



67.
21.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
CUAUTITLAN

INSTALACION, INSTRUMENTACION Y
PRUEBAS DE UN CANAL PARSHALL

T E S I S

PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO MECANICO ELECTRICISTA
P R E S E N T A N :
LUCIA GARCIA LUNA
GABRIELA LOPEZ SANCHEZ
ROBERTO REYES ARCE

ASESOR DE TESIS: EMILIO JUAREZ MARTINEZ

CUAUTITLAN IZCALLI, EDO. DE MEX.

1996

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES CUAUTITLAN
UNIDAD DE LA ADMINISTRACION ESCOLAR
DEPARTAMENTO DE EXAMENES PROFESIONALES

UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ASUNTO: VOTOS APROBATORIOS

DR. JAIME KELLER TORRES
DIRECTOR DE LA FES-CUAUTITLAN
P R E S E N T E .

AT'N: Ing. Rafael Rodriguez Ceballos
Jefe del Departamento de Exámenes
Profesionales de la F.E.S. - C.

Con base en el art. 28 del Reglamento General de Exámenes, nos permitimos comunicar a usted que revisamos la TESIS TITULADA:

"Instalación, instrumentación y pruebas de un canal parshall"

que presenta la pasante: Lucia García Luna
con número de cuenta: 8701290-1 para obtener el TITULO de:
Ingeniera Mecánica Electricista

Considerando que dicha tesis reúne los requisitos necesarios para ser discutida en el EXAMEN PROFESIONAL correspondiente, otorgamos nuestro VOTO APROBATORIO.

A T E N T A M E N T E .
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cuautitlán Izcalli, Edo. de Mex., a 16 de octubre de 1996

PRESIDENTE	<u>Ing. Filiberto Levva Piña</u>
VOCAL	<u>Ing. José A. Sánchez Gutiérrez</u>
SECRETARIO	<u>Ing. Emilio Juárez Martínez</u>
PRIMER SUPLENTE	<u>Ing. Eduardo Covarrubias Chávez</u>
SEGUNDO SUPLENTE	<u>Ing. Bernardo Muñoz Martínez</u>

[Firma]
[Firma]
[Firma]
[Firma]
[Firma]



FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES CUAUTITLAN
UNIDAD DE LA ADMINISTRACION ESCOLAR
DEPARTAMENTO DE EXAMENES PROFESIONALES

UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ASUNTO: VOTOS APROBATORIOS

DR. JAIME KELLER TORRES
DIRECTOR DE LA FES-CUAUTITLAN
P R E S E N T E .

AT'N: Ing. Rafael Rodríguez Ceballos
Jefe del Departamento de Exámenes
Profesionales de la F.E.S. - C.

Con base en el art. 28 del Reglamento General de Exámenes, nos permitimos comunicar a usted que revisamos la TESIS TITULADA:

"Instalación, instrumentación y pruebas de un canal Parshall"

que presenta 1. pasante: Gabriela López Sánchez
con número de cuenta: 8708918-3 para obtener el TITULO de:
Ingeniera Mecánica Electricista

Considerando que dicha tesis reúne los requisitos necesarios para ser discutida en el EXAMEN PROFESIONAL correspondiente, otorgamos nuestro VOTO APROBATORIO.

A T E N T A M E N T E .

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cuatitlán Izcalli, Edo. de Mex., a 16 de octubre de 1996

PRESIDENTE	<u>Ing. Filiberto Levva Piña</u>
VOCAL	<u>Ing. José A. Sánchez Gutiérrez</u>
SECRETARIO	<u>Ing. Emilio Juárez Martínez</u>
PRIMER SUPLENTE	<u>Ing. Eduardo Covarrubias Chávez</u>
SEGUNDO SUPLENTE	<u>Ing. Bernardo Muñoz Martínez</u>

[Firma]
[Firma]
[Firma]
[Firma]
[Firma]



FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES CUAUTITLAN
UNIDAD DE LA ADMINISTRACION ESCOLAR
DEPARTAMENTO DE EXAMENES PROFESIONALES

UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ASUNTO: VOTOS APROBATORIOS

DR. JAIME KELLER TORRES
DIRECTOR DE LA FES-CUAUTITLAN
P R E S E N T E .

AT'N: Ing. Rafael Rodríguez Ceballos
Jefe del Departamento de Exámenes
Profesionales de la F.E.S. - C.

Con base en el art. 28 del Reglamento General de Exámenes, nos permitimos comunicar a usted que revisamos la TESIS TITULADA:

"Instalación, instrumentación y pruebas de un canal Parshall"

que presenta el pasante: Roberto Reyes Arce
con número de cuenta: 8817557-7 para obtener el TITULO de:
Ingeniero Mecánico Electricista

Considerando que dicha tesis reúne los requisitos necesarios para ser discutida en el EXAMEN PROFESIONAL correspondiente, otorgamos nuestro VOTO APROBATORIO.

A T E N T A M E N T E .
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cuautitlán Izcalli, Edo. de Méx., a 16 de octubre de 1996

PRESIDENTE Ing. Filiberto Leyva Piña
VOCAL Ing. José A. Sánchez Gutiérrez
SECRETARIO Ing. Emilio Juárez Martínez
PRIMER SUPLENTE Ing. Eduardo Covarrubias Chávez
SEGUNDO SUPLENTE Ing. Bernardo Muñoz Martínez

[Firmas manuscritas]

D E D I C A

A Dios.

Por haberme permitido ser parte de su creación y dejarme estar en ella.

A mi padre.

*Ignacio García Rodríguez. A ti por haberme permitido demostrarle que
algún día lo lograría. Te quiero.*

A mi madre.

*Fajda Luna Flores. A la mujer más grande y maravillosa del universo.
A ti mamá porque fuiste tú la única que siempre creyó en mí.*

Por todos sus cuidados, enseñanzas y amor que me han dado gracias.

Lucía García Luna

D E D I C A D O S

A mis hermanos con respeto:

*Luís
Carlos
Felipe
Alberto
Ignacio
Eva.*

A mis hermanas con cariño:

*Magdalena
Irene.*

A mi novio con amor:

Florencio.

A todos los que forman parte de mi familia:

*Sobrinos
Sobrinas
Cuñadas
Cuñados.*

Con esto quiero que sepan lo importantes que son todos ustedes en mi mundo.

Lucía García Luna.

Dedicatorias.

A mi padre.

Por su gran apoyo y continuo ejemplo de dedicación al trabajo y superación.

A mi madre.

Que tiene algo de Dios, por la inmensidad de su amor y espíritu de superación que me inculcó.

A mi amado esposo.

Que es un hombre excepcional y que siempre me apoya.

A mi hijo Silvano.

Que es mi orgullo y motivo de superación.

A mis lindas hermanas Tere y Silvia.

Por su cariño.

A mi abuelo, abuelas y tíos.

Por sus enseñanzas y cariño.

A mis amigos.

Robriela Lifer Sánchez

Agradecimientos

A mis Padres.

Por darme la Vida.

Por todas esas horas de Trabajo y Esfuerzo que han realizado para poderme dar el pan de cada día.

Por la Paciencia que me han tenido para poder obtener este título.

Por el Amor y Cálida que me han dado toda mi vida.

Por sus Consejo y Enseñanzas que me han sabido guiar por el difícil camino de la vida.

A mis Hermanos: Marco, Juan P. y Leonardo.

Por el apoyo incondicional que me han dado.

Por su ejemplo a seguir.

Por Compartir las alegrías, los difíciles momentos y las penas.

Por sus Consejo.

Por ser lo que son: Mis Hermanos.

A mi Abuelita Sofía. †

Las cosas no le sucedían con facilidad, en donde guiaré que esta le agradezca los consejos y todas sus momentos que compartió conmigo.

A toda mi Familia.

Por el apoyo que me han brindado en las diferentes etapas de mi vida.

A mi Tía Beatriz.

Por darme un parte de ti.

Por todo su Amor y Cariño que me has dado.

Por todo el apoyo, Paciencia y Comprensión que me has tenido para poder obtener este título.

Por los Consejo y Enseñanzas que me han ayudado a seguir adelante.

Por los momentos Difíciles y Maravillosos que hemos tenido.

Por que te amo.

*A lo Familia Rodriguez Salazar
Por su apoyo y compañía.*

*A mi Amigo Sabina
Por la Amistad que me has brindado
Por ser un Buen Amigo en las buenas y malas momentos
Por los Compras, de Apoyo y Compañero.
Por compartir conmigo las alegrías, Tristezas y Trascenas, pero sobre todo
Por compartir una Amistad sincera y preferida.*

*A mi Hermano Rely y Sabrina Juan Carlos
Por su apoyo, sus consejos y palabras de orgo.*

*A lo Amado S.H. de C.M.P.U.
Por su amistad y apoyo que me han brindado.*

*A mis amigos Rogemio, Julio, Miguel, Rely, Lucia y Sabrina.
Por compartir alegrías y orgos en los diferentes etapas de mi formación profesional.*

*A lo Sr. Jesús David Lora
Por todo el apoyo y compañía.*

R.R.C.H.H.

Roberto Rojas Ara

AGRADECIMIENTOS

Queremos agradecer a las personas que intervinieron en la realización de este trabajo de tesis.

Prof. Ing. Emilio Juárez Martínez. Director de tesis. Por todo el apoyo que nos brindó.

Prof. Ing. José Antonio Sánchez Gutiérrez. Por las asesorías y por la toma de fotos del canal.

Prof. Ing. Filiberto Leyva Piña. Por las correcciones de la tesis.

Prof. Ing. Eduardo Covarrubias Chávez. Por su ayuda en la construcción del canal.

Prof. Ing. Bernardo Muñoz Martínez. Por las correcciones de la tesis.

Ing. Miguel Ángel Miranda García. Por su trabajo de tesis, que nos sirvió de base para la realización del nuestro.

Prof. Ing. José Juan Contreras Espinoza. Por su apoyo y confianza.

Prof. Ing. Jesús García Lira. Por la confianza que ha depositado en nosotros.

Al Señor Felipe del Real y Cabrera. Por sus consejos y enseñanzas en el maquinado de piezas.

Al Departamento de Ingeniería, en especial a la sección "Industrial". Por el acceso a la computadora.

Al Departamento de Física. Por el material aportado para la construcción del canal.

A la Facultad de Estudios Superiores "Cuautitlan". Por haber sido nuestra casa de estudios durante nuestra formación profesional.

A todos nuestros profesores y compañeros de carrera.

Y a todas las personas que de alguna u otra manera intervinieron en la realización de esta tesis.

A todos ellos y a las personas que posiblemente olvidamos.

