIENTE $K_b$ EN DEPENDENCIA DE LA RELACIÓN $b/b_K$ ( $K_b$ en mm)

$b/b_K$	$K_b$	$b/b_K$	$K_b$	$b/b_K$	$K_b$	$b/b_K$	$K_b$
0.1	2.5	0.4	3.0	0.7	4.0	0.95	-2.3
0.2	2.5	0.5	3.0	0.8	4.2	1.0	-1.0
0.3	2.5	0.6	3.5	0.9	3.5	-	-

La fórmula práctica para el cálculo del gasto en un vertedero rectangular es:

$$Q = 2/3 \mu b_o h_o^{3/2}$$

Donde:

$$\mu = C_e + a' h/f$$

$a'$  - coeficiente de corrección

Los valores del coeficiente de flujo ( $C_e$ ) y el coeficiente de corrección "a" los tomamos de la tabla:

#### VALORES DE $C_e$ y $a'$ EN DEPENDENCIA DE $b/b_K$

$b/b_K$	$C_e$	$a'$	$b/b_K$	$C_e$	$a'$
1,0	0,602	0,075	0,5	0,592	0,012
0,95	0,600	0,07	0,45	0,5915	0,009
0,9	0,598	0,064	0,4	0,591	0,006
0,85	0,597	0,055	0,33	0,590	0,04
0,8	0,596	0,045	0,3	0,5895	0,002
0,75	0,595	0,037	0,25	0,589	0,0
0,7	0,594	0,03	0,2	0,588	-0,002
0,65	0,5935	0,025	0,15	0,5875	-0,002
0,6	0,593	0,018	0,1	0,587	-0,002
0,55	0,5925	0,015	0,05	0,587	-0,0023

El flujo no sumergido se garantiza con  $h = h + 0,01$  m

La distancia entre el punto de medición de los niveles agua la pared del vertedero es de  $l_1 = 3h_{\text{máx}}$ .

Los valores de los gastos a través de los vertederos rectangulares se dan en el **anexo 5**

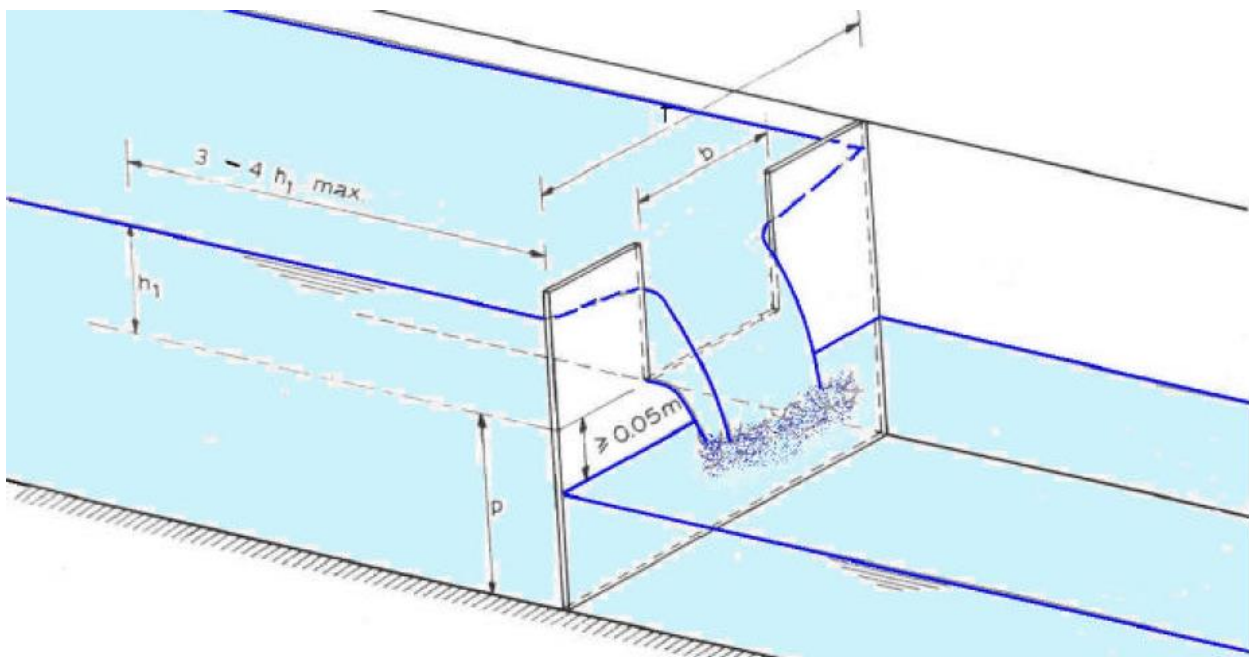
**Anexo 5**

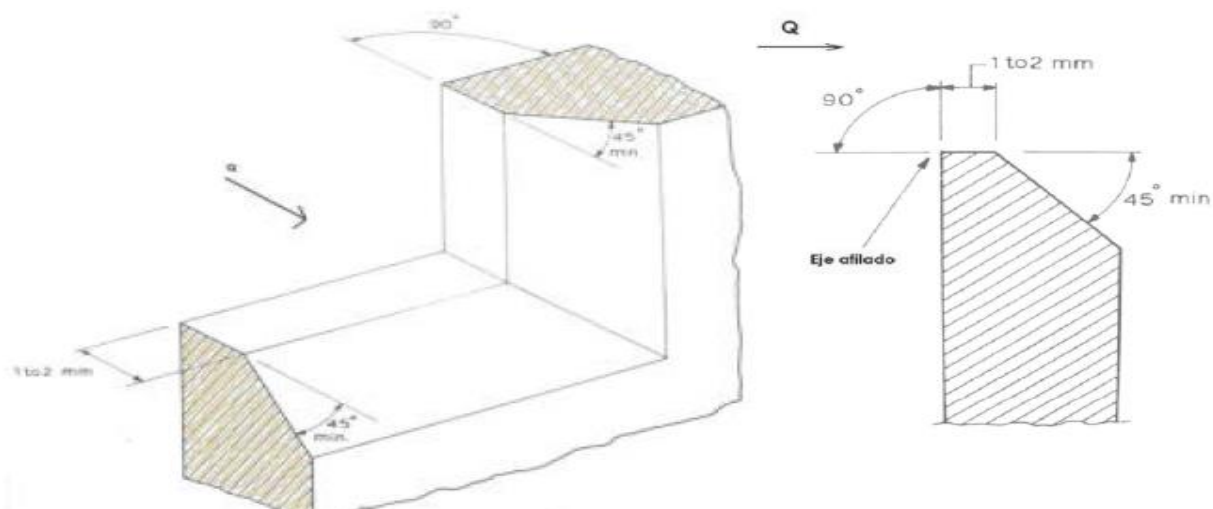
Gasto específico de agua a través del vertedero rectangular sin compresión lateral ( $B/b = 1$ )

h (m)	Q (m³/s) con p (m)							
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0
0,05	0,0211	0,0209	0,0208	0,0208	0,0207	0,0207	0,0206	0,0206
0,06	0,0278	0,0275	0,0273	0,0272	0,0271	0,0271	0,0270	0,0270
0,07	0,0351	0,0346	0,0344	0,0342	0,0341	0,0341	0,0340	0,0339
0,08	0,0430	0,0423	0,0420	0,0418	0,0417	0,0416	0,0415	0,0414
0,09	0,0515	0,0506	0,0502	0,0499	0,0497	0,0496	0,0495	0,0493
0,10	0,0606	0,0599	0,0588	0,0585	0,0582	0,0581	0,0579	0,0578
0,11	0,0702	0,0687	0,0680	0,0676	0,0672	0,0670	0,0669	0,0666
0,12	0,0804	0,0786	0,0776	0,0771	0,0767	0,0764	0,0762	0,0759
0,13	0,0911	0,0888	0,0877	0,0871	0,0866	0,0862	0,0860	0,0857
0,14	0,102	0,0996	0,0982	0,0973	0,0968	0,0965	0,0962	0,0958
0,15	0,114	0,111	0,109	0,108	0,108	0,107	0,107	0,106
0,16	0,126	0,123	0,121	0,120	0,119	0,118	0,118	0,117
0,17	0,139	0,135	0,132	0,131	0,130	0,130	0,129	0,128
0,18	0,152	0,147	0,145	0,143	0,142	0,141	0,141	0,140
0,19	0,166	0,160	0,157	0,155	0,154	0,153	0,153	0,152
0,20	0,180	0,174	0,170	0,168	0,167	0,166	0,165	0,164
0,21	0,210	0,202	0,197	0,195	0,193	0,192	0,191	0,190
0,24	0,242	0,231	0,226	0,223	0,221	0,220	0,219	0,218

Anexo 5 (cont. 2)

h (m)	Q (m³/s) con p (m)							
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0
0,26	0,275	0,263	0,256	0,253	0,250	0,248	0,247	0,245
0,28	0,311	0,296	0,288	0,284	0,280	0,278	0,276	0,274
0,30	0,348	0,330	0,321	0,316	0,312	0,309	0,307	0,305
0,32	0,388	0,366	0,356	0,350	0,345	0,340	0,339	0,336
0,34	0,429	0,404	0,392	0,385	0,379	0,375	0,373	0,369
0,36	0,472	0,443	0,429	0,421	0,414	0,410	0,407	0,403
0,38	0,517	0,484	0,468	0,459	0,451	0,446	0,443	0,438
0,40	0,564	0,526	0,508	0,496	0,489	0,484	0,480	0,474
0,45	—	0,639	0,614	0,599	0,589	0,582	0,576	0,569
0,50	—	0,761	0,729	0,709	0,696	0,686	0,680	0,670
0,55	—	1,035	0,983	0,952	0,931	0,917	0,906	0,896
0,60	—	—	1,123	1,085	1,060	1,042	1,028	1,009
0,65	—	—	1,276	1,225	1,195	1,173	1,157	1,134
0,75	—	—	1,358	1,342	1,337	1,312	1,292	1,265
0,80	—	—	1,592	1,529	1,486	1,456	1,433	1,401
0,85	—	—	—	—	1,642	1,607	1,580	1,543
0,90	—	—	—	—	1,804	1,764	1,734	1,691
0,95	—	—	—	—	1,974	1,927	1,893	1,844
1,00	—	—	—	—	2,150	2,097	2,058	2,002





### c) Vertedor Triangular Thomson

Son obras hidrométricas de tránsito con alta exactitud de las mediciones y destinadas para la medición de los gastos de agua que no contengan suspensiones. Se recomienda utilizar estos vertedores cuando existan grandes oscilaciones de los gastos de agua.

Estos vertedores pueden tener un ángulo central de  $20^\circ$  a  $120^\circ$ . Los vertedores más utilizados son aquellos cuyo ángulo  $\alpha = 90^\circ$  (vertedores Thomson) los cuales son de sencilla construcción.

Estos se utilizan, principalmente en la red interna de los sistemas de riego y como vertedores de filtración con gastos hasta de 100 l/seg; y en hidrología con gastos hasta  $1.4 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

La desviación de la magnitud del ángulo central con respecto a la proyectada, o el error de medición del ángulo, no debe ser mayor de  $10'$ . Los vertedores triangulares deben ser instalados de tal manera que la bisectriz del ángulo central coincida con la vertical trazada al eje longitudinal de simetría del canal. Se permite un error no mayor de  $1^\circ$ .

