

SALAZAR SEPULVEDA, HOMERO ELIESER

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE UN LABORA-
TORIO DE HIDRAULICA PARA LA FACUL-
TAD DE AGRONOMIA DE LA U.A.N.L.

ENERO DE 1977

T
S618
.4
S3
c:1

FA1
1977

T
S618
.4
S3
c:1

FA1
1977



1080063874

Handwritten text, possibly a title or header, located at the top of the page.



Handwritten text, possibly a date or a short paragraph, located in the middle section of the page.

Handwritten text, possibly a signature or a longer paragraph, located in the lower middle section of the page.

Handwritten text, possibly a date or a short note, located in the lower section of the page.

Handwritten text at the bottom of the page, possibly a footer or a final note.

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

FACULTAD DE AGRONOMIA



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE UN LABORATORIO
DE HIDRAULICA PARA LA FACULTAD DE
AGRONOMIA DE LA U.A.N.L.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO AGRONOMO FITOTECNISTA
PRESENTA EL PASANTE

HOMERO ELIESER SALAZAR SEPULVEDA

MONTERREY, N.L.

ENERO DE 1977.

3298

A handwritten signature in black ink, appearing to be 'E. Salazar Sepulveda', written over the number 3298.



040.627

FAI

1977

C-6

A MIS PADRES:

SR. JUAN SALAZAR SALINAS

Y

SRA. AGRIPINA SEPULVEDA MARTINEZ

Mi eterno agradecimiento por todos los esfuerzos y sacrificios realizados durante mi preparación profesional.

A MIS HERMANOS:

OSCAR

REYNALDO

HILDA

CARLOS

MI RECONOCIMIENTO A:

ING. JUAN FCO. PISSANI ZUÑIGA

Por su apoyo y cooperación en la realización del trabajo de campo y por sus recomendaciones durante la realización del mismo.

ING. JORGE G. VILLARREAL GONZALEZ

Por la ayuda prestada en la preparación del escrito del presente trabajo y por sus recomendaciones durante la realización del mismo.

Mi especial gratitud para todas aquellas personas que directa ó indirectamente, me brindaron su ayuda durante la realización de mi carrera.

I N D I C E

	Página
INTRODUCCION	1
LITERATURA REVISADA.....	3
Principales propiedades del agua.....	3
Tipos de conducción del agua	6
Canales	6
Tuberías	14
Medidores de gasto de agua	22
Vertedores	23
Aforadores	32
Orificios,.....	54
MATERIALES Y METODOS	
Materiales	64
Métodos	65
RESULTADOS Y DISCUSION	85
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	109
Conclusiones	109
Recomendaciones	111
RESUMEN	116
BIBLIOGRAFIA	119

INDICE DE TABLAS

Tabla No.		Página
1	Factor para determinar el área (A) de la sección transversal de un conducto circular trabajando parcialmente lleno	11
2	Factor para determinar el radio hidráulico -- (R) de la sección transversal de un conducto - circular trabajando parcialmente lleno	11
3	Factor para determinar el ancho superior (T) de la sección transversal de un canal circular trabajando parcialmente lleno	12
4	Dimensiones aproximadas para aforadores - Parshall	40
5	Coficiente (K y n) para ecuaciones de gasto en aforadores Parshall	42
6	Valores recomendables para el grado de su- mersión en aforadores Parshall	46

INDICE DE FIGURAS

Figura No.		Página
1	Variación de la viscosidad del agua en función - de la temperatura :.....	5
2	Corte transversal de Canal Trapecial.....	8
3	Corte transversal de Canal Circular ó Media Ca ña	10
4	Corte transversal de Canal Rectangular	13
5	Trayectoria de partículas en flujo laminar	14
6	Trayectoria de partículas en flujo turbulento ...	15
7	Distribución de presión a través de una tubería de conducción	18
8	Representación gráfica de los términos de la - - ecuación de Bernoulli	20
9	Vista frontal de Vertedor Trapecial ó de Cipo- - lleti	24
10	Vista frontal de Vertedor Rectangular ó de Fran cis	26

Figura No.		Página
11	Vista frontal de Vertedor Triangular ó de -- Thompson	27
12	Planta y sección de un aforador Parshall, con sus partes componentes	36
13	Nomograma para el cálculo de la pérdida de -- energía (Hp) en aforadores Parshall	43
14	Corte longitudinal de aforador Parshall	44
15	Aforador Tecamachalco ó medidor Venturi de -- gasto constante para canales	49
16	Diferentes tipos de descarga en orificios	55
17	Vista lateral de orificio de pared delgada	56
18	Coeficientes de gasto (Cg) para diferentes orifi- cios	60
19	Aforo por el método de Coordenadas	62
20	Nomograma para determinar el gasto de tubos y orificios por el método de Coordenadas	63
21	Nomograma para determinación del gasto teóri- co en Vertedor Trapecial	70

Figura No.		Página
22	Nomograma para determinación del gasto teórico en Vertedor Rectangular	71
23	Nomograma para determinación del gasto teórico en Vertedor Triangular	72
24	Vista frontal de Vertedor Trapecial ó de Cipolleti	74
25	Vista frontal de Vertedor Rectangular ó de Francis	75
26	Vista frontal de Vertedor Triangular ó de Thompson	76
27	Nomograma para determinación del gasto teórico en aforador Parshall	79
28	Nomograma para determinación del gasto teórico en aforador Tecamachalco	81
29	Nomograma para determinación del gasto real en Vertedor Trapecial	87
30	Nomograma para determinación del gasto real en Vertedor Rectangular	87

Figura No.		Página
31	Nomograma para determinación del gasto real - en Vertedor Triangular	88
32	Curva log-log de gasto real Vs. carga hidráulica, para Vertedor Trapecial	89
33	Curva log-log de gasto real Vs. carga hidráulica, para Vertedor Rectangular.....	90
34	Curva log-log de gasto real Vs. carga hidráulica, para Vertedor Triangular	91
35	Nomograma para determinación del gasto real en aforador Parshall	94
36	Nomograma para determinación del gasto real en aforador Tecamachalco	96
37	Nomograma para la determinación del gasto real en Tanque Volumétrico	98
38	Vista de planta de Tanque de aforo Volumétrico..	112

INDICE DE PLANOS Y FOTOS

INDICE DE PLANOS

PLANO N°		PAGINA
1	Ubicación y características topográficas de -- los terrenos del Laboratorio de Hidráulica.	100
2	Distribución de estructuras del Laboratorio -- de Hidráulica.	101
3	Perspectiva del Laboratorio de Hidráulica.....	102
4	Especificaciones de las principales estructu-- ras del Laboratorio de Hidráulica.....	103

INDICE DE FOTOS

FOTO N°		PAGINA
1	Vista general del Laboratorio de Hidráulica....	2
2	Vista general de Bomba y Tablero de Contro- les.....	104
3	Vista general de Estructura de Entrada ó Tan- que Amortiguador.....	104
4	Vista general de Canal Trapecial y Aforador Parshall.....	105

FOTO N°		PAGINA
5	Vista general de Estructura de entrada, - - - Vertedor Triangular y Aforador Parshall.	105
6	Vista de limnógrafo instalado en Aforador - - Parshall.	106
7	Vista general de Cisterna de Almacenamien- to, Tanque de Aforo y Canal Rectangular.	106
8	Vista general de Tanque de carga constante, - Tanque para prueba de orificios y Piezómetro (izquierda).	107
9	Vista general de Tuberías de prueba.	107
10	Instalación de Piezómetro ó Tubería de prueba.	108
11	Vista general de Tuberías de prueba y Piezóme- tro.	108

INTRODUCCION

Siendo el agua uno de los factores primordiales para el desarrollo de la producción agropecuaria, es necesario que el estudiante de Agronomía reciba una preparación adecuada sobre los principios básicos que rigen su comportamiento, con el objeto de lograr su mejor uso y manejo.

Considerando que la preparación técnica de cualquier disciplina debe abarcar conocimientos teóricos con experiencias prácticas, ya que estas últimas permiten comprobar por la observación directa, los conocimientos teóricos impartidos en las aulas y al mismo tiempo contribuyen a reafirmar la vocación en una determinada especialidad; Dentro de la Facultad de Agronomía de la Universidad Autónoma de Nuevo León, se planteó la necesidad de contar con un Laboratorio ó Parque de Demostraciones Hidráulicas, cuyo diseño y construcción fué el objeto del presente trabajo.

La mayor parte de la bibliografía revisada para la realización del presente trabajo, se reporta con el objeto de que sirva de base teórica al estudiante del curso de Hidráulica y además, para que sirva de apoyo en las observaciones prácticas.

Debido a limitaciones del presupuesto, hubo necesidad de reducir las dimensiones de las estructuras diseñadas, por lo que algunas de ellas se ven afectadas en su operación. Pese a lo anterior, las prácticas que pueden ser realizadas en el Laboratorio serán de gran utilidad para complementar las exposiciones teóricas.

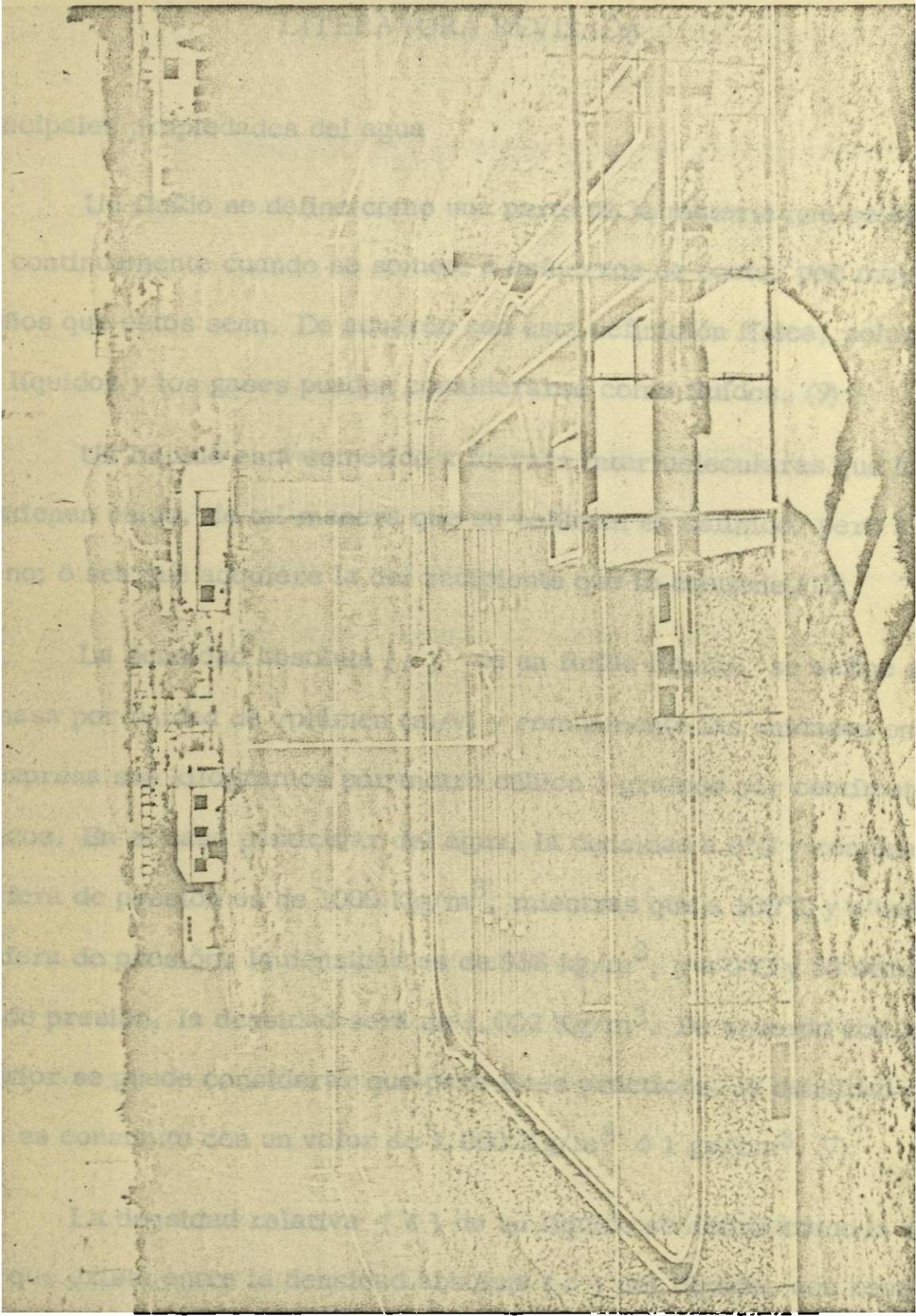


Foto 1. - Vista general del Laboratorio de Hidráulica.

LITERATURA REVISADA

Principales propiedades del agua

Un fluido se define como una parte de la materia que se deforma continuamente cuando se somete a esfuerzos de corte, por muy pequeños que estos sean. De acuerdo con esta definición física, solamente los líquidos y los gases pueden considerarse como fluidos. (9)

Un líquido está sometido a fuerzas intermoleculares que lo mantienen unido, de tal manera que su volumen es definido, pero su forma no; ó sea que adquiere la del recipiente que lo contiene.(12)

La densidad absoluta (ρ) de un fluido líquido, se define como la masa por unidad de volumen (m/v) y comúnmente las unidades en que se expresa son kilogramos por metro cúbico ó gramos por centímetros cúbicos. En el caso particular del agua, la densidad a 0°C y con una atmósfera de presión es de 1000 Kg/m^3 , mientras que a 100°C y a una atmósfera de presión, la densidad es de 958 kg/m^3 , y a 0°C y 50 atmósferas de presión, la densidad será de $1,002 \text{ Kg/m}^3$. De acuerdo con lo anterior se puede considerar que para fines prácticos, la densidad del agua es constante con un valor de $1,000 \text{ Kg/m}^3$ ó 1 gr/cm^3 . (7)

La densidad relativa (δ) de un líquido se define como la relación que existe entre la densidad absoluta (ρ) del líquido, con respecto a la densidad absoluta del agua a 4°C , esta relación se expresa sin unidades, y para el caso particular del agua tiene el valor de la unidad,

ya que un centímetro cúbico pesa un gramo masa aproximadamente. --
(18)

El peso específico (W) se define como el peso (masa por aceleración de la gravedad) del fluido por unidad de volumen, y las unidades en que se expresa comúnmente son: Newtons por metro cúbico ó Dinas por centímetros cúbicos. Es muy conveniente aclarar que en muchos -- textos de hidráulica, las unidades en que se maneja el peso específico -- son: Kilogramos por metro cúbico ó gramos por centímetro cúbico, debido a que el análisis del flujo se está haciendo para una localidad en -- que la aceleración debida a la gravedad es constante, por lo que entonces las diferencias de peso ó fuerzas se pueden expresar como diferencias de masa. (18)

La viscosidad dinámica ó absoluta (μ) de un fluido, es una me di da de su resistencia a fluír, como consecuencia de la interacción y co hesión de sus moléculas. Es conveniente hacer notar que la viscosidad en el movimiento de los fluidos, es el fenómeno análogo al rozamiento en el movimiento de los sólidos, ya que introduce fuerzas tangenciales entre las capas del fluido en movimiento relativo, y da lugar a pérdidas de energía mecánica expresándose en Kg. seg/m². (18)

La viscosidad cinemática (ν) se refiere a la viscosidad di na mi ca ó absoluta por unidad de densidad y por lo general se expresa en centímetros cuadrados por segundo. En un líquido, la cohesión parece ser la causa predominante de la viscosidad por lo que disminuye, al au

mentar la temperatura. En la Figura 1, se presenta una gráfica que muestra la relación que existe entre la viscosidad cinemática y la temperatura para el caso del agua. (18)

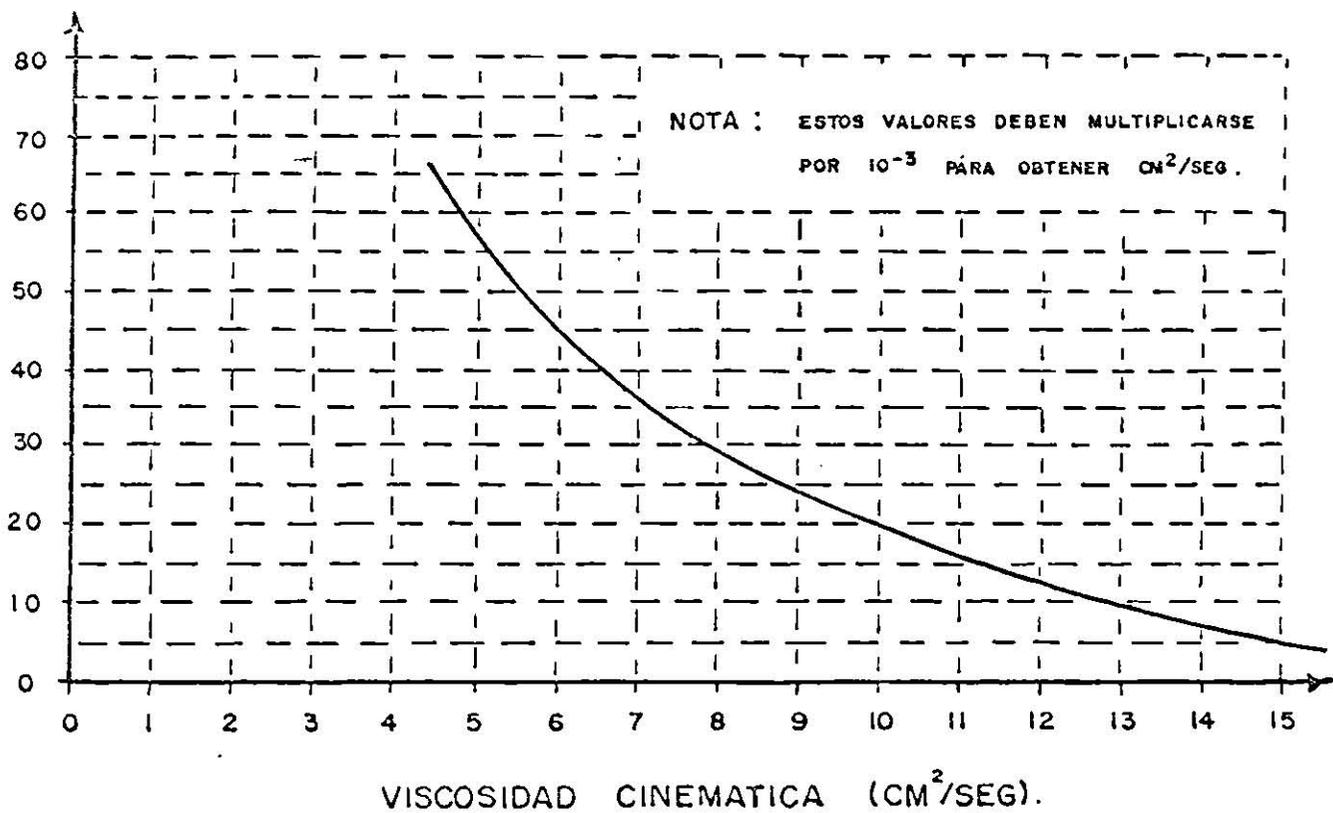


Figura 1. - Variación de la viscosidad del agua en función de la temperatura.

Tipos de conducción de agua

Los sistemas de conducción del agua se agrupan en dos tipos generales, siendo estos los siguientes:

- 1). - Canales ó conductos con superficie sujeta a presión atmosférica.
- 2). - Tuberías ó conductos a presión.

Canales. -

Los canales son conductos que transportan agua con superficie libre ó sea sujeta a la presión atmosférica, por lo que el flujo es debido exclusivamente a un gradiente de posiciones ó sea debido a la acción de la gravedad. (23)

Además de los conductos abiertos a la atmósfera, se consideran como canales también los conductos cerrados, tales como los túneles, desagües, drenajes y alcantarillas subterráneas, siempre y cuando éstas trabajen parcialmente llenas. (14)

La sección transversal de un canal puede tener cualquier forma, siendo las más comunes en la práctica las siguientes:

1. - Sección trapezoidal
2. - Sección circular ó media caña
3. - Sección rectangular

Generalmente son dos los problemas de cálculo que pueden presentarse en la práctica: (8)

1. - La verificación de proyectos: En este caso se conocen todas las características del canal, tales como la forma, dimensión de la sección transversal, la pendiente longitudinal y la naturaleza de las paredes. La verificación se hace determinando la velocidad media, el caudal y el perfil de la superficie del agua, con el objeto de compararlos con los valores especificados de diseño y dimensiones de la estructura.

2. - El dimensionamiento de canales: En este caso se desea diseñar los canales, y el cálculo se realiza a partir del gasto ó caudal que va a circular, la forma deseada del canal, la pendiente y el tipo de material del canal.

El diseño de los canales se hace en base a la ecuación de Manning, siendo su expresión matemática la siguiente:

En términos de velocidad

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

En términos de gasto y área:

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

Donde:

Q = Gasto ó caudal; en m³/seg.

A = Area de la sección; en m².

n = Coeficiente de rugosidad del canal, el cual depende del tipo de material.

R = Radio hidráulico; que es la relación que existe entre el área con respecto al perímetro mojado, en m.

S = Pendiente del canal, sin unidades.

La ecuación anterior en función de la tirante (D), de la plantilla (B) y de la relación de taludes x ; y , queda de la siguiente manera:

$$Q = \frac{BD + D(x/y) D}{n} \frac{[BD + D^2(x/y)]^{2/3}}{[B + 2D \sqrt{1 + (x/y)^2}]^{2/3}} S^{1/2}$$

Características de los canales de sección trapecial. -

Este tipo de sección se usa para canales de tierra, debido a -- que las paredes del mismo deben tener una determinada inclinación, de pendiendo del tipo de material excavado. (23)

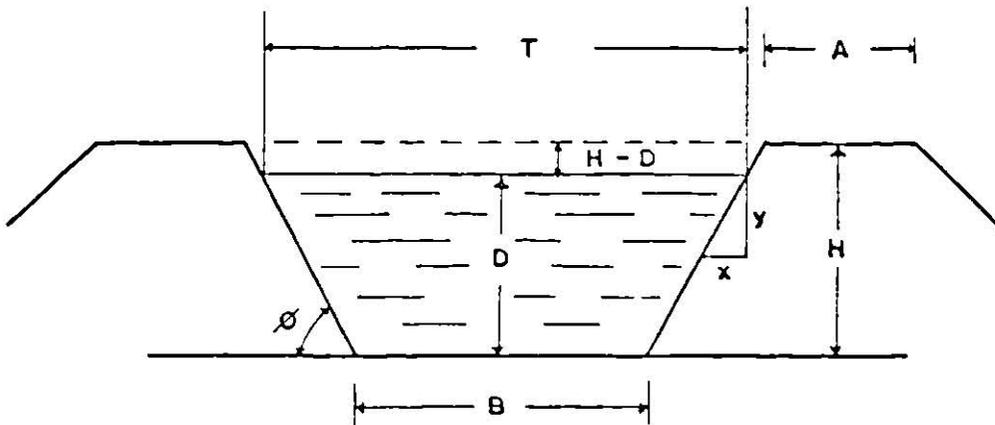


Figura 2. - Corte transversal de canal trapecial.

El significado de las variables utilizadas en la Figura 2 es el siguiente:

B	=	Plantilla del canal
D	=	Tirante ó profundidad máxima del agua en el canal
ϕ	=	Angulo de inclinación de las paredes laterales con horizontal.
H	=	Altura del bordo
A.	=	Corona del bordo
H-D	=	Libre bordo
T	=	Ancho de la lámina de agua
x;y	=	Taludes
n	=	Coefficiente de rugosidad
S	=	Pendiente del canal

Características de los canales de sección circular. -

Desde el punto de vista hidráulico, la sección transversal de máximo rendimiento es aquella que con un área y pendientes dadas, tiene capacidad máxima, siendo el semicírculo el que tiene el rendimiento hidráulico mayor de todas las secciones de canales abiertos, ya que es la sección transversal que tiene el mínimo perímetro mojado. Lo anterior se puede comprobar por medio de la ecuación de Manning. (23)

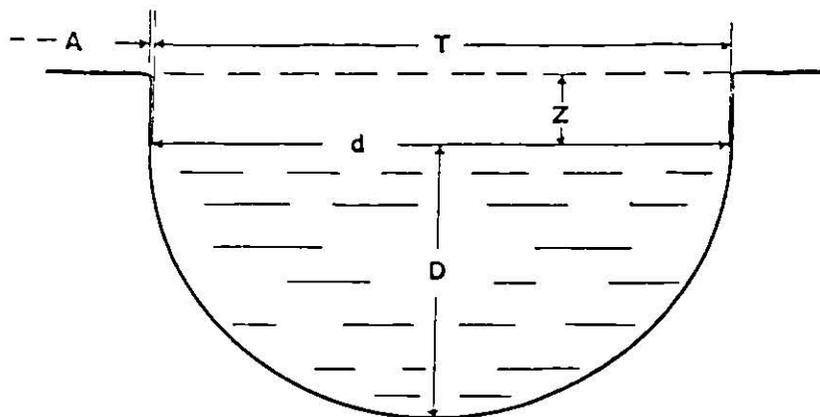


Figura 3. - Corte transversal de canal circular ó media caña

El significado de las variables utilizadas en la Figura 3 es el siguiente:

D = Tirante ó profundidad máxima del agua en el canal

d = Diámetro del canal

T = Ancho de la lámina de agua

A = Corona del bordo

Z = Libre bordo

King. II. (14) propone los valores que se presentan en las Tablas 1, 2 y 3 para calcular el área, el radio hidráulico y el ancho de la lámina de agua.

Tabla 1. - Factor para determinar el área (A) de la sección transversal de un conducto circular trabajando parcialmente lleno.

Sean $\frac{\text{profundidad del agua}}{\text{diámetro del canal}} = \frac{D}{d}$ y $c =$ valor tabulado. Entonces $A = cd^2$.										
$\frac{D}{d}$	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.0000	0.0013	0.0037	0.0069	0.0105	0.0147	0.0192	0.0242	0.0294	0.0350
0.1	0.0409	0.0470	0.0534	0.0600	0.0668	0.0739	0.0811	0.0885	0.0961	0.1039
0.2	0.1118	0.1199	0.1281	0.1365	0.1449	0.1535	0.1623	0.1711	0.1800	0.1890
0.3	0.1982	0.2074	0.2167	0.2260	0.2355	0.2450	0.2546	0.2642	0.2739	0.2836
0.4	0.2934	0.3032	0.3130	0.3229	0.3328	0.3428	0.3527	0.3627	0.3727	0.3827
0.5	0.393	0.403	0.413	0.423	0.433	0.443	0.453	0.462	0.472	0.482
0.6	0.492	0.502	0.512	0.521	0.531	0.540	0.550	0.559	0.569	0.578
0.7	0.587	0.596	0.605	0.614	0.623	0.632	0.640	0.649	0.657	0.666
0.8	0.674	0.681	0.689	0.697	0.704	0.712	0.719	0.725	0.732	0.738
0.9	0.745	0.750	0.756	0.761	0.766	0.771	0.775	0.779	0.782	0.784

Tabla 2. - Factor para determinar el radio hidráulico (R) de la sección transversal de un conducto circular trabajando parcialmente lleno.

Sean $\frac{\text{profundidad del agua}}{\text{diámetro del canal}} = \frac{D}{d}$ y $c =$ valor tabulado. Entonces $R = cd$.										
$\frac{D}{d}$	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.000	0.007	0.013	0.020	0.026	0.033	0.039	0.045	0.051	0.057
0.1	0.063	0.070	0.075	0.081	0.087	0.093	0.099	0.104	0.110	0.115
0.2	0.121	0.126	0.131	0.136	0.142	0.147	0.152	0.157	0.161	0.166
0.3	0.171	0.176	0.180	0.185	0.189	0.193	0.198	0.202	0.206	0.210
0.4	0.214	0.218	0.222	0.226	0.229	0.233	0.236	0.240	0.243	0.247
0.5	0.250	0.253	0.256	0.259	0.262	0.265	0.268	0.270	0.273	0.275
0.6	0.278	0.280	0.282	0.284	0.286	0.288	0.290	0.292	0.293	0.295
0.7	0.296	0.298	0.299	0.300	0.301	0.302	0.302	0.303	0.304	0.304
0.8	0.304	0.304	0.304	0.304	0.304	0.303	0.303	0.302	0.301	0.299
0.9	0.298	0.296	0.294	0.292	0.289	0.286	0.283	0.279	0.274	0.267

Tabla 3. - Factor para determinar el ancho superior (T) de la sección transversal de un canal circular trabajando parcialmente lleno.