GRACIAS

**Lucía García Luna
Gabriela López Sánchez
Roberto Reyes Arce**

ÍNDICE:

	Pag.
INTRODUCCIÓN. SÍMBOLOS Y UNIDADES.	
<i>CAPITULO I.</i>	
1.0. Principios de flujo en fluidos.	1
1.1. Ecuación de continuidad.	4
1.2. Flujo en secciones no circulares.	5
1.3. Ecuación de Bernoulli.	6
1.3.1. Interpretación a la ecuación de Bernoulli.	9
1.3.2. Restricciones a la ecuación de Bernoulli.	11
1.4. Flujo laminar y turbulento.	12
1.5. Número de Reynolds.	12
1.5.1. Número de Reynolds crítico.	13
1.6. Radio hidráulico.	14
1.7. Pérdida y adición de energía.	15
<i>CAPITULO II.</i>	
2.0. Canales abiertos.	23
2.1. Tipos de canales.	25
2.2. Clasificación de flujo en canales abiertos.	26
2.3. Números adimensionales.	31
2.4. Tipos de flujo en canales abiertos.	37
2.5. Geometría de canales.	39
2.6. Distribución de la velocidad en la sección de un canal.	43
2.7. Distribución de presión en la sección de un canal.	45
2.7.1. Efecto de la pendiente sobre la distribución de presión.	48
2.8. Definición de la energía específica.	50
2.8.1. Criterio para el estado crítico del flujo.	54
2.9. Interpretación de los fenómenos locales.	55
2.9.1. Caída hidráulica.	55
2.9.2. Caída libre.	56
2.9.3. Salto hidráulico	57
<i>CAPITULO III.</i>	
3.0. Canal Parshall.	62
3.1. Historia.	62
3.2. Características del canal Parshall.	63
3.3. Ventajas y desventajas del canal Parshall.	67
3.4. Descarga libre y descarga sumergida.	68
3.4.1. Pérdidas en canales Parshall	91
3.5. Aplicaciones.	101

CAPITULO IV.

4.0.	Instalación e instrumentación.	102
4.1.	Material y equipo.	103
4.2.	Instrumentos de medición.	105
4.3.	Construcción y ensamble de la estructura del canal Parshall.	105

CAPITULO V.

5.0.	Pruebas.	113
-------------	-----------------	------------

CONCLUSIONES.

BIBLIOGRAFÍA.

INTRODUCCIÓN.

En la formación de Ingeniero Mecánico, además de las matemáticas, instrumento imprescindible de trabajo y de la física, base de la ingeniería, intervienen otras disciplinas fundamentales: mecánica de los cuerpos rígidos, mecánica de los cuerpos deformables, termodinámica, transferencia de calor y mecánica de los fluidos.

Como se sabe los fluidos desempeñan un interés excepcional en la técnica; en primer lugar el agua y el aire. La mecánica de los fluidos es la parte de la mecánica que estudia las leyes fundamentales del comportamiento de los fluidos.

Como ciencia, está basada en un compromiso adecuado entre teoría y experimentación. Por ser la mecánica de fluidos una rama de la mecánica, dispone de un conjunto de leyes de conservación bien documentadas y es posible, por tanto, un tratamiento teórico riguroso. Sin embargo, la teoría es a veces frustrante porque se refiere principalmente a ciertas situaciones idealizadas que pueden no ser válidas en los casos prácticos.

Los dos obstáculos mayores para el tratamiento teórico de los fluidos son la geometría y la viscosidad. Abordando aquí sólo el primero la teoría general del movimiento de los fluidos es demasiado difícil para permitir abordar consideraciones geométricas arbitrarias, de modo que toda la información se concentra sobre placas planas, conductos circulares y otras geometría sencillas.

Los experimentos y los datos de este trabajo de tesis se refieren únicamente al agua, que es un fluido con características de incompresibilidad y se considera la densidad como constante.

En la mecánica de los fluidos, el escurrimiento o flujo de agua en un conducto puede ser escurrimiento en canal abierto o cerrado. Las dos clases de escurrimiento son similares en muchos aspectos, pero difieren en un punto importante: el escurrimiento en canal abierto debe tener una superficie libre mientras que el escurrimiento en canal cerrado no tiene ninguna, ya que el agua debe llenar el conducto en su totalidad. La sección transversal de un canal cerrado es generalmente redonda, pero la de un canal abierto puede ser de cualquier forma, desde la circular hasta las formas irregulares de las corrientes o cursos naturales.

En algunas zonas de riego (escurrimiento en canal abierto), en donde el manejo y el control del agua requiere una cuidadosa atención, la medida de el agua en los canales ha sido un problema molesto y costoso, prefiriéndose variados procedimientos según las circunstancias en que debe medirse el agua así como la precisión requerida.

En general, el tratamiento de escurrimiento en canales abiertos es algo más empírico que el escurrimiento en canal cerrado. El método empírico es el mejor disponible actualmente; si se le aplica cuidadosamente, puede producir resultados de valor práctico.

Se considera que el empleo de los vertedores es uno de los mejores procedimientos para efectuar mediciones, pero esto solo dentro de ciertos límites y con una adecuada instalación y consideración de la estructura, la instalación de estos tiene por lo menos dos desventajas. Primero, el uso de un vertedor provoca pérdidas de carga grandes; segundo, el agua usualmente acarrea en suspensión partículas de tierra que son depositadas arriba de la estructura debido a la disminución de la velocidad, es decir, produce una zona muerta aguas arriba de la instalación, que puede convertirse en un tanque de sedimentación para sedimentos y basuras que se encuentran en el flujo.

El problema de contar con un dispositivo cuya precisión fuese la de un vertedor pero en donde no se tuvieran estas desventajas se puede evitar con un medidor en forma de canal con una contracción en el ancho que sea suficiente para producir un gasto crítico. Esto puede resolverse diseñando un canal con una garganta donde se presenta la sección crítica seguida por un tramo corto en el que ocurre un flujo supercrítico. Este medidor produce un efecto análogo al de un medidor venturi para flujo en canales cerrados (tuberías). El cual fue resuelto satisfactoriamente por el Ingeniero Ralph L. Parshall y a cuya estructura se le designo con el nombre de Conducto Medidor de Parshall.

Un canal de Parshall es una sección de circulación de canal abierto, de conformación especial, que se puede aplicar en un canal o una zanja para medir el caudal de agua.

El canal medidor de Parshall ha tenido una gran aceptación como estructura de medición debido a las grandes ventajas que presenta como lo son: pérdidas de nivel relativamente limitadas (ahorro de energía potencial), disponibilidad de buenos resultados de medición incluso bajo altos grados de sumergencia, es poco sensible a los cambios de velocidad a la entrada del medidor, además los sedimentos se eliminan fácilmente ya que gracias a la alta velocidad se mantiene libre de obstrucciones conservando siempre su misma precisión y finalmente lo más importante es que el diseño de la estructura es demasiado simple y por lo tanto su construcción resulta barata.

El medidor Parshall, es una estructura estandarizada con el cual se miden los caudales en canales abiertos, ya que existe una relación directa entre el nivel de agua de un sitio determinado del medidor y del caudal. Es exclusivamente un instrumento de medida de caudal y como tal goza de gran popularidad.

El presente trabajo es el producto de la investigación y experimentación conjunta, llevadas a cabo para la instalación, instrumentación y pruebas de un canal Parshall. Se detallan los pasos y procedimientos seguidos para el funcionamiento del canal y se mencionan también algunas de las muchas aplicaciones que tiene el mismo.

El interés principal del trabajo que aquí se presenta para lo cual fue desarrollado y puesto en marcha el proyecto de un canal Parshall es que sirva de inspiración a una práctica futura como modelo de experimentación y complementación en la materia de mecánica de los fluidos ya que actualmente no se cuenta en el plan actual con una práctica de este tipo; es decir, medición de flujo en canales abiertos, solo en canales cerrados o tuberías en la carrera del Ingeniero Mecánico en la Facultad de Estudios Superiores Cuautitlán.

Finalmente lo que se hace en este trabajo de tesis es una síntesis de la teoría con la aplicación práctica aquí presentada a un canal de Parshall.

Todo este proceso fue auxiliado de las bases adquiridas durante el estudio de la carrera de Ingeniero Mecánico Eléctrico.

NOMENCLATURA.

α	Coefficiente de Coriolis.	-
λ	Coefficiente de pérdidas de carga.	-
θ	Ángulo de inclinación.	-
δ	Densidad relativa.	-
ρ	Densidad.	kg/m ³
γ	Peso específico.	N/m ³
ν	Viscosidad cinemática.	m ² /s
η	Viscosidad dinámica.	Pa-s
ΔE	Perdida de energía.	
A	Área de la sección	m ²
C	Coefficiente de Chezy.	-
c	Desviación de flujo curvilíneo.	
D	Diámetro.	m
d	Profundidad de flujo.	m
f	Frecuencia de la corriente.	
g	Gravedad	m/s ²
h	Altura.	m
h _a	Carga aguas arriba.	mm
H _A	Energía agregada al fluido	m
h _b	Carga aguas abajo.	m
H _i	Pendiente de energía.	m
H _f	Perdidas de energía por fricción.	m
H _r	Energía retirada del fluido.	m
h _s	Presión hidrostática. (Altura hidrostática).	m
k	Coefficiente de rugosidad.	-
L	Longitud característica.	m
m	Coefficiente de rugosidad, formula de Bazin.	-
M	Masa (Rapidez de flujo de masa).	kg/s
m	Masa.	kg
n	Coefficiente de rugosidad, formula de Kutter.	-
N _R	Número de Reynolds.	-
N _{Rc}	Número de Reynolds critico.	-
p	Pendiente de carga en canales.	
P	Presión.	N/m ²
P _b	Profundidad hidráulica.	m
PM	Perimetro mojado.	m
Q	Gasto (Rapidez de flujo de volumen)	m ³ /s
Q _c	Caudal corregido.	m ³ /s
r	Radio de la curvatura.	m
R _b	Radio hidráulica.	m
s	Grados de sumersión.	-
S	Pendiente del canal.	mm
S _o	Pendiente del fondo del canal.	mm

S_w	Pendiente superficial de agua.	m
V	Velocidad Promedio de flujo	m/s
v	Volumen	m³
v	Volumen específico	m³/kg
W	Tamaño de la garganta de canales Parshall	-
W	Peso (Rapidez de flujo del peso).	N/m
Y	Altura de presión.	m
Y	Energía útil.	m²/s²
y	Profundidad de flujo.	m
Y_c	Profundidad crítica.	m
Z	Altura de elevación	m
z	Factor de sección para escurrimiento en flujo critico.	

CAPITULO I

PRINCIPIO DE FLUJO EN FLUIDOS

1.0. PRINCIPIOS DE FLUJO DE FLUIDOS

Características del fluido.

Fluido es aquella sustancia que, debido a su poca cohesión intermolecular, carece de forma propia y adopta la forma del recipiente que lo contiene. Los fluidos se clasifican en líquidos y gases.

En este trabajo de tesis se tratarán líquidos. Los líquidos a una presión y temperatura dadas, ocupan un volumen determinado. Introduciendo líquido en un recipiente adopta la forma del mismo, pero llenando solo el volumen que le corresponde. En general se considera que los líquidos son poco compresibles, pero ningún cuerpo es estrictamente incompresible.

Sin embargo, aunque el fluido incompresible no existe en la realidad "hay innumerables problemas que se resuelven aceptablemente en ingeniería, suponiendo que el fluido es incompresible".

A continuación definiremos las propiedades más importantes de los fluidos:

Densidad específica o absoluta.

La densidad es la masa por unidad de volumen,

$$\rho = \frac{m}{v} \quad (\text{kg/m}^3) \quad (1.1)$$

donde:

m = Masa en Kg.

v = Volumen en m³.

La densidad absoluta es función de la temperatura y de la presión.

La densidad del agua destilada a la presión atmosférica y a 4°C es máxima y aproximadamente igual a:

$$\rho = 1,000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}.$$

Peso específico.