La ecuación general la siguiente:

$$Q = 2.361 \mu \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} h^{5/2} \quad (\text{m}^3/\text{seg}) \quad (1)$$

Y para el vertedero Thomson ( $\alpha = 90^\circ$ )

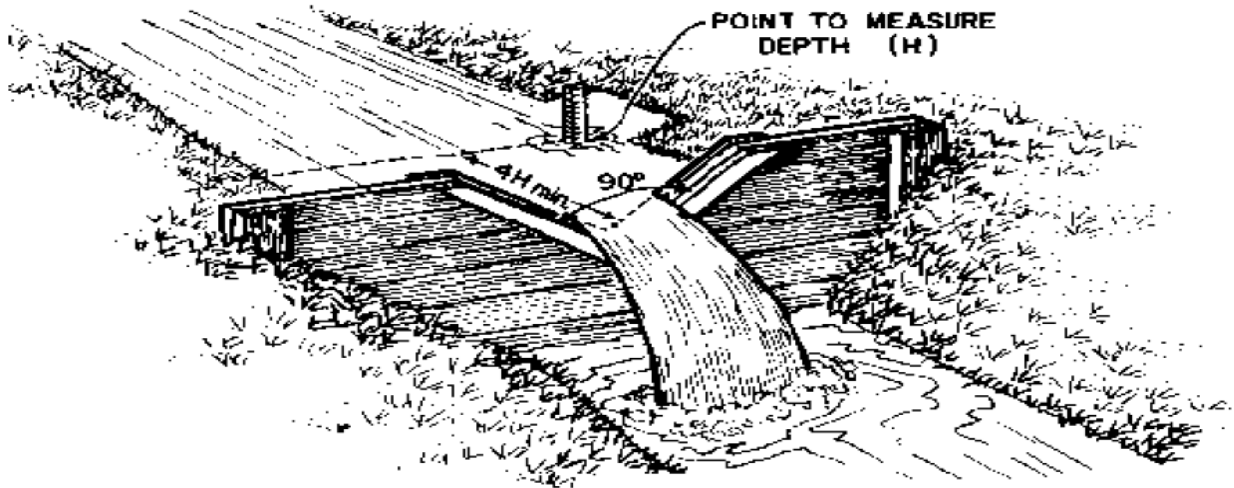
$$Q = 1.4 h^{5/2} \quad (\text{m}^3/\text{seg}) \quad (2)$$

El coeficiente de gasto  $\mu$  depende de la magnitud del ángulo central " $\alpha$ " y la relación de la altura  $p$ , el ancho del canal conducto  $b_k$  y la carga  $h$ ; es decir  $\mu = f(h/p, p/b_k, \alpha)$ . En la práctica los valores de  $\mu$  se aceptan entre 0.58 y 0.59).

La carga máxima ( $h_{\text{máx}}$ ) para los vertedores triangulares con  $\alpha = 20^\circ$  es de 500 mm y para los demás ángulos 800 – 1000 mm. La carga mínima ( $h_{\text{máx}}$ ) para los ángulos es de 5 mm.

El flujo no sumergido en los vertedores triangulares se garantiza con  $\Delta h = h + 0.01$  m.

La distancia entre los puntos de medición del nivel del agua y la pared del vertedor debe ser  $l_1 = 3 h_{\text{máx}}$ .

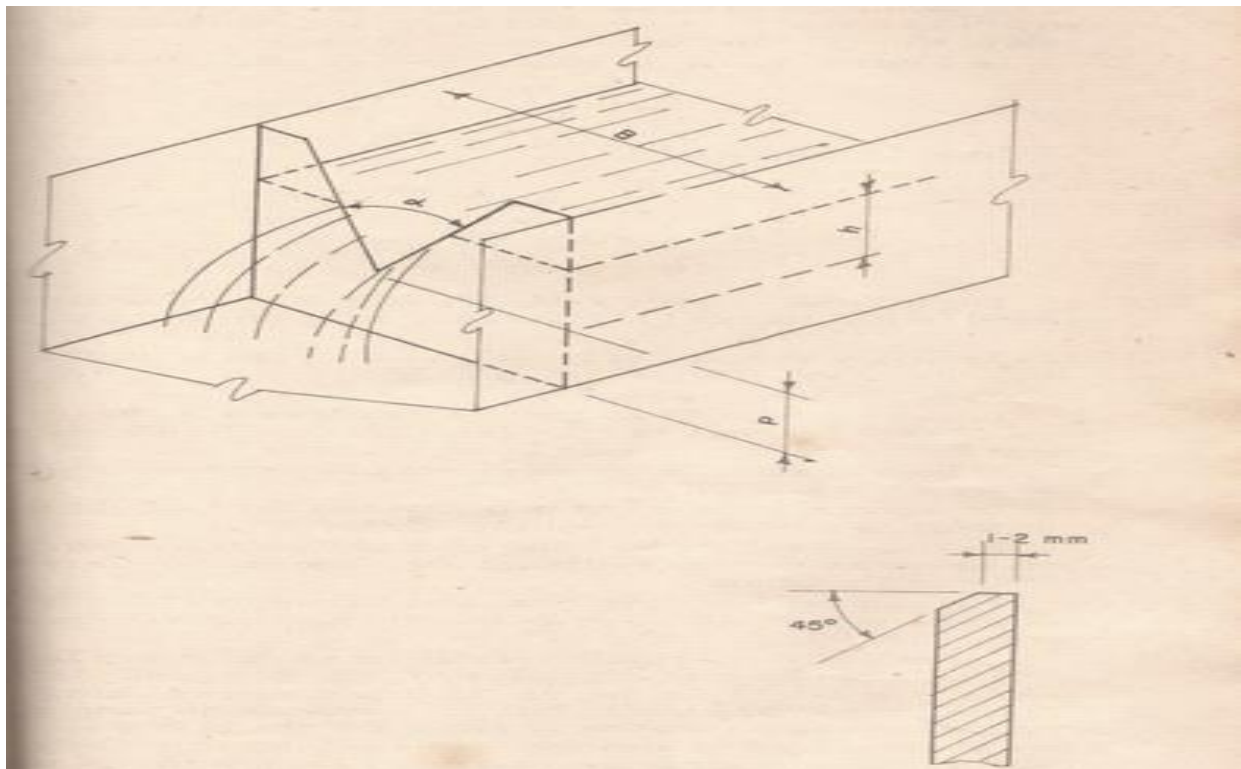


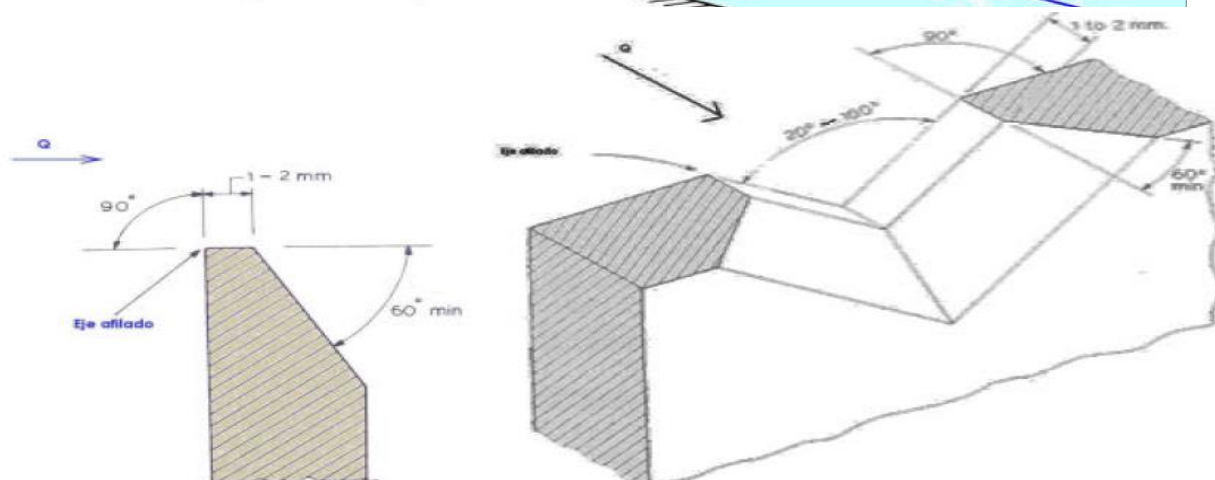
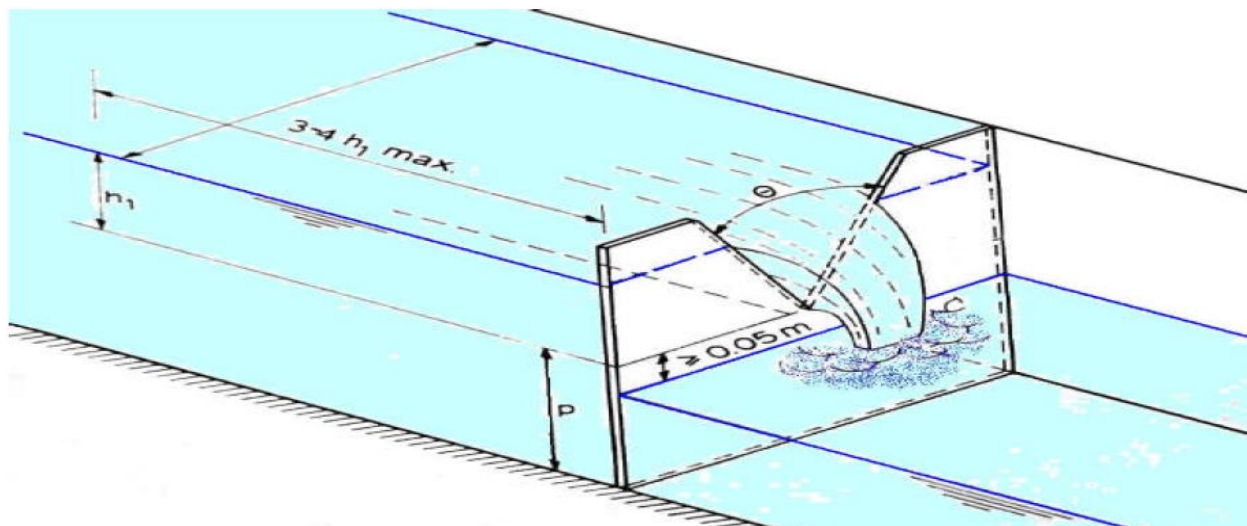


En el **anexo No 4** siguiente se dan los gastos calculados con la ecuación (2).