Sean $\frac{\text{profundidad del agua}}{\text{diámetro del canal}} = \frac{D}{d}$ y $c = \text{valor tabulado}$. Entonces $T = cd$.										
$\frac{D}{d}$	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.000	0.199	0.280	0.341	0.392	0.436	0.475	0.510	0.543	0.572
0.1	0.600	0.626	0.650	0.673	0.694	0.714	0.733	0.751	0.768	0.785
0.2	0.800	0.815	0.828	0.842	0.854	0.866	0.877	0.888	0.898	0.908
0.3	0.917	0.925	0.933	0.940	0.947	0.954	0.960	0.966	0.971	0.975
0.4	0.980	0.984	0.987	0.990	0.993	0.995	0.997	0.998	0.999	1.000
0.5	1.000	1.000	0.999	0.998	0.997	0.995	0.993	0.990	0.987	0.984
0.6	0.980	0.975	0.971	0.966	0.960	0.954	0.947	0.940	0.933	0.925
0.7	0.917	0.908	0.898	0.888	0.877	0.866	0.854	0.842	0.828	0.815
0.8	0.800	0.785	0.768	0.751	0.733	0.714	0.694	0.673	0.650	0.626
0.9	0.600	0.572	0.543	0.510	0.475	0.436	0.392	0.341	0.280	0.199

Características de los canales de sección rectangular.

Este tipo de sección corresponde a un caso particular de los canales trapeciales, en donde la relación de taludes x:y es 0:1, ó sea, que las paredes son verticales.

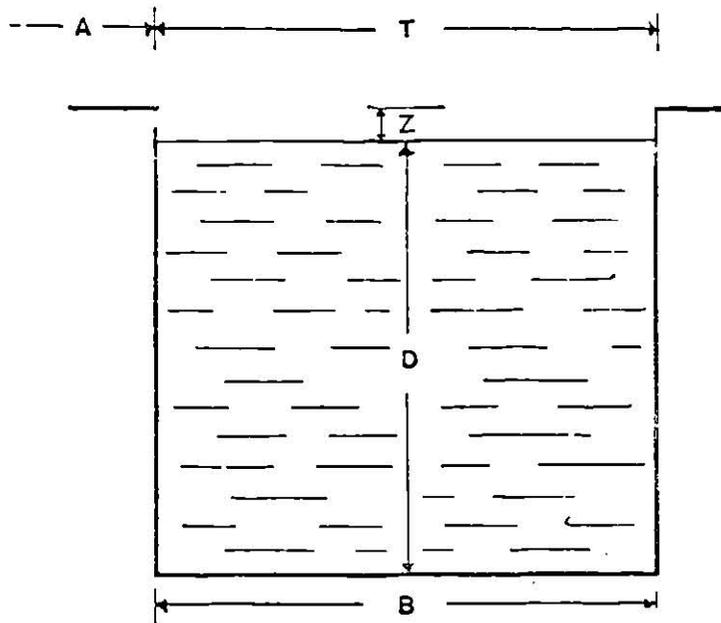


Figura 4. - Corte transversal de canal Rectangular

El significado de las variables utilizadas en la Figura 4 es el siguiente:

- D = Tirante ó profundidad máxima del agua en el canal
- B = Plantilla
- T = Ancho de la lámina de agua
- A = Corona del bordo
- Z = Libre bordo

Tuberías. -

Una tubería se define como cualquier conducto cerrado que transporta un fluido a presión; una red de distribución de agua potable, se puede considerar como un ejemplo de tuberías. (14)

Las fuerzas que rigen ó que predominan en el comportamiento del flujo de un fluido a través de una tubería, son las fuerzas de fricción, por lo que el movimiento del agua se lleva a cabo por medio de un gradiente de presión. (23)

Tipos de flujo en tuberías. -

Osborne Reynolds, fué quien en base a sus experimentos, clasificó el movimiento del agua ó flujo a través de una tubería en dos tipos:

a). - Flujo laminar. Es aquel flujo en el cual todas las partículas se mueven longitudinalmente sin acercarse ni alejarse del eje del tubo, ó sea que se mueven a lo largo de trayectorias perfectamente definidas. Experimentalmente se ha determinado que el flujo es laminar cuando el número de Reynolds no sobrepasa el valor de 2,000. (22) Figura 5.

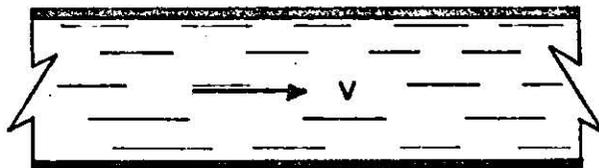


Figura 5. - Trayectoria de partículas en flujo laminar.

b). - Flujo turbulento. Es aquel flujo en el cual todas las partículas se mueven en forma desordenada, sin conseguir un orden establecido. Cuando el número de Reynolds es mayor de 4,000 se dice que el flujo es turbulento. (23) Figura 6.

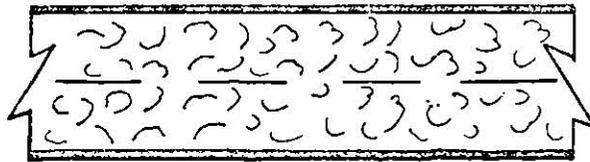


Figura 6. - Trayectoria de partículas en flujo turbulento.

Cuando el valor del número de Reynolds está comprendido entre 2,000 y 4,000, el flujo no es laminar ni turbulento, sino que se le considera dentro del rango que se le denomina zona de transición. (7)

El número de Reynolds, es un parámetro adimensional ó sea que no tiene dimensiones y se expresa por medio de la siguiente ecuación matemática:

$$R = \frac{VD}{\nu}$$

Donde:

R = Número de Reynolds, sin unidades y sirve para identificar si el flujo a través de la tubería es laminar ó turbulento.

V = Es la velocidad del fluido en centímetros ó metros por -
segundo.

ν = Es la viscosidad cinemática del fluido en centímetros - -
cuadrados ó metros cuadrados por segundo. (7)

Pérdidas de energía a través de las tuberías. -

Al circular un fluido a través de una tubería, éste sufre pérdi-
das de energía. Estas pérdidas son originadas por las siguientes cau- -
sas:

- 1). - Pérdidas por frotamiento ó fricción
- 2). - Pérdidas por entrada
- 3). - Pérdidas por salida
- 4). - Pérdidas por súbito ensanchamiento del tubo
- 5). - Pérdidas por súbita contracción del tubo
- 6). - Pérdidas por obstrucciones en el tubo (medidores, válvu-
las, etc.)
- 7). - Pérdidas por cambio de dirección en la circulación

De todos estos tipos de pérdidas, la más importante en la prác-
tica es la debida a la fricción, a la cual también se le denomina pérdida
principal; mientras que a los otros tipos de pérdidas se les agrupa como
pérdidas menores ó localizadas.(23)

Lo anterior obedece al hecho de que en la mayoría de los casos
prácticos, la distancia a la que se desea transportar el líquido es el fac-
tor determinante.

Las pérdidas de energía por fricción dependen de los siguientes factores:

- a). - El material de que está construido el tubo (fierro, concreto, madera, etc.)
- b). - El estado de la tubería, ó sea, si ésta es nueva ó tiene varios años de uso.
- c). - La longitud de la tubería.
- d). - El diámetro de la tubería.
- e). - La velocidad de circulación que tiene el líquido en el tubo.

Gradiente hidráulico. -

El gradiente hidráulico es el resultado de la diferencia de presiones entre dos ó más puntos de un tubo con sección uniforme; este gradiente se origina a medida que el agua fluye, ya que se va perdiendo energía ó carga hidráulica debido a la fricción. Figura 7.

Si en el punto A de la Figura 7, se inserta un piezómetro, el agua subirá en dicho piezómetro hasta una altura h , la cual estará en relación directa con la presión del agua en ese punto. La altura del agua en el piezómetro está dada por la siguiente ecuación: (6)

$$h = \frac{P}{W}$$

Donde:

h = Altura del agua en el piezómetro, en m.

P = Presión de la tubería, en Kg/m^2 .

W = Peso específico del agua, en Kg/m^3

A medida que el agua fluye en el tubo, se pierde carga debido a la fricción y el valor de h se reduce. (15) Figura 7.

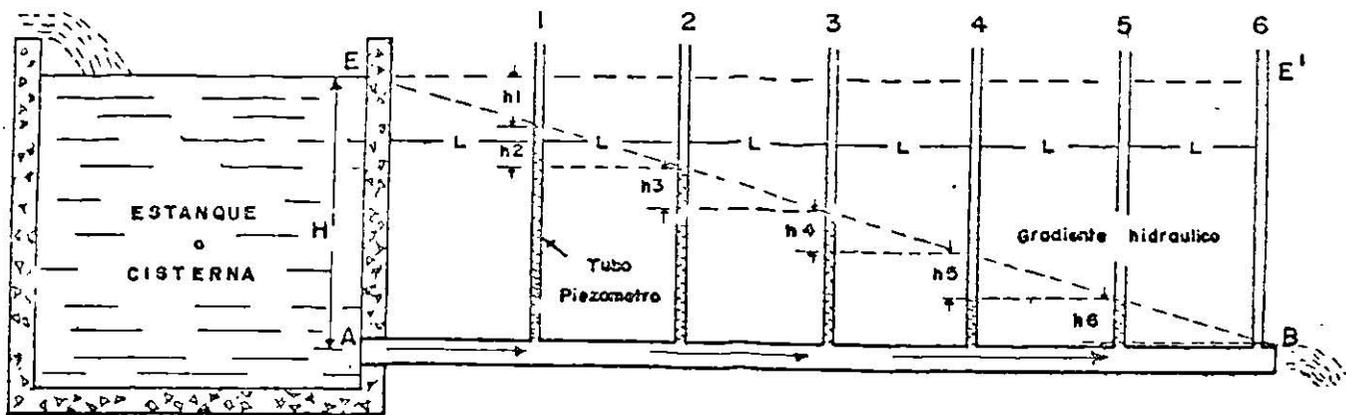


Figura 7. - Distribución de presión a través de una tubería - de conducción.

Ecuación de Bernoulli. -

La ecuación de Bernoulli, se deriva de las leyes fundamentales de la mecánica Newtoniana y es un enunciado del teorema del trabajo y la energía para el flujo de los fluidos. Esta ecuación representa el balance de energía entre dos puntos del flujo (refiriéndose exclusivamente a flujo uniforme) y su expresión matemática característica es la siguiente: (23)

$$\rho g h_1 + P_1 + 1/2 \rho V_1^2 = \rho g h_2 + P_2 + 1/2 \rho V_2^2 + h_f$$

Donde:

ρ = Es la densidad absoluta del líquido, en Kg/m^3

g = Es la aceleración de la gravedad, en m/sog.^2

h_1 = Es la cota de la sección 1, en m

P_1 = Es la presión del líquido en la sección 1, en Kg/m^2

V_1^2 = Es la velocidad del líquido en la sección 1, en m^2/seg^2

h_2 = Es la cota de la sección 2, en m.

P_2 = Es la presión del líquido en la sección 2, en Kg/m^2

V_2^2 = Es la velocidad del líquido en la sección 2, en m^2/seg^2

h_f = Es la pérdida de energía por fricción, en m., y esta resulta al moverse el fluido de la sección 1 a la 2.

Esta ecuación generalmente es expresada por unidades de peso específico (W), tomando entonces la siguiente forma:

$$h_1 + \frac{P_1}{W} + \frac{V_1^2}{2g} = h_2 + \frac{P_2}{W} + \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

Donde:

h_1 y h_2 = Es la energía por posición correspondiente a la sección 1 y 2, en m.

$\frac{P_1}{W}$ y $\frac{P_2}{W}$ = Es la energía por presión correspondiente a las secciones 1 y 2, en m.

$\frac{V_1^2}{2g}$ y $\frac{V_2^2}{2g}$ = Es la energía por velocidad en las secciones 1 y 2, en m.

h_f = Es la pérdida de energía por fricción, en m, y ésta -
 ocurre al moverse el fluido de la sección 1 a la 2.

Esta ecuación se cumple para todo flujo que sea continuo, ó sea para aquellos flujos en donde el gasto permanece constante a través del conducto. (23)

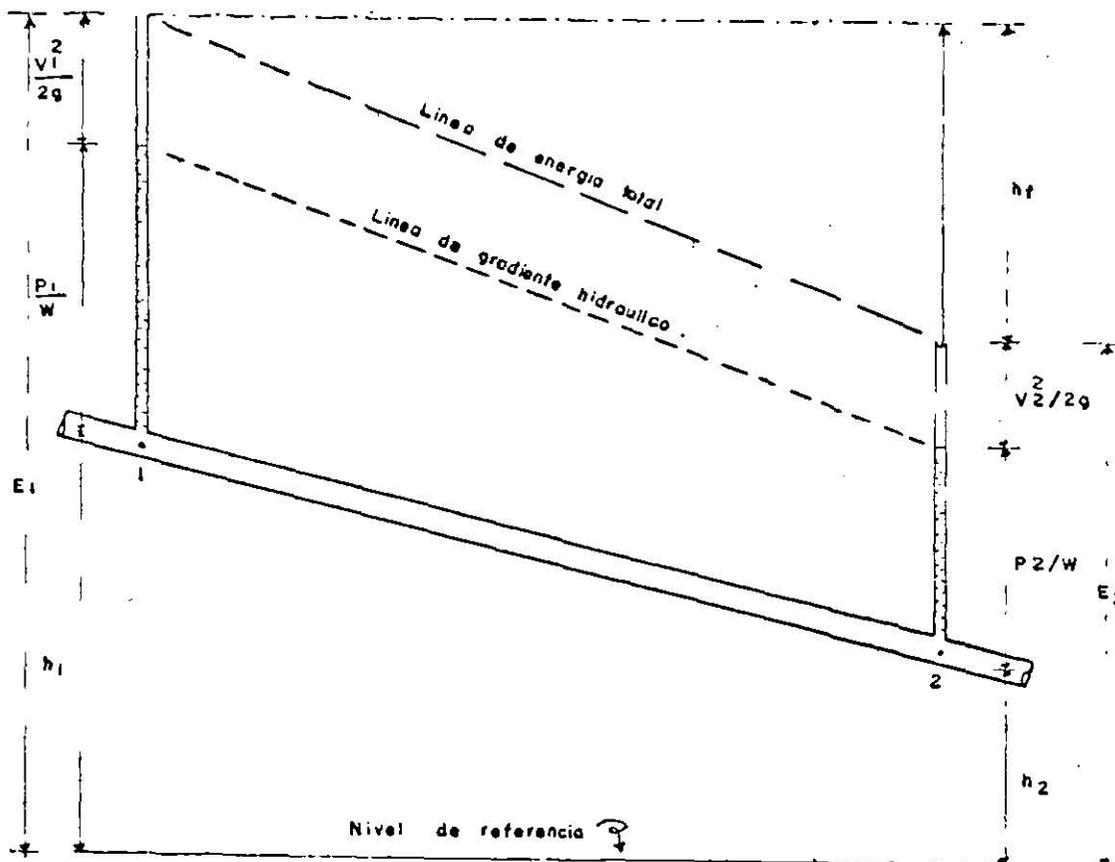


Figura 8. - Representación gráfica de los términos de la ecuación de Bernoulli.

La línea del gradiente hidráulico representa las energías por presión en cualquier punto del conducto, mientras que la línea de energía total representa las energías por posición, presión y velocidad en cualquier punto del conducto. (23)

Medidores de gasto de agua. -

El aforo de caudales es un problema muy importante en todas las zonas de regadío y lo seguirá siendo a medida que transcurre el tiempo, ya que cada vez se hace más necesaria la racionalización y el uso adecuado del agua. (11)

Como resultado de las múltiples demandas, se han ideado una gran variedad de métodos para medir ó aforar el agua. Algunos de estos métodos son costosos y complicados, mientras que otros son sencillos y baratos; de tal forma que el mejor método de aforo que se use en un momento dado, dependerá del volúmen que se va a medir, de las condiciones bajo las cuales se hará el aforo y la exactitud que se requiere. (3)

En general, todos los métodos de medición del agua se clasifican dentro de dos grandes grupos, siendo éstos los siguientes:

1).- Métodos indirectos ó métodos de área-velocidad, en este caso la velocidad se puede medir por medio de: (14)

- a).- Medidor de corriente ó aforador
- b).- Tubos de Pitot
- c).- Flotadores

d). - Pantalla corrediza

e). - Método químico

2). - Métodos directos; el gasto se mide directamente por la estructura hidráulica. A continuación se mencionan algunas estructuras mediante las cuales se mide el gasto: (14)

a). - Volumétrico

b). - Con vertederos

c). - Con orificios

d). - Método de Gibson

e). - Medidor Venturi

f). - Tubo con orificio

g). - Boquilla medidora de gasto

h). - Método del tubo california

i). - Canaletas de aforos Venturi

j). - Abertura con sección contraída

k). - Medidor ó contador de control

Estructuras utilizadas en este laboratorio:

Vertedores. -

Un vertedor es una estructura hidráulica compuesta de una placa con un resaque ó escotadura a través de la cual se hace circular el agua, con el objeto de aforarla. (20)

Los diferentes tipos de vertedores de acuerdo a su forma de escotadura son:

- a). - Vertedor trapecial ó de Cipolletti
- b). - Vertedor rectangular ó de Francis
- c). - Vertedor triangular ó de Thompson
- d). - Vertedor circular ó de cualquier otra sección curva.

Los vertedores anteriores pueden ser de pared delgada ó gruesa. Los vertedores de pared delgada, son aquellos en los que la descarga se efectúa sobre una placa de arista aguda. Los vertedores de pared gruesa, son aquellos en los que el contacto entre la pared y la carga es toda una superficie. (18)

Vertedor trapecial

Este tipo de vertedor fué experimentado por Cipolletti en el año de 1886. Cipolletti buscó que para una carga constante (h), el gasto (Q) fuera una función de las dimensiones de la cresta, por lo que no hay que corregir la contracción final. (11)

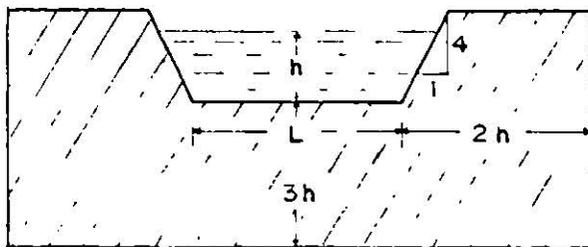


Figura 9. - Vista frontal de vertedor trapecial ó de Cipolletti.

Bher (5) menciona que Cipolletti, se basó en las determinaciones hechas por Francis para los vertedores rectangulares y construyó el vertedor trapecial, ya que al rectangular le agregó dos porciones -- triangulares, con una inclinación de $1/4$ de h ó sea 0.25 de h , compensando la contracción lateral y manteniendo solamente la del fondo. Los valores del coeficiente de gasto en función de la carga son los siguientes:

$m = 0.42$	- - - -	para $h = 0.10$ m.	hasta 0.50 m.
$m = 0.41$	- - - -	para $h = 0.50$ m.	hasta 1.00 m.
$m = 0.405$	- - - -	para $h = 1.00$ m.	hasta 2.00 m.

En base a lo anterior, se tiene que para cargas de $h = 0.10$ - - hasta 0.50 m. la fórmula para vertedores Cipolletti se reduce a - - - -

$$Q = 0.42 Lh \sqrt{2gh}$$

Como $0.42 \sqrt{2g}$ es constante y tiene un valor de 1.859 , la fórmula reducida para el gasto es:

$$Q = 1.859 Lh^{3/2}$$

Donde:

Q = Gasto ó caudal, en m^3/seg .

L = Cresta ó umbral, en m.

h = Carga sobre la cresta ó lámina de agua, en m.

Vertedor rectangular

Este tipo de vertedor es uno de los más antiguos que se emplean, su facilidad para construirlo hace que sea el más popular. (3)

Francis fué el primero que experimentó con este vertedor rectangular y a él se le debe la ecuación del gasto a través de vertedores con cresta afilada de este tipo. (13)

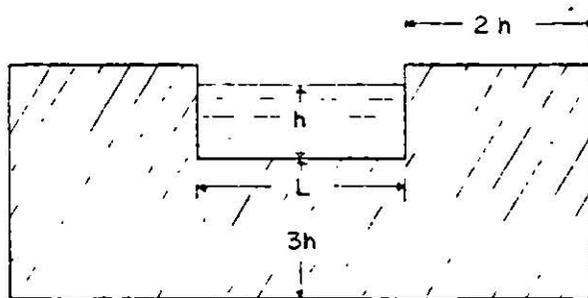


Figura 10. - Vista frontal de vertedor rectangular ó de Francis.

Bher (5), menciona que Francis fué quien introdujo un coeficiente igual a $2/3$ del coeficiente de gasto ($m = 0.623$), quedando la fórmula del gasto (Q) de la siguiente manera:

$$Q = 2/3 (0.623) Lh \sqrt{2gh}$$

Como $2/3 m \sqrt{2g}$ es igual a 1.84, entonces la fórmula simplificada para vertedores rectangulares es:

$$Q = 1.84 Lh^{3/2}$$

Donde:

Q = Gastó ó caudal, en m^3/seg .

L = Longitud de la cresta, en m.

h = Carga sobre la cresta ó lámina de agua, en m.

Vertedor triangular

Los vertedores de este tipo son aberturas en forma de ángulo con el vértice localizado en la parte inferior, este tipo de vertedor fué experimentado por Thompson y el más comúnmente usado es el que tiene un ángulo de 90° en su vértice inferior. (6)

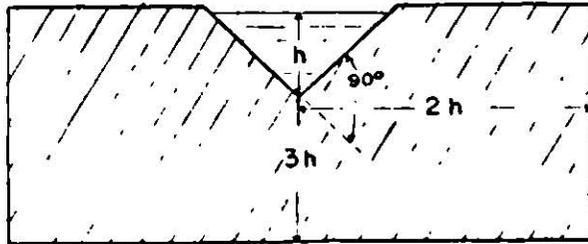


Figura 11. - Vista frontal de vertedor triangular ó de Thompson.

Cualquiera que sea la carga (h), la superficie de la sección de la vena líquida para un vertedor con vértice de 90° será:

$$S = 2h \frac{h}{2} = h^2$$

Quedando la fórmula del gasto de la siguiente manera:

$$Q = m h^2 \sqrt{2gh}$$

$$Q = m \sqrt{2gh} (h)^2$$

$$Q = m \sqrt{2g} h^{5/2}$$

El valor dado para m por Thompson es igual a 0.31.

Como $0.31 \sqrt{2g}$ es una constante y tiene un valor de 1.3, entonces la fórmula del gasto queda: (5)

$$Q = 1.37 h^{5/2}$$

Posteriormente algunos investigadores como King, modificaron esta fórmula para obtener mayor exactitud. De acuerdo con King, la ecuación queda de la siguiente manera: (25)

$$Q = 1.34 h^{2.47}$$

Donde:

Q = Gasto ó caudal, en m^3/seg .

h = Carga ó lámina de agua sobre la cresta, en m.

Algunas ventajas y desventajas del empleo de vertedores

Algunas de las ventajas de emplear los vertedores como aforadores de agua son las siguientes: (13)

1. - Precisión en el aforo
2. - Simplicidad en su construcción y manejo.

3. - No se obstruyen con mohos ni cuerpos flotantes.

4. - Tienen una duración relativamente larga.

Algunas de las desventajas que presentan este tipo de aforadores son las siguientes.

1. - Necesitan una gran caída de agua, con considerable pérdida de altura, lo cual hace que su empleo sea impracticable en todos aquellos terrenos nivelados.

2. - La acumulación de sedimentos como grava, arena y limos, cerca de la cresta, ó sea aguas arriba del vertedor reduce la precisión de los aforos. (6)

Selección de vertedores y reglas para su instalación.

El tipo de vertedor que se deberá elegir para aforar un determinado gasto, debe ser aquel que mejor se adapte a las condiciones particulares de cada caso. Según King (14), de ser posible, debe de emplearse un vertedor rectangular sin contracciones laterales ó uno triangular, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

1. - Debido a que el manto tiende a adherirse a la cresta, la carga no debe de ser menor de 0.06 m.

2. - La longitud de la cresta (L), de un vertedor rectangular deberá ser mayor por lo menos tres veces el tamaño de la carga máxima.

3. - De preferencia, la carga hidrostática sobre el vertedor no deberá ser mayor de 0.60 m:

4. - El porcentaje de error en el caudal de derrame, que resulta de un error dado en la medición de la carga, disminuye conforme ésta aumenta; consiguiéndose la mayor exactitud cuando el derrame tiene lugar bajo la carga máxima posible, de acuerdo con las limitaciones de los puntos anteriores.

Para cuando se hacen aforos menores de $0.03 \text{ m}^3/\text{seg.}$, debe - de preferirse el vertedor triangular, mientras que para caudales de - - 0.03 a $0.3 \text{ m}^3/\text{seg.}$, éste mismo vertedor es tan preciso como cualquier otro. De ahí que se adapte particularmente al aforo de corrientes de - - agua de caudales variables, cuyo máximo no sobrepase a $0.3 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Las reglas que deberán observarse en la instalación de los ver-
tedores para obtener un aforo preciso son las siguientes:

1. - Las compuertas ó vertedores se deben colocar en el extremo inferior de una sección ampliada del canal, donde el ancho y la profundidad del mismo permitan una velocidad de aproximación uniforme, - inferior a $0.15 \text{ m}/\text{seg.}$, lo cual equivale a aguas casi tranquilas. (6)

2. - La pared del vertedor debe ser perpendicular a la direc- - ción del movimiento del agua, y en posición vertical ó sea, que no debe inclinarse hacia atrás ó hacia adelante. (6)

3. - La cresta del vertedor trapecial y rectangular debe de quedar perfectamente nivelada, con el objeto de que el agua que pasa sobre ella tenga la misma profundidad ó espesor en todos los puntos a lo largo de dicha cresta, mientras que para el vertedor triangular, la bisectriz del ángulo debe ser vertical. (5)

4. - El borde de la cresta y de los lados del vertedor aguas arriba, deben de ser agudos y lisos en toda su longitud, con el objeto de que presenten el mínimo de resistencia y el agua que pasa sobre ellos tenga contacto en una sola línea. (13)

5. - La altura de la cresta sobre el fondo del canal debe de ser por lo menos tres veces la profundidad del agua que pasa por encima de ella, y la distancia que debe de haber entre las paredes del canal y los lados de la cresta no debe ser menor que dos veces la profundidad del agua que pasa sobre la cresta. (6)

6. - Para obtener aforos exactos, se debe procurar que el espesor del agua sobre la cresta no sea superior a un tercio de la longitud de ésta. (13)

7. - La cresta del vertedor debe de estar a una altura tal, que el agua caiga libremente y forme un espacio libre entre ella y el vertedor ó compuerta, para que éste trabaje a descarga libre; ya que si aguas abajo hay una estructura que forme un remanso y haga que el agua suba más arriba de la cresta, esto traerá como consecuencia que el vertedor trabaje sumergido, siendo necesario que se hagan correcciones complicadas dando por resultado aforos poco dignos de confianza. (13)

8. - La profundidad del agua sobre la cresta no deberá ser merior a 5 cm., esto es con el objeto de alcanzar resultados precisos al leer en la escala, ya que a una profundidad menor resulta difícil leer la escala, y se reduce la precisión de los resultados. (13)

9. - La escala que se use para medir la altura del agua debe colocarse a nivel con la cresta del vertedor, ó sea, que el cero de la escala debe estar a raz con la cresta del vertedor y a una distancia mínima de cuatro veces la profundidad de agua que pasa por encima de ella aguas arriba, con el objeto de que la curvatura de la superficie del agua que pasa sobre la cresta no tenga ninguna influencia sobre las lecturas. La escala se deberá colocar, procurando que no ofrezca resistencia al agua, para que no forme turbulencia. Para colocar la estaca de referencia la cual estará a nivel con la cresta, se recomienda usar un nivel de carpintero, aún cuando el nivel de ingenieros se prefriere en trabajos de mayor precisión. (6)

10. - Para evitar que se produzcan arrastres y erosiones con la caída del agua en el canal aguas abajo del vertedor, se deberán proteger sus paredes con piedras u otro tipo de material. (13)

Aforador Parshall.