Peso específico es el peso por unidad de volumen,

$$\gamma = \frac{W}{v} \quad (\text{N/m}^3) \quad (1.2)$$

donde:

W = Peso en N.

v = Volumen en m³.

El peso específico es función de la temperatura y de la presión, aunque en los líquidos no varía prácticamente con esta última.

Como $W = mg$, de las ecuaciones anteriores se deduce que:

$$\gamma = \rho g \text{ (N/m}^3\text{)} \quad (1.3).$$

Densidad relativa.

La densidad relativa es la relación entre la masa del cuerpo y la masa de un mismo volumen de agua destilada a la presión atmosférica y 4°C. En virtud de la ecuación del peso específico, esta relación es igual a la de los pesos específicos del cuerpo en cuestión y del agua en las mismas condiciones. Es evidente que la densidad relativa es una magnitud adimensional.

La densidad relativa es función de la temperatura y de la presión. La densidad relativa del agua, como la de los demás líquidos, varía también con la presión; así la densidad relativa del agua a 0°C y 500 bar es 1.0239 y a 1,000 bar y 0°C es 1.0455.

Se tiene entonces que:

$$\delta = \frac{\rho_{\text{cuerpo}}}{\rho_{H_2O}} \quad (1.4).$$

O bien:

$$\delta = \frac{\gamma_{\text{cuerpo}}}{\gamma_{H_2O}} \quad (1.5).$$

Volumen específico.

El volumen específico se define como el recíproco de la densidad absoluta:

$$\nu = \frac{1}{\rho} \text{ (m}^3\text{/kg)} \quad (1.6)$$

$$\nu = \frac{v}{m} \quad (1.7)$$

donde:

v - Volumen de la sustancia (m³).

m - Masa de la sustancia (Kg).

Así el volumen específico del agua a la presión atmosférica y 4°C es aproximadamente igual a 10⁻³ m³/kg.

Viscosidad.

La viscosidad es la propiedad de los fluidos que ocasiona los esfuerzos cortantes en un flujo y constituye también uno de los medios para que se desarrollen las pérdidas. Si no hubiera viscosidad, no se tendría resistencia al flujo.

Entre las moléculas de un fluido existen fuerzas moleculares que se denominan fuerzas de cohesión. Al desplazarse unas moléculas con relación a las otras se produce, a causa de ellas una fricción. El coeficiente de fricción interna del fluido se denomina viscosidad y se designa con la letra η . Se dice también que la viscosidad es la propiedad de los fluidos que ocasiona los esfuerzos cortantes en un flujo, es decir es la propiedad de un fluido mediante el cual se ofrece resistencia al corte.

Viscosidad cinemática

La relación viscosidad dinámica η a la densidad ρ se denomina viscosidad cinemática ν .

$$\nu = \frac{\eta}{\rho} \quad (1.8)$$

donde:

η - Viscosidad dinámica (Pa-s).

ρ - Densidad (Kg/m³).

Rapidez de flujo de fluido.

La cantidad de flujo que fluye en un sistema por unidad de tiempo, se puede expresar mediante los tres términos que se definen a continuación.

- Q *La rapidez de flujo de volumen* es el volumen del flujo de fluido que pasa por una sección por unidad de tiempo.
- W *La rapidez de flujo de peso* es el peso del fluido que fluye por una sección por unidad de tiempo.
- M *La rapidez de flujo de masa* es la masa del fluido que fluye por una sección por unidad de tiempo.

El más importante de estos tres términos es la rapidez de flujo de volumen o caudal Q que es el volumen de fluido por unidad de tiempo que pasa a través de una sección transversal a la corriente. Así, por ejemplo, en una tubería de agua los litros por hora que circulan a través de un plano transversal a la tubería. El caudal Q se calcula con la ecuación:

$$Q = AV \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (1.9)$$

donde:

A - Área de la sección (m²).

V - Velocidad promedio del flujo (m/s).

De la ecuación anterior tenemos que para la rapidez de flujo de peso, W , está relacionada con Q mediante la siguiente ecuación:

$$W = Q\gamma \text{ (N/s)} \quad (1.10)$$

donde:

γ - Peso específico del fluido (N/m^3).

Q - Caudal (m^3/s).

De la ecuación de caudal se tiene también que, la rapidez de flujo de masa, M , esta relacionada con Q mediante la ecuación :

$$M = Q\rho \text{ (Kg/s)} \quad (1.11)$$

donde:

ρ - La densidad del fluido (Kg/m^3).

Q - Caudal (m^3/s).

1.1. ECUACIÓN DE CONTINUIDAD.

El método para calcular la velocidad de flujo de un fluido en un sistema de conductos cerrado, depende del principio de continuidad. La ecuación de continuidad se basa en el principio de la conservación de la masa aplicado al movimiento de fluidos.

Considérese el tubo de la figura 1.1. Un fluido fluye de la sección 1 a la sección 2 con una rapidez constante. Esto es, la cantidad de fluido que pasa por cualquier sección en un cierto tiempo dado es constante. En este caso decimos que se tiene un flujo constante. Ahora bien, si no se agrega fluido, se almacena o se retira entre la sección 1 o la sección 2, entonces la masa de fluido que pasa por la sección 2 en un tiempo dado, debe ser la misma que la que fluye por la sección 1, en el mismo tiempo. Lo anterior se puede expresar en términos de la rapidez de flujo de masa como:

$$M_1 = M_2$$

o, puesto que $M = \rho vA$, tenemos:

$$\rho_1 A_1 V_1 = \rho_2 A_2 V_2 \quad (1.12)$$

La ecuación (1.12) es un planteamiento matemático del principio de continuidad y se le conoce como *ecuación de continuidad*. Se utiliza para relacionar la densidad del fluido, el área de flujo y la velocidad de flujo en dos secciones de un sistema en el que existe un flujo estable. Es válida para todos los fluidos, ya sean gases o líquidos.

Si el fluido que se encuentra en el tubo de la figura 1.1 es un líquido que puede ser considerado incompresible, entonces los términos ρ_1 y ρ_2 de la ecuación (1.12) son iguales. La ecuación, entonces, queda:

$$A_1 V_1 = A_2 V_2 \quad (1.13)$$

o, puesto que $Q = AV$, tenemos:

$$Q_1 = Q_2$$

La ecuación (1.13) es la ecuación de continuidad aplicada a líquidos; establece que para un flujo estable, la rapidez de flujo de fluido es la misma en cualquier sección.

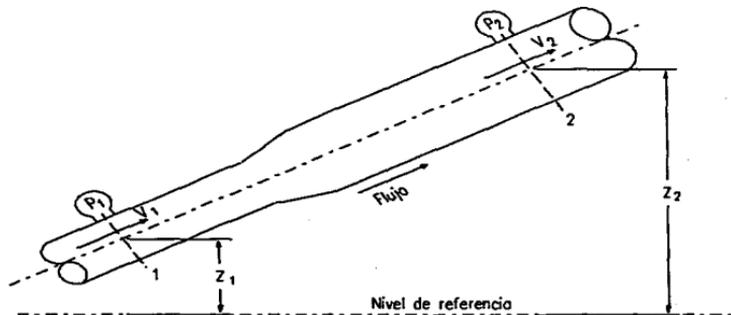


Fig. 1.1. Parte de un sistema de distribución de fluido.

1.2. FLUJO EN SECCIONES NO CIRCULARES.

La ecuación de continuidad se aplica igualmente al flujo en secciones transversales no circulares. En la fórmula para la rapidez de flujo, $Q = AV$, el área, A , es el área de flujo neta y V es la velocidad promedio del flujo cuando lleva la rapidez de flujo de volumen Q .

1.3. ECUACIÓN DE BERNOULLI

El análisis de un problema de línea de conductos, como el que se ilustra en la figura 1.1, toma en cuenta toda la energía del sistema. Como se sabe la energía no puede ser creada ni destruida, si no que puede ser transformada de un tipo a otro. Este es el enunciado de la ley de la *conservación de la energía*.

Cuando se analizan problemas de flujo en conductos, existen tres formas de energía que siempre hay que tomar en consideración. Si se tiene un elemento de fluido, como el que se muestra en la figura 1.2, que puede estar dentro de un conducto de un sistema de flujo, puede estar localizado a una cierta elevación Z , tener una cierta velocidad V y una presión P .

El elemento de fluido tendrá las siguientes formas de energía:

1. *Energía potencial*. Debido a su elevación, la energía potencial del elemento con respecto de algún nivel de referencia es:

$$PE = WZ \quad (1.14)$$

en la que W es el peso del elemento.

2. *Energía cinética*. Debido a su velocidad, la energía cinética del elemento es:

$$KE = \frac{WV^2}{2g} \quad (1.15)$$

3. *Energía de flujo*. En ocasiones conocida como *energía de presión o trabajo de flujo*, ésta representa la cantidad de trabajo necesario para mover el elemento de fluido a través de una cierta sección en contra de la presión P . La energía de flujo se abrevia FE y se calcula a partir de la ecuación:

$$FE = \frac{WP}{\gamma} \quad (1.16)$$

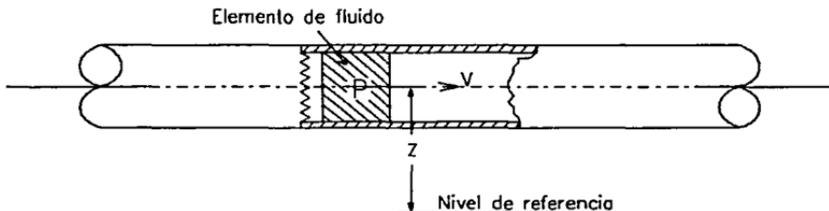


Fig. 1.2. Elemento de fluido en un conducto.

La ecuación (1.16) puede ser obtenida de la manera siguiente. En la figura 1.3 se muestra el elemento de fluido en el conducto que se traslada a través de una sección. La fuerza que actúa sobre el elemento es PA , en la que P es la presión en la sección y A es su área. Al trasladar el elemento a través de la sección, la fuerza se mueve una distancia L igual a la longitud del elemento. En consecuencia, el trabajo hecho es:

$$\text{Trabajo} = PAL = Pv$$

en donde v es el volumen del elemento. El peso del elemento, W , es:

$$W = \gamma v$$

en la que γ es el peso específico del fluido. Entonces, el volumen del elemento es:

$$v = \frac{W}{\gamma}$$

y tenemos:

$$\text{Trabajo} = Pv = \frac{PW}{\gamma}$$

al cual se le llama energía de flujo en la ecuación (1.16).

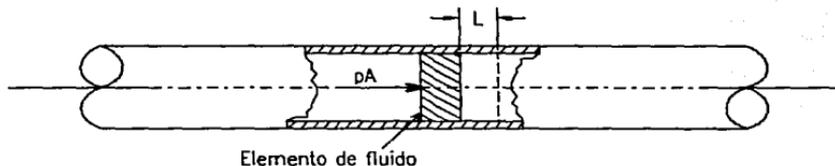


Fig. 1.3. Energía de flujo.

La cantidad total de energía que posee el elemento de fluido será la suma, de las tres formas de energía representada por E :

$$E = FE + PE + KE$$

$$E = \frac{WP}{\gamma} + WZ + \frac{WV^2}{2g}$$

Cada uno de estos términos se expresa en unidades de energía, newton-metro (N.m).