**Anexo 4**  
Magnitud de los gastos de agua (l/s) y del coeficiente de gasto a través del vertedero triangular Thomson ( $\alpha = 90^\circ$ )

h (cm)	cm									
	Y	0	1	2	3	4	5	6	7	8
0	x	x	x	x	x	0,803	1,257	1,836	2,551	3,409
	x	x	x	x	x	0,608	0,603	0,599	0,596	0,594
10	4,420	5,592	6,935	8,458	10,17	12,07	14,17	16,48	19,06	21,75
	0,592	0,590	0,588	0,588	0,587	0,586	0,586	0,585	0,585	0,585
20	24,72	27,92	31,36	35,01	38,97	43,16	47,61	52,32	57,31	62,56
	0,585	0,585	0,585	0,585	0,585	0,585	0,585	0,585	0,585	0,585
30	68,11	73,94	80,06	86,46	93,86	100,2	107,5	115,2	122,8	130,3
	0,585	0,585	0,585	0,585	0,585	0,585	0,585	0,585	0,585	0,585



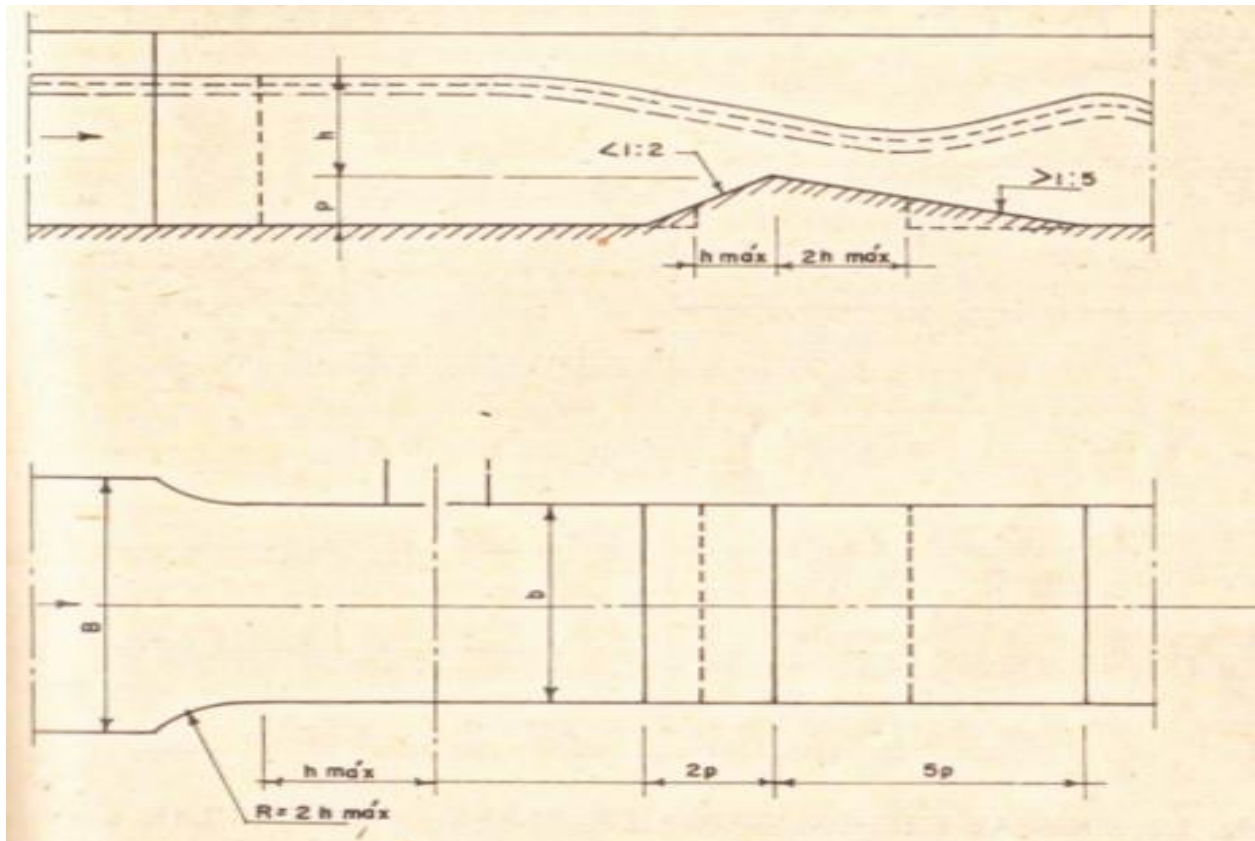


## II. UMBRALES HIDROMETRICOS O VERTEROR DE PARED ANCHA

Los umbrales hidrométricos (vertedores de pared ancha) son obras hidrométricas de tránsito.

En la práctica de hidrometría de explotación se usan los de perfil rectangular y triangular.

**Umbral de perfil triangular.** Estos umbrales se usan en canales relativamente anchos ( $h/b_k \leq 0.5$ ) y que no contengan mucha cantidad de arrastre.



Si por las condiciones de instalación las pérdidas de carga no están limitadas, la longitud del umbral puede reducirse hasta  $3 h_{\text{máx}}$  ( $1 h_{\text{máx}}$  aguas arriba y  $2 h_{\text{máx}}$  aguas abajo).

Las principales dimensiones del umbral de perfil triangular están limitadas por las relaciones siguientes:

$$h_{\text{min}} = 0.05\text{m}$$

$$p_{\text{min}} = 0.1 \text{ m}$$

$$b_{\text{min}} = 0.3 \text{ m}$$

$$h/p \leq 3$$

$$b/h \geq 3$$

La cresta del umbral debe ser rectilínea y horizontal y el talud (aguas arriba y abajo) liso.

La ecuación general del gasto:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{3} \cdot C_e C_v b_v \sqrt{2gh}^{3/2}$$

El coeficiente de flujo  $C_e$  es constante ( $C_e = 1.15$ ) si  $h \geq 0.05$  m. El coeficiente de velocidad  $C_v$  depende de la carga sobre la cresta del vertedor ( $h$ ) y la altura de la cresta sobre el plato del canal ( $p$ ):

$C_v = f(h/h+p)$  ver **anexo 6** siguientes:

**Anexo 6**  
Magnitud del coeficiente de velocidad  $C_v$  para los umbrales de perfil triangular

$\frac{h}{h+p}$	$C_v \text{ con } \frac{h}{h+p}$									
	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	1,000	1,000	1,000	1,001	1,001	1,001	1,001	1,002	1,002	1,003
0,1	1,003	1,004	1,004	1,005	1,006	1,007	1,008	1,009	1,010	1,011
0,2	1,012	1,013	1,015	1,016	1,017	1,019	1,021	1,022	1,024	1,026
0,3	1,028	1,030	1,032	1,034	1,037	1,039	1,042	1,044	1,047	1,050
0,4	1,053	1,056	1,059	1,062	1,063	1,069	1,072	1,076	1,080	1,084
0,5	1,088	1,093	1,097	1,102	1,107	1,112	1,117	1,123	1,129	1,135
0,6	1,141	1,147	1,154	1,162	1,169	1,177	1,185	1,194	1,204	1,214
0,7	1,224	1,234	1,246	1,258	1,272	1,286	1,302	—	—	—

**La fórmula práctica del gasto es:**

$$Q = 1.96 C_v b_v h^{3/2} \quad (\text{m}^3/\text{seg})$$

El flujo no sumergido se logra con  $\eta \leq 0.75$

$\eta$  – coeficiente de sumersión

$$\eta = h_n/h * \sqrt{1 - h_n/h/0,385}$$

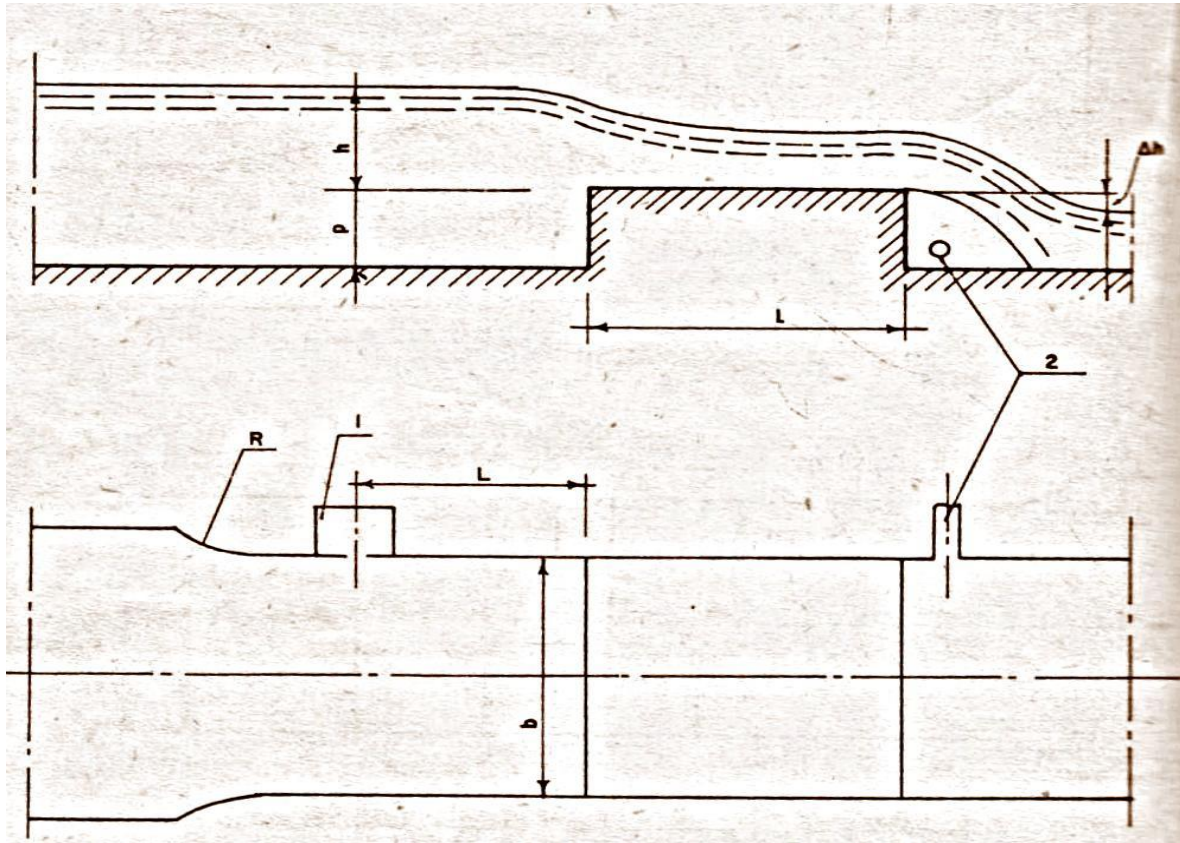
$h_n$  – altura del agua abajo sobre la cresta

El canal conductor debe ser rectilíneo aguas arriba del punto de medición en una longitud de  $h_{\text{máx}}$ . La desviación permitida de este sector del canal con relación al ancho de la cresta del umbral no debe ser mayor de 2 %. La unión del sector rectilíneo con el sector del canal aguas arriba de éste debe ser suave, con un radio  $R \geq 2 h_{\text{máx}}$ .

**Umbral de perfil rectangular.** Estos umbrales están destinados para la medición de los gastos de agua que no contengan gran cantidad de arrastre.

Como se muestra debajo tiene un plano de forma rectangular.





El ancho del umbral ( $b$ ) es igual al ancho del plato del canal en el sector donde se instala. Las caras aguas arriba y abajo del umbral deben ser lisas y perpendiculares al fondo y las paredes laterales del canal.

El sector del canal conductor aguas arriba del umbral debe ser rectilíneo, con sección rectangular y de plano horizontal,. Las paredes de este sector deben ser planas, verticales al plano del canal y paralela entre sí. La longitud de este sector no debe ser menor de  $3 h_{\text{máx}}$ . La unión del sector rectilíneo del canal conductor con el cauce natural del canal debe ser suave, con un radio  $R \geq 2 h_{\text{máx}}$ .

Las principales dimensiones del umbral de perfil rectangular deben satisfacer las siguientes condiciones:

$$h \geq 0,06 \text{ m} \qquad b \geq 0,3 \text{ m} \qquad p \geq 0,15 \text{ m} \qquad 0,15 \leq p/l \leq 4$$

$$0,10 \leq h/l \leq 1,6 \text{ (durante esto: si } h/l > 0,85 \text{ entonces } h/p \leq 0,85)$$

$$0,15 \leq h/p < 1,5 \text{ (durante esto: si } h/p > 0,85 \text{ entonces } h/l \leq 0,85)$$

La ecuación general del gasto es:

$$Q = \frac{2}{3}\sqrt{3} \cdot C_e C_v b \sqrt{2gh}^{3/2}$$

El coeficiente de flujo ( $C_e$ ) es constante e igual a 0,864 si se cumple la condición de:  $0,1 \leq h/l \leq 0,4$  y  $0,15 \leq h/p \leq 0,6$ .