El empleo de vertedores como estructuras de medición, ha sido uno de los mejores procedimientos para efectuar aforos, sin embargo, debido a su forma de operación, sólo se usan dentro de ciertos límites. Su empleo por ejemplo en canales con poca pendiente, da lugar a la formación de remansos ó cambios bruscos de regímenes que general-

mente provocan alteraciones en la operación del canal. Estas dificultades obligaron a investigar estructuras que tuvieran la precisión del vertedor, pero donde los problemas que se presentan en el vertedor fueran superados. Las primeras investigaciones para dar solución a este problema, fueron realizadas por V.M. Cone, siendo él quien ideó el medidor Venturi ó aparato medidor del gasto de agua en tubos. Posteriormente Ralph L. Parshall en 1920 continuando con las investigaciones de Cone, introdujo modificaciones al medidor venturi y obtuvo una estructura completamente diferente, pero con mayores ventajas en los canales, dándosele el nombre de Conducto Medidor Parshall en su honor. (24)

Parshall realizó un gran número de experimentos con su estructura y logró encontrar varias fórmulas empíricas para calcular el gasto con un error no mayor del 5%. (21)

El diseño del aforador Parshall está basado en el principio de conversión de energía, ya que en esta estructura la energía de posición es convertida en energía de velocidad.

El medidor Parshall está formado por tres partes principales que son:

a). - La entrada. - La cual está formada por dos paredes verticales simétricas y convergentes, y un fondo ó plantilla horizontal.

b). - La garganta. - La cual está formada por dos paredes verticales paralelas, y el fondo inclinado hacia adelante con una pendiente de 2.67:1.

c). - La salida. - La cual está formada por dos paredes verticales divergentes y el fondo que es ligeramente inclinado hacia arriba.

En esta estructura las paredes y el fondo son planas. La arista que se forma por la unión del fondo de la entrada y la garganta (W) se le denomina cresta del medidor y a su longitud (ó sea la distancia entre las paredes de la garganta), se le llama tamaño del medidor. (23)

La estructura cuenta con dos cámaras tranquilizadoras ó tanques de reposo, las cuales se usan para medir con precisión las cargas en la entrada y/o salida de la estructura, las cuales se utilizan para determinar la magnitud del gasto.

Estas cámaras tranquilizadoras están colocadas a los lados del aforador y comunicadas a él por medio de tubos que se conectan a puntos bien definidos de la entrada y la garganta (ó sea antes y después de la cresta). (21)

La cámara tranquilizadora que se encuentra antes de la cresta, sirve para medir la carga IIa, y la que está después de la cresta mide la carga IIb. En estas cámaras, deberán alojarse los flotadores de los limnógrafos, en caso de que se empleen como medidores de carga.

Las cargas IIa y IIb se miden a partir de la cota de la cresta, -- por lo que el cero de las escalas está a nivel del piso de la entrada. Estas escalas se pueden colocar ó dibujar directamente sobre las paredes del aforador cuando es pequeño (de unos 15 cm.) si se desea eliminar -- las cámaras de reposo. (23)

En la Figura 12, se muestra una vista de planta y un corte longitudinal de un medidor Parshall, usando las notaciones originales del autor. En la misma Figura, se presentan dos transiciones, las cuales sirven para conectar la estructura con el canal, quedando una a la entrada y otra a la salida del medidor. Las transiciones pueden ser de cualquier diseño, sin embargo, se prefieren las transiciones sencillas, para evitar problemas de construcción y costo.

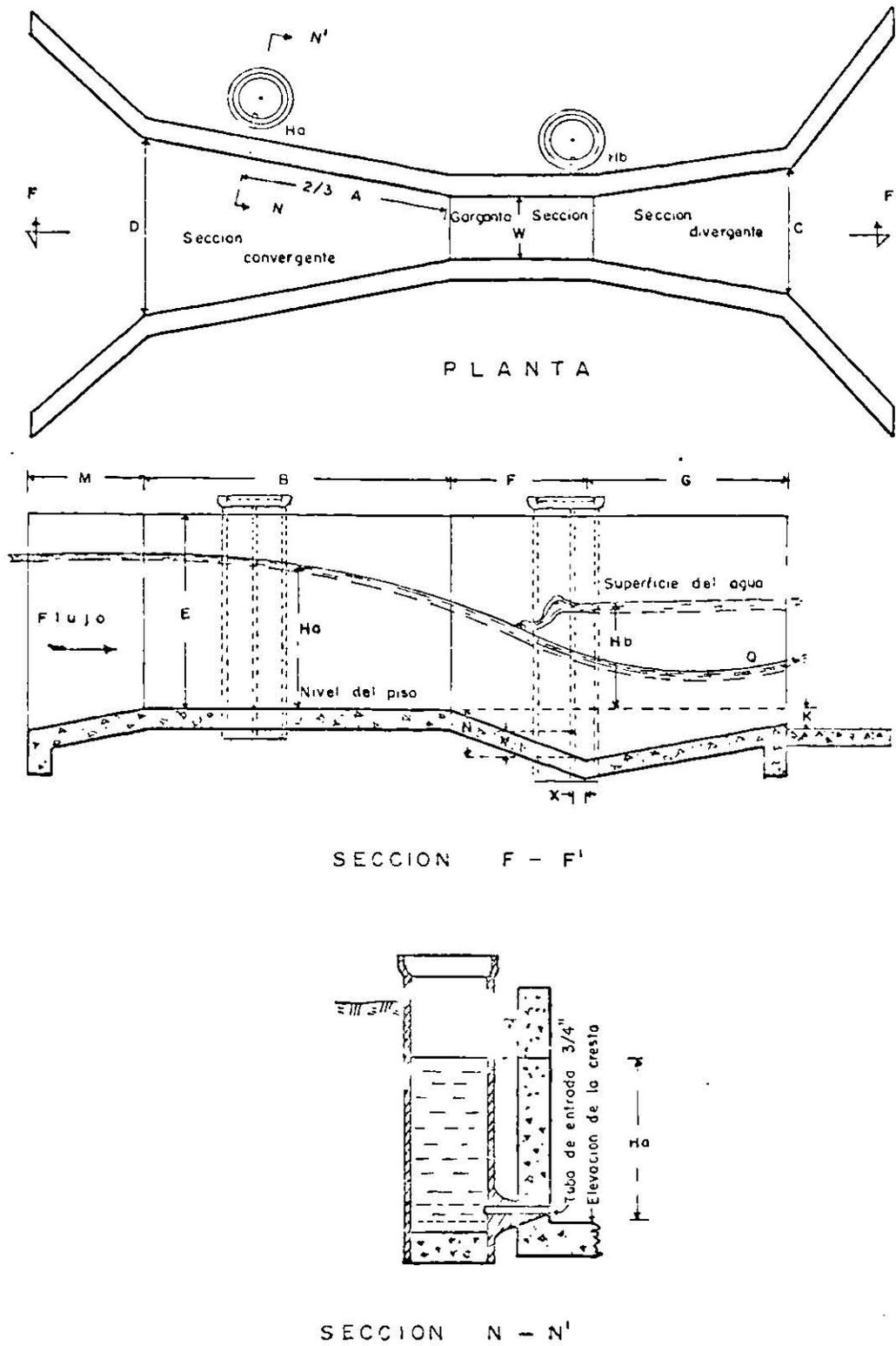


Figura 12. - Planta y secciones de un aforador Parshall, con sus partes componentes.

Debido a que la garganta (W) determina en cierto modo las -- otras dimensiones del aforador y su capacidad, este medidor queda con-
pletamente definido, conociendo el valor de la garganta(W)ó tamaño del
medidor. (21)

Selección e instalación.

El cálculo para el proyecto e instalación de un medidor Parshall se reduce solamente a comparar la relación de valores del tamaño de la garganta (W) y de la pérdida de carga (H_p) que tienen los diferentes ta-
maños de medidores, con el objeto de seleccionar aquel que presente --
mayores ventajas. (23)

Es muy importante conocer el gasto máximo que se va a aforar con la estructura, ya que se pueden determinar varios tamaños de medi-
dores para el mismo gasto, por lo que para seleccionar el tamaño más
adecuado, se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

1. - Desde el punto de vista del buen funcionamiento de la es- -
trutura, debe procurarse que nunca trabaje con un grado de sumersión
mayor que 0.95 y de ser posible se debe de procurar que siempre traba-
je a descarga libre, especialmente si se trata de medidores menores -
de tres metros. (21)

2. - Si se considera el punto de vista económico en la construc-
ción de la estructura, el medidor de menor tamaño pero con la capaci--
dad requerida será el más favorable; ya que un medidor demasiado - --
grande resulta impreciso, porque una variación pequeña en la carga, co

responde en medidores grandes a una variación considerable en el gasto. Sin embargo, hay otras consideraciones que hacen que en la mayoría de los casos, el medidor que se elija no sea el medidor más pequeño, siendo éstas las siguientes:

a). - Un medidor pequeño origina una pérdida de carga fuerte, la cual se traduce en un aumento apreciable en la tirante del canal aguas arriba del medidor, que puede poner en peligro al canal reduciendo el libre bordo. (21)

b). - Otra consideración que a menudo obliga a instalar un medidor de tamaño mayor que el mínimo necesario, es la fuerte velocidad que se produce a la salida del medidor, ya que es mayor a medida que el medidor es de menor tamaño, por lo que para evitar erosiones aguas abajo del medidor, se recomienda optar por un tamaño poco mayor. (21)

3. - Comúnmente se selecciona el aforador cuya garganta (W) sea aproximadamente igual a $2/3$ de la plantilla del canal trapecial, y de $1/3$ a $1/2$ del ancho de la plantilla del canal, cuando se trata de canales rectangulares. (23)

Diseño

Las fórmulas empleadas para el cálculo de aforadores - - - - Parshall, son completamente empíricas y fueron establecidas mediante el análisis de los resultados obtenidos en numerosos experimentos realizados con medidores de distintos tamaños, Parshall comprobó que el gasto se obtiene por medio de una misma fórmula en aforadores cuya --

amplitud de garganta (W) está comprendida entre 1 y 8 pies; lo mismo aconteció con medidores menores de 1 pie de tal manera que el diseño de un medidor Parshall, se reduce a un proceso de interpolación, para determinar las dimensiones del medidor deseado. (23)

Tabla 4. - Dimensiones aproximadas para aforadores Parshall.

W	Gasto en Lts./seg.											GASTOS LIMITES	
	Longitudes en cm.											P. DESCARGA LIBRE	
	A	B	C	D	E	F	G	K	M	X	Y	MAXIMA	MINIMA
7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.2	15.2	30.5	2.5	5.7	2.5	3.8	34.0	0.8
15.2	62.2	61.0	39.4	39.4	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4	5.1	7.6	109.2	1.4
30.5	137.0	134.2	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.8	5.1	7.6	454.0	9.8
50.0	140.0	140.0	70.0	100.0	92.0	61.0	91.5	7.6	22.8	5.1	7.6	720.0	15.0
75.0	158.0	154.0	100.0	140.0	92.0	61.0	91.5	7.6	22.8	5.1	7.6	1200.0	25.0
100.0	170.0	165.0	120.0	165.0	92.0	61.0	91.5	7.6	22.8	5.1	7.6	1450.0	28.0
150.0	194.0	190.0	175.0	225.0	92.0	61.0	91.5	7.6	22.8	5.1	7.6	2240.0	45.0
200.0	215.0	215.0	225.0	285.0	92.0	61.0	91.5	7.6	22.8	5.1	7.6	3000.0	90.0
250.0	242.0	250.0	285.0	340.0	95.0	61.0	91.5	8.5	24.5	9.0	10.0	4000.0	120.0

La expresión general de las fórmulas empíricas desarrolladas por Parshall; para determinar el gasto (Q) es la siguiente:

$$Q = K H^n$$

Donde:

Q = Gasto ó caudal, en m³/seg.

H = Altura del agua a la entrada, en m.

K y n = Coeficientes experimentales que varían de acuerdo -- con el tamaño del medidor.

El valor de los coeficientes K y n en el sistema métrico decimal, cuando el gasto (Q) se expresa en m³/seg. y H en m., son los siguientes:

Para W = 0.15 m.

$$Q = 0.3812 H a^{1.58}$$

Para W = 0.30 a 2.50 m.

$$Q = 0.372W (3.281 H a)^{1.57} W^{0.26}$$

A continuación se dan algunos valores de K y n para la fórmula del gasto en el aforador Parshall. (6)

Tabla 5. - Coeficientes (K y n) para ecuaciones de gasto en aforadores - Parshall.

W metros	K	n	W metros	K	n
0.15	0.3812	1.580	1.25	3.033	1.579
0.30	0.680	1.522	1.50	3.673	1.588
0.50	1.161	1.542	1.75	4.316	1.593
0.75	1.774	1.558	2.00	4.968	1.599
1.00	2.400	1.570	2.50	6.277	1.608

Estas fórmulas se aplican solamente cuando el medidor trabaja a descarga libre.

Los medidores Parshall producen pérdidas de carga (H_p) muy pequeñas, lo cual es una gran ventaja para el aforo de agua en los canales y en especial para aquellos que tienen poca pendiente.

Las pérdidas de carga que se producen en el medidor Parshall se calculan de acuerdo a la siguiente fórmula experimental: (6)

$$H_p = \frac{5.072}{(W + 4.57)^{1.46}} (1 - S)^{0.72} Q^{0.67}$$

Donde:

H_p = Pérdida de carga, en m.

W = Garganta del aforador, en m.

S = % de sumersión

Q = Gasto ó caudal, en $m^3/\text{seg.}$

La pérdida de carga del medidor Parshall, está en función del tamaño de la garganta (W), del gasto (Q) y del grado de sumersión (S) con que trabaja la estructura. (23)

La pérdida de carga (H_p), también se puede calcular graficamente, por medio del siguiente nomograma:

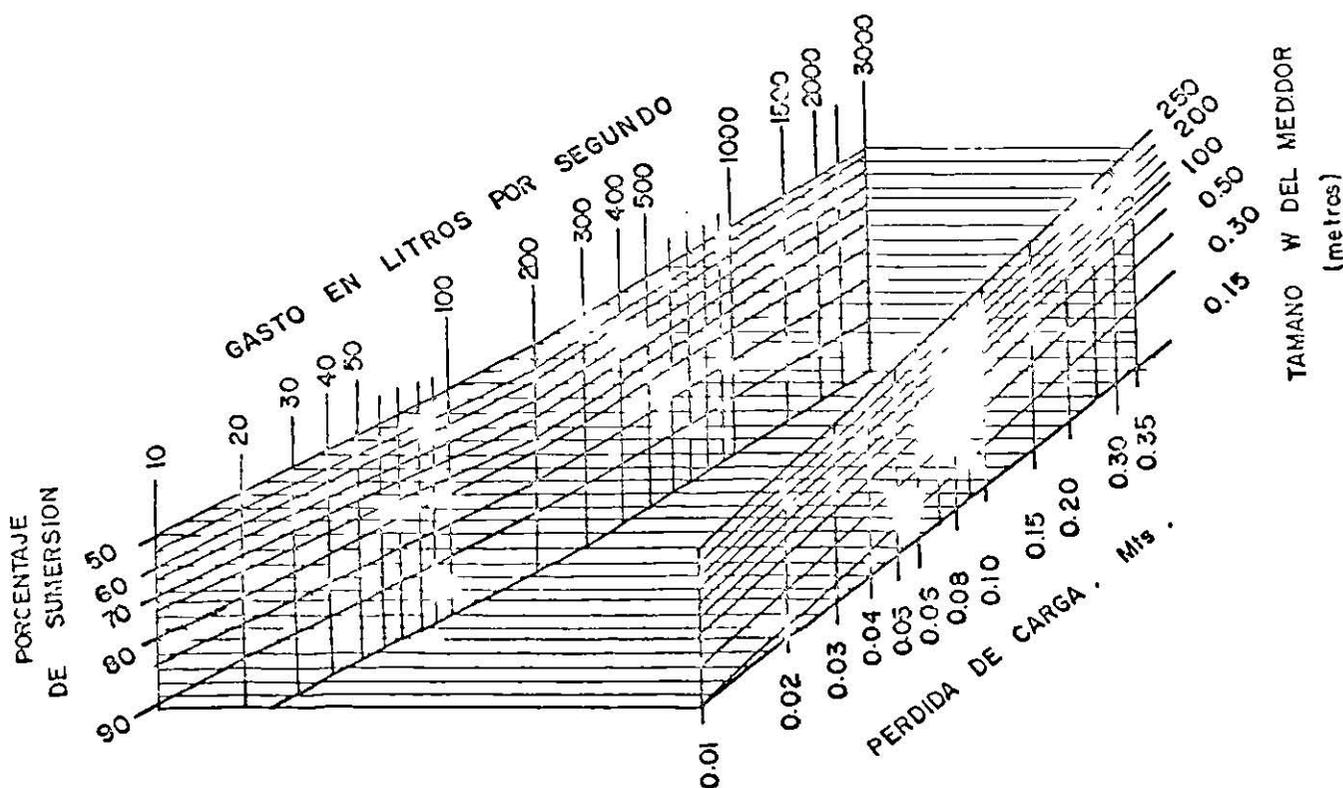


Figura 13. - Nomograma para el cálculo de la pérdida de energía (H_p) en aforadores Parshall.

Cuando se ha seleccionado el tamaño adecuado del medidor, - se debe calcular la altura de la cresta sobre el nivel de la plantilla del canal, ya que de ello depende que la estructura trabaje libremente.

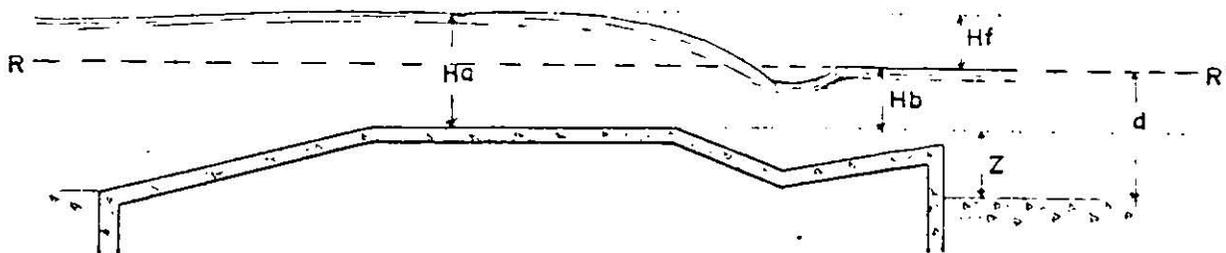


Figura 14. - Corte longitudinal de aforador Parshall.

En la Figura 14, la línea RR' indica el nivel del agua en el canal para un gasto dado, si no existiera el medidor. La altura de la cresta del medidor se representa con la letra Z y la pérdida de carga producida por el medidor se designa con la letra H_p .

En donde:

$$Z = h + H_p - H_a$$

H_a es la carga en el medidor para un gasto determinado que lleva el canal y h es la tirante del canal. Las unidades que se trabajen en la ecuación anterior pueden ser m ó cm.

Funcionamiento

Los muros convergentes de la entrada del medidor guían suavemente los filetes de la vena líquida hasta la cresta, la cual es propiamente la sección de control, en donde debido al cambio brusco de la - -

pendiente del piso en la garganta, el agua se mueve con un mínimo de energía, es decir, con la profundidad crítica cuando el escurrimiento es libre.

Una vez que el agua entra en el medidor, debido a que la sección se va reduciendo, su velocidad va en continuo aumento y al llegar a la cresta del medidor, se precipita siguiendo el piso descendente de la garganta, hasta que sale de ella y empieza a perder velocidad, pero como ésta es menor en el canal aguas abajo, se produce un salto hidráulico cerca del extremo inferior de la garganta.

La localización del salto hidráulico es variable con el gasto que pasa por el medidor, ya que para un gasto grande el salto se localiza más lejos de la garganta que para un gasto pequeño, de acuerdo con lo anterior, la carga H_b varía tendiendo a ser igual a H_a . También la localización del salto es afectada por la elevación de la cresta sobre la plantilla del canal, y por la diferencia de elevaciones entre las plantillas del canal aguas arriba y aguas abajo. (23)

Cuando la carga H_b es menor que la carga H_a , se dice que el medidor trabaja a descarga libre y en estas condiciones, el gasto es función únicamente de la carga de la entrada (H_a), mientras que para el caso en que la carga H_b difiere poco de la carga H_a , el medidor trabaja a sumersión y entonces el gasto es función de las dos cargas ó sea H_a y H_b .

- El grado de sumersión (S) es la relación que existe entre la medición de las dos cargas (H_a/H_b) y esto es lo que determina si en un momento dado el medidor trabaja a descarga libre ó ahogado; a continuación se mencionan los valores límites para cuando el medidor trabaja de cualquiera de estas dos formas: (3)

Tabla 6. - Valores recomendables para el grado de sumersión en aforadores Parshall.

TAMAÑO DEL MEDIDOR (W)	DESCARGA LIBRE (H_b/H_a)	CON SUMERSION (H_b/H_a)
0.0254 a 0.0508 m.	0.50	0.50 a 0.95
0.1524 a 0.2286 m.	0.60	0.60 a 0.95
0.3048 a 2.4384 m.	0.70	0.70 a 0.95
3.048 a 15.24 m.	0.80	0.80 a 0.95

De acuerdo con sus investigaciones, Parshall demostró que - cuando el grado de sumersión (H_b/H_a) es mayor de 0.95, la determinación del gasto se vuelve muy incierta, por lo tanto se debe adoptar 0.95 como el valor máximo de (S); siendo lo más recomendable que trabaje a descarga libre, ya que en este caso, el cálculo del gasto depende solamente del valor de la carga H_a . (23)

Ventajas.

1. - El aforador Parshall es una estructura con la cual se puede determinar el gasto con bastante precisión, pues aún en el caso que - trabaje ahogada, el error no pasa del 5% y cuando trabaja a descarga libre, el error es menor del 3%. (21)

2. - El problema de azolve aguas arriba de la estructura y en la estructura misma, es eliminado debido a que el aumento de la velocidad la mantiene libre de las obstrucciones, conservando siempre su misma precisión. (23)

3. - Estos medidores no son afectados por la velocidad de aproximación del agua en la determinación del gasto, por lo tanto se puede prescindir de las cámaras de reposo. (6)

4. - Las pérdidas de carga son muy pequeñas en comparación con las que se originan en otras estructuras de aforo, y esto es lo que facilita su instalación en canales con pendientes limitadas. (21)

5. - El diseño de la estructura es demasiado simple, de tal manera que su construcción resulta económica, especialmente si se le sitúa en lugares que deben ser provistos de revestimiento. (23)

Desventajas.

1. - Su costo es más alto que el de un orificio ó de una compuerta.

2. - No puede combinarse fácilmente con otras estructuras, aún cuando resulta posible su combinación con saltos pequeños.

3. - No es tan preciso como una compuerta bien instalada, aún y cuando el margen de error probable no sobrepasa el 5%, que es razonable. (6)

Aforador Venturi de gasto constante ó Tecamachalco.

Este tipo de aforador fué ensayado en el laboratorio de Hidráulica de Tecamachalco de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, con el objeto de utilizarlo posteriormente en los distritos de riego del país. (16)

Las pruebas que se hicieron en el laboratorio tenían como objetivo principal las siguientes finalidades: (16)

a). - Diseñar y adaptar una estructura aforadora que instalada en los diversos tipos de canales que hay en los distritos de riego, -- funcionará con un buen grado de exactitud en la medida del gasto.

b). - Diseñar un dispositivo que absorviera las variaciones de los niveles de la superficie libre del agua en los canales, para de esta manera descargar un gasto más ó menos constante.

El aforador que se ensayó para cumplir con estos dos objetivos fué el Venturi rectangular, el cual se adaptó muy bien al primer objetivo. Para cumplir con el segundo objetivo, se adaptó una pantalla al extremo de la contracción de la estructura. Figura 15, corte B-B.

El aforador Venturi de gasto constante, básicamente consiste en un estrechamiento practicado en el canal, capaz de provocar el tirante crítico en la corriente. Este estrechamiento es de sección rectangular y está formado por dos paredes laterales, cuya longitud es igual a tres veces el ancho del estrechamiento, su parte inicial se forma con

un segmento de círculo y las paredes terminan con un ensanchamiento brusco, para quedar empotradas en los taludes del canal. (16) Figura 15.

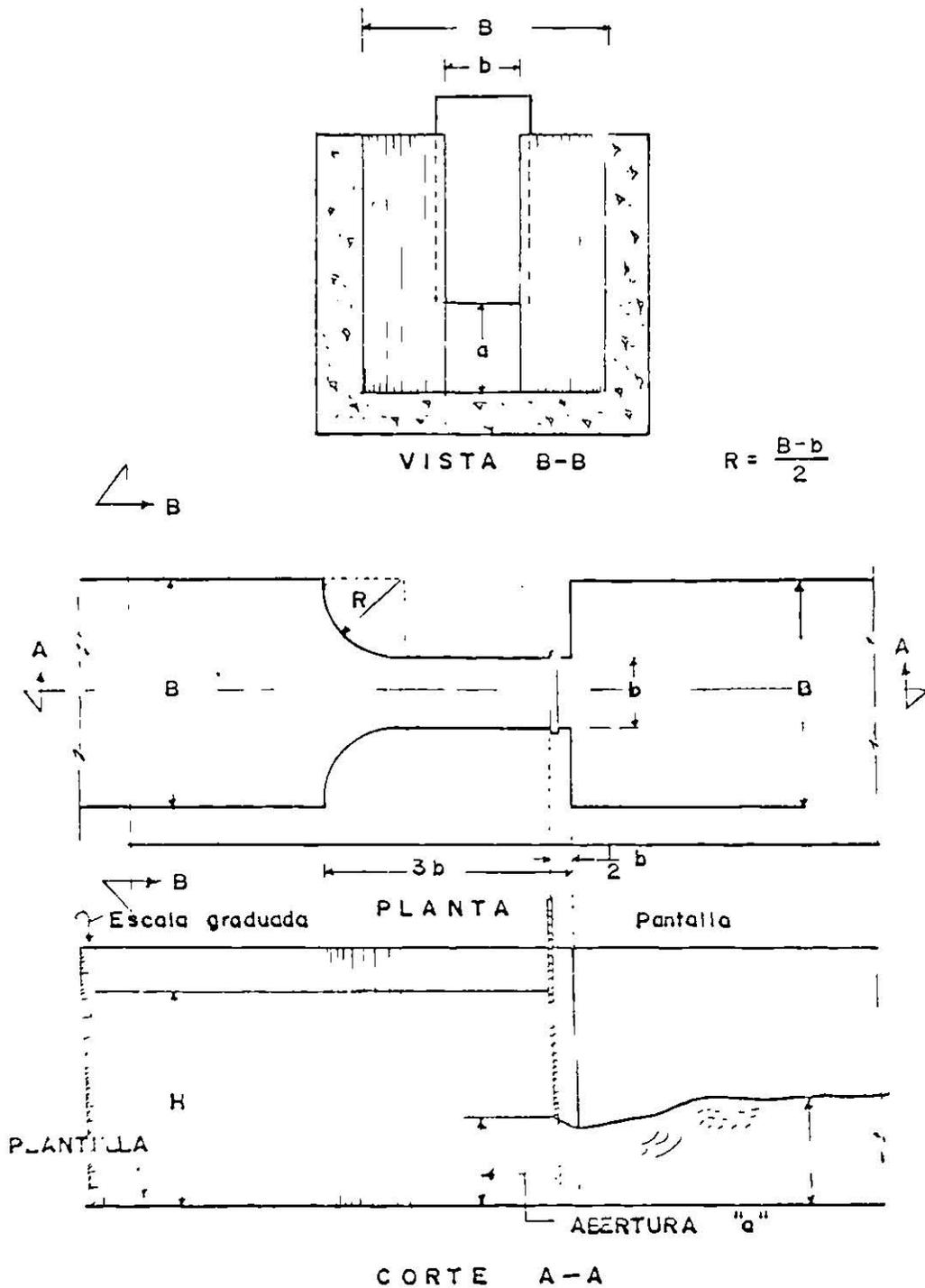


Figura 15. - Aforador Tecamachalco ó medidor Venturi de gasto constante para canales.

Dis eño

Las ecuaciones que se emplean para el cálculo de medidores Venturi, son completamente empíricas y fueron obtenidas como consecuencia de los análisis de los resultados obtenidos en los numerosos experimentos que se realizaron con medidores de distinto tamaño.

Los primeros ensayos se realizaron con un aforador de 13.3 cm. de ancho, construido en un canal rectangular con un ancho de plantilla de 40.0 cm., de tal manera que los resultados obtenidos con este aforador fueron tomados como base para diseñar dispositivos con otros anchos, aplicando para ello la teoría de la similitud. Con los valores obtenidos en los aforadores, se obtuvo la ecuación general para la determinación del gasto, la cual es la siguiente: (16)

$$Q = 0.525 bH^{3/2} \sqrt{g}$$

Donde:

Q = Gasto ó caudal, en m³/seg.

b = Garganta del aforador, en m.

B = Plantilla del canal, en m.