Considere ahora el elemento de fluido de la figura 1.4, que se mueve de la sección 1 a la sección 2. Los valores de P, Z, y V son diferentes en las dos secciones. En la sección 1, la energía total es:

$$E_1 = \frac{WP_1}{\gamma} + WZ_1 + \frac{WV_1^2}{2g}$$

En la sección 2, la energía total es:

$$E_2 = \frac{WP_2}{\gamma} + WZ_2 + \frac{WV_2^2}{2g}$$

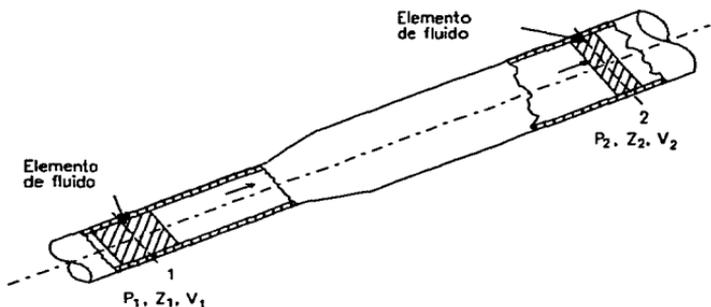


Fig. 1.4. Elementos de fluido utilizados en la ecuación de Bernoulli.

Si no se agrega energía al fluido o se pierde entre las secciones 1 y 2, entonces el principio de conservación de la energía requiere que:

$$E_1 = E_2$$

$$\frac{WP_1}{\gamma} + WZ_1 + \frac{WV_1^2}{2g} = \frac{WP_2}{\gamma} + WZ_2 + \frac{WV_2^2}{2g}$$

El peso del elemento, W , es común a todos los términos y se puede cancelar. La ecuación, entonces, se convierte en:

$$\frac{P_1}{\gamma} + Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad (1.17)$$

Es el conocido e importante teorema de Bernoulli, que puede ser anunciado así: "A lo largo de cualquier línea de corriente la suma de las alturas cinéticas ($V^2/2g$), piezométrica (P/γ) potencial (Z) es constante".

El teorema de Bernoulli no es otra cosa que el principio de la conservación de la energía. Cada uno de los términos de la ecuación representa una forma de energía:

$$\frac{V^2}{2g} \quad - \quad \text{energía cinética.}$$

$$\frac{P}{\gamma} \quad - \quad \text{energía de presión o piezométrica.}$$

$$Z \quad - \quad \text{energía de posición o potencial.}$$

Es importante notar que cada uno de estos términos puede ser expresado en metros, constituyendo lo que se denomina carga :

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{m^2 / s^2}{m / s^2} \rightarrow m \quad (\text{carga de velocidad o dinámica}).$$

$$\frac{P}{\gamma} = \frac{kg / m^2}{kg / m^3} \rightarrow m \quad (\text{carga de presión}).$$

$$Z \rightarrow m \quad (\text{carga geométrica o de posición}).$$

1.3.1. Interpretación a la ecuación de Bernoulli.

Cada término de la ecuación de Bernoulli (1.17) es el resultado de dividir una expresión de la energía entre el peso de un elemento del fluido. Por consiguiente, es apropiado referirse a las formas resultantes como la energía poseída por el fluido por unidad de peso que fluye en el sistema. Las unidades de cada término son newton-metro por newton (N.m/N).

La unidad de peso, el newton (N), pueden cancelarse, dejando solamente la unidad de longitud, el metro (m), por tanto, los términos de la ecuación de Bernoulli se refieren a una altura por encima de un nivel de referencia. El término P/γ se conoce como altura de presión, a Z se le llama altura de elevación y al término $V^2/2g$ altura de velocidad. La suma de las tres se conoce como altura total. Debido a que cada término representa una altura, un diagrama parecido al que se presenta en la figura 1.5 es de utilidad para visualizar la relación entre los tres tipos de energía, la altura total permanece a un nivel constante. Entonces, la altura relativa de cada término varía según lo establecido por la ecuación de Bernoulli.

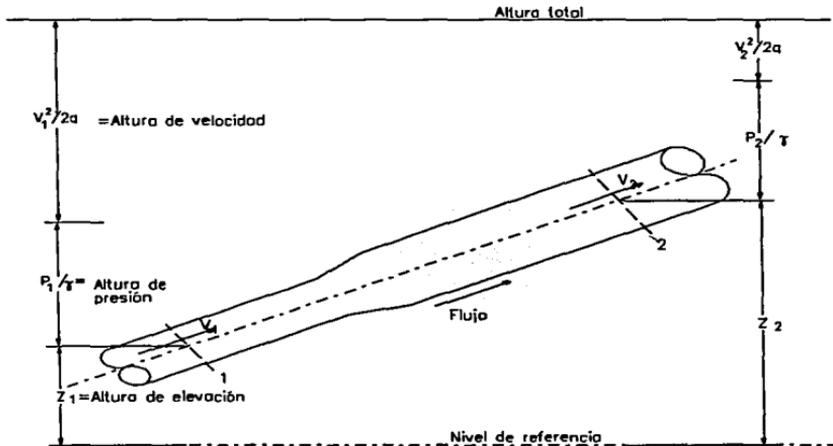


Fig. 1.5. Altura de presión, altura de elevación, altura de velocidad y altura total.

La figura 1.5 muestra que la altura de velocidad en la sección 2 será menor que en la sección 1. Esto se puede mostrar mediante la ecuación de continuidad:

$$A_1 V_1 = A_2 V_2$$

$$V_2 = V_1 (A_1/A_2)$$

Puesto que $A_1 < A_2$, V_2 debe ser menor que V_1 . Y como la velocidad está al cuadrado en el término correspondiente a la altura de velocidad, $V_2^2/2g$ es mucho menor que $V_1^2/2g$.

Típicamente, cuando el tamaño de la sección se expande como lo hace en la figura 1.5, la altura de presión aumenta debido a que disminuye la altura de velocidad. Esta es la forma en la que se construyó la figura 1.5. Sin embargo, el cambio real también se ve afectado por el cambio en la altura de elevación.

En suma, la ecuación de Bernoulli explica el cambio en las alturas de elevación, de presión y de velocidad entre los dos puntos, de modo que la altura total permanece constante.

Cuando se escribe la ecuación de Bernoulli, es esencial que la presión en los dos puntos de referencia se expresen ambas como presiones absolutas o como presiones manométricas, es decir, deben tener las dos la misma presión de referencia. En la mayoría de los problemas será conveniente utilizar la presión manométrica, pues partes del sistema de fluido expuestas a la atmósfera tendrán entonces presión cero. Se tiene también que la mayoría de las presiones son medidas con un manómetro con respecto a la presión atmosférica local.

1.3.2. Restricciones a la ecuación de Bernoulli.

Aunque la ecuación de Bernoulli es aplicable a una gran cantidad de problemas prácticos, existen algunas limitaciones que deben tenerse en cuenta con el fin de aplicar la ecuación de manera correcta.

1. Es válida solamente para fluidos incompresibles, puesto que el peso específico del fluido se tomó como el mismo en las dos secciones de interés.
2. No puede haber dispositivos mecánicos entre las dos secciones de interés que pudieran agregar o eliminar energía del sistema, ya que la ecuación establece que la energía total del fluido es constante.
3. No puede haber transferencia de calor hacia adentro o fuera del fluido en el sistema.
4. No puede haber pérdidas de energía debido a la fricción.

En realidad, ningún sistema satisface todas estas restricciones. Sin embargo, existen muchos sistemas para los cuales solamente se tendrá un error despreciable cuando se les aplica la ecuación de Bernoulli.

1.4. FLUJO LAMINAR Y TURBULENTO.

En el flujo laminar, la agitación de las partículas de un fluido es sólo de naturaleza molecular (y de aquí que, en una escala de longitud del orden de camino libre medio de las moléculas). En la usual escala microscópica de observación, estas partículas parecen ser forzadas al movimiento en líneas esencialmente paralelas por la acción de la viscosidad; los esfuerzos de corte entre capas adyacentes en movimiento están determinados en el flujo laminar por la viscosidad. Si la rugosidad de la pared, o por cualquier otro obstáculo, las perturbaciones se amortiguan rápidamente por la acción viscosa y a la corriente, abajo del flujo es suave nuevamente. El flujo laminar es estable contra tales perturbaciones, un flujo turbulento no lo es.

En el flujo turbulento las partículas de fluido no permanecen en capas, sino que se mueven en forma heterogénea a través del flujo, realizándose sobre otras partículas y chocando unas con otras azarosamente, de manera que se produce un rápido mezclado del fluido al ocurrir el flujo.

El movimiento azaroso y los remolinos observados en un flujo turbulento sugieren que las fuerzas de inercia asociadas con la aceleración, durante el movimiento, y las fuerzas viscosas, inducidas por la acción de la viscosidad, puede ser importantes. Cuando las fuerzas viscosas son dominantes, el flujo esperado podrá ser laminar. Cuando las fuerzas de inercia son dominantes el flujo podrá ser turbulento. Estas propiedades fueron demostradas por Reynolds.

1.5. NÚMERO DE REYNOLDS

El número de Reynolds permite caracterizar la naturaleza del escurrimiento, es decir, si se trata de un flujo laminar o de un flujo turbulento; además, indica, la importancia relativa de la tendencia del flujo hacia un régimen turbulento respecto de uno laminar y la posición relativa de éste, está dado a lo largo de determinada longitud.

Al estudiar dos escurrimientos geoméricamente semejantes, Reynolds pudo concluir que dichos flujos serian dinámicamente semejantes si las ecuaciones diferenciales que describian cada uno resultaban idénticas. Al cambiar las unidades de masa, longitud y tiempo en un grupo de ecuaciones y al determinar las condiciones necesarias para hacerlas idénticas a las ecuaciones originales, Reynolds encontró que el parámetro adimensional $VL\rho/\mu$ debía ser iguales en ambos casos. En este parámetro, V es una velocidad característica, L es una longitud característica, ρ es la densidad del fluido y μ es su viscosidad. Este parámetro se conoce ahora como número de Reynolds N_R .

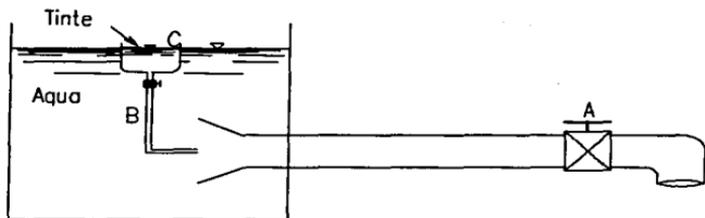


Fig. 1.6. Arreglo que utilizó Reynolds en su experimento.

Para encontrar el significado físico del parámetro adimensional, Reynolds llevó a cabo sus famosos experimentos de flujo de agua a través de tubos de vidrio, como se muestra en la figura 1.6. Colocó un tubo de vidrio horizontalmente con una válvula en uno de sus extremos y un tanque de alimentación en el otro. La entrada del tubo tenía forma de campana y su superficie era bastante lisa. Reynolds dispuso, además, de un sistema para inyectar tinta en forma de una corriente sumamente fina en cualquier punto de la entrada al tubo. Tomó la velocidad promedio en el tubo V como velocidad característica y al diámetro D como longitud característica, de manera que tenía

$$N_R = \frac{VD\rho}{\mu} \quad (1.18)$$

Para gastos pequeños la corriente de tinta se presentaba como un delgado filamento rectilíneo a lo largo del tubo, indicando que se trataba de un régimen laminar. Al incrementar el gasto (aumentado, por consiguiente, el número de Reynolds, puesto que V era proporcional al gasto) se alcanzaba la condición en que el filamento de tinta presentaba características oscilantes hasta que súbitamente se rompía, difundiéndose se la tinta a todo lo ancho del tubo. En estas condiciones, el flujo había cambiado a régimen turbulento, con un característico intercambio brusco de la cantidad de movimiento.