Sí  $0,4 \leq h/l \leq 1,6$  y  $h/p \leq 0,6$  el coeficiente de flujo será igual a  $C_e = 0,191 h/l + 0,782$ .

Los valores de  $C_e$  calculados por la formula  $C_e = 0,191 h/l + 0,782$  se dan en la **tabla 5.4** de abajo.

Si  $h/p < 0,6$  el coeficiente de velocidad  $C_v = 1$ .

En la **tabla 5.5** de abajo se dan los valores del coeficiente de velocidad ( $C_v$ ) cuando  $h/p > 0,6$  y  $h/l < 0,85$ .

El punto de medición de los niveles de agua debe estar situado a una distancia de  $L = (2-3) h_{\text{máx}}$ .

El flujo libre no sumergido se logra garantizando la condición  $\Delta h \geq h + 0,01 \text{ m}$ .

**Tabla 5.4**  
*Coefficiente de flujo  $C_e$  para umbrales de perfil rectangular*

$h/l$	$C_e$	$h/l$	$C_e$	$h/l$	$C_e$	$h/l$	$C_e$
0,45	0,868	0,75	0,925	1,05	0,983	1,35	1,04
0,5	0,878	0,8	0,935	1,1	0,992	1,4	1,05
0,55	0,887	0,85	0,944	1,15	1,001	1,45	1,059
0,6	0,897	0,9	0,954	1,2	1,011	1,5	1,068
0,65	0,906	0,95	0,963	1,25	1,021	1,55	1,078
0,7	0,916	1,00	0,973	1,3	1,03	—	—

**Tabla 5.5**  
*Coefficiente de velocidad  $C_v$  para los umbrales de perfil rectangular*

$h/p$	$C_v$	$h/p$	$C_v$	$h/p$	$C_v$	$h/p$	$C_v$
0,6	1,011	0,85	1,046	1,1	1,075	1,35	1,164
0,65	1,011	0,85	1,046	1,15	1,075	1,355	1,164
0,7	1,023	0,95	1,059	1,2	1,092	1,45	1,117
0,75	1,03	1,0	1,064	1,25	1,092	1,5	1,123
0,8	1,038	1,05	1,07	1,3	1,098	—	—

### J) Toberas hidrométricas

Las toberas SANIIRI (Butirin M. V 1937) pueden ser de sección circular, cuadrada y rectangular. Como se muestra en la lámina de abajo. Se utilizan en los canales de riego con gastos de agua menores de  $1\text{m}^3/\text{seg}$ , con pequeñas pendientes y con un diapasón de variación de gasto de  $Q_{\text{máx}} / Q_{\text{mín}} \leq 4$ .

**Deben ir acompañadas aguas arriba por compuertas para regular la entrega**

Las principales dimensiones deben satisfacer las condiciones siguientes:

1. Para toberas de sección circular y cuadradas.

$$D(A) = 1,92d \text{ (a)}$$

$$L = 2d \text{ (a)}$$

2. Para las toberas de sección rectangular:

$$b) 2^a$$

$$A = 1,9^a$$

$$B = 2,9^a$$

$$L = 3^a$$

La medición del gasto para las toberas se realiza por la diferencia de carga ( $\Delta h$ ), bajo la condición de flujo sumergido con dos escalas unas aguas arriba en el umbral a 4L y otra aguas abajo a 3L con el objetivo de que las aguas estén con poca energía. En este caso la pared de soporte es delgada como lo muestran las láminas de abajo.

Las fórmulas para determinar el gasto son:

1. Para toberas de sección circular

$$Q = 3,3 d^2 \sqrt{\Delta h} \quad (\text{m}^3/\text{seg})$$

2. Para toberas cuadradas y rectangulares:

$$Q = 4,1 a b \sqrt{\Delta h} \quad (\text{m}^3/\text{seg})$$

a , b, y d en metros

El cálculo y determinación de las dimensiones de las toberas se realiza de acuerdo a la tabla de gastos, los cuales dependen de las dimensiones normales de las toberas y los valores de  $\Delta h$  con el **anexo 15 de abajo**.



## Anexo 15

Gasto (l/s) de las toberas en dependencia de sus dimensiones normadas y valores de  $\Delta h_{\text{máx}}$

<i>d</i> cm	<i>Sección circular</i>			<i>a</i> cm	<i>Sección rectangular</i>			<i>a</i> cm	<i>Sección cuadrada</i>		
	$\Delta h$ cm				$\Delta h$ cm				$\Delta h$ cm		
	16	25	36		16	25	36		16	25	36
10	13	16,5	20	10	33	41	49	10	16	20	25
15	30	37	45	15	74	92	110	15	37	46	55
20	53	66	80	20	130	164	197	20	65	82	100
25	82	103	124	25	200	255	305	25	102	130	154
30	120	150	180	30	300	370	440	30	147	185	220
35	160	200	240	35	400	500	600	35	200	250	300
40	210	260	315	40	525	655	787	40	260	330	390
50	330	413	597	50	820	1 025	1 230	50	410	513	615

### a) Tobera de pared delgada

En este caso las mismas llevan escalas aguas arriba y aguas abajo para calcular el  $\Delta h$  aguas abajo.

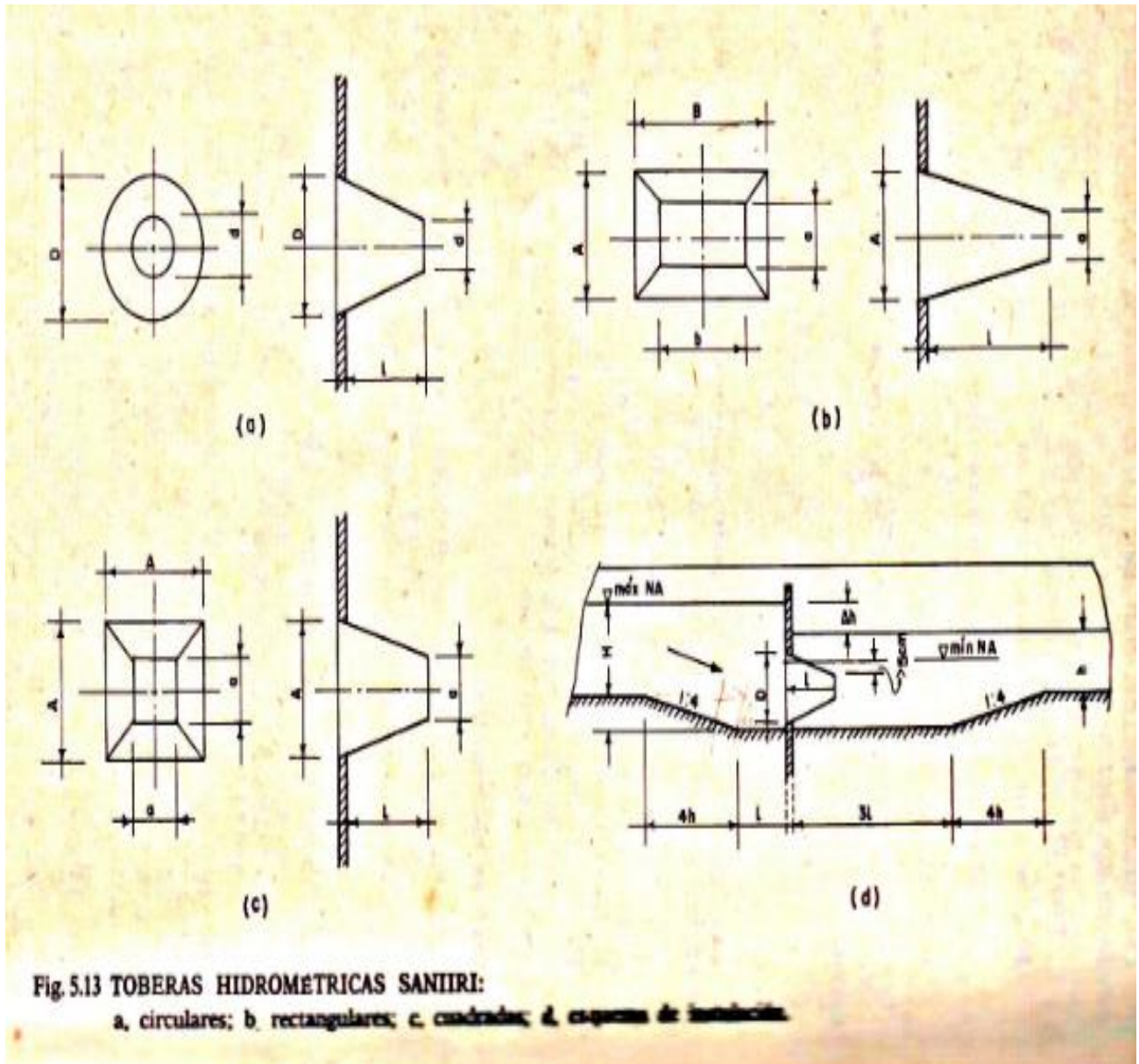
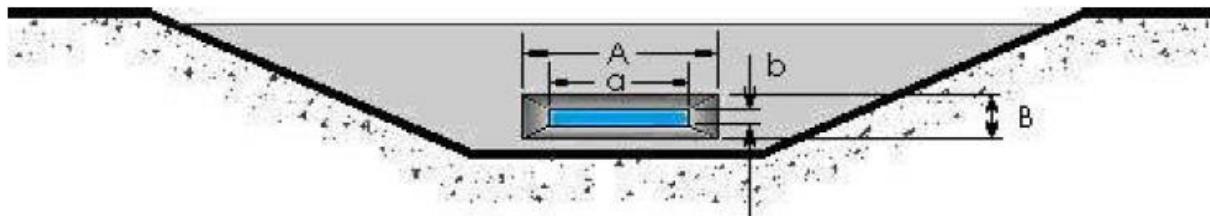
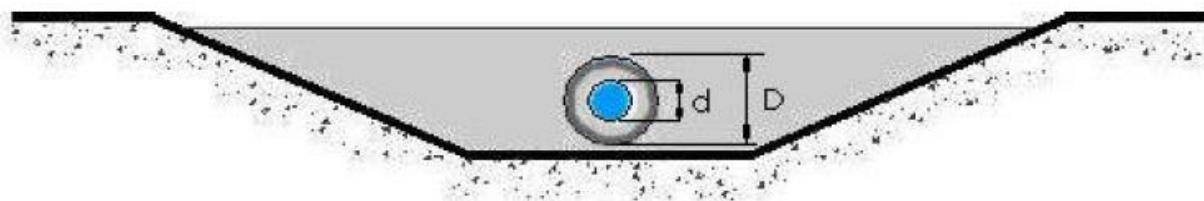
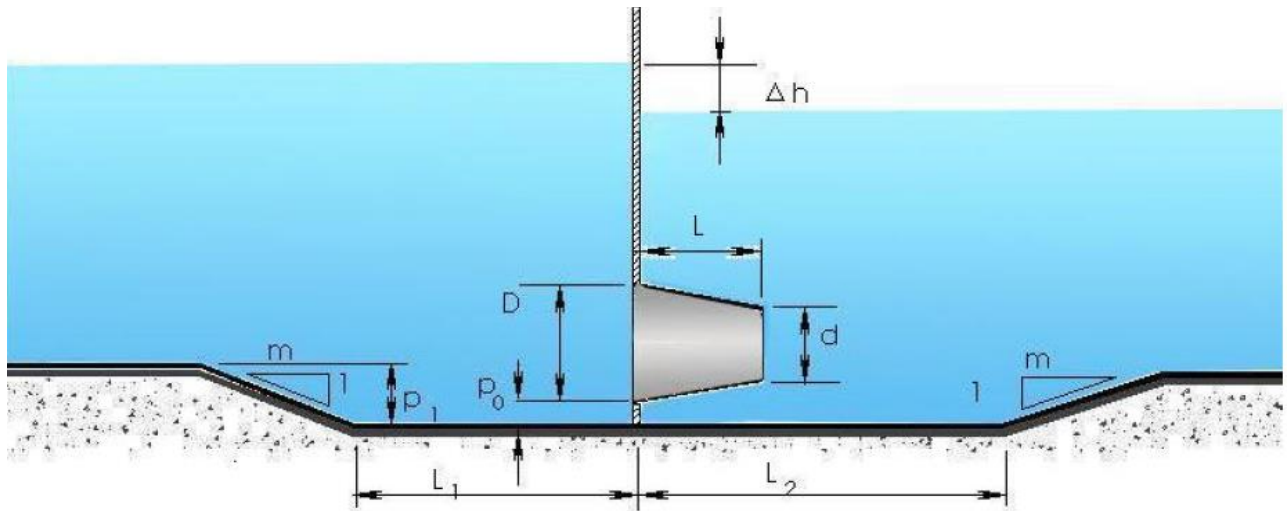


Fig. 5.13 TOBERAS HIDROMÉTRICAS SANITARI:

a, circulares; b, rectangulares; c, cuadradas; d, esquemas de instalación.