H = Carga, en m.

g = Aceleración debida a la gravedad, en m/seg²

Esta ecuación es válida en cualquier aforador de este tipo - - siempre y cuando el tirante aguas abajo sea igual a 0.7 del tirante aguas arriba, ó sea, que el ahogamiento sea de un 70%.

Cuando la instalación de estos aforadores se hace en canales de pendiente muy pequeña, es probable que el porcentaje de ahogamiento $\frac{d}{H}$ sea mayor de 0.7, y entonces lo que se hace para reducir el valor de $\frac{d}{H}$ por debajo de 0.7, es construir el aforador sobre un escalón colocado en la plantilla, cuya longitud sea igual a la del aforador y la altura de dicho escalón (e) sea igual a la diferencia (d - 0.7 H); d es igual a la tirante aguas abajo de la estructura.

La longitud del aforador (L) es igual a 3b y la parte inicial del aforador, ó sea, el segmento del círculo se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$R = \frac{B - b}{2}$$

Donde:

R = Radio del segmento del círculo, en m.

B = Plantilla del canal, en m.

b = Tamaño de la garganta del aforador, en m.

A este aforador se le hicieron diversas adaptaciones con el objeto de obtener una estructura que permitiera extraer un gasto constante dentro de un error de más ó menos 10%, a pesar de que hubiera variaciones del nivel del agua en el canal aguas arriba, siendo una pantalla, la adaptación más simple que dió resultados satisfactorios. La mejor posición de la pantalla se fijó a 0.5b del extremo de aguas abajo del estrechamiento. (2)

Con esta pantalla se logra que la corriente que fluye como escurrimiento a superficie libre, cambie a escurrimiento a través de un orificio en cuanto a la superficie libre del agua, toca el labio inferior - de la pantalla. (16) Figura 15.

Funcionamiento

Este tipo de medidor trabaja basándose en el escurrimiento a régimen crítico, lo cual origina la formación del tirante crítico en al- - gún punto a lo largo del estrechamiento ó de la transición aguas abajo.

El aforo empleado con este medidor se realiza observando directamente la escala, la cual puede estar graduada en Lts/seg., ó simplemente en centímetros; ésta se coloca a una distancia de dos veces el ancho del estrechamiento hacia aguas arriba de la estructura. Es muy - conveniente colocar otra escala en el canal aguas abajo de la sección de control, refiriéndola a la plantilla de la estructura, con el objeto de deter- minar la relación de sumergencia y tener la seguridad de que el medidor está trabajando a descarga libre. (2)

Ventajas.

1. - Se tiene un aforador de gran exactitud cuando funciona a descarga libre.
2. - Se tiene un módulo de gasto constante cuando trabaja como orificio.

3. - Soporta grandes ahogamientos que no alteran sus curvas de gasto (el ahogamiento máximo como aforador es de $0.7H$ y como orificio $0.5H$)

4. - No influye en el ancho del canal en que está colocado, siempre y cuando éste sea mayor de tres veces el estrechamiento de la estructura.

5. - La rugosidad de las paredes de la estructura no afecta la descarga dentro del rango probado ($0.00001 < \epsilon < 0.002$ m). (16)

Tanque volumétrico

El aforo volumétrico se considera el más exacto, pero su aplicación encuentra limitaciones en la práctica del riego. Este sistema se usa generalmente para la medición de pequeños caudales de agua, principalmente en las mediciones experimentales de laboratorio, donde se necesita mayor precisión y se dispone del instrumental necesario para las operaciones requeridas. (22)

Este tipo de aforo se realiza considerando el tiempo necesario para que el flujo llene un depósito de determinada capacidad, con lo cual se pueda determinar el volumen ó caudal por unidad de tiempo. (3)

Con el objeto de evitar pequeños errores de valoración, es necesario iniciar las observaciones imponiendo una corriente de llegada con régimen uniforme; de ahí que en la práctica, lo mejor es tomar nota del volumen (V_1) contenido en el recipiente en un tiempo dado (T_1),

y el volúmen (V_2) contenido en él, en el instante subsiguiente (T_2). -

La expresión para el gasto (Q) será: (22)

$$Q = \frac{V_2 - V_1}{T_2 - T_1}$$

Orificios

Un orificio es una abertura de forma regular, hecho a través de una pared ó muro que da paso a una corriente de agua, la cual hace contacto con todo el perímetro de la abertura. (14)

Aún y cuando los orificios pueden tener cualquier forma regular, los más comúnmente usados son el circular y el rectangular.

Blair (6) clasifica los orificios en tres categorías:

1. - Orificios con descarga libre. - Son aquellos en que el nivel del agua en la cara posterior del muro (aguas abajo) está por debajo del orificio; este tipo de orificio es de poco uso en los canales abiertos. (Figura 16a.)

2. - Orificios sumergidos con dimensiones fijas. - Este tipo de orificios son aquellos en los que el nivel del agua, tanto en la parte anterior como en la cara posterior del muro, están por encima del orificio y se usan generalmente cuando la carga (h) de agua disponible es insuficiente para el funcionamiento adecuado de los vertedores. (Figura 16b.)

3. - Orificios sumergidos ajustables. - Se considera dentro de esta categoría, a todos aquellos orificios en los que el área de descarga puede modificarse a voluntad; con el objeto de acomodar el área a los distintos caudales probables sin que haya una pérdida excesiva de carga. (Figura 16c.)

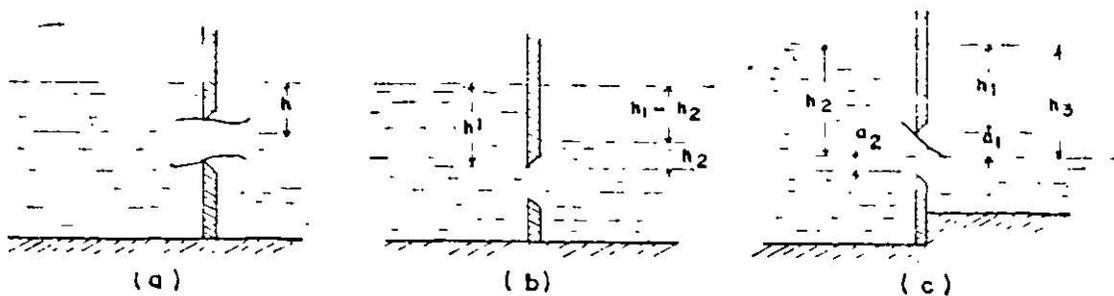


Figura 16. - Diferentes tipos de descarga en orificios.

A la corriente de agua que sale de un orificio se le denomina vena líquida ó vena fluída y a la altura del agua que produce la descarga se le llama carga (h).

Si el borde del orificio aguas arriba es agudo, se le llama de borde agudo ó arista viva; y a la velocidad media del líquido en la vena, se le llama velocidad en la vena. En el caso de que los costados ó el fondo del canal ó vaso que suministra el agua no estén muy cercanos al orificio, las partículas de agua se acercarán a la abertura en trayectorias convergentes que parten de todas direcciones y como no es posible que las partículas de agua cambien bruscamente sus direcciones inme-

diatamente después de salir del orificio, ellas continúan recorriendo -- cierta distancia en la vena, siguiendo trayectorias curvilíneas convergentes, con lo que se origina la contracción de la vena líquida. A este fenómeno se le da el nombre de contracción de la vena y a la sección en que cesa la contracción, se le llama vena contracta.

En el caso de un orificio circular de arista viva, la vena contracta se encuentra aproximadamente a la mitad del diámetro de la abertura desde el plano del orificio. (14) Figura 17.

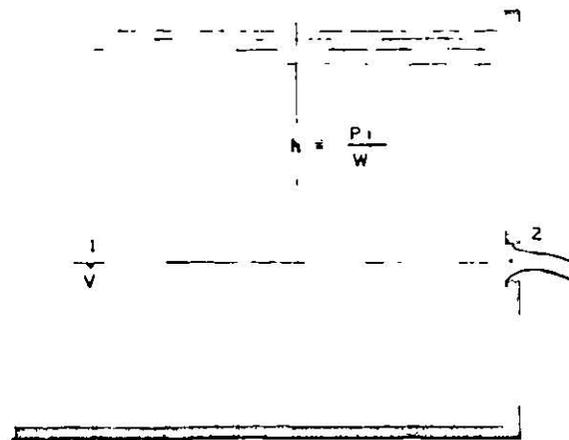


Figura 17. - Vista lateral de orificio de pared delgada.

Ecuaciones fundamentales.

Al calcular el gasto (Q) en un orificio en el que no se toma en cuenta si la pared es gruesa ó delgada, se aplica el Teorema de Bernoulli, el cual representa el balance de energía entre dos puntos del flujo. Aplicando la ecuación de Bernoulli a la Figura 17 se tiene: (7)

$$h_1 + \frac{P_1}{W} + \frac{V_1^2}{2g} = h_2 + \frac{P_2}{W} + \frac{V_2^2}{2g} + h_l$$

Donde:

h_1 y h_2 = Es la energía por posición correspondiente a las secciones uno y dos respectivamente, en m.

$\frac{P_1}{W}$ y $\frac{P_2}{W}$ = Es la energía por presión correspondiente a las secciones uno y dos respectivamente, en m.

$\frac{V_1^2}{2g}$ y $\frac{V_2^2}{2g}$ = Es la energía por velocidad en las secciones uno y dos respectivamente, en m.

h_l = Es la pérdida de energía por fricción al pasar el fluido a través de la pared del orificio, en m. (23)

Despejando V_2 de la expresión anterior y considerando que, $h_2=0$, P_1 y P_2 tienen el mismo valor que la presión atmosférica, y la velocidad en el punto 1, (V_1) es despreciable para depósitos grandes, la expresión de la velocidad de descarga V_2 será:

$$V_2 = \sqrt{2g(h - h_l)}$$

A esta ecuación se le conoce como la ley de Torricelli. (18)

Si se desprecia de la ley de Torricelli, la pérdida de energía por fricción (h_l), la ecuación de la velocidad teórica se transforma en:

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

Donde:

Q = Gasto ó caudal, en m^3/seg .

A = Area del orificio, en m^2

g = Accleración debida a la gravedad, en m/seg^2

h = Carga ó altura del nivel del agua con respecto al centro del orificio; en m.

Para obtener los valores reales de V y Q , se debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones: (23)

a). - Que la velocidad de salida en el plano del orificio se altera por el frotamiento del líquido contra las paredes del tanque que lo contiene.

b). - Que hay formación de una sección contraída, la cual se debe de considerar. Por lo tanto, la velocidad real queda de la siguiente manera:

$$V_R = C_V C_C \sqrt{2_g h} \quad \text{y} \quad Q_R = C_V C_C A \sqrt{2_g h}$$

Sotelo (18) menciona que C_V es un coeficiente de velocidad sin dimensiones, cuyo valor es muy próximo a la unidad, y C_C es un coeficiente de contracción también sin dimensiones y experimental.

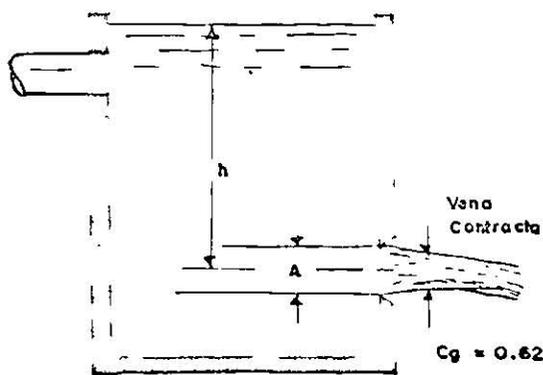
Al producto de $C_V \cdot C_C$ se le denomina coeficiente de gasto ó derrame y se le designa como C_g , el cual depende del tipo de orificio ó tubo. De acuerdo con lo anterior, las ecuaciones para calcular la velocidad y el gasto real de un orificio de pared delgada son las siguientes:

$$V_R = C_g \sqrt{2g h} \quad \text{y} \quad Q_R = C_g A \sqrt{2g h}$$

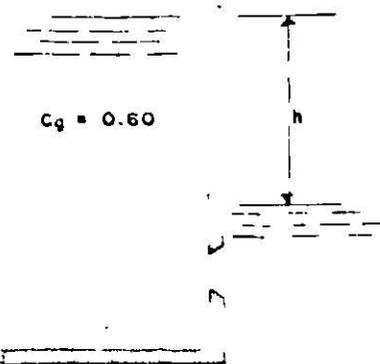
Algunos valores del coeficiente de gasto (C_g) son los siguientes: (6)

- a). - Orificios circulares, rectangulares y triangulares con cresta aguda, el coeficiente de gasto varía de 0.60 a 0.65.
- b). - Orificios circulares y rectangulares de cresta redondeada, el coeficiente de gasto varía de 0.95 a 0.98.
- c). - Tubo de borda el coeficiente de gasto es 0.51.
- d). - Tubo corto estandar ($L = 3D$), el coeficiente de gasto es 0.82.

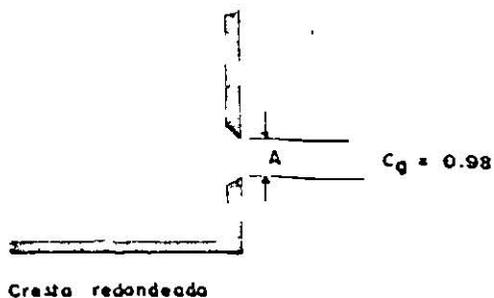
En la Figura 18, aparecen algunos coeficientes de gasto (C_g) para diferentes orificios.



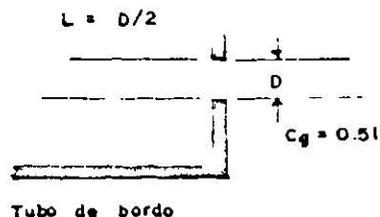
De cresta aguda
Descarga libre contraccion completa.



Descarga sumergida



Cresta redondeada

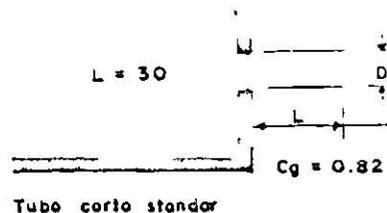


Tubo de bordo

$C_g = 0.65 - 0.70$



Contraccion incompleta



Tubo corto standar

Figura 18. - Coeficientes de gasto (C_g) para diferentes orificios.

Método de las coordenadas.

Otra forma de determinar el gasto de un orificio que trabaja a descarga libre, es por medio del método de las coordenadas. Este método es de exactitud limitada, debido a la dificultad de llevar a cabo mediciones precisas de las coordenadas del chorro y por lo tanto debe de emplearse sólo cuando no se dispone de otros medios más exactos de medición y cuando se permita un error hasta de un 10%. (3)

El instrumento empleado para hacer este tipo de mediciones es una escuadra aforadora, Figura 19. A continuación se menciona la secuencia que debe seguirse para realizar el aforo:

1. - Procurar que el eje de las X de la escuadra de aforo se proyecte a partir de la parte terminal del orificio de descarga.
2. - Poner la escuadra aforadora procurando que el eje de las X, quede completamente horizontal con respecto al orificio de descarga, para ello se puede emplear un nivel de burbuja integrado en la escuadra.
3. - Observar que el eje de las Y intercepte en forma ligera la caída del chorro de agua.
4. - Una vez que el eje de las Y intercepte el chorro de agua, obtenga la distancia del eje de las X.
5. - Una vez que se tiene el valor de X, considerando que el valor de Y sea 15 ó 30 cms., se consulta el nomograma de la Figura 20.

Es muy importante considerar que este método debe emplearse cuando la carga es constante, y el eje de las Y mida 30 cm., ya que si es mayor no habrá exactitud. (3).

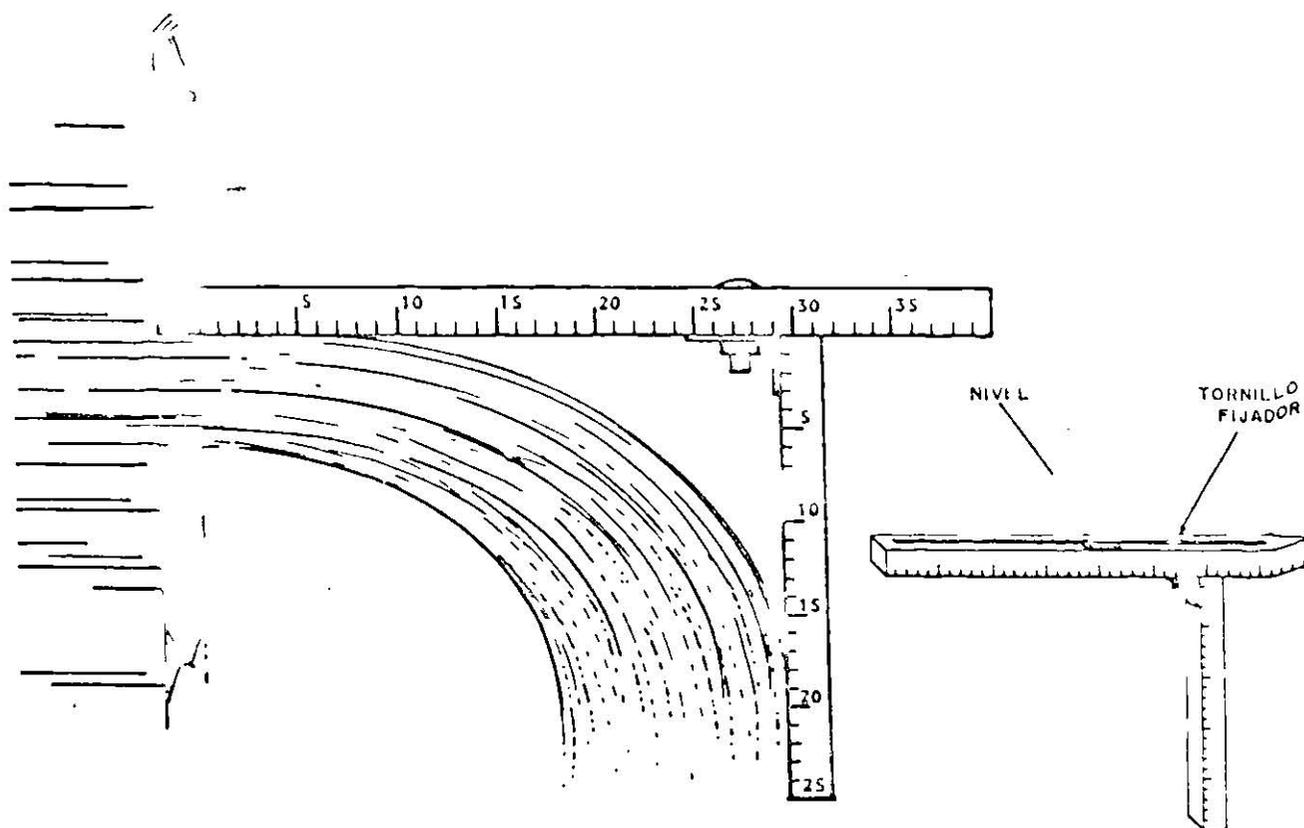


Figura 19. - Aforo por el método de coordenadas.

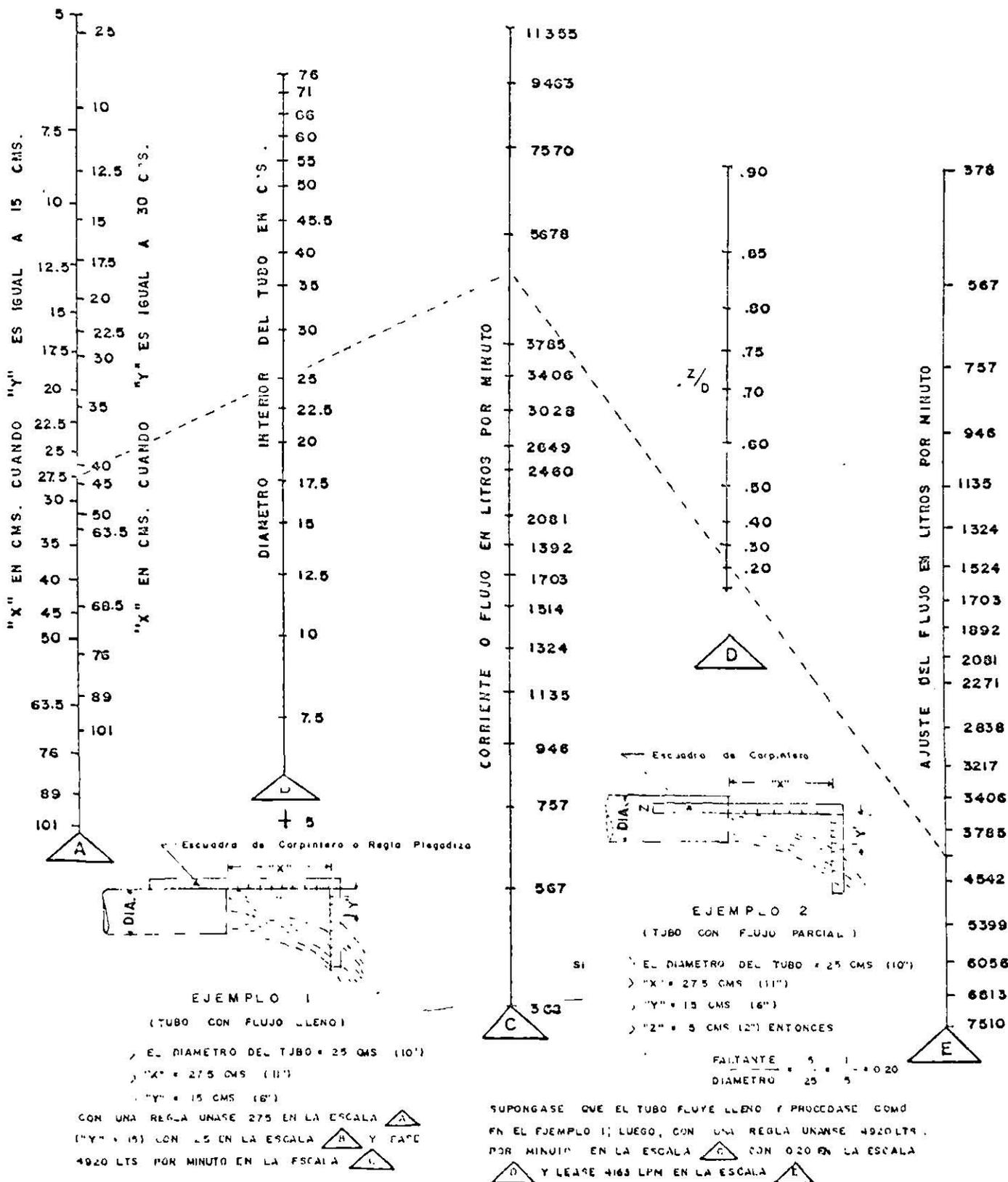


Figura 20. - Nomograma para determinar el gasto de tubos y orificios por el método de coordenadas.

MATERIALES Y METODOS

El presente trabajo se llevó a cabo dentro de los terrenos -- de la Facultad de Agronomía de la Universidad Autónoma de Nuevo León, en Ciudad Universitaria al Norte.

MATERIALES

Los materiales y equipos que se emplearon en la realización del presente trabajo fueron los siguientes:

a). - Equipo de dibujo:

Escuadras, regla T, lero, etc.

b). - Equipo para trazo y control de la obra:

Tránsito, nivel, plancheta, estadal, plomada, cinta -- métrica, estacas de madera, mazo, yeso para el trazo, martillo, clavos y manguera de plástico para correr - niveles en la obra.

c). - Equipo y materiales de construcción:

Talaches, palas, carretillas, pizón para compactación, arena, grava, cemento, varilla de 5/16" y 3/8", alambre recocado, madera para formas, enseres de carpintería y albañilería en general.

d). - Equipo y materiales para mediciones de laboratorio:

Vertedores de acero de pared delgada (trapezoidal, rectangular, triangular), bomba centrífuga de 7.5 Hp, tu--

berías de fierro galvanizado de 1", 1 1/2", 2 1/2" y 4", -
 codos de 90°, conexiones T, coples, niples y reduccio-
 nes, tanque elevado, tanque para prueba de orificios,
 tablero manométrico, escalas de acrílico para medi-
 ciones, limnógrafo y molinete.

La distribución de los materiales y equipo descritos se pre-
 senta en el plano 2 y en el plano 3, una vista en perspectiva de los mis-
 mos.

METODOS .

La metodología adoptada para la realización de este trabajo -
 fué la siguiente:

- 1º Reconocimiento del terreno.
- 2º Levantamiento de cotas para trazo del plano de configura-
 ción.
- 3º Nivelación del área seleccionada.
- 4º Diseño de las estructuras del laboratorio en el gabinete.
- 5º Construcción de las estructuras en el campo.

1º Reconocimiento del terreno:

El reconocimiento se hizo con el objeto de observar la exten-
 sión del terreno en el cual se construiría el laboratorio y para conocer
 sus condiciones topográficas.

2º Levantamiento de cotas para trazo del plano de configuración:

Se hizo con el objeto de seleccionar el lugar más adecuado para la construcción del laboratorio, y estimar los volúmenes de corte y relleno necesarios para la nivelación del área seleccionada. Los cortes y rellenos se indicaron por medio de estacas, las cuales fueron colocadas previamente con tránsito en arreglo de cuadrícula. El control se hizo por medio de nivel fijo y estatal. En el plano 1, se presenta la configuración de la superficie seleccionada.

3º Nivelación del área seleccionada:

Se hizo con el objeto de que el laboratorio tuviera una topografía plana y uniforme, que permitiera una mayor precisión en el trazo y construcción de las estructuras.

4º Diseño de las estructuras del laboratorio en el gabinete:

Canales:

Los canales se diseñaron de acuerdo con la ecuación de - - - Manning, descrita en la parte correspondiente a Literatura Revisada.

Canal Trapecial:

Datos:

1. - Plantilla (B), 0.30 m.
2. - Talud (x : y), 1:2

3. - Coeficiente de rugosidad (n), 0.014
4. - Pendiente longitudinal (S), 0.0006 m/m.
5. - Gasto máximo (Q), 0.040 m³/seg.

Los datos se substituyeron en la ecuación de Manning expresada en función de la plantilla (B), la tirante (D) y los taludes (x:y).

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = \left[\frac{BD + D^2 \left(\frac{x}{y}\right)}{B + 2D \sqrt{1 + \left(\frac{x}{y}\right)^2}} \right]^{2/3}$$

La tirante (D) se obtuvo por medio de aproximaciones sucesivas. El valor obtenido fué de 0.23 m., y se dejó un libre bordo al canal de 0.10 m., con el objeto de evitar desbordamientos.

Canal Circular:

Datos:

1. - Coeficiente de rugosidad (n), 0.014
2. - Pendiente longitudinal (S), 0.0006 m/m.
3. - Gasto máximo (Q), 0.040 m³/seg.

De acuerdo a los datos anteriores y haciendo uso de la tabla 1, propuesta por King (14), se obtuvo el área $A = cd^2$ para una relación de tirante (D)/Diámetro del canal (d).

El radio hidráulico (R) se obtuvo por medio de la tabla 2, propuesta por el mismo autor, tomando en cuenta el mismo valor de D/d, ó sea, $R = cd$.

La relación D/d, se varió hasta satisfacer la igualdad $Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2}$. La relación que cumplió con esta igualdad fué: $\frac{0.277}{0.80}$ ó sea que la tirante (D) es de 0.277 m., y el diámetro del canal (d), 0.80 m.

Al valor obtenido de la tirante se le dió un libre bordo de -- 0.10 m., con el objeto de evitar desbordamientos del canal.

Canal Rectangular:

Datos:

1. - Plantilla (B), 0.30 m.
2. - Talud (x:y), 0:1
3. - Coeficiente de rugosidad (n), 0.014.
4. - Pendiente longitudinal (S), 0.0006 m/m.
5. - Gasto máximo (Q), 0.040 m³/seg.

Los datos se substituyeron en la ecuación de Manning:

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = \left[\frac{BD}{B + 2D \sqrt{1}} \right]^{2/3}$$

La tirante (D), se obtuvo por aproximaciones sucesivas. El valor obtenido fué de 0.342 m., y se dejó un libre bordo de 0.10 m., - con el objeto de evitar desbordamientos.

Vertedores:

Los vertedores se diseñaron de acuerdo con las ecuaciones - propuestas por Cipolletti, Francis y King.

Vertedor Trapecial:

El Vertedor Trapecial ó de Cipolletti se diseñó en base a las tablas de King (14). Con la longitud de la cresta (L) y el gasto máximo (Q) a aforar, se determinó la carga hidráulica (h) del vertedor. Posteriormente se procedió a dimensionar la estructura. En el plano 4 se - presentan las dimensiones de este vertedor.