1.5.1 Número de Reynolds crítico.

Reynolds encontró que ciertos valores críticos del número de Reynolds, N_{Rc} , definían las velocidades críticas superior e inferior para todos los fluidos que fluyen en todos los

tamaños de tubos, y dedujo así que los límites de flujo laminar y de flujo turbulento en tubos, para todos los fluidos, se definen por un número simple. Define, cuando el flujo laminar pasa a ser flujo turbulento a cierta velocidad crítica se le denomina velocidad crítica superior, cuando el flujo turbulento retorna a la condición laminar se le denomina velocidad inferior.

El límite superior del flujo laminar es indefinido, siendo dependiente de ciertas condiciones como: 1) quietud inicial del fluido; 2) forma de la entrada de la tubería y 3) rugosidad de la tubería, y estos valores dados son de poco interés práctico. El límite inferior del flujo turbulento, definido por el más bajo número crítico de Reynolds, siendo de gran importancia en ingeniería, éste define las condiciones bajo las cuales toda entrada turbulenta del flujo proveniente de cualquier fuente sería finalmente amortiguada por la viscosidad. Por tanto, este bajo número crítico de Reynolds nos da un límite bajo en el cual el flujo laminar siempre ocurre, teniendo un valor aproximado de 2,000. Tenemos también que si el número de Reynolds es mayor de 4,000, se puede suponer que el flujo es turbulento. En el intervalo de número de Reynolds comprendidos entre 2,000 y 4,000, es imposible predecir qué tipo de flujo existe; por lo consiguiente, este intervalo se le conoce como *régimen crítico*.

1.6. RADIO HIDRÁULICO.

Todas las ecuaciones para el cálculo del número de Reynolds, han sido aplicables al caso de un flujo que fluye en un conducto circular lleno. En tales casos, la dimensión característica de la trayectoria de flujo es el diámetro interior. Sin embargo, en muchos problemas prácticos de mecánica de fluidos implican flujo en secciones transversales no circulares.

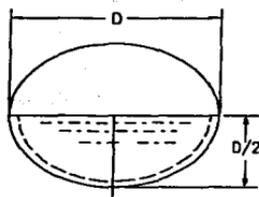
Las secciones circulares no transversales pueden ser conductos cerrados completamente llenos o canales abiertos, una de cuyas superficies está expuesta a la atmósfera local (o presenta una superficie libre). Estos tipos son bastante diferentes uno de otro.

Las dimensiones características de las secciones transversales no circulares se conoce como *radio hidráulico*, R_h , definido como el cociente de la área neta de la sección transversal de una corriente de flujo entre el perímetro mojado, PM, de la sección. Esto es,

$$R_h = \frac{A}{PM} = \frac{\text{AREA}}{\text{PERIMETRO MOJADO}} \quad (1.19)$$

Las unidades en el sistema internacional de R_h están en metros.

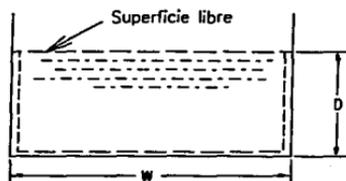
En el cálculo del radio hidráulico, el área neta de la sección transversal deberá calcularse a partir de la geometría de la sección. El *perímetro mojado* se define como la suma de las longitudes de los límites de la sección que realmente están en contacto, es decir, mojados por el fluido. Las expresiones para el área A y el perímetro mojado PM se proporcionan en la figura 1.7 para las secciones ilustradas. En cada caso, el fluido corre en la porción sombreada de la sección. Una línea sombreada se muestra adyacente a los perímetros que forman el perímetro mojado. Note que la longitud de la superficie libre de un canal abierto no está incluida en el perímetro mojado.



$$A = \frac{D^2}{8}$$

$$PM = \frac{D}{2}$$

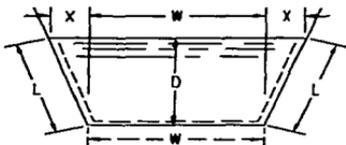
(a) Tubería circular corriendo a la mitad de su capacidad



$$A = WD$$

$$PM = W + 2D$$

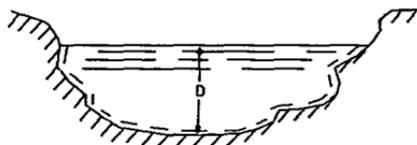
(b) Canal rectangular



$$A = WD + XD$$

$$PM = W + 2L$$

(c) Canal trapezoidal



A y PM irregular

(d) Canal Natural

Fig. 1.7. Ejemplo de las secciones transversales.

1.7. PÉRDIDA Y ADICIÓN DE ENERGÍA.

La ecuación general de la energía, es una expansión de la ecuación de Bernoulli, hace posible resolver problemas en los que se presentan pérdidas y adición de energía. La representación de estos términos, como anteriormente se señaló, con las letras H_A , H_R y H_L , donde: H_A , es la energía agregada al fluido mediante un dispositivo mecánico como puede ser una bomba; H_R , es la energía retirada de un fluido mediante un dispositivo mecánico como podría ser una turbina; H_L , son las pérdidas de energía debidas a la fricción.

Para el cálculo de la energía agregada por una bomba se debe saber que la altura útil o efectiva H_A que da la bomba es la altura impartida por el rodete o la altura teórica, menos las pérdidas en el interior de la bomba.

Si escribimos la ecuación de Bernoulli entre las secciones de entrada y salida de un sistema,

$$\frac{P_E}{\rho g} + Z_E + \frac{V_E^2}{2g} + H_A = \frac{P_S}{\rho g} + Z_S + \frac{V_S^2}{2g} \quad (1.20)$$

Despejando H_A tendremos:

$$H_A = \left(\frac{P_S}{\rho g} + Z_S + \frac{V_S^2}{2g} \right) - \left(\frac{P_E}{\rho g} + Z_E + \frac{V_E^2}{2g} \right)$$

el primer paréntesis es la altura total del fluido a la salida y el segundo la altura total del mismo a la entrada. Por tanto, *la altura útil es la diferencia de alturas totales entre la salida y la entrada de la bomba. Esta diferencia es el incremento de la altura útil comunicada por la bomba al fluido.*

Reordenando los términos de la ecuación, tendremos:

$$H_A = \frac{P_S - P_E}{\rho g} + Z_S - Z_E + \frac{V_S^2 - V_E^2}{2g} \quad (1.21)$$

por tanto, *la altura útil es igual al incremento de la altura de presión que experimenta el fluido en la bomba más el incremento de la altura geodésica, más el incremento de la altura dinámica.*

La bomba incrementa la altura total que tiene la corriente a la entrada de la misma en un valor que es igual a la altura útil; o equivalente aumenta la energía específica de la bomba en un valor que es igual a la energía útil.

Para pasar de la altura útil a la energía útil basta aplicar la siguiente ecuación:

$$Y \left(\frac{m^2}{s^2} \right) = g \left(\frac{m}{s^2} \right) H (m) \quad (1.22)$$

Por lo tanto, la expresión de la energía útil es:

$$Y_A = \frac{P_S - P_E}{\rho} + (Z_S - Z_E)g + \frac{V_S^2 - V_E^2}{2} \quad (1.23)$$

La energía útil es igual al incremento de la energía de presión que experimenta el fluido en la bomba, más el incremento de la energía geodésica, más el incremento de energía cinética.

Para el cálculo de la energía retirada por una turbina se debe saber que una turbina absorbe energía hidráulica y restituye energía mecánica. En el caso de turbinas, *definen a la altura neta H_R como la diferencia específica que tiene el fluido a la entrada de la turbina (sección E) y a la salida (sección S) es la energía suministrada a la turbina, que puesta en forma de altura.*

La altura neta no es la altura útil aprovechada por la turbina, sino la altura teórica que hubiera aprovechado si no hubiera habido pérdidas. Parte de esta altura se disipa en pérdidas hidráulicas y el agua intercambia con el rodete una altura menor que la que ha absorbido.

Siguiendo el mismo procedimiento que en el caso de bombas, escribimos la ecuación de Bernoulli entre las secciones de entrada y salida de un sistema,

$$\frac{P_E}{\rho g} + Z_E + \frac{V_E^2}{2g} - H_R = \frac{P_S}{\rho g} + Z_S + \frac{V_S^2}{2g}$$

Despejando H_R tendremos:

$$H_R = \left(\frac{P_E}{\rho g} + Z_E + \frac{V_E^2}{2g} \right) - \left(\frac{P_S}{\rho g} + Z_S + \frac{V_S^2}{2g} \right)$$

el primer paréntesis es la altura total del fluido a la entrada y el segundo la altura total a la salida. Por tanto, *la altura neta es la diferencia de alturas totales entre la entrada y la salida de la turbina. Esta diferencia es el incremento de la altura absorbida por la turbina (altura teórica).*

Reordenando los términos de la ecuación, tendremos:

$$H_R = \frac{P_E - P_S}{\rho g} + Z_E - Z_S + \frac{V_E^2 - V_S^2}{2g} \quad (1.23)$$

La altura neta es igual al incremento de la altura que observe la turbina en forma de presión, más la que absorbe en forma de altura geodésica más la que absorbe en forma de altura cinética.

Por lo que la expresión de la energía útil es:

$$Y_R = \frac{P_E - P_S}{\rho} + (Z_E - Z_S)g + \frac{V_E^2 - V_S^2}{2} \quad (1.24)$$

La energía neta es igual al decremento de la energía de presión que experimenta el fluido en la turbina, más el decremento de la energía geodésica más el decremento de energía cinética.

Se debe tomar en cuenta que para el cálculo de la adición y pérdida de la energía deberán considerarse que algunas de las variables de las ecuaciones pueden ser anuladas por tener un valor aproximado a cero, por lo que las ecuaciones pueden reducirse, debido a que nuestro tema no se basa en las pérdidas y adición de energía, no se desarrollarán las ecuaciones

que se derivan dependiendo de las diferentes condiciones en que se pueda encontrar un sistema, solo se vio en forma general.

Los manuales de hidráulica están llenos de tablas, curvas y nomogramas para el cálculo del término H_L , para ello debemos considerar que los conductos que se utilizan para transportar fluidos son de dos clases: - Conductos cerrados o tuberías en los cuales el flujo se encuentra bajo presión o depresión; - Conductos abiertos o canales .

El cálculo de la resistencia o *pérdida de carga* en las dos clases de conductos presenta problemas análogos; pero las pérdidas de carga en canales, por el hecho de presentar éstos una superficie libre y formas comúnmente más irregulares *se consideran de mayor dificultad*.

Las pérdidas de carga en tuberías son de dos clases primarias y secundarias.