Cuando las toberas se construyan delante del cono truncado con un tubo de soporte y embebidas en el hormigón de soporte como en el siguiente lámina, el  $\Delta h$  se toma construyendo una tijera de madera clavando dos reglas de pluviómetros de madera de guásima como se usa en Cuba, u otra que no deje subir el agua por capilaridad y falsee el dado, esa  $\Delta h$  se toma en las tablas de los anexos y nos dará el gasto correspondiente a la lectura. Un tubo va dentro de la tobera y el otro fuera para crear el  $\Delta h$  como se aprecia en la lámina siguiente.

## F.- OBRAS HIDROMETRICAS REGULADORAS

La regulación de los gastos de agua (niveles) se realiza por medio de las compuertas.

Con mando eléctrico o manual. El dispositivo hidrométrico crea la diferencia de carga ( $\Delta h$ ) y puede encontrarse a la entrada de la obra, antes de la compuerta (reguladores con aditamentos hidrométricos RAH o, a la salida de la obra detrás de la compuerta (reguladores hidrométricos de tubo - RHT).

Las obras hidrométricas reguladoras se utilizan en los puntos de regulación del agua en canales con gastos mayores de  $10 \text{ m}^3/\text{seg}$  se hace necesario proyectar especialmente, este tipo de obra para cada caso. Muy usadas en la derivadores o (barrage en inglés) en Cuba las hay diseminadas fundamentalmente para la entrega del agua al arroz y caña de azúcar.

A continuación daremos a conocer la más difundida.

### **Regulador hidrométrico de tubo a la salida de la obra**

Los reguladores hidrométricos de tubo a la salida de la obra (RHT) son de varios tipos:

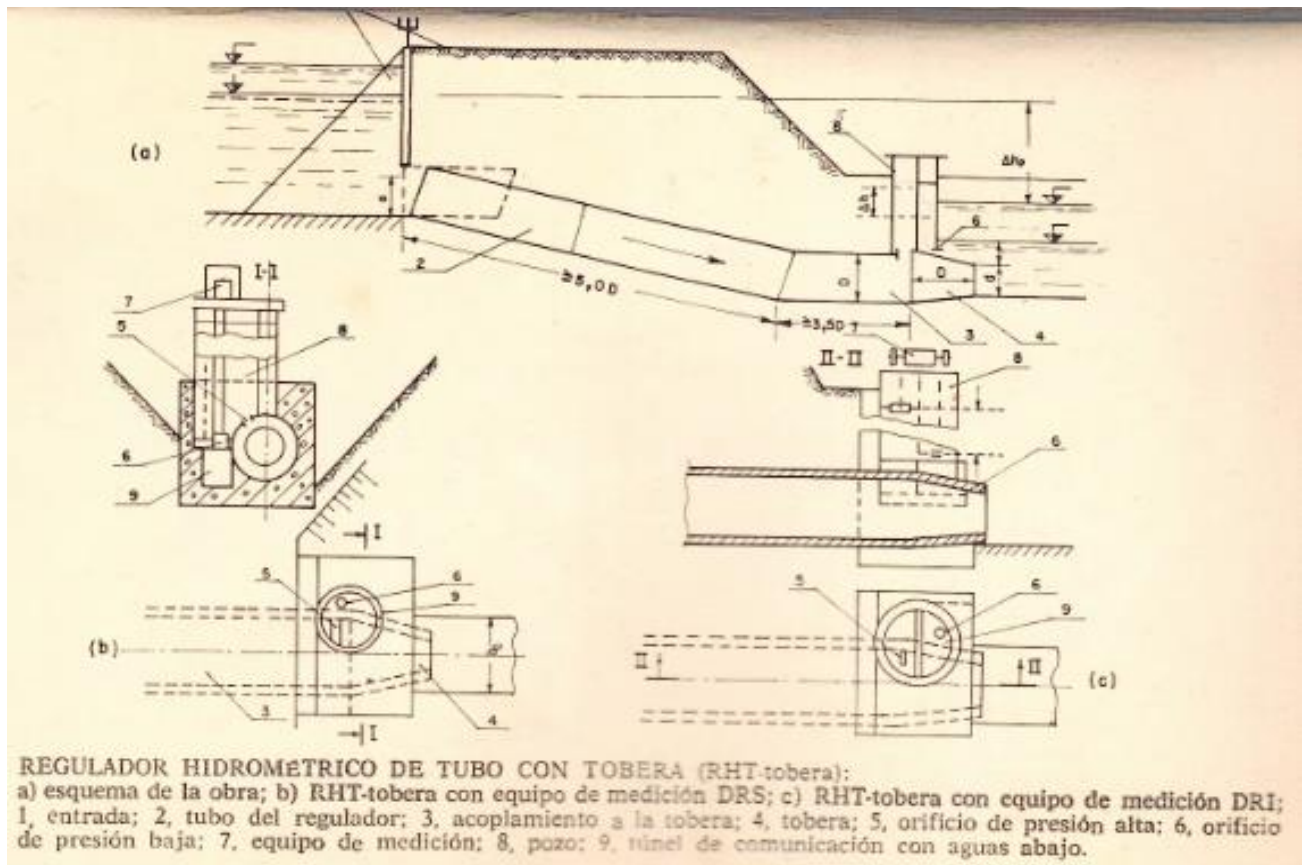
- a) **RHT tobera**
- b) RHT anillo
- c) RHT cilíndrico lateral
- d) RHT venturi

Este tipo de obra crea una caída de carga (presión), por lo cual se realiza el cálculo del gasto.

### **RHT-tobera.**

Este tipo de obra hidrométrica fue elaborado en 1939 en el SANIIRI por el Ing. Butirin M.B. Como lo muestra la imagen siguiente, en Cuba a raíz de los especialistas de la antigua URSS y Bulgaria que proyectaron y construyeron para la medición de los gastos en canales para la entrega al cultivo de arroz y caña de azúcar principalmente que aún están en uso. Y es el que trataremos en este artículo.





Y se caracteriza por permitir el paso libre de las suspensiones (basuras) y que la tobera no se sedimente aguas abajo, como resultado del aumento de la velocidad de salida del agua.

Las principales dimensiones de este tipo de obra son:

$$d = 0.74 D$$

$$l_2 = D$$

$$l_1 \geq 6.5 D$$

Donde:

D – diámetro de entrada de la tobera

d – diámetro de salida de la tobera

$l_2$  – longitud de la tobera

$l_1$  – distancia entre la compuerta y la entrada de la tobera

El gasto se calcula por la fórmula

$$Q = \mu 0.785 d^2 \sqrt{2g\Delta h} = 3.9 d^2 \sqrt{\Delta h} \quad (1)$$

Donde:

$\mu$  - coeficiente de gasto de la obra = 1.12

$\Delta h$  – diferencia de carga entre los tubos piezométricos de tubo acero al carbono de 75 mm

El cálculo hidráulico del RHT tobera se fundamenta en determinar las dimensiones D y d de la tobera y  $D_t$  diámetro de la tubería del regulador. Para esto es necesario conocer el  $Q_{\text{máx}}$ ,  $Q_{\text{nor}}$ ,  $Q_{\text{mín}}$  y sus correspondientes niveles de agua, aguas arriba y debajo de la obra:

El diámetro de la entrada de la tobera se determina por la fórmula del gasto del regulador:

$$Q_{\text{máx}} = \mu_s \bar{U}_t \sqrt{2g \Delta h_p} = \underline{3.47 \mu_s D_t^2 \sqrt{\Delta h_p}} \quad (2)$$

Donde:

$\Delta h_p$  = diferencia de carga entre en nivel normal aguas arriba y el nivel máximo aguas abajo

$\mu_s$  – coeficiente de gasto del sistema

$\mu_s = 0.50$  si  $D_t = D$  y  $h/D = 10 \dots 15$

$\bar{U}_t$  – área total de la sección o diámetro

Entonces:

$$\underline{Q_{\text{máx}} = 1.7 D^2 \sqrt{\Delta h_p}} \quad (3)$$

El diámetro claculado por esta fórmula se redondea a un diámetro estándar de los tubos y se comprueba la magnitud h por la fórmula (3)

$$\Delta h = (Q_{\text{máx}} / \mu 0.785 d^2 \sqrt{2g})^2$$

$$\Delta h = (Q_{\text{máx}} / 3.9 d^2)^2$$

Si  $\Delta h$  es mayor que la permitida (>70 cm), entonces se aumenta las dimensiones d,  $D_t$ ,  $l_2$ , hasta la obtención de la magnitud necesaria de  $\Delta h$ .

El gasto mínimo de agua que puede medir con esta obra, se determina oor la fórmula:

$$Q_{\text{mín}} = 3.9 d^2 \sqrt{\Delta h} = 3.9 d^2 \sqrt{0.02} = \underline{0.55 d^2}$$

La altura constructiva de los pozos de medición será:

$$Z_p = h_{abm\acute{a}x} + \Delta h_{m\acute{a}x} + 40 \text{ (50) cm}$$

$h_{abm\acute{a}x}$  – nivel máximo del agua, aguas abajo

$\Delta h_{m\acute{a}x}$  – diferencia máxima de carga

40 (50) cm – reserva constructiva

**Tijera de madera con reglas de guásimas de pluviómetros para la lectura del  $\Delta h$  que va en la fórmula de la ecuación para toberas.**



Las toberas se fabrican con tubos de acero si existen el diámetro o con planchas de metal y previamente se dibuja una plantilla de cartón como molde y el pailero la recorta con una equipo de oxicorte u otro instrumento moderno cortante, después se doblan para conformar las mismas y se soldán previa unión de sus extremos ya sea circular, cuadrada, rectangular nunca con tubos plásticos que los rayos UV los doblen y no se pueda entrar la tijera para la medición. En el siguiente caso la parte del cono truncado va sin refuerzos de hormigón como la parte trasera que va dentro del muro de concreto y los cajones que llevan el agua desde las compuertas hasta las toberas. Los tubos piezométricos se ubica aguas debajo de la estructura de hormigón como se ve en la siguiente foto; van paralelos soportados por

planitas soldadas, uno va dentro de la tobera antes del cono truncado y el otro fuera en que controla en nivel aguas abajo.