De acuerdo con la ecuación $Q = 1.859 Lh^{3/2}$ (1,10), se elaboró el gráfico de la Figura 21, para la determinación del caudal teórico en función de la carga ó altura del agua sobre la cresta del vertedor.

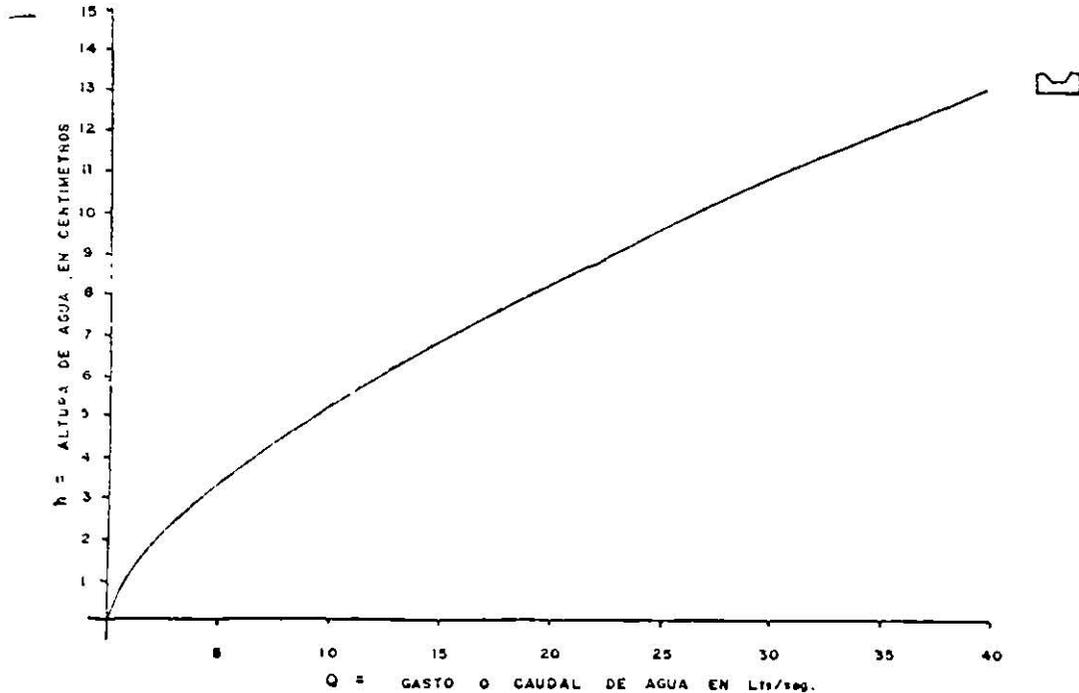


Figura 21. - Nomograma para determinación del gasto teórico en Vertedor Trapecial.

Vertedor Rectangular:

El diseño del Vertedor Rectangular ó de Francis se hizo en base a la ecuación de Francis, en donde se substituyeron los valores de longitud de la cresta (L) y gasto máximo y a aforar (Q), para obtener la carga hidráulica sobre la cresta (h). Posteriormente se procedió a dimensionar la estructura. En el plano 4 se presentan las dimensiones de este Vertedor.

De acuerdo con la ecuación $Q = 1.84 Lh^{3/2}$ (1), se elaboró el gráfico de la Figura 22, para la determinación del gasto teórico en función de la carga ó altura del agua sobre la cresta del vertedor.

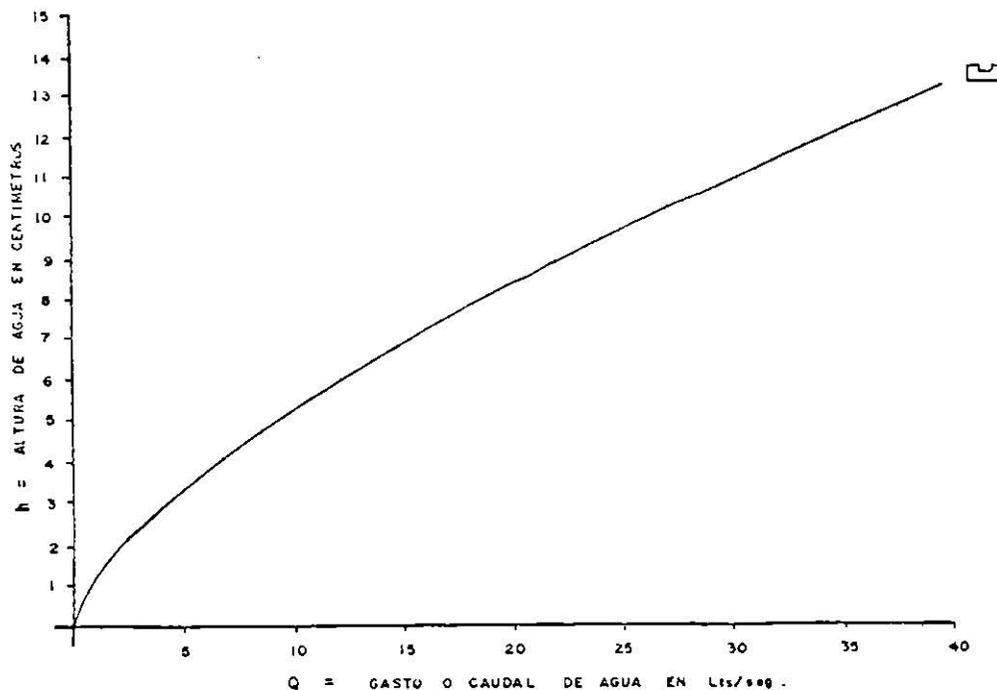


Figura 22. - Nomograma para determinación del gasto teórico en Vertedor Rectangular.

Vertedor Triangular:

El Vertedor Triangular ó de Thompson se diseñó de acuerdo con la ecuación de King (14). Con el gasto máximo (Q) a aforar y el ángulo de la escotadura, se determinó la carga hidráulica (h) del vertedor. Posteriormente se procedió a dimensionar la estructura. En el plano 4, se presentan las dimensiones de este vertedor.

De acuerdo con la ecuación $Q = 1.34 h^{2.47}$ (14, 25), se elaboró el gráfico de la Figura 23, para la determinación del gasto teórico en función de la carga ó altura del agua sobre la cresta del vertedor.

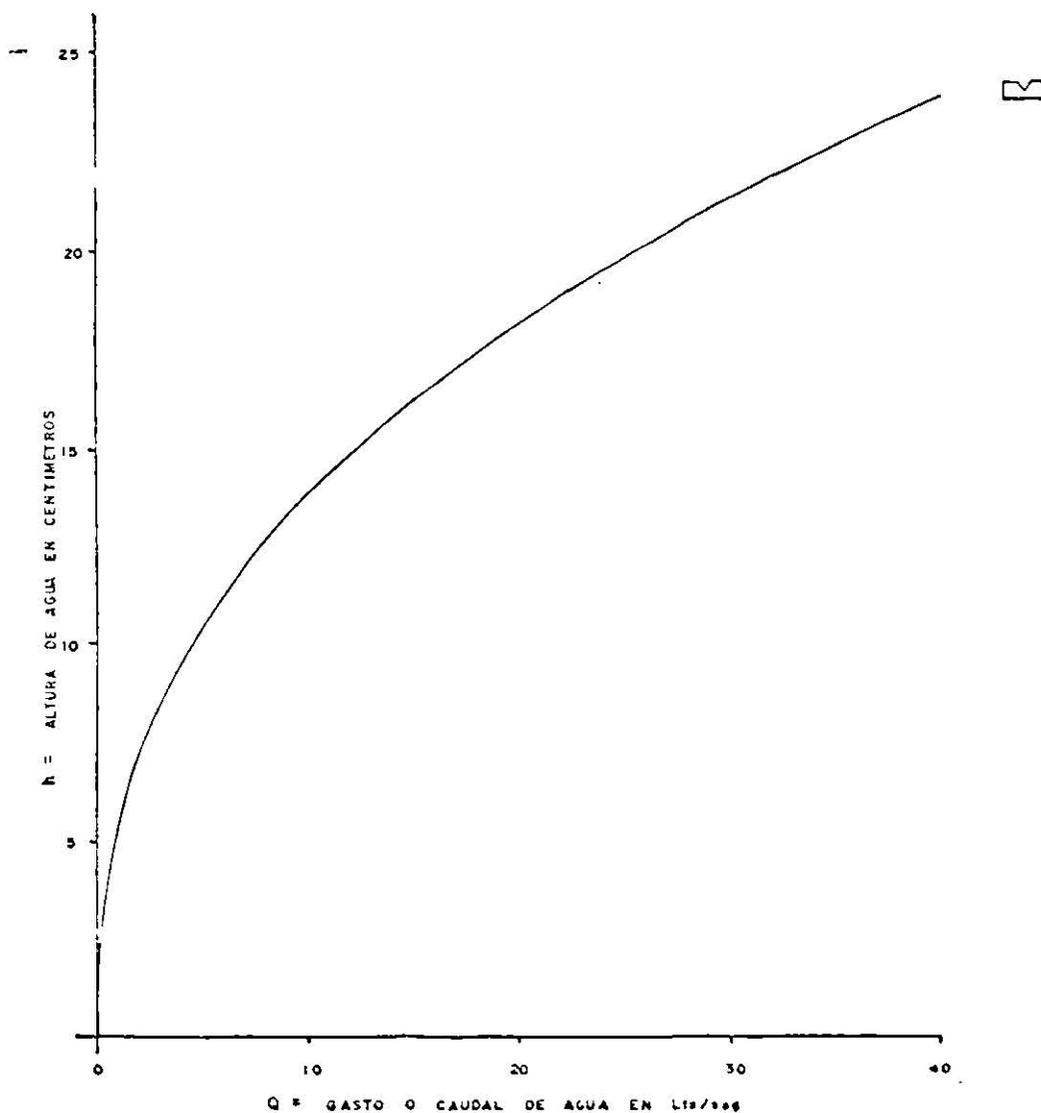


Figura 23. - Nomograma para determinación del gasto teórico en Vertedor Triangular.

Comparación entre los tres tipos de Vertedores diseñados:

La comparación entre los tres tipos de Vertedores seleccionados se hace desde el punto de vista de la carga hidráulica (h).

El Vertedor Trapecial se usa generalmente para medir grandes gastos, mientras que el Vertedor Triangular es usado para medir gastos pequeños con exactitud. El Vertedor Rectangular se usa para medir gastos intermedios entre el Trapecial y el Triangular.

A continuación se presenta el desarrollo matemático para la obtención de la carga sobre el vertedor (h), correspondiente a los tres tipos de vertedores seleccionados, considerando un gasto constante (Q):

1. - En el caso del Vertedor Trapecial la carga hidráulica sobre el vertedor (h), se obtiene de la siguiente manera:

Dado que $Q = VA$, entonces $A = \frac{Q}{V}$. De acuerdo con la Figura 24 el área de la sección trapecial es:

$$A = \frac{bh}{2} + \frac{bh}{2} + Lh$$

$$A = \frac{2bh}{2} + Lh$$

$$A = bh + Lh$$

Substituyendo se tiene:

$$\frac{Q}{V} = bh + Lh$$

$$\frac{Q}{V} = h (b + L)$$

$$h \left(\frac{b + L}{l} \right) = \frac{Q}{V}$$

$$h = \frac{\frac{Q}{V}}{\frac{b + L}{l}}$$

ó sea, que:

$$h = \frac{Q}{V (b + L)}$$

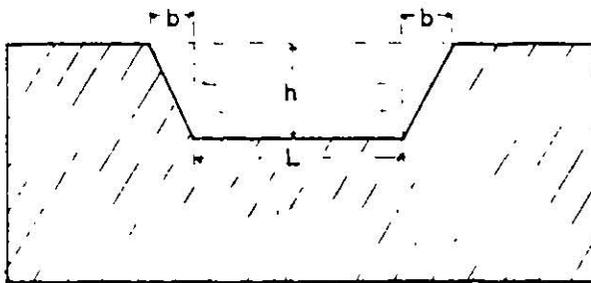


Figura 24. - Vista frontal de Vertedor Trapecial ó de Cipolletti

2. - Para el caso del Vertedor Rectangular, el área de la sección de acuerdo con la Figura 25 es:

$$A = Lh$$

Substituyendo se tiene:

$$\frac{Q}{V} = Lh$$

$$Lh = \frac{Q}{V}$$

$$h = \frac{Q}{VL}$$

ó sea, que:

$$h = \frac{Q}{VL}$$

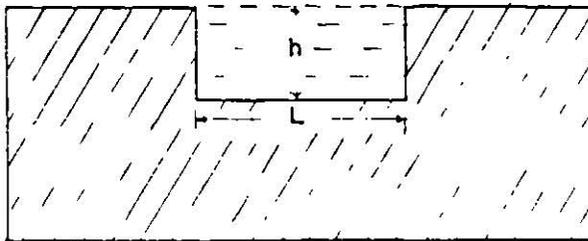


Figura 25. - Vista frontal de Vertedor Rectangular ó de Francis.

3. - Para el caso del Vertedor Triangular, el área de la sección, de acuerdo con la Figura 26 es:

$$A = \frac{bh}{2}$$

Substituyendo se tiene:

$$\frac{Q}{V} = \frac{bh}{2}$$

$$\frac{bh}{2} = \frac{Q}{V}$$

$$bh = \frac{2Q}{V}$$

$$h = \frac{\frac{2Q}{V}}{\frac{b}{1}} = \frac{2Q}{Vb}$$

ó sea, que:

$$h = \frac{2Q}{Vb}$$

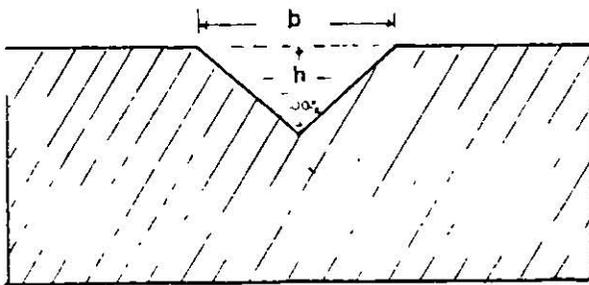


Figura 26. - Vista frontal de Vertedor Triangular ó de Thompson.

Las ecuaciones obtenidas, permiten comprobar cuantitativa-
mente que para el aforo de gastos pequeños, es recomendable usar ver-
tedores del tipo triangular, mientras que para gastos mayores los ver-
tedores trapeziales.

Aforador Parshall:

El aforador Parshall se diseñó de acuerdo con las ecuaciones y dimensiones propuestas por Parshall. En la Tabla 4 se dan las dimensiones de este aforador.

Datos:

1. - Garganta (W), 0.1524 m.
2. - Grado de sumersión (S), 58%
3. - Gasto máximo (Q), 0.040 m³/seg.
4. - Tirante del canal trapecial (h), 0.23 m.

Los datos se substituyeron en la ecuación de Parshall:

$$H_a = \left(\frac{Q}{0.3812} \right)^{1/1.58}$$

La carga (H_a), se varió hasta satisfacer la igualdad. El valor de la carga obtenido fué de 0.24 m.

Posteriormente, se procedió a determinar la pérdida de carga (H_p) que se produce en el medidor. Para ello se substituyeron los datos en la ecuación:

$$H_p = \frac{5.072}{(W + 4.57)^{1.46}} \cdot (1 - S)^{0.72} Q^{0.67}$$

El valor de la pérdida de carga (H_p) obtenido fué de 0.0325 m.

Una vez conocidos los valores de h , H_a y H_p se procedió a - determinar la altura de la cresta del medidor (Z) sobre la plantilla del canal trapecial; para ello se empleó la ecuación:

$$Z = h + H_p - H_a$$

El valor de la altura del medidor (Z) sobre la plantilla del canal trapecial que se obtuvo fué de 0.0908 m.

De acuerdo con la ecuación $Q = 0.3812 H_d^{1.58}$, se elaboró el - gráfico de la Figura 27 para la determinación del caudal teórico en fun- ción de la carga ó altura del agua sobre la cresta.

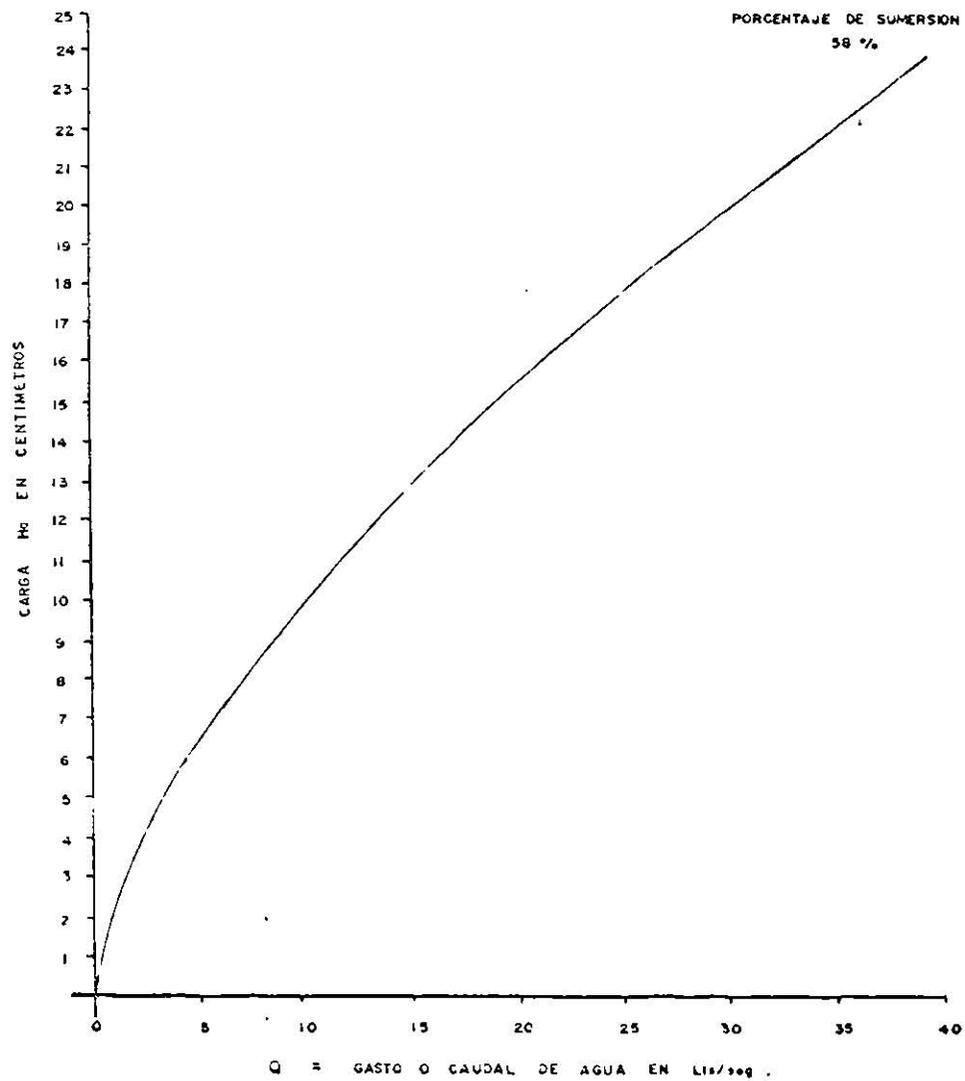


Figura 27. - Nomograma para determinación del gasto teórico en aforador Parshall.

Aforador Venturi de gasto constante:

El aforador Venturi de gasto constante ó Tecamachalco, se diseñó de acuerdo con los gráficos y ecuaciones recomendadas por los técnicos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos del Laboratorio de Tecamachalco.

Datos:

1. - Garganta (b), 0.15 m.
2. - Plantilla del canal rectangular (B), 0.30 m.
3. - Porcentaje de ahogamiento (d/I), 70%
4. - Gasto máximo (Q), 0.040 m³/seg.

Los datos se substituyeron en la ecuación:

$$Q = 0.525 b I^{3/2} \sqrt{g}$$

De esta ecuación cuya solución gráfica se presenta en la figura 28, se obtuvo la lámina de agua ó carga (I), cuyo valor fué de 0.294 m.

La longitud (L) que se le dió al aforador, fué de 3b ó sea 0.45 m., y el segmento del círculo del aforador se obtuvo mediante la ecuación:

$$R = \frac{B - b}{2}$$

Resultanto R, con un valor de 0.075 m.

De acuerdo con la ecuación $Q = 0.525 bH^{3/2} \sqrt{C}$, se elaboró el gráfico de la Figura 28 para la determinación del caudal teórico - en función de la carga ó altura del agua sobre la cresta.

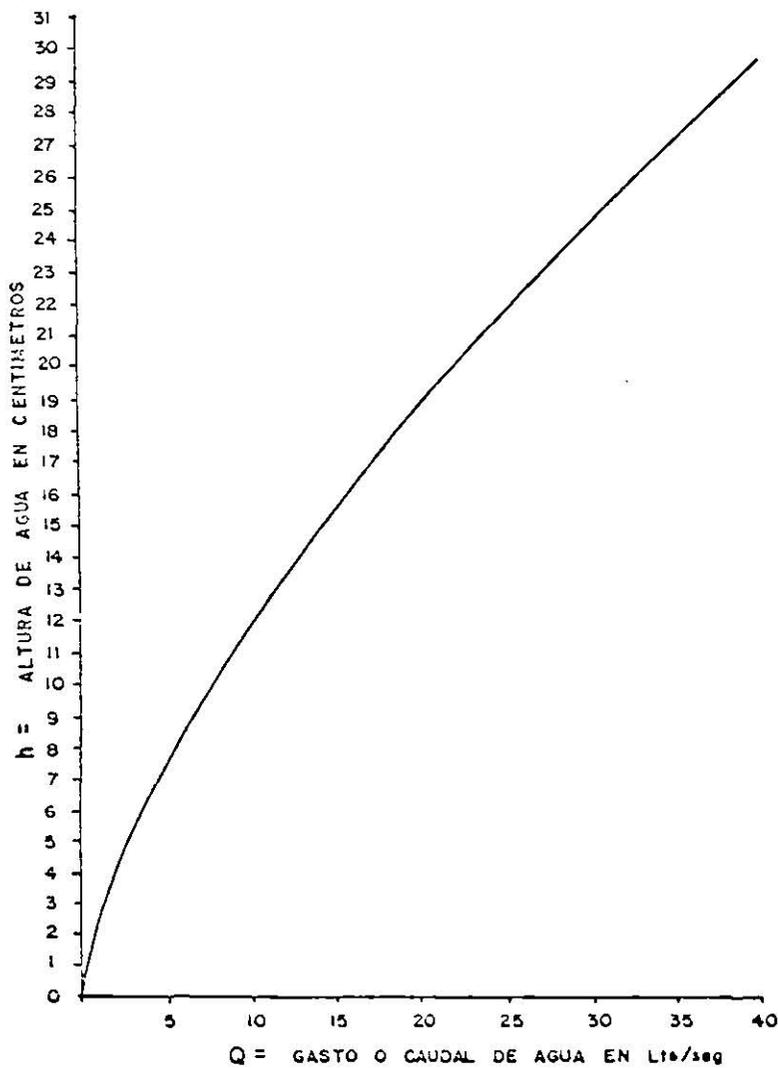


Figura 28. - Nomograma para determinación del gasto teórico - en aforador Tecamachalco.

Transiciones:

Las transiciones no se diseñaron analíticamente por el problema que implicaría posteriormente su construcción, por lo que su dimensionamiento se hizo en base al criterio práctico.

5º Construcción de las estructuras en el campo:

La construcción de las estructuras en el campo, se hizo de acuerdo con las recomendaciones y especificaciones de construcción.

a). - Trazo de estructuras. Para hacer el trazo y alineación de las estructuras en el campo, se usó un tránsito, marcándose sus límites con yeso y estacas.

b). - Excavación de las estructuras. Las excavaciones se realizaron con talache, de acuerdo al estacado de alineación. Los bancos de nivel para control de la obra se marcaron con estacas y los niveles del piso de los canales se corrieron por medio de manguera de plástico transparente.

c). - Armado de las estructuras:

1. - El armado de los canales Trapecial, Circular y Rectangular se hizo con varilla de $5/16''$ de diámetro en cuadrícula de 0.25 m. y los amarres se hicieron con alambre recocado.
2. - El armado de la cisterna de almacenamiento se hizo con varilla de $3/8''$ de diámetro en cuadrícula de 0.25 m. y los amarres se hicieron con alambre recocado.

3. - El armado del tanque de aforo se hizo con varilla de 5/16" de diámetro en cuadrícula de 0.25 m., y los amarres se hicieron con alambre recocado.

4. - El armado de la estructura de entrada al sistema se hizo con varilla de 3/8" de diámetro en cuadrícula de 0.25 m. y los amarres se hicieron con alambre recocado.

d). - Vaciado de las estructuras. El vaciado se hizo a mano utilizando carretillas, la dosificación de la mezcla empleada fué de 1:2:3 con una relación agua cemento de aproximadamente 0.6.

e). - Armado y colocación de formas de madera para vaciado de paredes laterales de las diversas estructuras.

f). - Vaciado de concreto en formas. El vaciado se hizo a mano, utilizando carretillas. La dosificación de la mezcla empleada fué de 1:2:3, con una relación agua cemento de aproximadamente 0.6.

g). - Armado y vaciado de aforador Parshall y aforador Venturi de gasto constante ó Tecamachalco. Estas estructuras se armaron y se vaciaron por separado de las demás estructuras, por considerar que era necesario poner una mayor atención en su construcción. La dosificación de la mezcla empleada fué de 1:2:3, con una relación agua cemento de aproximadamente 0.6.

- h). - Preparación y colocación de la base para la bomba abastecedora del circuito.
- i). - Instalación de tuberías de fierro galvanizado.
- j). - Instalación del tanque elevado y tanque de orificios.
- k). - Instalación de diversos dispositivos para mediciones de laboratorio (válvulas, reglas, etc.).
- l). - Prueba y corrección de estructuras y dispositivos del laboratorio.
- m). - Colocación de cerca, grava y siembra de pasto.

RESULTADOS Y DISCUSION

A continuación se describen las características y especificaciones obtenidas para las diferentes estructuras y aparatos que integran el laboratorio de Hidráulica al finalizar su construcción en la Facultad de Agronomía de la U. A. N. L., en los terrenos de Ciudad Universitaria, Nuevo León.

1). - Cisterna de almacenamiento. - La cisterna de almacenamiento se diseñó para una capacidad máxima de 14.00 m^3 . y tiene por objeto, asegurar el volumen de agua que deberá ser recirculado por la bomba a través del circuito hidráulico que integra el laboratorio. En el plano 4 aparecen las especificaciones y detalles de construcción de esta estructura.

2). - Selección de la bomba. - La bomba seleccionada es una bomba centrífuga con una capacidad de 45Lts./seg. La selección de la bomba se hizo en base a la necesidad de satisfacer un gasto máximo de 40Lts./seg., a través del circuito hidráulico.

Las principales características de la bomba seleccionada son las siguientes:

1. - Tipo de bomba: Centrifuga
2. - Capacidad de descarga: 45Lts./seg.
- 3.- Potencia: 7.5 Hp.
4. - Motor : Eléctrico trifásico 220 volts.

3). - Estructura de entrada. - La estructura de entrada tiene una capacidad aproximada de 3.63 m^3 . A la salida de esta estructura, es donde se colocan los vertedores de pared delgada con el objeto de determinar el gasto que entra al circuito.

Esta estructura tiene integrado en la parte de entrada un dissipador de energía, consistente en una pantalla de concreto reforzado, con el objeto de evitar las perturbaciones de la superficie del agua y poder hacer la medición correcta de la carga hidráulica sobre el vertedor. En el plano 4 se presentan las especificaciones y detalles de construcción de esta estructura.

4). - Vertedores de pared delgada. - Los vertedores de pared delgada seleccionados para este laboratorio fueron los siguientes:

- a). - Vertedor Trapecial ó de Cipolletti.
- b). - Vertedor Rectangular ó de Francis.
- c). - Vertedor Triangular ó de Thompson.

Estos vertedores fueron diseñados para un gasto máximo de 40 Lts./seg., que es el que corresponde al circuito. En el plano 4 aparecen las especificaciones y detalles de construcción de estas estructuras. En las gráficas de las Figuras 29, 30 y 31 se presentan las curvas de calibración reales de los vertedores, obtenidas en el laboratorio.