Las *pérdidas primarias* son las *pérdidas de superficie* en el contacto del fluido con la tubería (capa límite), rozamiento de unas capas de flujo con otras (régimen laminar) o de las partículas de flujo entre sí (régimen turbulento). Tienen lugar en el flujo uniforme, por tanto, principalmente en los tramos de tubería de sección constante.

Las *pérdidas secundarias* son las *pérdidas de forma*, que tienen lugar en las transiciones (estrechamientos o expansiones de la corriente), codos, válvulas, y en toda clase de *accessorios de tubería*. Todo esto tiene como consecuencia que en el caso de tener grandes extensiones de tubería las pérdidas secundarias son despreciables, pero si tenemos una conducción corta y complicada las pérdidas primarias se pueden despreciar.

En el cálculo de las pérdidas de carga en tuberías juegan un papel discriminante dos factores: el que la tubería sea lisa o rugosa y el que el régimen de corriente sea laminar o turbulento.

A fines del siglo pasado experimentos realizados con tuberías de agua de diámetro constante demostraron que las pérdidas de carga eran directamente proporcional al cuadrado de la velocidad media en la tubería y a la longitud de la tubería e inversamente proporcional al diámetro de la misma. La fórmula fundamental que expresa lo anterior es la ecuación de Darcy-Weisbach.

$$H_L = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (1.25)$$

donde:

- H_L - Pérdidas de carga primaria.
- λ - Coeficiente de pérdida de carga primaria.
- L - Longitud de la tubería.
- D - Diámetro interior de la tubería.
- V - Velocidad del fluido.

Esta fórmula es de uso universal en el mundo entero. Las tablas, curvas y nomogramas sirven para obtener los valores de λ , que llevado a la ecuación anterior da las pérdidas de carga primaria. Una de las curvas de mayor uso para obtener λ es el Diagrama de Moody.

El factor λ depende de la velocidad V , del diámetro de la tubería D , de la densidad ρ , de la viscosidad η y de la rugosidad k .

Siendo λ adimensional la función f deberá ser una función de variables adimensionales. En efecto, el análisis dimensional demuestra que

$$\lambda = f\left(\frac{VD\rho}{\eta}, \frac{k}{D}\right) \quad (1.26)$$

donde:

$VD\rho/\eta$ - Número de Reynolds.

k/D - Rugosidad relativa.

En el caso más general λ , coeficiente adimensional de pérdidas de carga es función de dos variables adimensionales: el número de Reynolds y la rugosidad relativa.

Si el número de Reynolds es muy pequeño, se trata de un régimen laminar, y λ es sólo función del número de Reynolds, en caso contrario de que el número de Reynolds es muy grande se trata de un régimen turbulento, por lo que λ no depende ya del número de Reynolds sino de la rugosidad relativa.

Para el cálculo de las pérdidas en canales abiertos, que las corrientes no están totalmente rodeadas por un contorno sólido, sino que tiene una superficie libre de la presión atmosférica; las formas de la sección transversal son mucho más variadas, las secciones suelen ser circulares, rectangulares o trapezoidales.

Los conductos abiertos generalmente transportan agua, pero a veces se utilizan para transportar también otros líquidos. Sin embargo, las fórmulas, tablas y curvas existentes se han obtenido mediante la experimentación hecha en canales de agua. La aplicación con otro líquido debe hacerse con precaución.

El flujo en un canal puede ser uniforme y no uniforme. En los tramos de suficiente longitud, de pendiente constante y de sección transversal constante el flujo automáticamente se hace uniforme. En los tramos donde varía la pendiente o la sección transversal el flujo debe ser uniforme.

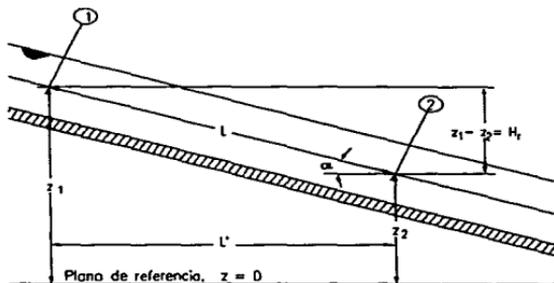


Fig. 1.8. Flujo uniforme en un conducto abierto o canal.

Si consideramos la figura (1.8) y aplicamos la ecuación de Bernoulli entre las secciones 1 y 2 tendremos:

$$\frac{P_1}{\rho g} + Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} - H_L = \frac{P_2}{\rho g} + Z_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

donde

H_L - pendiente de altura entre 1 y 2; $v_1 = v_2$ (sección transversal constante); además

$$\frac{P_1}{\rho g} = \frac{P_2}{\rho g} \quad (1.27)$$

luego

$$H_L = Z_1 - Z_2 \quad (1.28)$$

En un canal con corriente uniforme la disminución de energía potencial es consumida totalmente por las pérdidas de altura total.

Para que haya flujo es menester añadir a la corriente la energía que se pierde en rozamiento. En un canal con flujo uniforme esta energía proviene de la energía potencial. En una tubería con flujo uniforme (sección transversal constante) la energía proviene tanto de la energía potencial (tubería no horizontal) como de la energía de presión que lleva el fluido.

La fórmula de Darcy-Weisbach, fundamental para el cálculo de tuberías de sección constante se puede expresar en función del radio hidráulico, por lo tanto (para los conductos de sección circular, funcionando totalmente llenos o a media sección, el radio hidráulico (R_h) es igual a $D/4$, el radio hidráulico de una tubería circular es igual a la mitad del radio de la tubería).

$$H_L = \lambda \frac{L}{4R_h} \frac{V^2}{2g} \quad (1.29)$$

Las fórmulas de Poiseuille y Colebrook-White han sido deducidas con teorías y experimentos basados en que la tubería era de sección circular. Sin embargo, puede emplearse para el cálculo de conductos cerrados o abiertos de sección transversal cualquiera, con tanta mayor aproximación cuanto más la sección del conducto se acerque más a la sección circular.

Velocidad en un canal con movimiento uniforme.

Introduciendo la ecuación de Darcy-Weisbach a la ecuación (1.28) tenemos que:

$$Z_1 - Z_2 = \lambda \frac{LV^2}{8R_h g} \quad (1.30)$$

por lo tanto

$$\frac{Z_1 - Z_2}{L} = S = \lambda \frac{V^2}{8R_h g} \quad (1.31)$$

donde S es la pendiente del canal. En realidad la pendiente del canal en la fig. 1.8 es

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{Z_1 - Z_2}{L'} \quad (1.32)$$

despejando V (velocidad media en el canal de sección constante)

$$V = \sqrt{\frac{8R_h g S}{\lambda}} = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \sqrt{R_h S} \quad (1.33)$$

y finalmente tendremos la ecuación de Chézy

$$V = C \sqrt{R_h S} \quad (1.34)$$

donde:

- S - pendiente del canal.
- R_h - Radio hidráulico.

La fórmula de Chézy era destinada indiferentemente a la aplicación a canales y a conductos cerrados.

El coeficiente C depende no sólo de la naturaleza y estos de las paredes de los conductos, sino también de su propia forma.

$$C = \sqrt{8g / \lambda} \quad (1.35)$$

es la constante de Chézy con dimensiones $L^{1/2} T^{-1}$; pero al ser g constante, en régimen marcadamente turbulento, depende de la rugosidad del contorno, y por tanto es constante para un canal determinado.

El coeficiente C de la ecuación de Chézy puede calcularse:

- por la ecuación (1.35) y el diagrama de Moody en función de λ .
- por la fórmula de Bazin en función de m y del R_h .
- por la fórmula de Kutter en función de n , S y R_h .

La fórmula más utilizada en Francia es la de Bazin

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m}{\sqrt{R_h}}} \quad (1.36)$$

donde:

m - Coeficiente de rugosidad, fórmula de Bazin.

R_h - Radio hidráulico.

el valor de m se obtiene de tablas dependiendo del material del que se trate.

El coeficiente también es determinado por la ecuación de Kutter:

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{S}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{S}\right) \frac{m}{\sqrt{R_h}}} \quad (1.37)$$

donde:

R_h - Radio hidráulico expresado en metros.

n - Coeficiente de rugosidad, se obtiene de tablas dependiendo el tipo de material (de que está hecha las paredes).

S - Pendiente del canal, esta fórmula deducida, está basada en muchos experimentos y observaciones.

La fórmula de Manning considerada como la más satisfactoria para flujo uniforme en condiciones abiertas, es la siguiente:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (1.38)$$

donde

n - coeficiente de rugosidad el mismo que se emplea para la ecuación de Kutter.

CAPITULO II

CANALES ABIERTOS

2.0. CANALES ABIERTOS.

El escurrimiento o flujo de agua en un conducto puede ser *escurrimiento en canal abierto o en cañería*. Las dos clases de escurrimiento son similares en muchos aspectos, pero difieren en un punto importante: el escurrimiento en canal abierto debe tener una superficie libre mientras que el escurrimiento en cañería no tiene ninguna, ya que el agua debe llenar el conducto totalmente. Una superficie libre está expuesta a la presión atmosférica. El escurrimiento en cañería, estando confinado dentro de un conducto cerrado, no ejerce presión atmosférica si no solamente presión hidráulica.

En la figura 2.1 se comparan las dos clases de flujo. En la parte superior se indica el escurrimiento en cañería. Dos tubos piezométricos se han instalado en la cañería en las secciones 1 y 2. Los niveles de agua en los dos tubos se mantienen por la presión en la cañería a elevaciones representadas por la denominada *pendiente o gradiente hidráulica*. La presión ejercida por el agua en cada sección correspondiente a la línea de referencia es la suma de la elevación Z de la línea central de la cañería, la altura piezométrica y la altura o carga debido a la velocidad $V^2/2g$, en donde V es la velocidad media del escurrimiento. La energía está representada en la figura por lo que se llama *pendiente de la energía o línea de la energía*. La pérdida de energía que resulta cuando el agua fluye desde la sección 1 hasta la sección 2, está representada por H_f . En la parte inferior de la figura 2.1 se indica un diagrama similar para escurrimiento en canales abiertos. Para mayor sencillez, se ha supuesto que el escurrimiento es paralelo y tiene una distribución uniforme de velocidad, y que la pendiente del canal es pequeña. En este caso, la superficie del agua es la pendiente hidráulica, y la profundidad del agua corresponde a la altura piezométrica.

No obstante la similitud entre los dos tipos de escurrimiento, resolver problemas de escurrimiento en canales abiertos es mucho más difícil que en cañerías a presión. Las condiciones del escurrimiento en canales abiertos son complicadas por el hecho de que la posición de la superficie libre cambia en función del tiempo y del espacio y también por que la profundidad del escurrimiento, el canal, y las pendientes del fondo del canal y de la superficie libre son interdependientes. Datos experimentales confiables sobre el escurrimiento en canales abiertos son normalmente difíciles de obtener, más aún, las condiciones físicas de los canales abiertos varían mucho más que las de las cañerías. En éstas, la sección transversal del escurrimiento está determinada, puesto que es definida por la geometría del conducto. La sección transversal de una cañería es generalmente redonda, pero la de un canal abierto puede ser de cualquier forma, desde la circular hasta las formas irregulares de las corrientes o cursos naturales. En cañerías, la superficie interior normalmente varía en rugosidad desde la de cañerías nuevas y pulidas de bronce o de madera amachimbrada, por un lado a las de hierro viejo y oxidado, por el otro lado.