**Derivadora (barrage en inglés) con compuertas reguladores en la que pasa un vial y aguas abajo las toberas.**



Como se dijo anteriormente en las fotos de arriba se presenta una derivadora en la que las compuertas están aguas arriba de las toberas separadas por cajones de hormigón para en este caso pase un vial, en caso contrario que no haya vial se reduce a un cajo. **Los diámetros interiores de los tubos paralelos son de 3" o 75 mm y se fabrican de tubos de acero al carbono o acero negro, nunca plásticos que los rayos ultravioletas los deforman.**



En la siguiente tabla aparecen tabuladas los gastos de las distintas toberas circulares, rectangulares y cuadradas. **Anexo 15.**

Ver **anexo 15** de abajo

**Anexo 15**  
*Gasto (l/s) de las toberas en dependencia de sus dimensiones normadas y valores de  $\Delta h_{máx}$*

<i>Sección circular</i>				<i>Sección rectangular</i>				<i>Sección cuadrada</i>			
<i>d</i> cm	$\Delta h$ cm			<i>a</i> cm	$\Delta h$ cm			<i>a</i> cm	$\Delta h$ cm		
	16	25	36		16	25	36		16	25	36
10	13	16,5	20	10	33	41	49	10	16	20	25
15	30	37	45	15	74	92	110	15	37	46	55
20	53	66	80	20	130	164	197	20	65	82	100
25	82	103	124	25	200	255	305	25	102	130	154
30	120	150	180	30	300	370	440	30	147	185	220
35	160	200	240	35	400	500	600	35	200	250	300
40	210	260	315	40	525	655	787	40	260	330	390
50	330	413	597	50	820	1 025	1 230	50	410	513	615

Las canaletas (lechos) hidrométricos son obras de tránsito destinadas para medir los gastos e agua. Hay variedad pero aquí presentamos la más usada tradicionalmente.

### **Canaleta Parshall**

Están destinadas a medir los gastos de entrega en los canales magistrales y primarios. Presenta como aspecto negativo su complicada y costosa construcción comparadas con las demás obras hidrométricas, eso sí son muy duraderas en el tiempo a pesar de estar al intemperie hay algunas que tienen más de un siglo de existencia y están trabajando como el primer día, clara esta con un buen mantenimiento y son muy aceptadas por los granjeros, los que confían para el pago de los volúmenes de su factura y están dentro del sistema de normas ASTM (america standard test methods) de los EE.UU.

Se compone de tres partes principales:

- a) Entrada, con paredes verticales al plano y que se estrechan en dirección hacia la garganta.
- b) Garganta, con paredes verticales y paralelas entre sí, y con un plato con una pendiente 3:8 en el sentido del movimiento del agua.

c) Difusor de salida, con paredes verticales no paralelas (se van separando).

Si las condiciones locales tienen suficiente caída de nivel, la garganta y el difusor de salida no se construyen. En este caso la canaleta se limita solamente a la entrada a la entrada, aguas debajo de la cual debe preverse un salto no mayor de 0.2 m de altura. Por regla, el salto debe ser de una altura  $p \geq 0.5 h_{\text{máx}}$ .

El gasto de agua se calcula por la fórmula:

$$Q = 0.372 b (3.278h)^2$$

Donde:

$$h = 1.568b^{0.026}$$

La fórmula práctica es:

a) Para canaletas con ancho de la garganta  $b = (0.25 - 0.9)$  m.

$$Q = A_n b h^{1.5} \text{ (m}^3\text{/seg)}$$

b)  $b = (0.91 - 1.6)$  m

$$Q = A_n b h^{1.6} \text{ (m}^3\text{/seg)}$$

Los valores del coeficiente  $A_n$  se dan en la tabla siguiente:

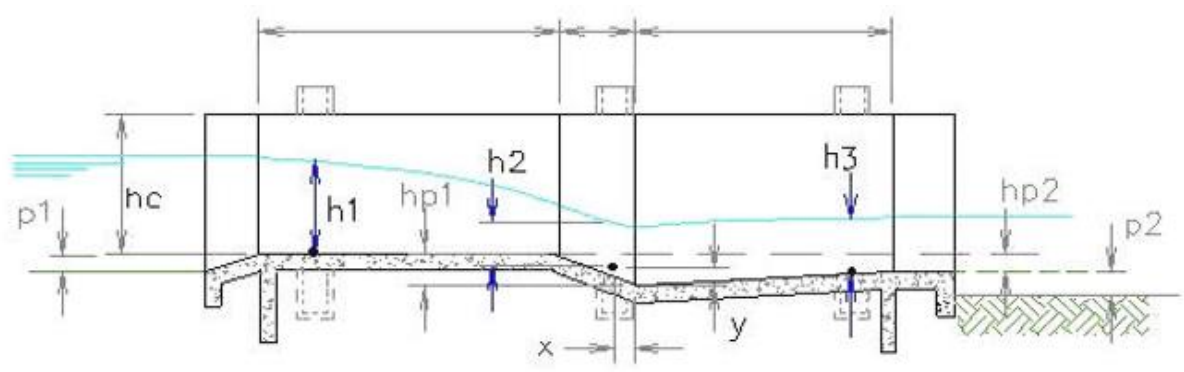
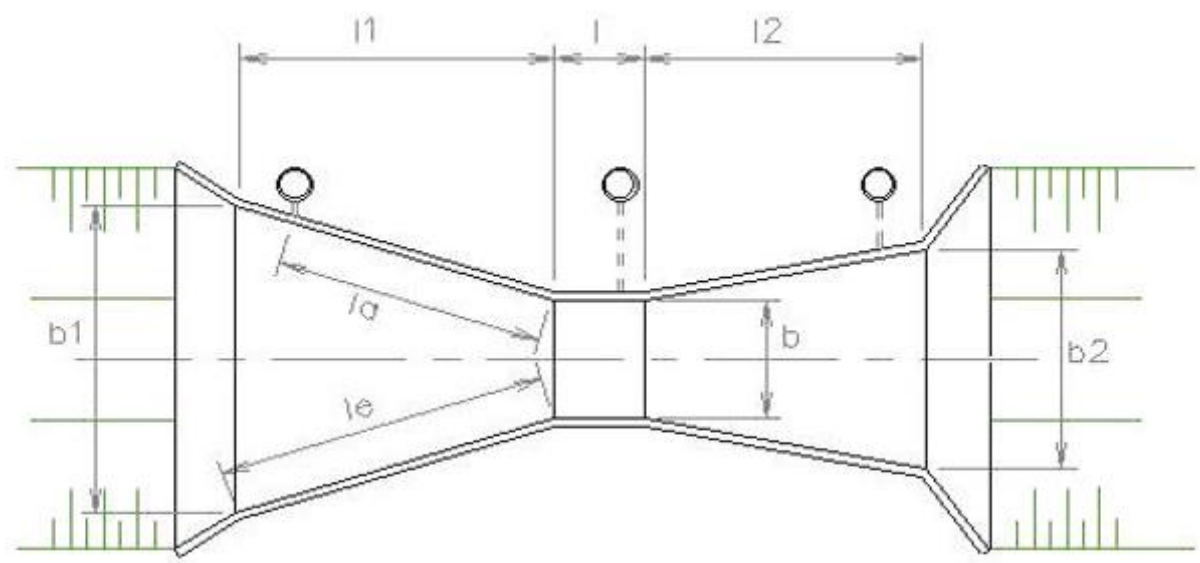
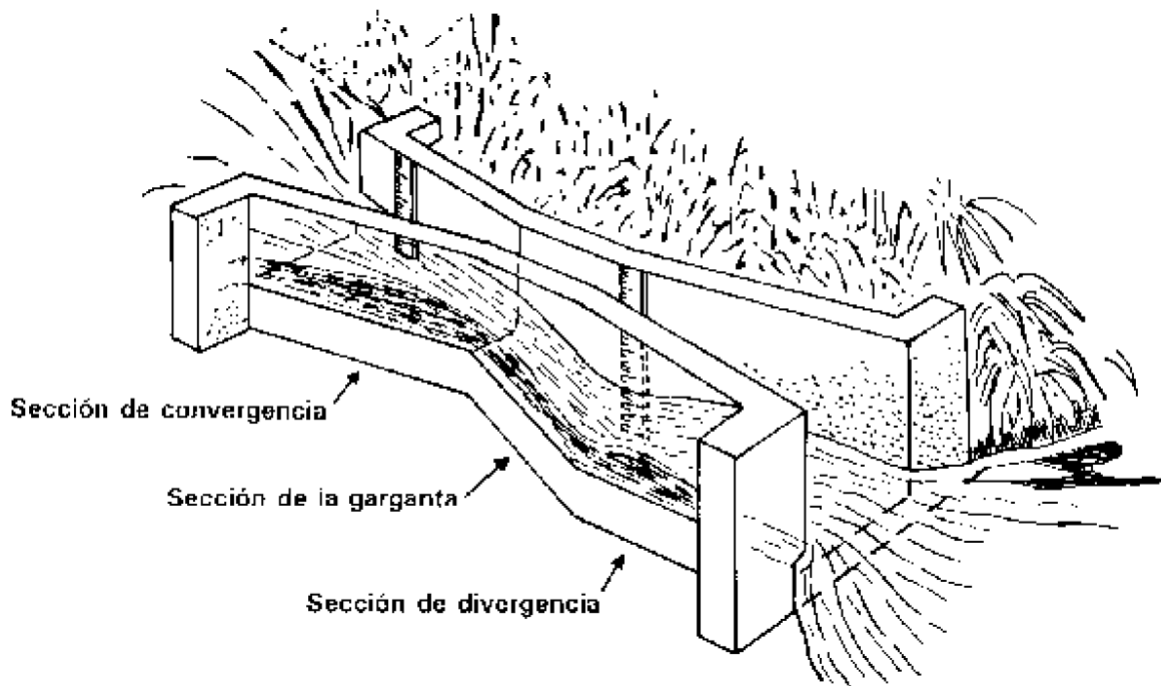
**Valores de  $A_n$  para las canaletas Parshall**

b(m)	h(m)			
	0.25	0.40	0.63	1.00
0.25 – 0.35	2.196	2.122	-----	-----
0.36 – 0.60	-----	2.222	2.249	-----
0.61 – 0.90	-----	2.222	2.249	-----
0.91 – 1.20	-----	-----	2.436	2.419
1.21 – 1.60	-----	-----	2.456	2.369

Con ancho de garganta  $b = (2 - 7.5)$  m los valores de  $A_n$  se calculan por la fórmula.

$$A_n = 2.3b + 0.48$$

En los **anexos 10,11 y 12** siguientes se dan respectivamente las dimensiones normadas y las magnitudes de los gastos para estas, tabla de canaletas normales y tabla de corrección del flujo sumergido para 1 m de ancho de la garganta.