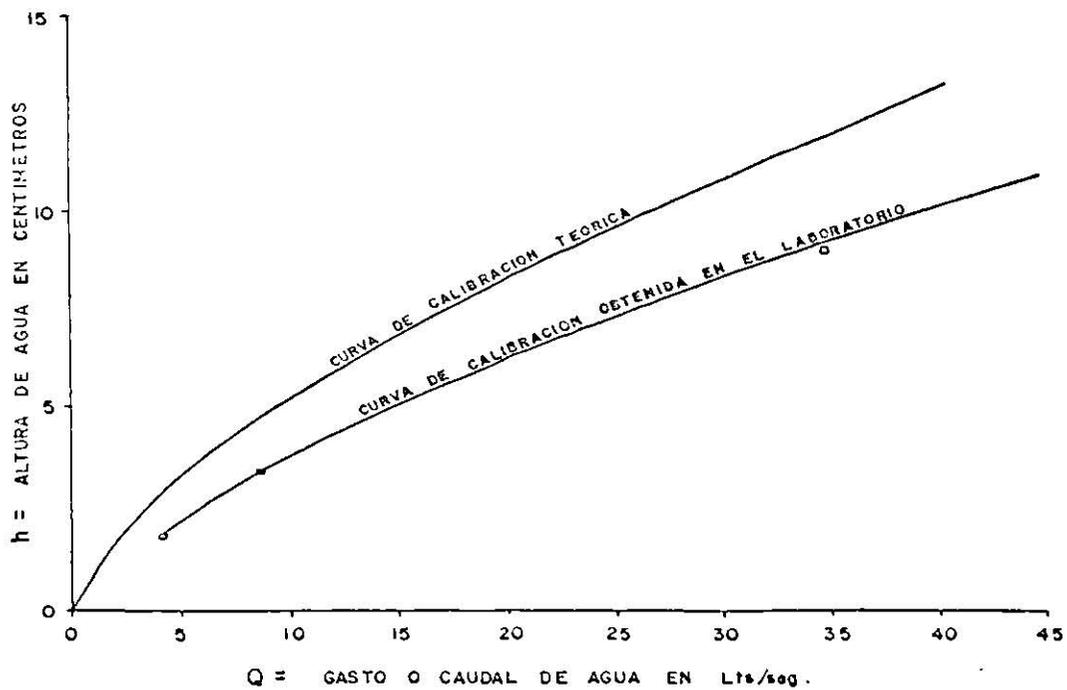


Figura 29. - Nomograma para determinación del gasto real en - -
Vertedor Trapecial.

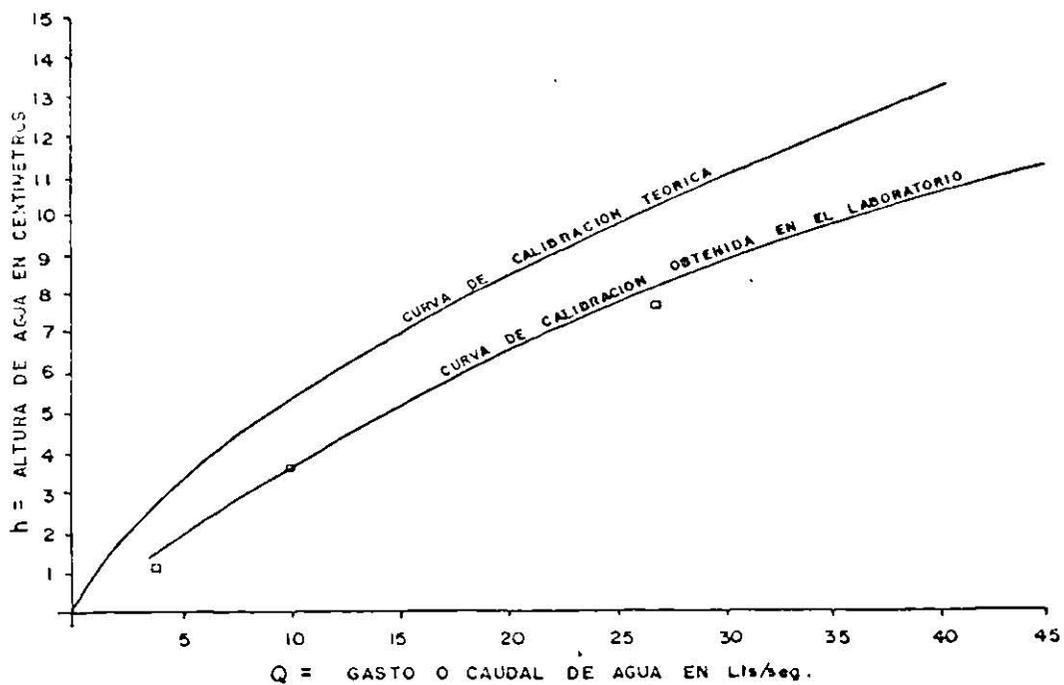


Figura 30. - Nomograma para determinación del gasto real en - -
Vertedor Rectangular.

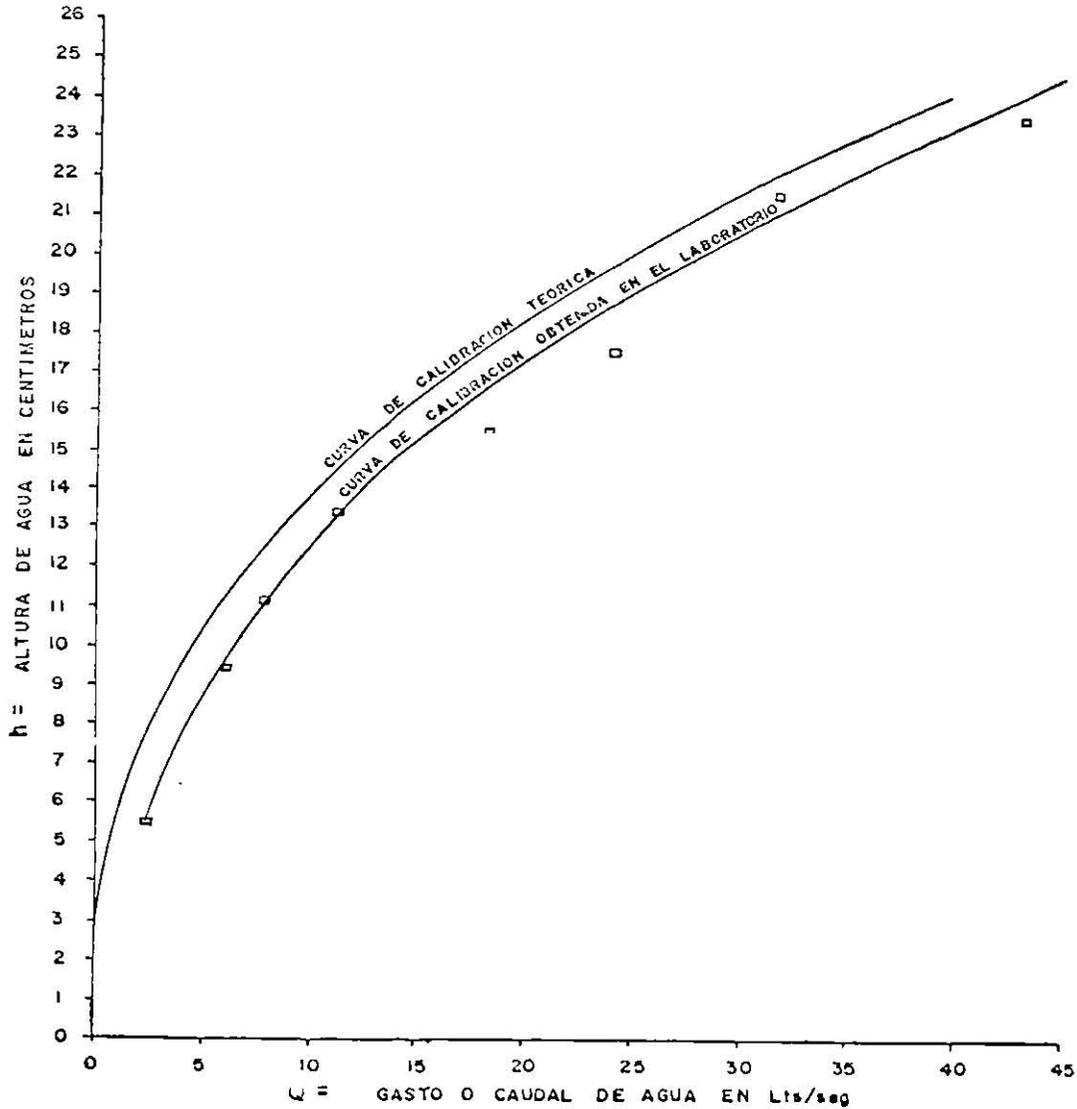


Figura 31. - Nomograma para determinación del gasto real en -
Vertedor Triangular.

Las ecuaciones de los vertedores se determinaron utilizando los valores de la calibración, los cuales se graficaron en papel logarítmico con el objeto de obtener la constante K y el exponente "n" de la ecuación base para vertedores:

$$Q = K H^m$$

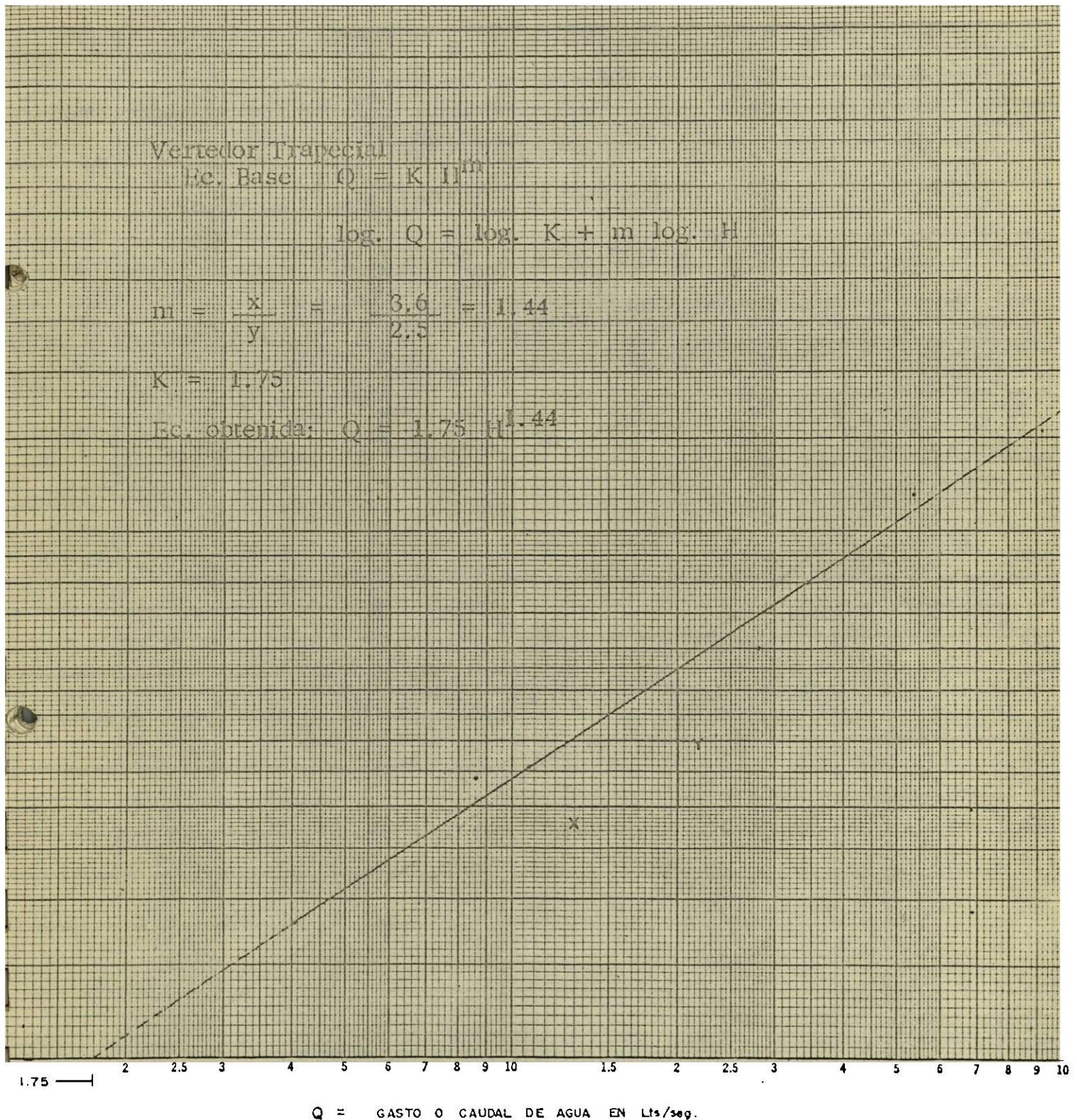


Figura 32. - Curva log-log de gasto real Vs. carga hidráulica, para Vertedor Trapecial.

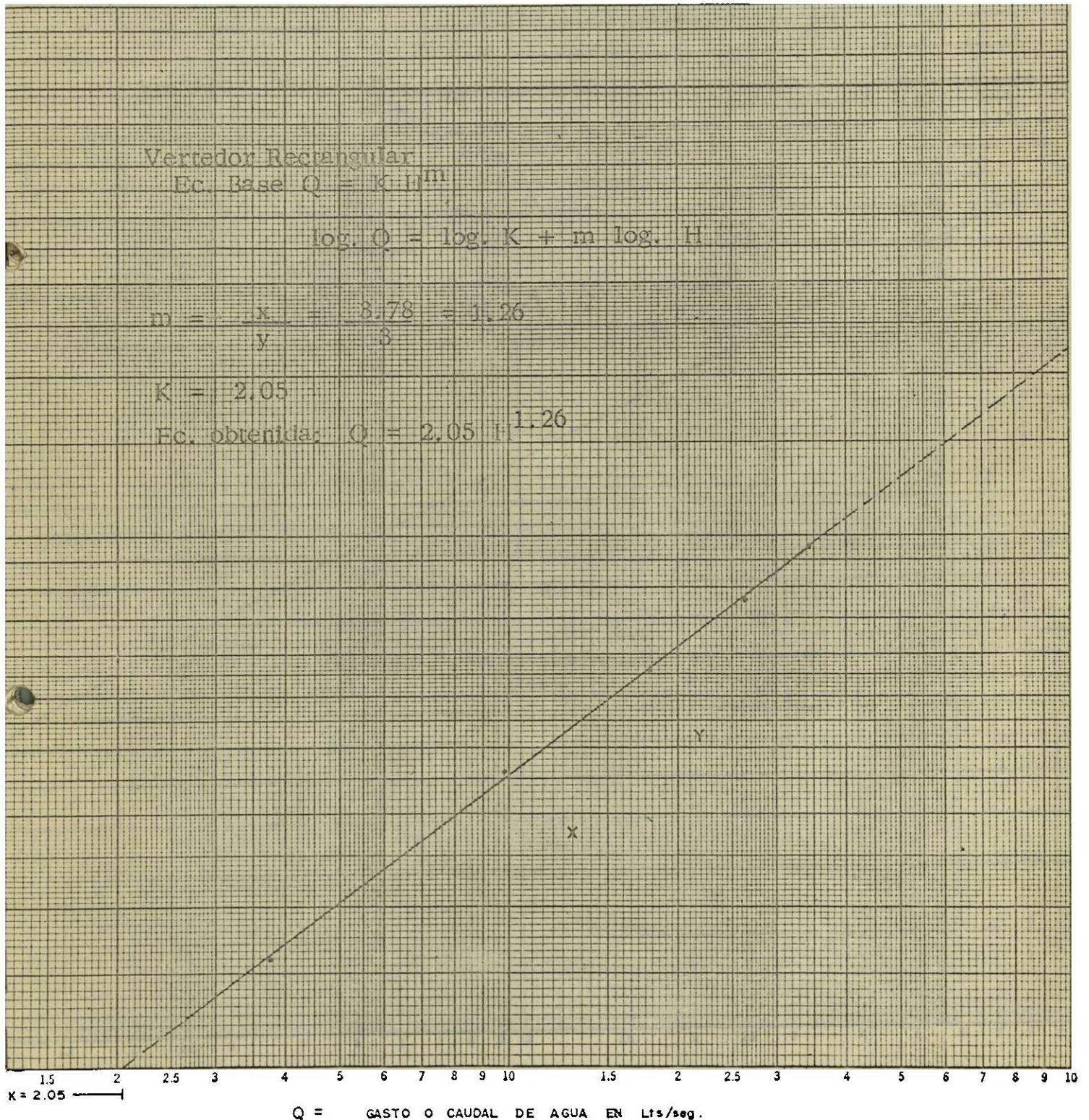


Figura 33. - Curva log-log de gasto cal Vs. carga hidráulica, para Vertedor Rectangular.

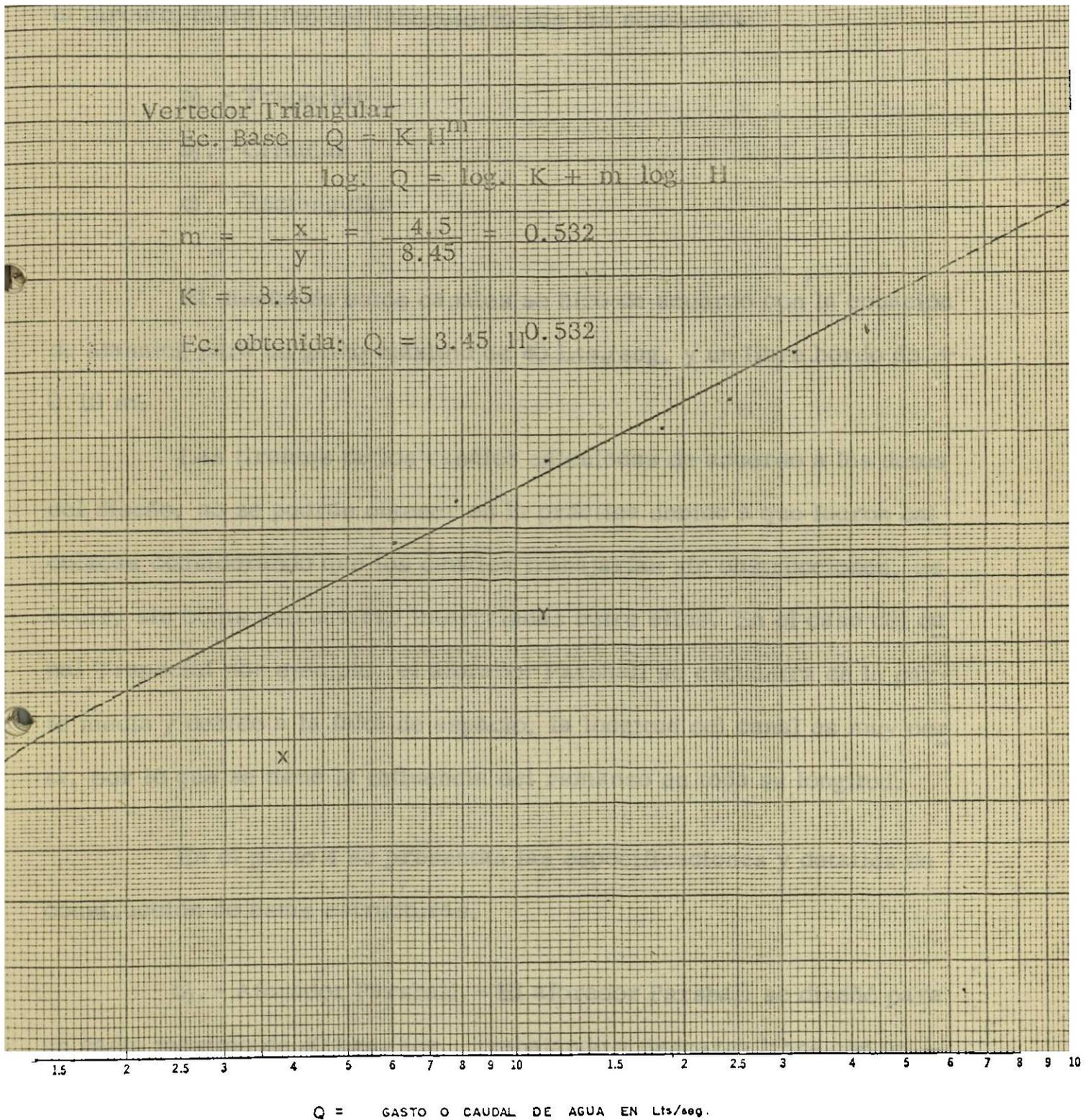


Figura 34. - Curva log-log de gasto real Vs. carga hidráulica, para Vertedor Triangular.

5). - Las secciones transversales de los canales que integran el circuito hidráulico del laboratorio son las siguientes:

- a). - Trapecial
- b). - Circular
- c). - Rectangular

El diseño de estos canales se hizo de acuerdo con la ecuación de Manning para un gasto máximo de 40 Lts./seg. y un libre bordo de -- 0.10 m.

Las tirantes de los canales calculadas de acuerdo a los datos del diseño, no se podrán obtener en la práctica debido a que fueron calculadas considerando que los canales trabajarían sin obstrucciones, es decir, sin otras estructuras intercaladas entre ellos. En el caso del canal Trapecial por ejemplo, el aforador Parshall se encuentra en la parte media y debido a la falta de espacio, la longitud del canal es muy corta, por lo que se tiene la influencia del remanso en toda su longitud.

En el plano 4 se presentan las especificaciones y detalles de construcción de estas estructuras.

6). - Aforador Parshall. - El aforador Parshall se diseñó para un gasto máximo de 40 Lts./seg., trabajando a descarga libre con un -- 58% de sumersión. Esta estructura se colocó en el tramo correspondiente al canal trapecial y a una distancia aproximada de 8.60 m., de los -- vertedores de pared delgada.

Actualmente el aforador Parshall se ahoga antes de que empiecen a pasar los 40 Lts./seg., debido a que:

- a). - Las transiciones que hay, disminuyen la velocidad del agua y esto trae como consecuencia la formación de un remanso.
- b). - El aforador Tecamachalco colocado en la parte media del canal rectangular, es la causa principal de que el aforador Parshall trabaje ahogado incluso antes de que empiecen a pasar 40Lts./seg., ya que la distancia a que está colocado con respecto al aforador Parshall es muy corta.

En el plano 4 aparecen las especificaciones y detalles de construcción de esta estructura. En la Figura 35 se presenta la curva de calibración real de la misma.

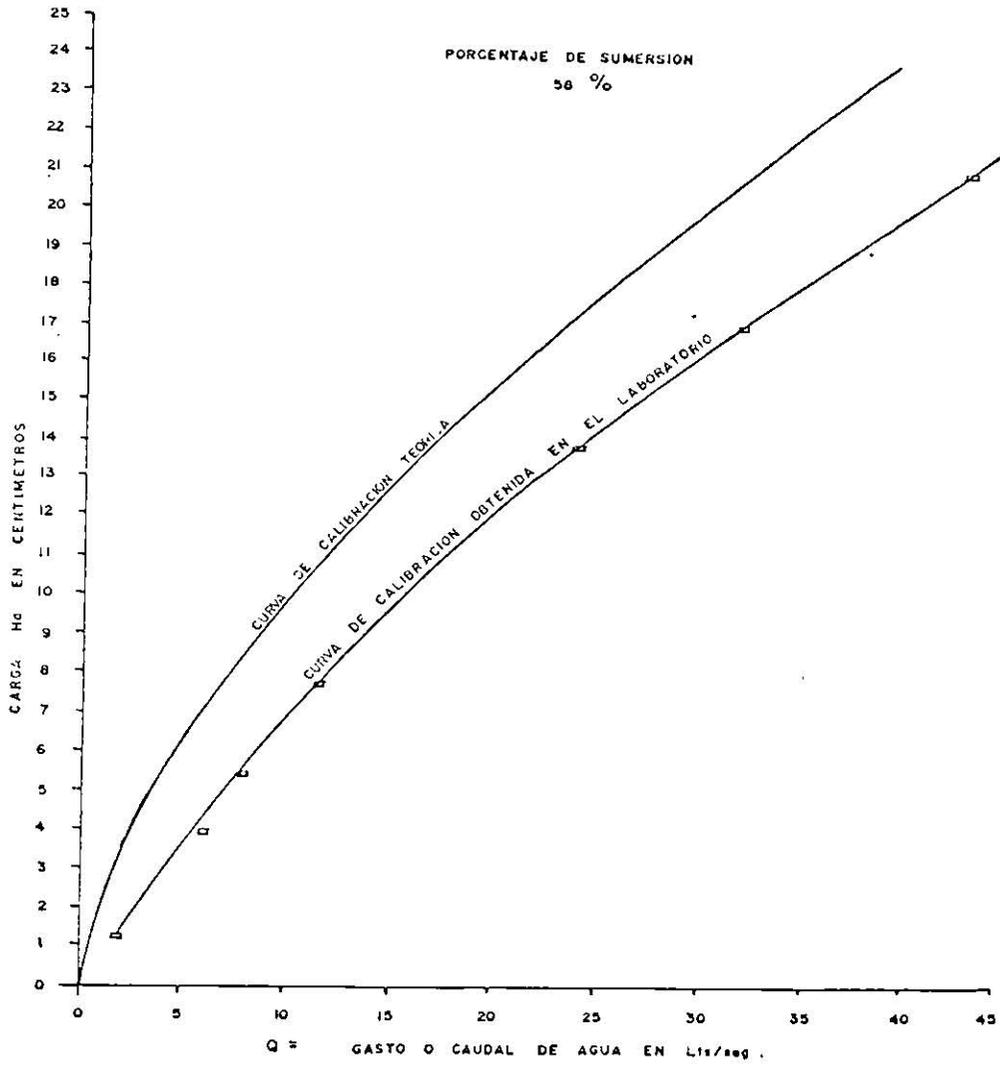


Figura 35. - Nomograma para determinación del gasto real en --
 aforador Parshall.

7). - Aforador tipo Venturi de gasto constante ó Tecamachalco. -

El aforador Tecamachalco se diseñó para un gasto máximo de 40 Lts./seg.

El diseño se hizo en base a los gráficos y ecuaciones propuestos por la -

Secretaría de Recursos Hidráulicos. Esta estructura se colocó en el tra-

mo correspondiente al canal rectangular a una distancia aproximada de -

9.75 m. de la transición que une al canal rectangular con el circular. -

En el plano 4 aparecen las especificaciones y detalles de construcción -

de esta estructura. En la Figura 36 se presenta la curva de calibración

real de la misma.

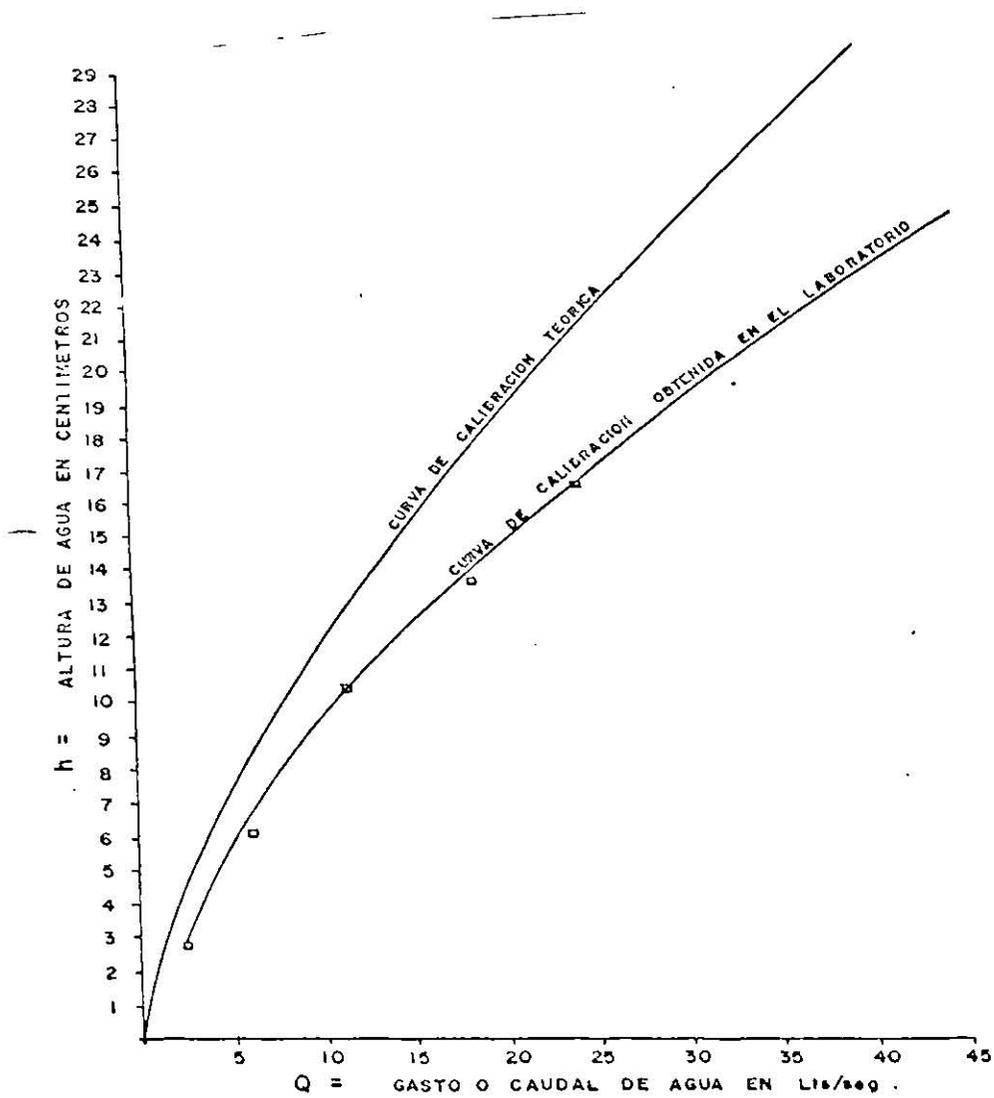


Figura 36. - Nomograma para determinación del gasto real en aforador Tecamachalco.