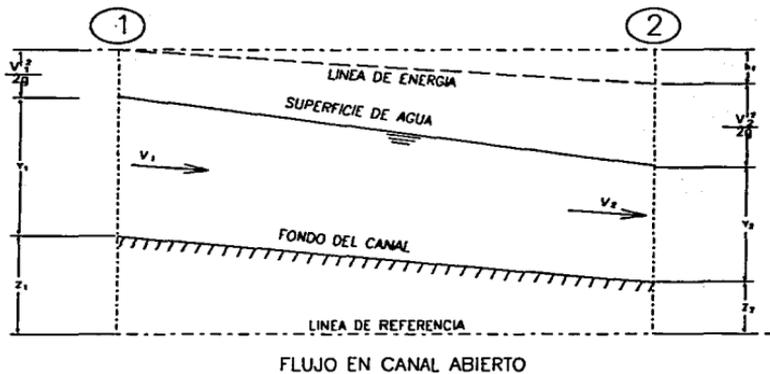
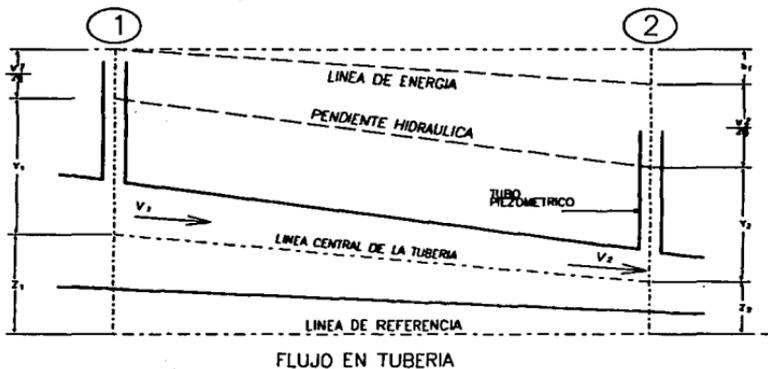


Fig. 2.1. Comparación entre flujo en cañería y flujo en canal abierto.

En canales abiertos la superficie varía desde la correspondiente a un metal pulido usado en canales de prueba a la de lechos de ríos de rugosidad irregular. Más aún, la rugosidad en un canal abierto varía con la posición de la superficie libre. En general, general, el tratamiento de escurrimientos en canales abiertos es algo más empírico que aquel de escurrimientos en cañerías. El método empírico es el mejor disponible actualmente, si se le aplica cuidadosamente, pudiendo producir resultados de valor práctico. El escurrimiento en un conducto cerrado no es necesariamente escurrimiento en cañería. Debe ser clasificado como escurrimiento en canal abierto si tiene una superficie libre. Las cañerías de aguas pluviales, por ejemplo, que son conductos cerrados, son generalmente proyectadas para escurrimiento en canal abierto puesto que el escurrimiento en la cañería se supone que mantendrá una superficie libre la mayor parte del tiempo.

Muchos ejemplos de canales abiertos se presentan en la naturaleza y en sistemas diseñados para proveer de agua a comunidades o para transportar el agua de una tormenta o el drenaje en forma segura. Véase la figura 1.7. Los ríos y las corrientes son ejemplos obvios de canales naturales. Los drenajes de lluvia en los edificios y en los lados de las calles transportan agua de lluvia. Las coladeras, normalmente ubicadas bajo las calles, colectan el escurrimiento de las calles y lo conducen a la corriente principal o a una zanja o canal hecho por el hombre.

En la industria, los canales abiertos se utilizan con frecuencia para transportar agua empleada como refrigerante de los intercambiadores de calor o enfriadores de los sistemas mecanizados.

2.1. TIPOS DE CANALES.

Un canal abierto es un conducto en el que el agua fluye con superficie libre. Clasificado de acuerdo a su origen, un canal puede ser *natural* o *artificial*.

Los canales naturales incluyen los cursos de agua que existen naturalmente sobre la tierra, variando en tamaño desde pequeños arroyitos o corrientes, ríos pequeños y grandes, hasta estuarios de mareas. Las corrientes subterráneas que lleven agua con superficie libre se considerarán también canales abiertos.

Las propiedades hidráulicas de los canales naturales son generalmente muy irregulares. En algunos casos se puede hacer hipótesis empíricas razonablemente consistentes con las observaciones actuales y la experiencia se puede hacer de tal forma que las condiciones de flujo en estos canales sean adecuadas al tratamiento analítico de la hidráulica teórica. Un estudio comprensivo del procedimiento de flujo en canales naturales requiere un conocimiento de otros campos, tal como hidrología, geomorfología, transporte de sedimentos, etc. Constituye, en efecto, un tema en sí mismo, conocido como hidráulica de ríos.

Los canales artificiales son aquellos construidos o desarrollados por el esfuerzo humano, como canales de navegación, de potencia, de irrigación y de canales, zanjas de drenaje, cubetas de vertederos, alcantarillas, etc., así como canales modelos que son construidos en el laboratorio para propósitos experimentales. Las propiedades hidráulicas de tales canales pueden ser controladas en la extensión deseada o proyectada para cumplir con los requerimientos establecidos. La aplicación de las teorías hidráulicas a canales artificiales

producirá, así, resultados aproximados a las condiciones actuales y por lo tanto razonablemente seguros para propósitos de diseño práctico.

Bajo ciertas circunstancias en la práctica de la ingeniería, a los canales abiertos artificiales se les dan diferentes nombres como "canal", "caída", "canaleta", "cuneta", "alcantarilla", "túnel con escurrimiento", etc. Estos nombres, sin embargo, en forma poco común y pueden ser definidos en un modo muy general.

El *canal* es normalmente un trazado largo y de pendiente suave construido en la tierra y que puede ser revestido o no de mampostería, hormigón, cemento, madera o materiales bituminosos.

El *acueducto* es un canal de madera, metal, hormigón o mampostería, normalmente soportado sobre o por arriba de la superficie del terreno, para llevar agua a través de una depresión.

La *caída* es un canal teniendo una pendiente pronunciada.

El *salto* es similar a la caída, pero el cambio de nivel se hace a una distancia corta.

La *alcantarilla* escurriendo parcialmente llena, es un canal cubierto de corta longitud, instalada para drenar agua a través de terraplenes de carreteras o ferrocarriles.

El *túnel de escurrimiento abierto* es un canal cubierto, comparativamente largo, usado para llevar agua a través de una colina o cualquier obstrucción en el terreno.

2.2. CLASIFICACIÓN DEL FLUJO EN CANAL ABIERTO.

El flujo en canal abierto puede clasificarse en muchos tipos y descrito de diferentes modos. La clasificación siguiente se ha hecho de acuerdo al cambio de la profundidad del flujo en función del tiempo y del espacio.

Escurrecimiento permanente y escurrecimiento no permanente: El tiempo es el criterio. El escurrecimiento en un canal abierto se dice que es permanente si la profundidad del escurrecimiento no cambia o si se supone que es constante durante el intervalo de tiempo considerado. El escurrecimiento no es *permanente* si la profundidad cambia con el tiempo. En la mayor parte de los problemas de canales abiertos, es necesario estudiar el procedimiento bajo condiciones permanentes. Sin embargo, el cambio en las condiciones de escurrecimiento con respecto al tiempo es grande, el escurrecimiento deberá ser tratado como no permanente. En crecidas y mareas, por ejemplo, las cuales son ejemplos típicos de escurrecimiento no permanente, la forma del escurrecimiento cambia instantáneamente a medida que las olas pasan, y el elemento tiempo se hace vitalmente importante en el diseño de estructuras de control.

Para todo escurrecimiento, el caudal Q en una sección del canal se expresa por

$$Q = VA$$

V es la velocidad media y A es el área de la sección transversal del escurrecimiento, normal en dirección del flujo, ya que la velocidad media se define como el caudal dividido por el área de la sección transversal.

En la mayoría de los problemas de flujo permanente, el caudal es constante a lo largo del tramo del canal en consideración: es decir que el flujo es *continuo*. Entonces usando la ecuación (1.9)

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2$$

en donde los suscritos indican diferentes secciones del canal. Esta es la *ecuación de continuidad* para un escurrimiento continuo permanente.

La ecuación (1.13) obviamente no tiene valor, cuando el canal de flujo permanente es *no uniforme* a lo largo del canal, es decir, cuando el agua entra o sale a lo largo del curso del escurrimiento. Este tipo de flujo, conocido como *especialmente variado* o *flujo discontinuo* se ha encontrado en alcantarillas, canales laterales de vertederos, desagües, en filtros, canales afluentes alrededor de tanques de tratamiento de aguas servidas, y en los principales canales de drenaje y canales de alimentación de los sistemas de irrigación.

La ley de continuidad de los flujos no permanentes requiere consideración del efecto del tiempo. Por lo tanto la ecuación de continuidad para flujos no permanentes y continuos deberá incluir el elemento tiempo como una *variable*.

Flujo uniforme y flujo variado: El espacio es el criterio. El flujo en canal abierto se dice que es *uniforme*, si la profundidad del flujo es la misma en cada sección del canal. Un flujo uniforme puede ser permanente o no permanente, dependiendo de si la profundidad no cambia en función del tiempo.

Flujo permanentemente uniforme es el tipo fundamental de flujo considerado en la hidráulica de canales abiertos. La profundidad del flujo no cambia durante el intervalo de tiempo considerado. El establecimiento de *flujo uniforme no permanente* requerirá que la superficie de agua fluctúe de tiempo en tiempo mientras permanece paralela al fondo del canal. Obviamente ésta es una condición prácticamente imposible. El término "flujo uniforme" es entonces usado desde ahora para referirse solamente a flujo uniforme permanente.

El flujo es *variado* si la profundidad del flujo cambia a lo largo del canal. El flujo variado puede ser permanente o irregular, es poco común el término "flujo no permanente" se usará desde ahora en adelante para distinguir el *flujo variado no permanente* exclusivamente.

El flujo variado puede ser posteriormente clasificado como *rápidamente o gradualmente variado*. El flujo es rápidamente variado si la profundidad cambia abruptamente en una distancia comparativamente corta; y si no es así, es gradualmente variado. Un flujo rápidamente variado es también conocido como un *fenómeno local*; tales como, por ejemplo, el salto hidráulico y la caída hidráulica.

Resumiendo entonces tenemos que el flujo en canal abierto puede clasificarse como:

El *flujo estable uniforme* se presenta cuando la velocidad del flujo de volumen (típicamente llamada *descarga* en el análisis de flujo en canal abierto) permanece constante en la sección de interés y la profundidad del fluido en el canal no varía. Para lograr flujo estacionario uniforme, la sección transversal del canal no debe cambiar a lo largo de toda su longitud. Este tipo de canal es *prismático*. La figura 2.2 muestra el flujo uniforme en una vista lateral.

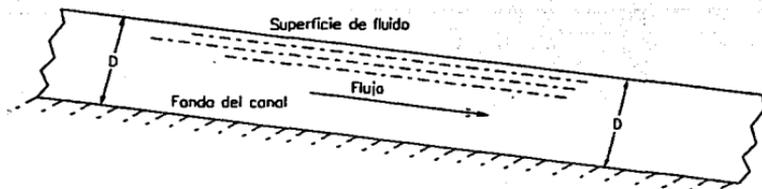


Fig. 2.2. Flujo en un canal abierto estable o uniforme - vista lateral.