**Anexo 10**

Dimensiones normadas (m) para las canaletas Parshall, y magnitud de los gastos medidos (m<sup>3</sup>/s) con flujo libre ( $h_a \leq 0,7$  h)

b	B	B <sub>1</sub>	D	A	L <sub>0</sub>	h <sub>mfo</sub>	h <sub>máx</sub>	Q <sub>mfo</sub>	Q <sub>máx</sub>
0,25	0,78	0,56	1,32	1,35	0,90	0,05	0,60	0,006	0,25
0,50	1,08	0,81	1,45	1,48	0,99	0,05	0,70	0,012	0,70
0,75	1,38	1,06	1,58	1,60	1,07	0,10	0,75	0,050	1,13
1,00	1,68	1,31	1,70	1,73	1,15	0,10	0,80	0,063	1,62
1,25	1,98	1,56	1,82	1,86	1,29	0,12	0,80	0,107	2,13
1,50	2,28	1,80	1,95	1,98	1,32	0,15	1,00	0,180	3,67
1,75	2,58	2,06	2,06	2,12	1,40	0,17	1,00	0,250	4,30
2,00	1,88	2,30	2,22	2,24	1,48	0,20	1,00	0,380	4,96
2,25	3,18	2,56	2,32	2,36	1,58	0,22	1,00	0,500	5,60
2,75	3,78	3,05	2,57	2,62	1,74	0,27	1,00	0,840	6,93
3,00	4,08	3,30	2,70	2,75	1,83	0,28	1,00	1,000	7,80
4,50	7,50	5,50	3,10	3,45	2,30	x	1,70	x	24,40
6,00	9,00	7,20	3,93	4,20	2,80	x	1,85	x	38,20
7,50	10,50	8,80	4,71	4,95	3,30	x	1,85	x	47,50

190

**Anexo 11**

Tabla de gastos para las canaletas Parshall normadas con flujo libre

h (m)	Gasto de agua (m <sup>3</sup> /s) con un ancho de la garganta (b) de: (m)							
	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	2,00	2,50	3,00
0,050	0,012	x	x	x	x	x	x	x
0,075	0,021	x	x	x	x	x	x	x
0,100	0,033	0,050	0,063	x	x	x	x	x
0,125	0,047	0,070	0,092	0,114	x	x	x	x
0,150	0,062	0,092	0,122	0,152	0,180	x	x	x
0,175	0,079	0,118	0,156	0,194	0,231	x	x	x
0,200	0,097	0,144	0,192	0,239	0,286	0,380	x	x
0,250	0,137	0,204	0,272	0,340	0,407	0,542	0,675	x
0,300	0,181	0,272	0,362	0,453	0,544	0,725	0,905	1,087
0,350	0,230	0,346	0,462	0,578	0,694	0,927	1,160	1,394
0,400	0,283	0,425	0,569	0,714	0,858	1,148	1,440	1,739
0,450	0,339	0,511	0,685	0,859	1,034	1,385	1,740	2,091
0,500	0,398	0,602	0,808	1,015	1,222	1,689	2,094	2,470
0,550	0,461	0,700	0,938	1,179	1,420	1,908	2,399	2,890
0,600	0,528	0,800	1,075	1,353	1,630	2,193	2,760	3,130
0,650	0,597	0,906	1,210	1,535	1,850	2,492	3,140	3,785
0,700	0,700	1,016	1,370	1,725	2,083	2,805	3,530	4,267
0,750	x	1,132	1,526	1,924	2,323	3,340	3,950	4,770
0,800	x	x	1,620	2,130	2,573	3,920	4,380	5,294
0,850	x	x	x	x	2,833	3,825	4,830	5,838
0,900	x	x	x	x	3,103	4,190	5,290	6,403
0,950	x	x	x	x	3,381	4,570	5,770	6,987
1,000	x	x	x	x	3,670	4,960	6,270	7,590

191

**Anexo 12**

Tabla de correcciones (q) para las canaletas Parshall con flujo suenergido con 1 m de ancho de la garganta

h (m)	q (m <sup>3</sup> /s) con K = h <sub>a</sub> /h						Observaciones
	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	
0,050	0,005	0,005	0,006	0,007	0,009	0,014	Q <sub>sum</sub> = Q - q Para otras dimensiones de b (> 1 m) los valores de la tabla se multiplican por el coeficiente K <sub>1</sub> igual a: b : K <sub>1</sub> : : : : 0,25 : 0,32 0,50 : 0,57 0,75 : 0,79 1,25 : 1,20 1,50 : 1,39 1,75 : 1,52 2,00 : 1,76 2,25 : 1,94 2,50 : 2,11 2,75 : 2,28 3,00 : 2,45 K <sub>1</sub> = b <sup>0,333</sup>
0,075	0,005	0,006	0,007	0,009	0,012	0,020	
0,100	0,005	0,006	0,008	0,010	0,016	0,027	
0,125	0,006	0,007	0,009	0,013	0,020	0,036	
0,150	0,006	0,007	0,010	0,015	0,026	0,046	
0,175	0,006	0,008	0,012	0,019	0,032	0,057	
0,200	0,007	0,010	0,014	0,022	0,038	0,068	
0,250	0,008	0,012	0,019	0,031	0,053	0,095	
0,300	0,010	0,015	0,025	0,041	0,071	0,124	
0,350	0,012	0,019	0,032	0,053	0,098	0,157	
0,400	0,015	0,024	0,040	0,067	0,113	0,192	
0,450	0,018	0,029	0,049	0,082	0,137	0,230	
0,500	0,021	0,036	0,060	0,099	0,163	0,271	
0,550	0,025	0,043	0,072	0,118	0,192	0,314	
0,600	0,030	0,051	0,085	0,138	0,222	0,360	
0,650	0,035	0,060	0,099	0,159	0,254	0,408	
0,700	0,041	0,069	0,114	0,182	0,288	0,458	
0,750	0,048	0,080	0,131	0,207	0,325	0,510	
0,800	0,055	0,092	0,148	0,234	0,362	0,564	
0,850	0,063	0,104	0,167	0,261	0,402	0,620	
0,900	0,071	0,117	0,188	0,290	0,444	0,679	
0,950	0,080	0,132	0,209	0,321	0,487	0,739	
1,000	0,090	0,147	0,232	0,354	0,532	0,801	



# Anexos estructuras medidoras de gastos con sus parámetros correspondientes de diseño aprobadas por el USBR y ASTM EE.UU.

Name of structure and section number in which structure is described	Sketch of structure	Shape of control section perpendicular to flow and value	M = measuring or M <sub>r</sub> = measuring & regulating	H <sub>1</sub> min or Δh min	H <sub>1</sub> max or Δh max	minimum crest height above approach channel bottom p	minimum size of control to w and D <sub>p</sub>	range of notch angle θ degrees	Q <sub>min</sub> m <sup>3</sup> /s	Q <sub>max</sub> in m <sup>3</sup> /s or Q <sub>max</sub> in m <sup>3</sup> /s	γ = H <sub>2</sub> /H <sub>1</sub> or head loss	modular limit H <sub>2</sub> /H <sub>1</sub> or head loss	error in C <sub>d</sub> C <sub>v</sub> or C <sub>e</sub> (%)	sensitivity at minimum head 5 per 0.01 m	debit passing capacity 1 per 100	setting 1 per 100
Round-crested horizontal broad-crested weir (5.1)		rectangular w = 1.5	MR	0.08 m or 0.05 L	0.5 L	0.15 m or 0.33 H <sub>1</sub>	0.30 m or H <sub>1</sub> max	-	0.0066	Q = 2.77 b = 0.30 m H <sub>1</sub> = 2.0 m	35	0.70 to 0.95	2(21-20 C <sub>d</sub> )	25	+	+
Round movable measuring regulating weir (5.2)		rectangular w = 1.5	MR	0.05 m	0.78 L	0.15 m or 0.33 H <sub>1</sub>	0.30 m or H <sub>1</sub> max	-	0.0037*	Q = 0.860* b = 1.50 m	30	0.30	3	30	+	+
Triangular broad-crested weir (5.3)		(truncated) triangular w = 1.5 to 2.5	MR	0.06 m or 0.05 L	0.5 L to 0.7 L	0.15 m or 0.33 H <sub>1</sub>	0.30 m or H <sub>1</sub> max	30 to 180	0.0025*	variable at θ = 90°	83°	0.80 to 0.95	2(21-20 C <sub>d</sub> )	42	+	+
Broad-crested rectangular profile weir (5.4)		rectangular u = 1.5	MR	0.06 m or 0.08 L	0.85 L → 1.50 L →	0.15 m or 0.33 H <sub>1</sub>	0.30 m or H <sub>1</sub> max	-	0.0064	q = 5.07 H <sub>1</sub> = 2.0 m	35* 81	0.66 to 0.95	109-m 149(1.24)	25	+	+
Falling weir (5.5)		rectangular w = 1.5	M	0.06 m	1.6 L	0.15 m	0.05 m or 2h <sub>1</sub> /A <sub>1</sub>	-	0.0011	q = 5.1 H <sub>1</sub> = 2.0 m	90	0.66*	5	25	+	+
Rectangular sharp-crested weir (5.11)		rectangular u = 1.5	M or MR	0.07 m or 0.03 m	0.60 m or 2.4 p	0.30 m or 0.10 m	0.30 m or 2 h <sub>1</sub>	-	0.00997	q = 0.813	24.5 about 30	head loss = H <sub>1</sub> + 0.05 m	1	25	+	+
V-notch sharp-crested weir (5.2)		triangular w = 2.5	M	0.05 m	0.60 m or 0.38 m	0.10 m or 0.4 p	H <sub>1</sub> ≥ 2.5 h <sub>1</sub>	90	0.0008	Q = 0.390 about 300	about 300	head loss = 2 H <sub>1</sub>	2	50	+	+
Cipolletti weir (5.3)		trapezoidal u = 1.5	MR	0.05 m	0.38 m or 0.4 p	0.10 m	H <sub>1</sub> ≥ 5.0 h <sub>1</sub>	25 to 100	0.0002	Q = 0.145 if θ = 100°	150	head loss = 2 H <sub>1</sub>	1	30	+	+
Circular weir (5.4)		circular w is variable but d = 2.0	M	0.03 m or 0.1 d	0.9 d	0.10 m or 0.5 d	4D <sub>0</sub> 20 m	-	0.00091	variable d = 0.20 m	55.0 if 4D <sub>0</sub> = 30 m	head loss = H <sub>1</sub> + 0.05 m	2	67	+	+
Proportional weir (5.5)		proportional u = 1.0	M	0.03 m or 2 a	max that <math>w < 0.005 m</math>	p = 0 or p ≥ 0.15 m	0.15 m	-	0.0058	variable a = 0.06 m b = 0.15 m	small, but depends on a-value	head loss = H <sub>1</sub> + 0.05 m	2	33	+	+
Weir sill with rectangular control section (6.1)		rectangular u = 1.5	M	0.09 m or 0.75 L	0.90 m or 0.5 b	0	0.30 m or 1.91 25 h <sub>1</sub>	-	0.013	q = 1.366 b = 0.30 m	32	0.30	5	17	+	+
V-notch weir sill (6.2)		triangular u = 2.5	M	H <sub>1</sub> = 0.30 m	q = 1.83 m	0.13 m	-	174° 52' or 143° 08' or 157° 23'	0.0005	Q = 25.4** Q = 30.6 Q = 49.4	30000* 43000 49000	0.30	3	83	+	+
									0.0011	q = 10.18 1000*	1000*	0.73	10 C <sub>d</sub>	50	+	+