8). - Transiciones de canales. - Con el objeto de unir las diferentes secciones transversales de los canales que integran el circuito hidráulico, se constituyeron tres transiciones para tener un cambio gradual de una sección a otra. La primera une el canal trapecial con el circular, la segunda el canal circular con el rectangular y la tercera corresponde a la curva del canal rectangular. Estas transiciones no se diseñaron analíticamente, y su construcción se basó en el criterio práctico. En el plano 2 aparecen las especificaciones y detalles de construcción de estas estructuras.

9). - Tanque de aforo. - El tanque de aforo se diseñó para una capacidad máxima de 1.00 m^3 , y tiene por objeto hacer aforos volumétricos que permitan la calibración de otros dispositivos ó estructuras.

Esta estructura está colocado en el tramo correspondiente al canal rectangular a una distancia aproximada de 1.31 m. antes de la cisterna de almacenamiento. En el plano 4 aparecen las especificaciones y detalles de construcción de esta estructura. En la Figura 37 se presenta la calibración de la misma.

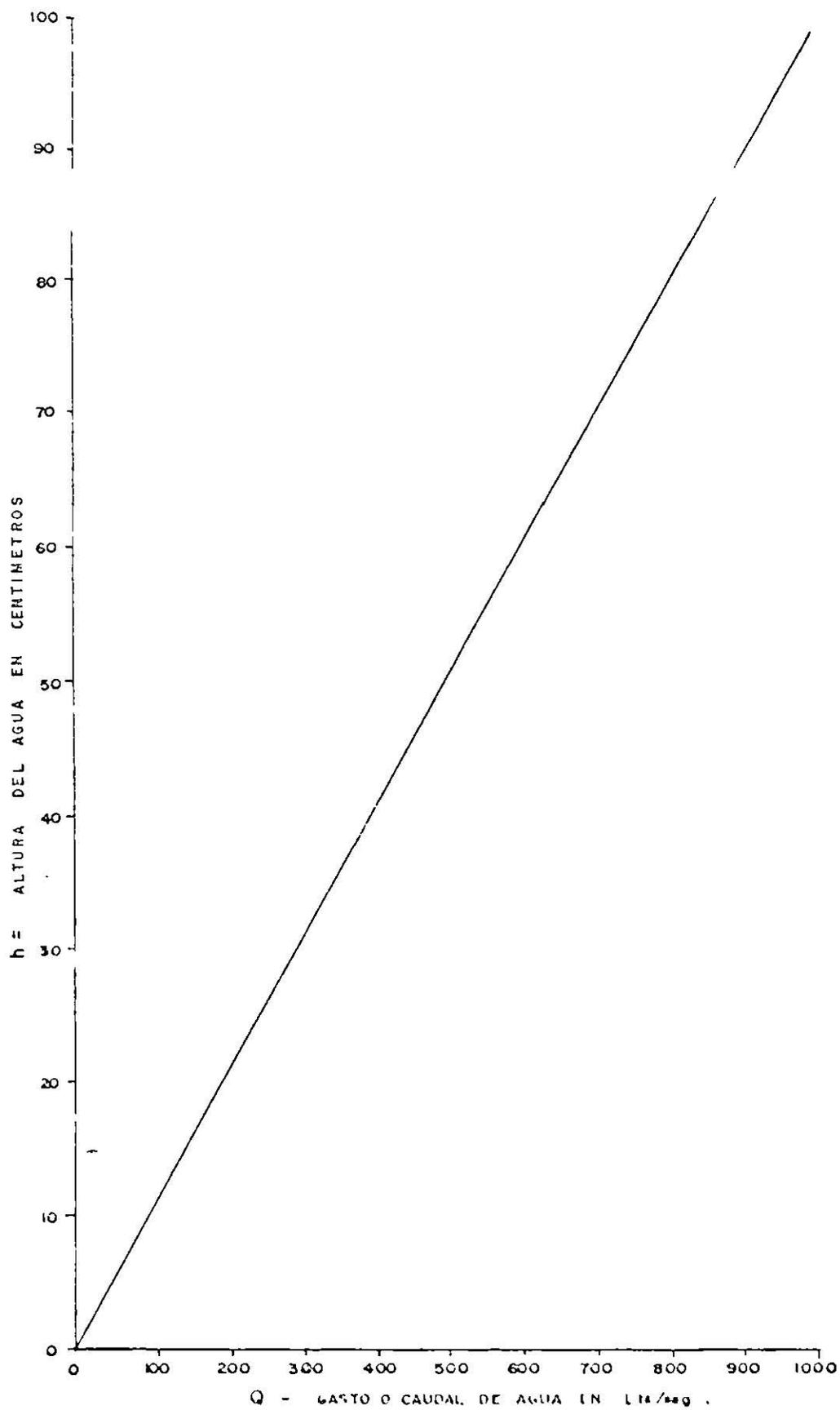


Figura 37. - Nomograma para la determinación del gasto real en Tanque Volumétrico.

10). - Tanque para prueba de orificios. - El tanque para prueba de orificios se diseñó para una capacidad máxima de 1.00 m^3 . Este tanque tiene por objeto mostrar el efecto de la trayectoria que sigue el flujo para diferentes diámetros y cargas hidráulicas. El aforo y trayectoria del flujo se puede determinar por medio de los métodos de coordenadas.

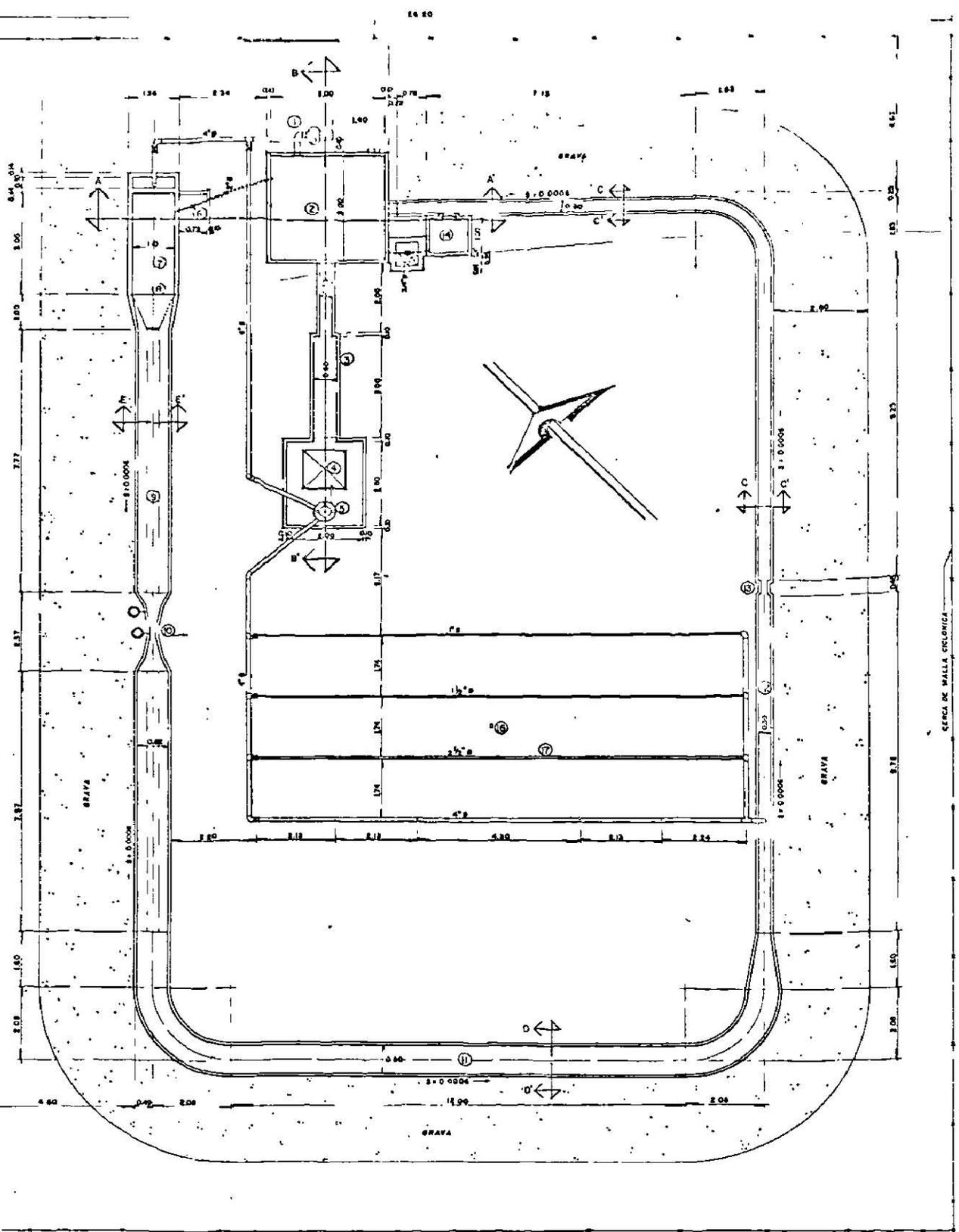
11). - Tanque elevado ó de carga constante. - El tanque elevado se diseñó para mantener una carga hidráulica constante sobre las tuberías, de tal manera que puedan efectuarse comparaciones para diferentes diámetros. La carga hidráulica máxima es de 4.85 m.

En el plano 4 aparecen las especificaciones y detalles de construcción de esta estructura.

12). - Tuberías. - Las tuberías instaladas en esta laboratorio son de fierro galvanizado y sus diámetros interiores son: 1", 1 1/2", - 2 1/2" y 4".

El objetivo de estas tuberías es mostrar el gradiente hidráulico que se suscita en cada una de las tuberías bajo diferentes condiciones de gasto. Para lograr lo anterior se usaron válvulas piezométricas y un tablero manométrico, en el cual se lee la carga hidráulica directamente.

En el plano 2 aparecen las dimensiones y ubicación de las tuberías.

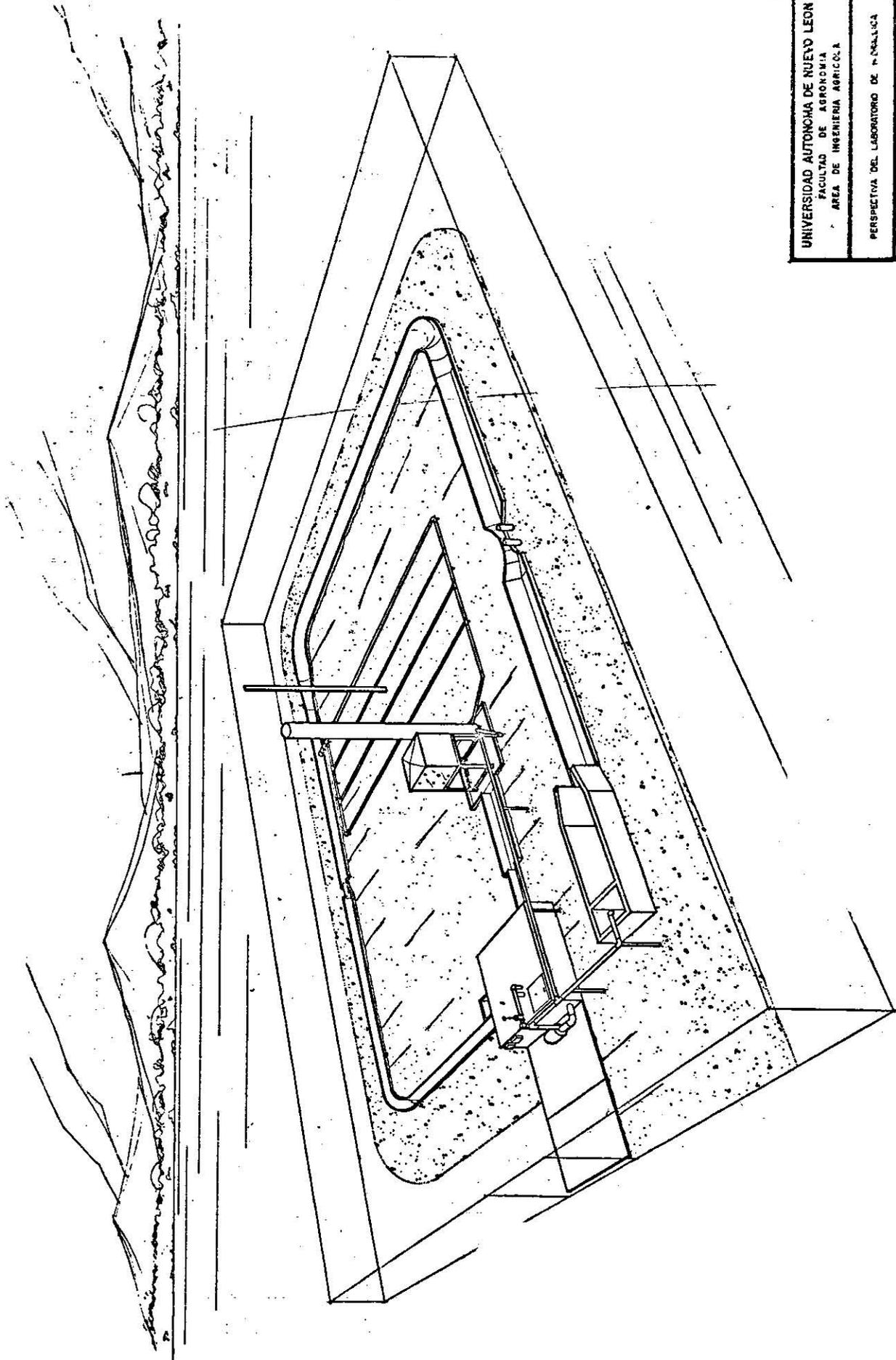


LEYENDA A

- | | |
|-----------------------------------|------------------------------------|
| 1 - BUNPA | 10 - AFONADO PARSHALL |
| 2 - ESTERNA DE ALMACENAMIENTO | 11 - CANAL CIRCULAR |
| 3 - CANAL DE REINONO | 12 - CANAL RECTANGULAR |
| 4 - TANQUE PARA PRUBA DE DEFICION | 13 - AFONADO TECNICALCO |
| 5 - TANQUE DE CARGA CONSTANTE | 14 - TANQUE DE AFONO VOLUMETRICO |
| 6 - REGISTRO (CONCHA # 2 con 2) | 15 - REGISTRO (espanta # 1, con 2) |
| 7 - ESTRUCTURA DE ENTADA | 16 - MEZCLTMO |
| 8 - VENTEDERES | 17 - TUBINOS DE PRUBA |
| 9 - CANAL TRAPEZIAL | |

NOTA: ESCALA ORIGINAL SERA DE 1:100

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE N. LEON		
FACULTAD DE AGRONOMIA		
AREA DE INGENIERIA AGRICOLA		
DIRECCION DE ESTRUCTURAS DEL LABORATORIO DE HIDRAULICA		
PROYECTO: ...	ESCALA: 1:100	FECHA: ...
PROYECTO: ...	PROYECTO: ...	PROYECTO: ...



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON		FACULTAD DE AGRONOMIA		AREA DE INGENIERIA AGRICOLA	
PROFESOR E. SALAS		ESCALA		CLASE	
TITULO DE J.P.C. MODULO 2		GRAFICA			
DISEÑO DE P. DE L.		FECHA		N. DE ARCHIVO	
DISEÑO NO. 0021 3 /		ENERO - 77		3	

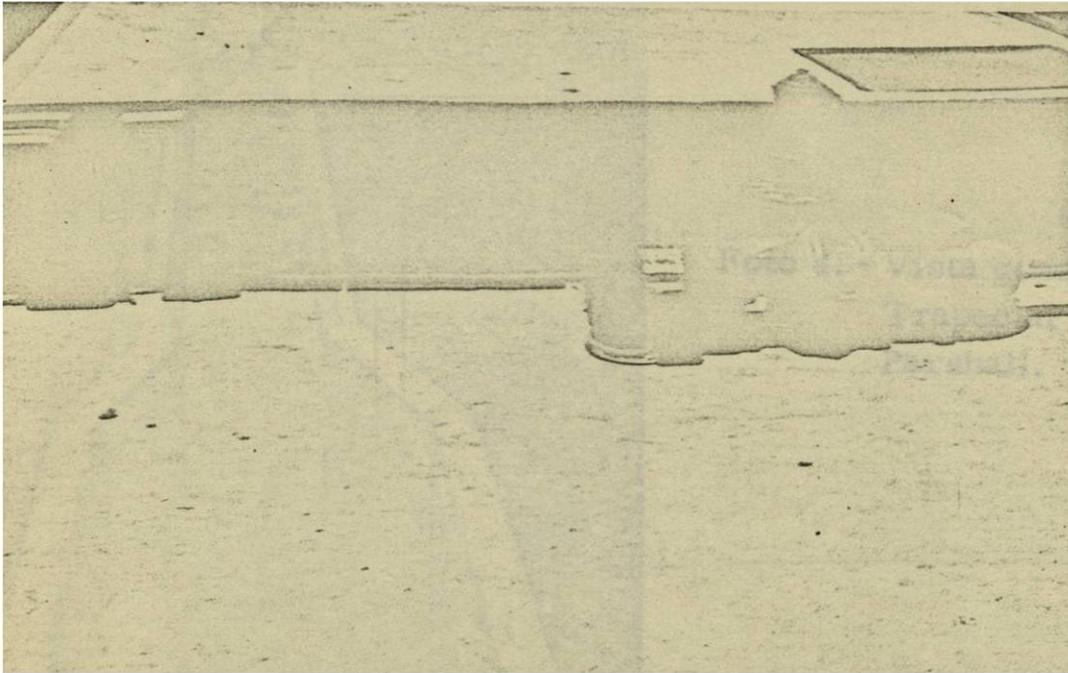


Foto 2. - Vista general de Bomba y Tablero de Controles.

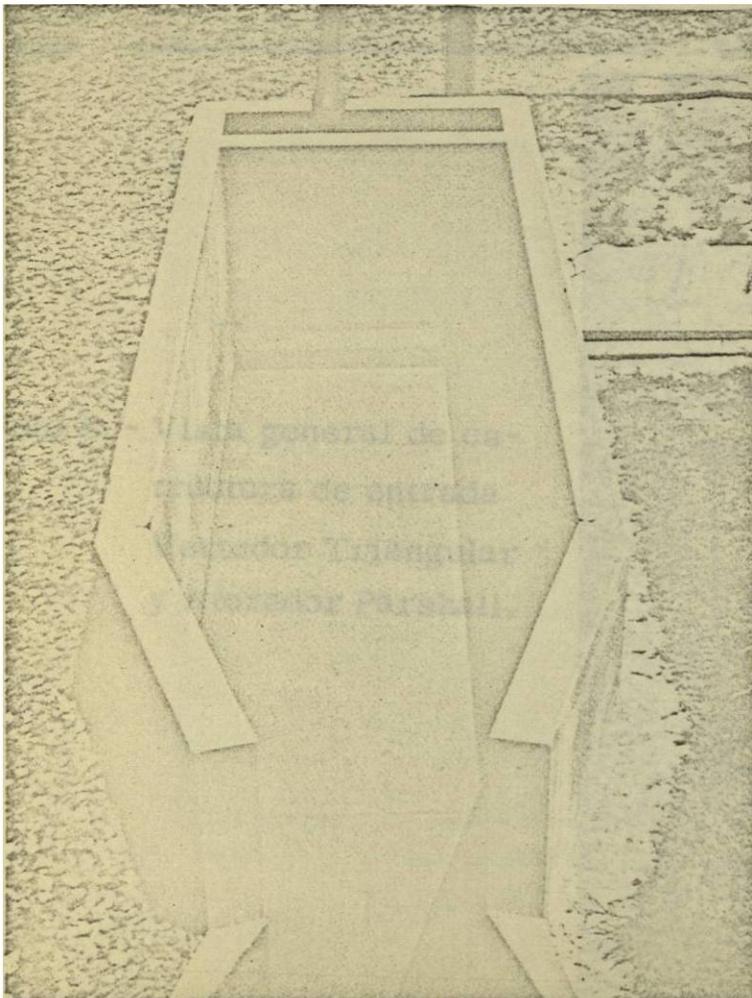


Foto 3. - Vista general de estructura de entrada ó tanque amortiguador.

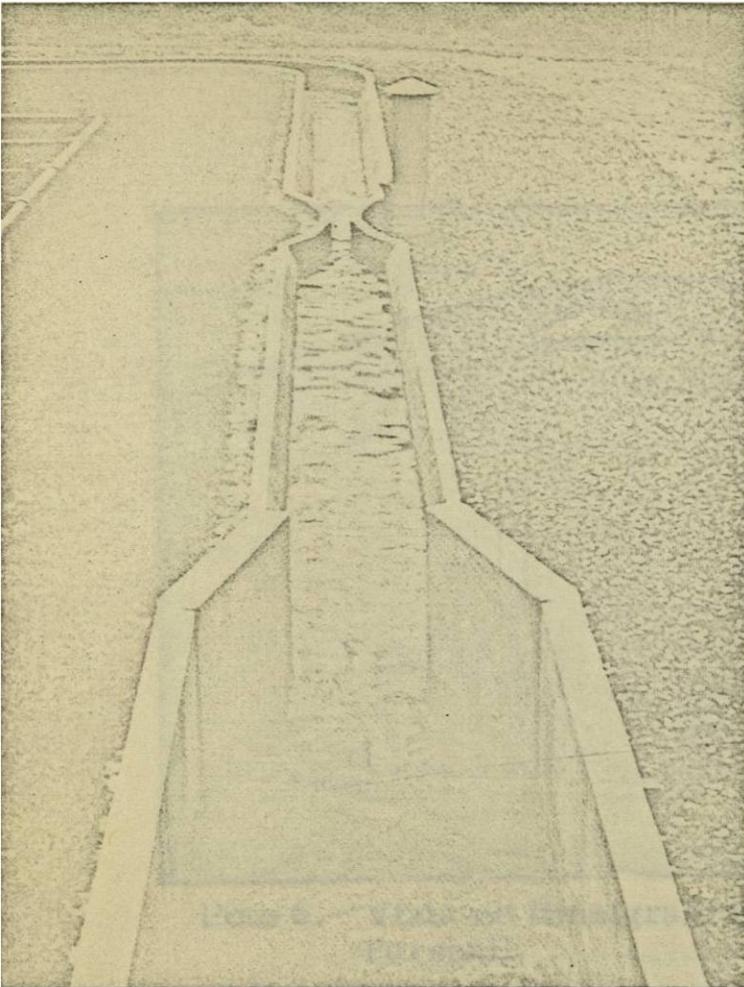
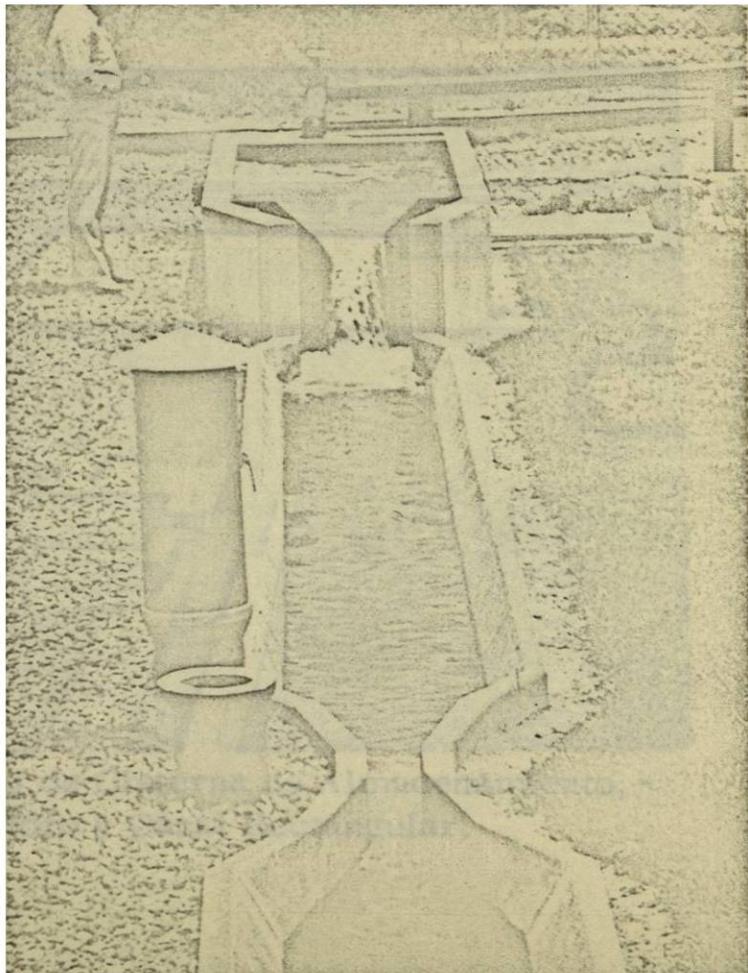


Foto 4. - Vista general de Canal -
Trapezoidal y Aforador - -
Parshall.

Foto 5. - Vista general de es-
tructura de entrada
Vertedor Triangular
y Aforador Parshall.



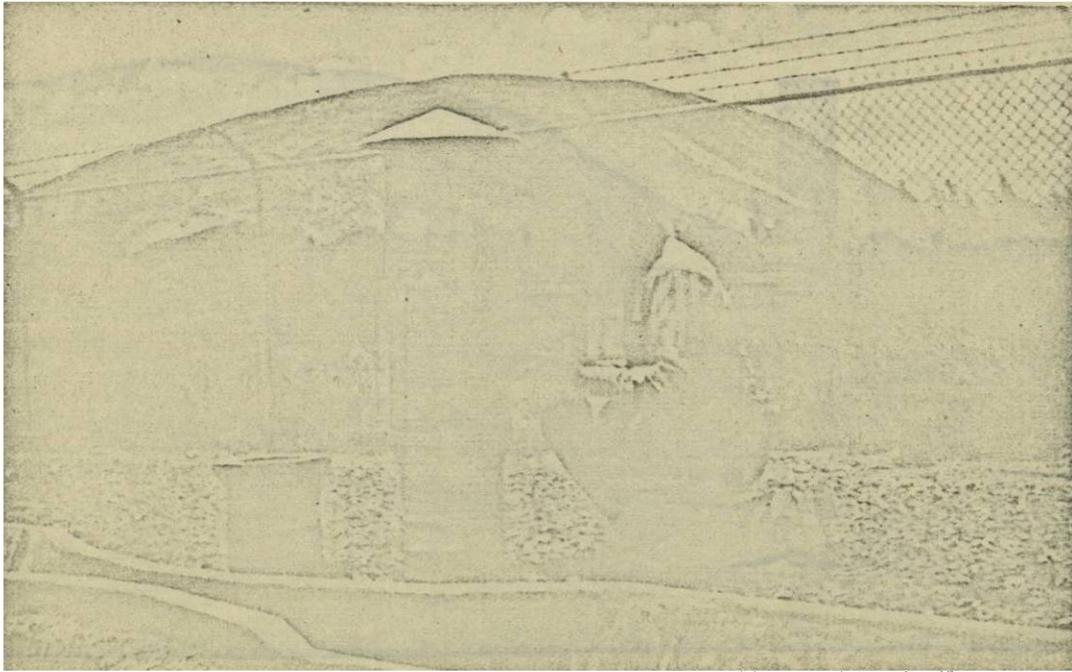


Foto 6. - Vista de limnógrafo instalado en Aforador - - -
Parshall.