Name of structure and section number in which structure is described	Sketch of structure	Shape of control section perpendicular to flow and value	M = measuring or M <sub>r</sub> = measuring & regulating	H <sub>1</sub> min or Δh min	H <sub>1</sub> max or Δh max	minimum crest height above approach channel bottom p	minimum size of control to w and D <sub>p</sub>	range of notch angle θ degrees	Q <sub>min</sub> m <sup>3</sup> /s	Q <sub>max</sub> in m <sup>3</sup> /s or Q <sub>max</sub> in m <sup>3</sup> /s	γ = H <sub>2</sub> /H <sub>1</sub> or head loss	modular limit H <sub>2</sub> /H <sub>1</sub> or head loss	error in C <sub>d</sub> C <sub>v</sub> or C <sub>e</sub> (%)	sensitivity at minimum head 5 per 0.01 m	debit passing capacity 1 per 100	setting 1 per 100
Triangular profile flat-ven weir (6.4)		(truncated) triangular u = 1.7 to 2.5	M	0.03 m	3.00 m or 3.0 p	0.06 m or 0.06 m concrete	0.30 m or 0.33 H <sub>1</sub>	168° 34' or 176° 16'	0.0137	depends on degree of truncation	100,000* 17,500 H <sub>1</sub> = 20.03 m H <sub>2</sub> = 0.06 m	0.67	10 C <sub>d</sub> = 8	83	+	+
Butcher's movable standing wave weir (6.5)		rectangular u = 1.0	MR	0.05 m	1.00 m	1.4 h <sub>1</sub> max	0.30 m or 2 h <sub>1</sub>	-	0.0077	q = 2.30 b = 0.30 m	120	0.70	3	32	+	+
WS-standard equilateral (6.6)		rectangular u = 1.5	M	0.06 m	depends* on h <sub>1</sub> 5.0 p	0.15 m or 0.2 h <sub>1</sub>	0.30 m or 2 H <sub>1</sub>	-	0.023	variable* b = 1.0 m	about 1000 but depends on H <sub>1</sub> value	0.30	5	25	+	+
Cylindrical crested weir (6.7)		rectangular u = 1.5	MR	0.06 m or 0.1 r	depends* on r 3.0 p	0.15 m or 0.33 H <sub>1</sub>	0.30 m or 2 H <sub>1</sub>	-	0.0064	variable* b = 0.30 m	about 750 but depends on H <sub>1</sub> /r	0.33	5	25	+	+
Long-throated flume (3 basic shapes) (7.1)		rectangular u = 1.5 (truncated) triangular u = 1.7 to 2.5 trapezoidal u = 1.6 to 2.4 parabolic u = 2.0 (semi)-circular u is variable but c = 2.0	M	0.06 m or 0.1 L	1.0 L or 1.0 B	0 but P < 0.5	0.30 m* or 300 10 m*	30 to 180	0.0066 0.0098 0.0036 0.0027 0.0026 0.0020	variable* b = 0.30 m θ = 90° for all flumes slope 1:12 100 100 100 if 4D <sub>0</sub> = 6 m	35 315 250 100 100 3	0.70 to 0.95 depending on all downstream transition	2(21-20 C <sub>d</sub> ) for all flumes	25 28 to 42 27 to 40 33 33	+	+
Throatless flume with rounded transition (7.2)		rectangular u = 1.5	M	0.06 m	2.00 m or 1.5 k	0	0.20 m or H <sub>1</sub> max	-	0.0050	q = 1.82 H <sub>1</sub> = 2.00 m	190	about* 0.50	8	25	+	+
Throatless flume with broken plane transition (7.3)		rectangular u = 1.5	M	0.06 m	1.80 m	0	0.205 m only	-	-	-	-	-	-	25	+	+
Parshall flume (22 types) (7.4)		rectangular u = 1.55 u = 1.522 to 1.607 u = 1.60	M	0.015 m and 0.03 m	0.21 m or 0.33 m	0	0.0234 m or 0.0762 m or 0.1524 m or 2.438 m	-	0.000099 0.00077 0.0015 0.0972 0.16 0.75 m <sup>3</sup> /s	0.0054 to 0.0321 about 55 about 75 3,949 about 105	about 55 0.60 and 0.70 0.80	3	103 to 52	+	+	
H-flume (3 types) (7.5)		sloping trapezoid u = 2.0 to 2.4	M	0.01 m to 0.03 m	0.11 m to 1.36 m	0	see Figure 7.21	-	0.000012 0.00034 0.00031 0.0018 0.0018 0.0020	0.0003 to 0.0223 about 100 790 2,336 about 1300 3,724	0.25 0.25 0.30	3	<math>C_{240}</math>	+	+	
Circular sharp-edged orifice (8.1)		circular u = 0.5	M	Δh ≥ 0.03 m	-	0.5 d	A ≤ 10 A <sub>1</sub> d ≥ 0.05 m	-	0.00014	variable d = 0.02 m	5.8*	submerged	1	17	+	+
Rectangular sharp-edged orifice (8.2)		rectangular u = 0.5	M but MR if suppressed	Δh ≥ 0.03 m	-	0	100 H <sub>1</sub> m H <sub>1</sub> ≥ 0.02 m	-	0.0028	variable	5.8*	submerged	2 to 3	17	+	+

Name of structure and section number in which structure is described	Sketch of structure	Shape of control section perpendicular to flow and u-value	M = measuring MR = measuring & regulating	H <sub>1</sub> min or Δh min	H <sub>1</sub> max or Δh max	minimum crest height above approach channel bottom p	minimum size of control b or B, w and D <sub>p</sub>	range of notch angle θ degrees	Q <sub>min</sub>	Q <sub>max</sub>	γ = $\frac{Q_{max}}{Q_{min}}$	modular limit $\frac{H_2}{H_1}$ or head loss	error in C <sub>d</sub> or C <sub>e</sub> (%)	sensitive-ness at minimum head	debris passing capacity	sediment passing capacity
									m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s or q max. in m <sup>3</sup> /s						
Kadiol or Taitler gate (8.4)		rectangular u = 0.5	MR	$y_1 \geq 0.15$ or $y_1 \geq 1.25 \frac{w}{r}$ $y_1 \geq 0.1 r$	$y_1 < 1.2 r$	0	b/0.30 m w/0.02 m	-	0.005 $y_1 = 0.15$ m	variable	about* 35	variable	5	8	-	+
Crimp-de Gruyter adjustable orifice (8.5)		rectangular u = 0.5	MR	0.03 m 1.58 w	0.60 m	0.20 m	b/0.20 m 0.02 m < v < 0.38 m w/0.63 h <sub>1</sub>	-	0.0088	q=0.742	10	up to* 0.25	3	8	-	-
Water gate (8.6)		Section of circle w/0.5	MR	$h_1 \geq 1.0 \frac{D_p}{p}$ $\Delta h \geq 0.05$ m	$\Delta h \leq 0.45$ m	0.17 D <sub>p</sub>	D <sub>p</sub> /0.30 m w/0.75 D <sub>p</sub> w/0.02 m	-	0.0076	Q=2.10 D <sub>p</sub> =0.30 m	7 to 45 D <sub>p</sub> =1.22 m	$h_2 \geq 0.15$ m $\Delta h \geq 0.30$ m	3 to 6	8	-	-
Vernis module (8.7)		rectangular u = 0.5	MR	$h_1 = 0.17m$	$h_2 \in P$	0.16 m	0.05 m	-	0.0005	q=0.100	1*	0.60	5	3	-	+
				$h_2 = 0.28m$ and $h_2 \leq 0.35 P_2$	0.26 m	0.05 m	-	0.0010	q=0.200	1	0.60	5	1.8	-	-	
Domed tub (8.8)		circular or rectangular u = 0.5	M	approx. 0.10 m	approx. 5.0 m	-	d/0.02 m b/0.02 m	0° < θ < 180°	0.00027	variable	7	$h_1 + d$ *	2	5	-	+
Diaphragm (9.1)		rectangular u = 1.5	MR	0.06 m 0.50 r	1.0 p 0.35 P <sub>2</sub> 4.0 r	0.15 m	0.30 m 2.0 H <sub>1</sub>	-	0.0075	q=5.69 b=0.30 m	30*	0.60	5	25	-	+
Pipes and small siphons (9.2)		circular u = 0.5	M	0.03 m	1.20 m	1.0 D <sub>p</sub>	D <sub>p</sub> /0.015 m D <sub>p</sub> /0.03 m	-	0.00006 0.00017	variable	6 6	usually submerged	10 10	17 17	-	+
Fountain flow from vertical pipe (9.3)		circular u = 1.35 or u = 0.53	M	0.03 m	4.00 m	-	0.025 < D <sub>p</sub> D <sub>p</sub> < 0.609	-	0.00048	Q=2.45 D <sub>p</sub> =0.025 m	237 D <sub>p</sub> =0.609 m	pipe must discharge free into the air	15 to 20	50	-	+
Flow from horizontal pipes (9.4)		circular 1.5 < u < 2	M	$y_1 = 0.02m$	$r_c \in$	-	D <sub>p</sub> /0.05 m	-	0.00062	variable	42	pipe must discharge free into the air	3	100	-	+
				$0.1 D_p$	$0.56 D_p$	-	0.0020	Q=0.100	2.5	15	10	-	+			
Briak depth method for rectangular canals (9.5)		rectangular u = 1.5	M	$r_1 \geq 0.03m$	-	p = 0	0.30 m	-	0.0081	q=1.82 b=0.30 m	about H <sub>1</sub> =2.0 m	head loss 2.1 H <sub>1</sub>	3	25	-	+
				$0.1 D_p$	$0.56 D_p$	-	0.0020	Q=0.100	2.5	15	10	-	+			
Inbridge meters (9.6)		rectangular no u-value	MR	$y_1 = 0.30m$	$r_1 = 0.90m$	-	0.33 m	-	0.015	Q=0.070	4.6	head loss ≥ 0.08 m	3	-	+	+
				$y_1 = 0.38m$	$r_1 = 0.90m$	-	0.18 m	-	0.040	Q=0.140	3.3	≥ 0.09 m at $r_1$ min.	5	-	+	+

## Conclusiones y Recomendaciones

1. Se debe diseñar estas obras de acuerdo a las condiciones del terreno y siempre buscando tramos rectos donde las aguas mantengan sus flujos uniformes y permanentes, tramos rectos y de sección cerca de la obra a construir.
2. Se debe hacer un levantamiento topográfico buscando una parte donde la geología del lugar se estable y de buenos cimientos.
3. Recordar que existen obras hidrométricas de tránsito y reguladoras en canales por lo cual hay que usar las que corresponden en cada caso.
4. Sería bueno tener mediciones en los lechos previos mediante mediciones con molinetes hidrométricos para comparar los rangos.
5. Cualesquier duda comunicarse por el E-mail: [Lr5714380@gmail.com](mailto:Lr5714380@gmail.com).
6. Las obras hidrométricas que se presentan en el último anexo son las autorizadas mundialmente para su uso y patente con gran confiabilidad para los usuarios que en fin son los que reciben pagan el agua.

## Referencias

1. Arbulu Ramos José Ing. Estructuras Hidráulicas. Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo. Venezuela, 2023.
2. Fernández Reynoso Demetrio Dr. Gracia Martínez Héctor Ing. y Martínez Ménez Mario Roberto Dr. Obras de Excedencias.
3. Gracia Villanueva Nahun Hamed Ing. Prof. Hidráulica de Canales. IMTA. México 2016.
4. Manual de Hidráulica I y II. Instituto de Hidroeconomía de Cuba. 1983.
5. León Méndez Alcides J. Prof. Dr. Hidráulica de Canales. Segunda Edición digital 2006. Cujae Instituto Superior Tecnológico de la Habana Cuba.
6. Ramírez Quispe Roberto Marlindo Ing. Hidráulica de Canales. Universidad Nacional Huancavelica Perú. Primera Edición 2020.
7. Rodríguez Ruiz Pedro Ing. Prof Titular B. Hidráulica de Canales. México Agosto 2006.
8. O.R. García Soto, V. K. Shishkim, R. Navrro García. Hidrometría de Explotación en Sistema de Riego. Editorial Científico Técnica. Ediciones Científico Técnica. Cuba Noviembre 1981.
9. Ven Te Chow P.hD Prof. Open Channel Hydraulics. USA 1994.
10. W.Biotin Eng. Discharge Measurement Structure. International Institute Land Reclamation and Improvement. ILRI. Wageningen. Editor M.G. Box. The Netherlands 1990.
11. Villón Béjar Máximo M.Sc Ing. Catedrático. Diseño de Estructuras Hidráulicas. Instituto Tecnológico de Costa Rica. Febrero 2003.