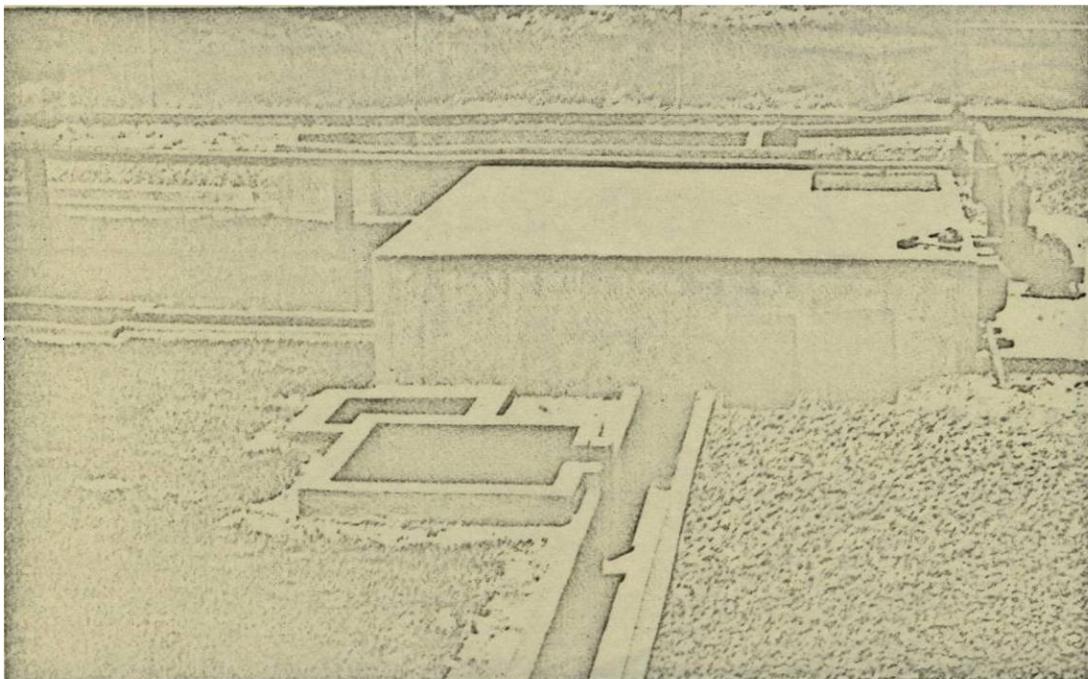


Foto 7. - Vista general de Cisterna de Almacenamiento, -
Tanque de Aforo y Canal Rectangular.

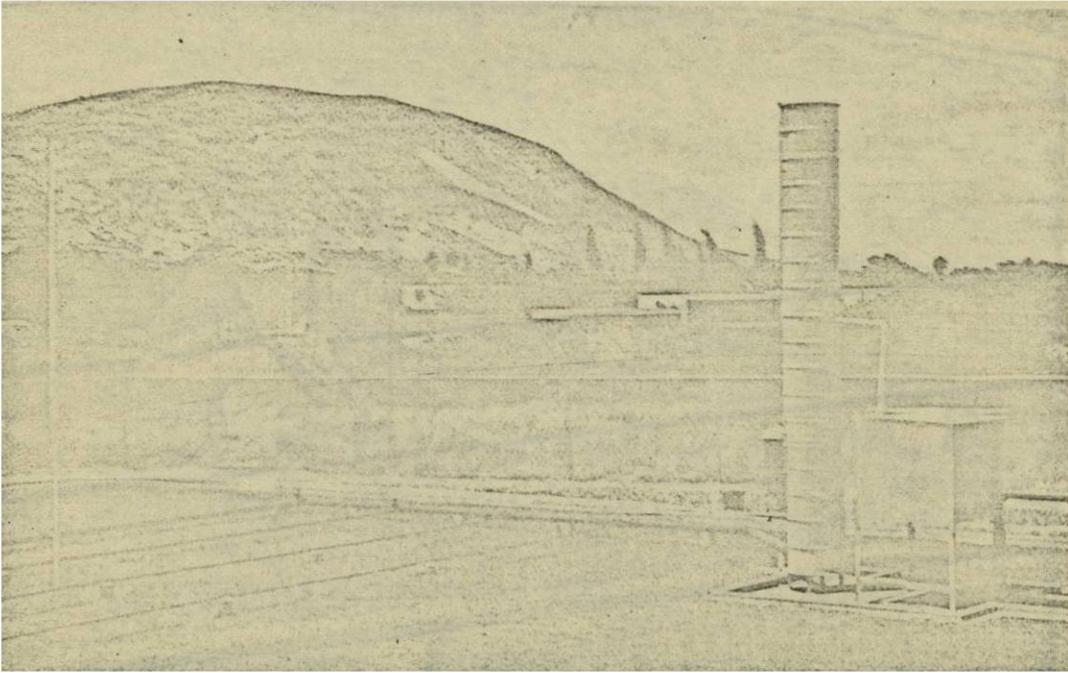


Foto 8. - Vista general de Tanque de Carga Constante, -
Tanque para prueba de orificios y Piezómetro
(izquierda).

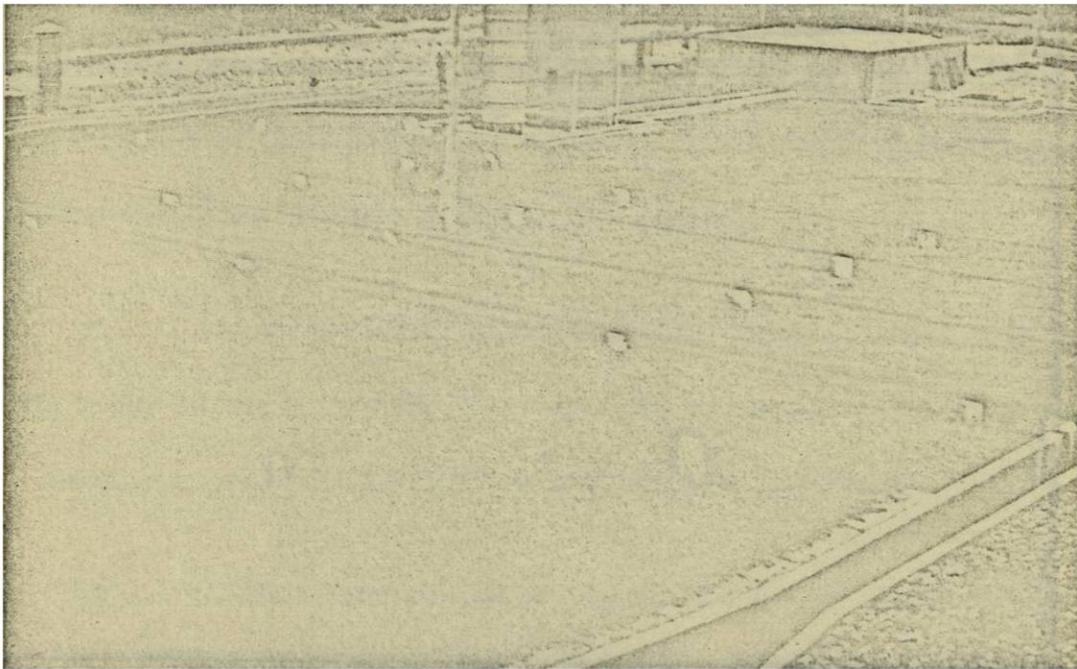


Foto 9. - Vista general de tuberías de prueba.

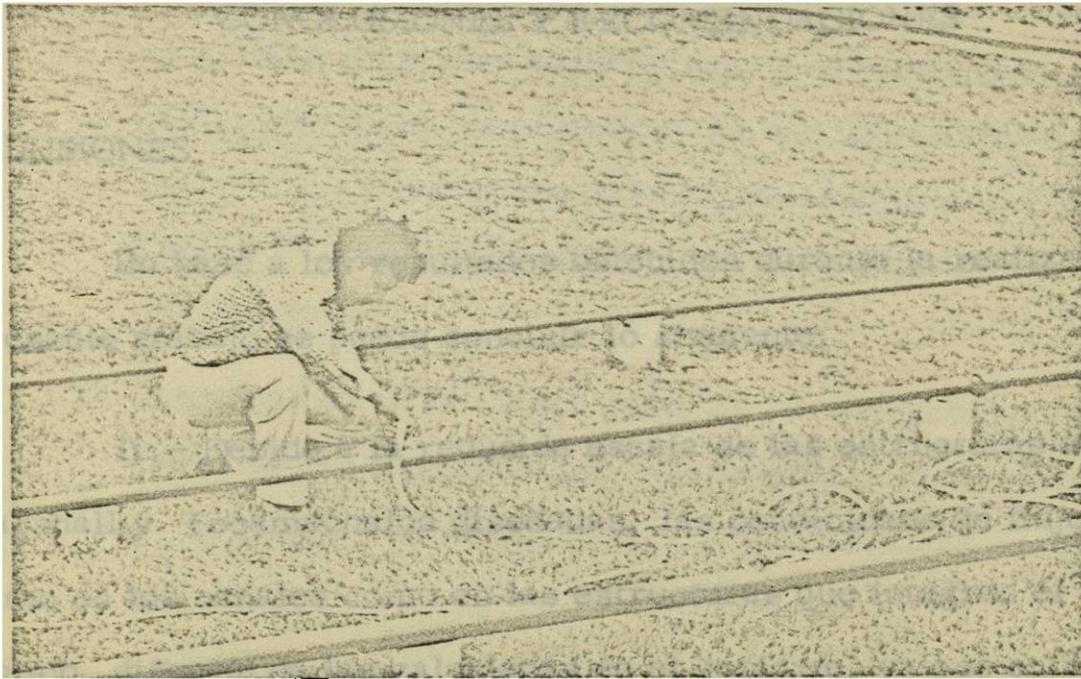


Foto 10. - Instalación de piezómetro a tubería de prueba

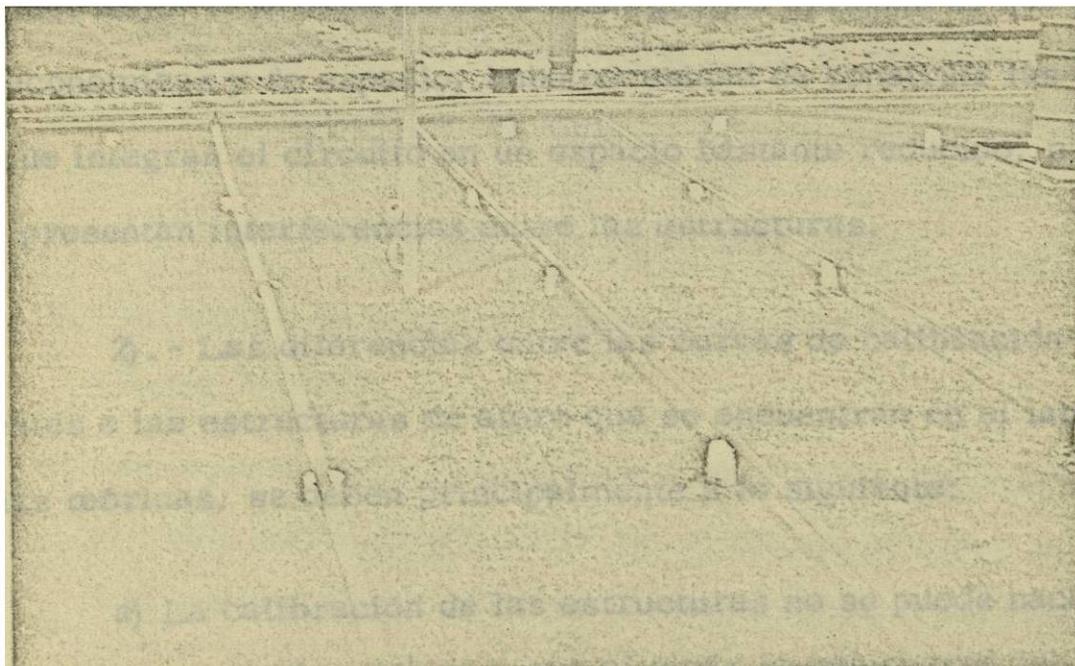


Foto 11. - Vista general de tuberías de prueba y piezómetro.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

En base a los resultados obtenidos durante la realización -- del presente trabajo se puede concluir lo siguiente:

1). - Debido a la reducida escala de las estructuras aforado- ras Parshall y Tecamachalco diseñadas, las condiciones de flujo espera das tanto en los canales como en las estructuras que integran el circuito hidráulico, difieren de las calculadas en el gabinete, ya que entre más - pequeña es la escala, su precisión de construcción disminuye y el efecto de las formas y materiales se hace más significativo en el comporta- -- miento del flujo. A lo anterior se puede agregar el hecho de que por ra- zones económicas y de espacio, hubo necesidad de construir las estruc- turas que integran el circuito en un espacio bastante reducido, por lo -- que se presentan interferencias entre las estructuras.

2). - Las diferencias entre las curvas de calibración corres- pondientes a las estructuras de aforo que se encuentran en el laborato- -- rio y las teóricas, se deben principalmente a lo siguiente:

a) La calibración de las estructuras no se puede hacer con - precisión, debido a que al abrir la compuerta del tanque volumétrico y cerrar la del canal rectangular, se crea -- un remanso que afecta el aforo. Este mismo remanso - - afecta al aforador Tecamachalco ubicado aguas arriba.

- b) El hecho de que las estructuras que integran el laboratorio, estén colocadas a distancias muy cortas unas de - - otras trae como consecuencia que se creen remansos, - que afectan a las estructuras ubicadas aguas arriba, las cuales se ahogan ó presentan turbulencias para algunos - rangos de flujo.
- c) Las lecturas en la mayor parte de las estructuras afora-- doras se ven afectadas por las turbulencias que se crean -- en el circuito hidráulico, para gastos mayores de 20 - - - Lts./seg.

3. - Las ecuaciones obtenidas para cada uno de los vertedo-- res difieren de las propuestas por los diferentes autores citados en este trabajo, debido a que las condiciones de operación fueron diferentes a -- las utilizadas por los mismos. En este caso al hacer el aforo de las es- tructuras, se tuvo la influencia de los siguientes factores:

- a) La distancia entre estructuras es muy corta.
- b) Las curvas de transición de canales, crean remansos que afectan el aforo.
- c) Las dimensiones del tanque volumétrico son pequeñas, lo que trae como consecuencia que el tiempo de aforo sea -- muy corto y la precisión de las mediciones disminuya.

4). - La cisterna de almacenamiento tiene pequeñas filtraciones, debido a que el espesor de la pared es delgada, y a que la compac- tación del terreno donde se encuentra la cisterna no fué la recomendada.

5). - No obstante que el laboratorio adolece de algunos problemas, cumple con el objetivo principal para el cual se construyó, ó sea, para servir de complemento en la enseñanza de la materia de Hidráulica.

RECOMENDACIONES

De acuerdo a los resultados obtenidos, se recomiendan las siguientes modificaciones:

1. - Eliminar el aforador Tecamachalco, para que de esta manera pueda trabajar a descarga libre el aforador Parshall.

2. - Con el objeto de poder obtener una mejor calibración de las estructuras de aforo del laboratorio se recomienda aumentar la capacidad del tanque de aforo volumétrico a 8.00 m^3 , de acuerdo con las siguientes dimensiones: subir el piso del tanque de tal manera que queden 0.50 m. de diferencia de altura entre los pisos del tanque y la plantilla del canal rectangular con el objeto de que el desague que conecta el tanque con la cisterna de almacenamiento quede a 1.08 m. de altura a partir del fondo del piso de ésta, de tal manera que pueda desaguar fácilmente. Aumentar las dimensiones de las paredes a $4.00 \times 4.00 \text{ m.}$, para tener una capacidad de 8.00 m^3 en vez de 1.00 m^3 que se tienen en la actualidad.

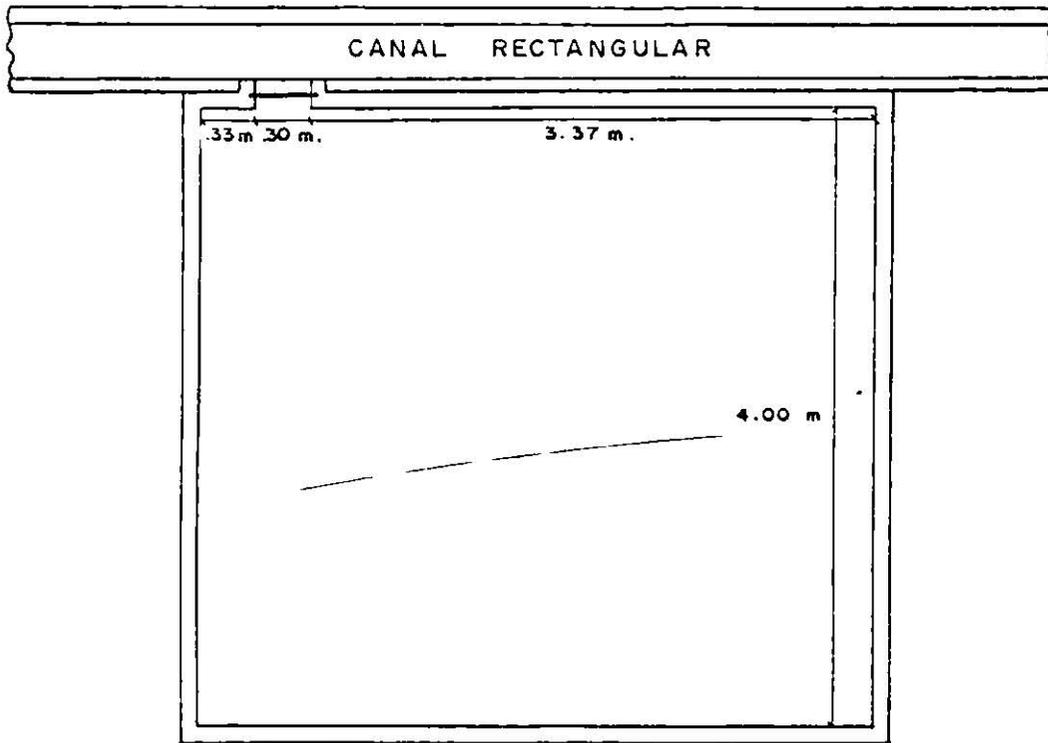


Figura 38. - Vista de planta de Tanque de Aforo Volumétrico.

3. - Se recomienda operar independientemente el circuito hidráulico de canales y el de tuberías, debido a que la descarga de las tuberías es directa al canal rectangular, lo que crea una condición de remanso, que afecta la operación del aforador Parshall y los canales aguas arriba:

3.1. - Para la observación y correcta operación de los canales se recomienda seguir la siguiente secuela:

a) Abrir la válvula "A" que conecta la bomba con la estructura de entrada a los canales.

b) Abrir la válvula "C" que conecta a la bomba, con la cisterna de almacenamiento, con el objeto de poder obtener diferentes gastos en los canales, ya que la bomba es de flujo constante.

3.2. - Para la observación y correcta operación de las tuberías se recomienda seguir la siguiente secuela:

- a) Cerrar todas las válvulas del sistema de tuberías.
- b) Abrir la válvula "B" que conecta la bomba con el tanque elevado y la "C" que conecta la bomba con la cisterna de almacenamiento, con el objeto de que con esta válvula "C" se regule el gasto que entra al tanque elevado.
- c) Cuando el tanque elevado comience a desaguar a través del tubo de demasias, deberá abrirse la válvula de la tubería que se desee observar, manteniendo cerradas las demás. Si se desea variar el gasto en la tubería, esto se podrá hacer mediante la válvula de control "C".

4. - Para la operación del tanque de orificios, se recomienda llenarlo mediante la válvula de paso que conecta el tanque de orificios con el tanque elevado y regular la carga de operación descada con la misma. En este caso es muy importante controlar el gasto mediante las válvulas "B" y "C".

5. - Considerando que el objetivo principal del laboratorio - es auxiliar las cátedras de la materia de Hidráulica, se recomienda realizar las siguientes prácticas:

5.1. - Comparación de canales

El objetivo de esta práctica es demostrar las diferencias que existen entre los tres tipos de canales más - comunes, observando sus ventajas y desventajas, su - eficiencia, etc.

5.2. - Aforo del agua en canales

En esta práctica se tratará de mostrar las estructu-- ras de aforo más usuales como son los vertedores, - aforador Parshall, aforador Venturi y Tanque Volumé-- trico.

5.3. - Calibración de estructuras de aforo.

El objetivo de esta práctica es comparar los resulta-- dos teóricos con los resultados prácticos que se obtie-- nen para diferentes estructuras, aforando con vertedo-- res, aforador Parshall, aforador Venturi ó Tecama-- chalco y Tanque Volumétrico.

5.4. - Uso y manejo del limnógrafo, molinete ó correntóme-- tro.

El objetivo de esta práctica es que los alumnos se fa-- miliarizen con el manejo de los limnógrafos y corren-- tómetros.

5.5. - Factores que afectan el flujo en conductos cerrados

Se estudiarán pérdidas por fricción en codos, válvulas etc.

5.6. - Determinación del gradiente hidráulico.

El objetivo de esta práctica es hacer comparaciones de pérdida de energía por fricción entre los cuatro -- diámetros de tubería que hay en el laboratorio y ver la influencia de la velocidad del agua en cada caso.

5.7. - Determinación del gasto en orificios.

El objetivo de esta práctica es observar la influencia del diámetro y de la carga, en el gasto de un orificio. El aforo se hará por el método de la trayectoria y volumétrico.

RESUMEN

El presente trabajo se llevó a cabo en los terrenos de la Facultad de Agronomía en Ciudad Universitaria, y consistió en el diseño y construcción de un Laboratorio de Hidráulica, que servirá de auxiliar y complemento de las clases teóricas que se imparten en las aulas.

El laboratorio quedó constituido con las siguientes estructuras:

1. - Cisterna de almacenamiento, la cual sirve como fuente de abastecimiento.
2. - Bomba centrífuga, con una potencia de 7.5 Hp y un gasto de 45 Lts./seg. Esta bomba sirve para recircular el agua a través del circuito hidráulico.
3. - Estructura de entrada, en esta estructura se hace la descarga del agua procedente de la bomba, para el caso del flujo en canales.
4. - Vertedores de pared delgada, para el laboratorio se seleccionaron tres vertedores; un vertedor Trapecial ó de Cipolletti, un vertedor Rectangular ó de Francis y un vertedor Triangular ó de Thompson. Los cuales se instalan a la salida de la estructura de entrada al circuito de canales.

5. - Canales, para el laboratorio se seleccionaron tres tipos de secciones: Trapecial, Circular y Rectangular; los cuales se diseñaron de acuerdo a la ecuación de Manning.

6. - Aforador Parshall, esta estructura de aforo se instaló en el canal Trapecial y se diseñó de acuerdo a las ecuaciones de Parshall.

7. - Aforador Venturi de gasto constante ó Tecamachalco, este aforador se colocó en el canal Rectangular y su diseño se hizo en base a los gráficos y ecuaciones que propone la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

8. - Tanque de aforo, esta estructura se diseñó para hacer la calibración de cada una de las estructuras de aforo, que integran el laboratorio.

9. - Tanque para prueba de orificios, esta estructura se incluyó en el laboratorio, con el objeto de que el estudiante vea la relación que existe entre el diámetro, la carga y el gasto en flujos de descarga libre.

10. - Tanque elevado, esta estructura fué incluida para mantener una carga constante, sobre las tuberías.

11. - Tuberías, las tuberías seleccionadas para este laboratorio son de fierro galvanizado con diámetros de: 1", 1 1/2", 2 1/2" y 4" y tienen por objeto que el estudiante observe el gradiente hidráulico que se suscita durante la conducción del agua.

Debido a limitaciones del presupuesto, hubo necesidad de reducir las dimensiones de las estructuras diseñadas, por lo que algunas de ellas se ven afectadas en su operación. Pese a lo anterior las prácticas que pueden ser realizadas en el laboratorio serán de gran utilidad para complementar las exposiciones teóricas.

BIBLIOGRAFIA

1. - Anónimo 1957, Aguas Subterráneas para el Riego de las Cosechas. Agricultura de las Américas, p. 43.
2. - Anónimo S. R. H., 1970. Instructivo para Riego por Superficie. Dirección de Pequeña Irrigación. México, D. F. pp. 229, 230.
3. - Anónimo Servicio de Conservación de Suelos, Departamento de Agricultura de los Estados Unidos de América, 1973. Manual de Ingeniería de Suelos, Sección 15; Riego. Medición del agua de riego. Tomo No. 5. Editorial Diana. México - pp. 13-17, 39-41, 46-76.
4. - Anónimo. Soil Conservation Service, 1960. Measuring Water. Circular No. 843. United States Department of Agricultura. pp. 20-23, 34-47.
5. - Behr R., 1954, Hidráulica Agrícola. Primera Edición. Salvat. Editores, S. A. España. pp. 21-59, 173-182, 190-196.
6. - Blair F. E., 1963, Manual de Riegos y Avenamientos IICA, Zona Andina. Proyecto 39. Programa de Cooperación Técnica Lima-Perú. pp. 77-102, 139-149, 152-163, 174-189.
7. - Estrada M. J. I., 1976. Nomogramas basados en la Ecuación de Colebrook - White para el diseño de tuberías forzadas de diversos tipos de materiales que conducen agua a diferentes temperaturas. F. A. U. A. N. L., pp. 3, 11, 13-15.

8. - Facorro R. L. A., 1960. Curso de Hidráulica, Librería y Editorial Alsina, Argentina. pp. 79-84, 185-273.
9. - Giles R. V., 1969. Mecánica de los Fluídos e Hidráulica. Segunda Edición. Libros Mc Graw-Hill de México, S. A. de C. V. -- pp. 1, 2, 13, 14, 135.
10. - González G. L., 1958, Tablas de Hidráulica, Universidad de Costa Rica, San José Costa Rica. pp. 5-7, 31-34, 37.
11. - Hidalgo G. A., 1971. Métodos Modernos de Riego de Superficie. - Primera Edición. Editorial Aguilar, S. A. México. pp. 50-58.
12. - Hughes F. W., 1970, Dinámica de los Fluídos. Mc Graw-Hill de -- México, S. A. de C. V. pp. 1, 4.
13. - Israelsen O. W. y Hansen, V. E., 1965, Principios y Aplicaciones - del Riego. Traducción. Editorial Reverte, S. A., México. - - pp. 106-129.
14. - King A. W. y E. F. Broter, 1962. Manual de Hidráulica. Editorial -- Hispanoamericana, México. pp. 1-3, 81-94, 238-245, 273, - 274, 419-424.
15. - Lozano J. M. 1964, Guía Práctica para el Riego. Agricultura de las Américas. E. U. A. pp. 25-30, 134-137.
16. - Maza A. J. A. y Zambrano P. W., 1969, Aforador Venturi de Gasto Constante. Ingeniería Hidráulica en México No. 2 Vol. XXIII pp. 196-212.

17. - Scott V.H. y Houston C.E., 1959, Measuring Irrigation Water, Circular 473. Division Agricultural Sciences. University of California. pp. 3-8, 14-19.
18. - Sotelo A., 1974, Hidráulica General, Primera Edición. Editorial Limusa, S.A. pp. 15, 23-25, 203, 204.
19. - Streeter V., 1974, Mecánica de los Fluidos, Cuarta Edición, Libros Mc Graw-Hill de México, S.A. de C.V. México. pp. 1, 2.
20. - Thorne D.W. y Peterson H.B., 1969, Técnicas del Riego. Fertilidad y Explotación de los Suelos, Cuarta Impresión. Editorial C.E.C.S.A. de México. pp. 163-173.
21. - Tobada R.E., 1940, Tablas y Nomogramas para calcular Medidores Parshall. Boletín Técnico del Banco Nacional de Crédito Agrícola, S.A. México. pp. 5-19.
22. - Trisoldi A., 1967, El Riego. Planificación y Prácticas. Editorial Aedos. Barcelona. pp. 240-255.
23. - Trueba C.S., 1972, Hidráulica, Décima Segunda Edición, Editorial C.E.C.S.A. de México. pp. 79-86, 95-116, 123-128, 171-192, 295-309.
24. - Vergara P.E.P., 1972, Los Aforos en Canales mediante los Medidores Venturi. Boletín Técnico I.C.I.A. Año I, Vol. No. 1 pp. 1-31.
25. - Villarreal G.J.G., 1968, Construcción y Calibración de un Vertedor de Pared Delgada y Forma Triangular de Escotadura. - Escuela de Ingeniería, I.T.E.S.M. p. 14.