El *flujo uniformemente variado* se presenta cuando la descarga permanece constante pero la profundidad del fluido cambia a lo largo de la sección de interés. Esto se presentará si el canal no es prismático.

El *flujo no uniformemente variado* se presenta cuando la descarga varía con el tiempo, resultando en cambios en la profundidad del fluido a lo largo de la sección de interés ya sea que el canal sea prismático o no.

El flujo variado puede ser además clasificado en *flujo variado rápidamente* y *flujo variado gradualmente*. Como sus nombres lo implican, la diferencia estriba en la rapidez del cambio de profundidad con la posición a lo largo del canal. La figura 2.3 ilustra una serie de condiciones en las que se representa flujo variado. El siguiente análisis describe el flujo en las diferentes partes de la figura.

Sección 1. El flujo comienza desde un depósito en el que el fluido se encuentra prácticamente en reposo. La *compuerta de esclusa* es un dispositivo que permite que el fluido corra desde el depósito en un punto situado bajo la superficie. Conforme el fluido se acelera, se presenta flujo variado en forma rápida cerca de la compuerta y es muy probable que la velocidad de flujo sea muy grande en esa área.

Sección 2. Si el canal que va hacia abajo de la compuerta de esclusa es relativamente corto, y si su sección transversal no varía mucho, entonces se presentará flujo variado en forma gradual. Si el canal es prismático y lo suficientemente largo, se puede presentar flujo uniforme.

Sección 3. La formación de un salto hidráulico es un fenómeno de flujo en canal abierto muy curioso. El flujo, antes de saltar es muy rápido y relativamente bajo. En el salto, el flujo se vuelve muy turbulento y se disipa una gran cantidad de energía. Después, siguiendo el salto, la velocidad de flujo es mucho más lenta y la profundidad del flujo es mayor.

sección 4. Una puerta es una obstrucción ubicada en la corriente de flujo que provoca un cambio abrupto en la sección transversal del canal. Las puertas pueden utilizarse como dispositivos de control o para medir la velocidad de flujo de volumen. Típicamente, el

flujo es variado en forma rápida conforme viaja por la puerta por una "cascada" que se presenta en dirección hacia abajo.

Sección 5. Como en la sección 2, el flujo hacia abajo de la compuerta usualmente va variando gradualmente si el canal es prismático.

Sección 6. La caída hidráulica se presenta cuando la pendiente del canal se incrementa en la forma repentina con un ángulo abrupto. El flujo se acelera debido a la gravedad y se presenta un flujo variado rápidamente.

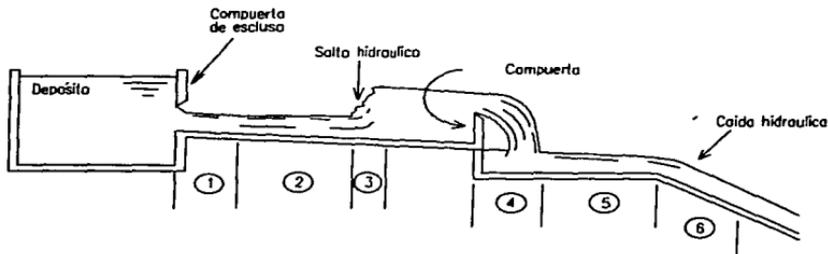


Fig. 2.3. Condiciones que provocan flujo variable.

Para mayor claridad, la clasificación de flujo en canales abiertos, se puede resumir en la siguiente forma:

- A. Flujo permanente.
 - 1. Flujo uniforme.
 - 2. Flujo variado .
 - a. Flujo variado gradualmente.
 - b. Flujo variado rápidamente.
- B. Flujo irregular.
 - 1. Flujo uniforme (raro).
 - 2. Flujo variado.
 - a. Flujo variado gradualmente.
 - b. Flujo variado rápidamente.

Diferentes tipos de flujos se presentan en la figura 2.4. Para propósitos ilustrativos, estos diagramas así como en otros similares referentes a canales abiertos, han sido dibujados a una escala vertical muy exagerada, ya que los canales comunes tienen pendientes pequeñas del fondo.

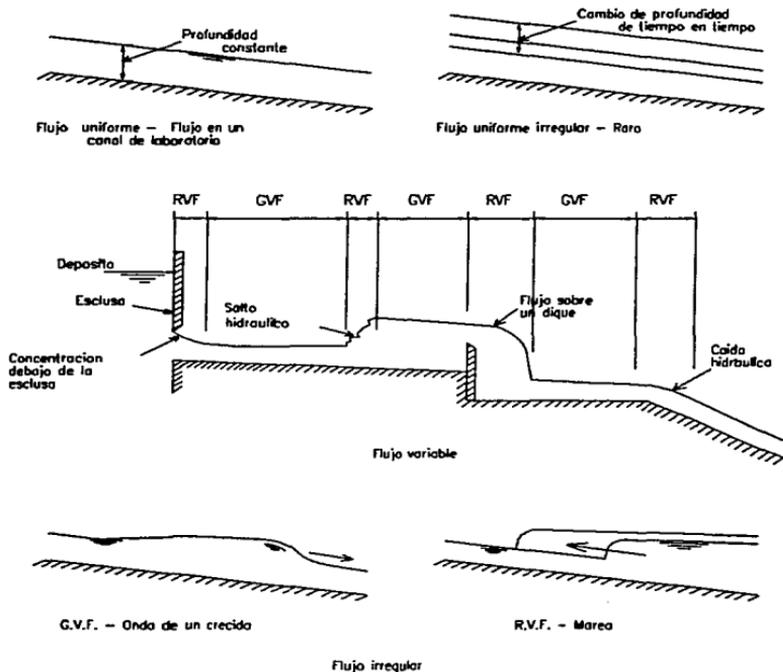


Fig. 2.4. Diferentes tipos de flujos de canales abiertos. G. V. F. = flujo gradualmente variado; R. V. F. = flujo rápidamente variado.

2.3. NÚMEROS ADIMENSIONALES.

El estado o comportamiento del flujo en canal abierto es gobernado básicamente por los efectos de viscosidad y gravedad relativa a las fuerzas de inercia del flujo. La tensión superficial del agua puede afectar el comportamiento del flujo bajo ciertas circunstancias, pero no juega un papel significativo en la mayor parte de los problemas de canal abierto encontrados en ingeniería.

Efectos de la viscosidad. Dependiendo del efecto de la viscosidad relativa a la inercia, el flujo puede ser laminar, turbulento, o de transición.

El flujo es *laminar* si las fuerzas viscosas son tan fuertes comparadas con las fuerzas de inercia donde la viscosidad juega un papel importante para determinar el comportamiento del flujo. En flujo laminar, las partículas de agua parecen moverse en recorridos calmados definidos, o líneas de corriente, y las capas infinitesimalmente delgadas del fluido parecen deslizarse sobre las capas adyacentes.

El flujo es *turbulento* si las fuerzas viscosas son débiles comparadas con las fuerzas de inercia. En el flujo turbulento, las partículas de agua se mueven en recorridos irregulares, los cuales no son ni calmados ni determinados pero en su conjunto todavía presentan el movimiento hacia adelante de la corriente total. Entre los estados laminar y turbulento hay uno mixto, o estado de *transición*.

El efecto de viscosidad relativo al de inercia puede representarse por el número de Reynolds representado así:

$$N_R = \frac{VD}{\nu} \quad (2.1)$$

donde

- V - Velocidad promedio del flujo.
- D - Diámetro de la tubería.
- ν - Viscosidad cinemática del fluido.

Hemos visto que se presenta flujo laminar cuando $N_R < 2,000$ y se presenta flujo turbulento cuando $N_R > 4,000$ para la mayoría de las situaciones de flujo de tubería en la práctica. El número de Reynolds representa los efectos de la viscosidad del fluido en relación con la inercia del fluido.

En el flujo en canal abierto, la dimensión característica es el radio hidráulico, R_h . El cual para una sección transversal circular completa, $D = 4R_h$. Para secciones transversales no circulares cerradas, es adecuado sustituir $4R_h$ por D para que el número de Reynolds tuviera el mismo orden de magnitud como el que tienen las tuberías circulares y los tubos. Sin embargo, esto no se hace generalmente en el análisis de flujo en canal abierto, por consiguiente,

$$N_R = \frac{VR_h}{\nu} \quad (2.2)$$

Experimentos muestran que, en canales abiertos, se presenta flujo laminar cuando $N_R < 500$. El rango desde 500 hasta 2,000 es la región de transición. El flujo turbulento normalmente se presenta cuando $N_R > 2,000$.

Un flujo en canal abierto es laminar si el número de Reynolds N_R es pequeño y es turbulento si N_R es grande. Numerosos experimentos han demostrado que el flujo en una cañería cambia de laminar a turbulento en el rango de N_R entre el valor crítico 2,000 y un valor que puede ser tan alto como 50,000. En estos experimentos el diámetro de la tubería se tomó como la longitud característica al definir el número Reynolds. Cuando es el radio hidráulico el que se toma como longitud característica, el correspondiente rango va desde 500 hasta 12,500, ya que el diámetro de una tubería es cuatro veces su radio hidráulico.

Los estados laminar, turbulento y transicional del escurrimiento en canal abierto se pueden expresar en un diagrama que muestra una relación entre el número de Reynolds y el factor de fricción de la fórmula *Darcy - Weisbach*. Tal diagrama, generalmente conocido como diagrama *Stanton*, ha sido desarrollado para flujos en cañería. La *fórmula Darcy - Weisbach*, también desarrollada principalmente para flujos en cañerías, es :

$$H_L = f \frac{LV^2}{d_o 2g} \quad (2.3)$$

donde

H_L - Pérdida de fricción para el flujo en cañería.

f - Factor de fricción.

L - Longitud de la cañería.

d_o - Diámetro de la cañería.

V - Velocidad del flujo.

g - Aceleración debida a la gravedad.

Ya que $d_o = 4R_h$ y el gradiente de energía $S = H_L / L$, la ecuación de arriba puede volver a escribirse para el factor de fricción

$$f = \frac{8gR_h S}{V^2} \quad (2.4)$$

Esta ecuación puede también ser aplicada a escurrimientos uniforme y casi uniforme en canales abiertos.

La relación $f - N_R$ para cañerías lisas pueden expresarse por la ecuación *Blassius*

$$f = \frac{0.223}{N_R^{0.23}} \quad (2.5)$$

la cual es válida solamente si el valor N_R está entre 750 y 25,000. Para valores más altos de N_R , Von Kármán desarrollan una expresión general, que fue modificada posteriormente por Prandtl para comparar aproximadamente con los datos obtenidos por Nikuradse, la ecuación resultante *Prandtl - Von - Kármán* es :

$$\frac{1}{f} = 2 \log(R_h \sqrt{f} + 0.4) \quad (2.6).$$

Las ecuaciones (2.5) y (2.6) serán usadas en la siguiente discusión como una base para comparar las condiciones de flujo en canales abiertos. Se puede notar que las ecuaciones correspondientes para flujos en canales abiertos han sido desarrolladas por Keulegan y parecen ser muy similares a las ecuaciones de flujos en cañería dadas anteriormente. Se debe recordar, sin embargo, que, debido a la superficie libre y a la interdependencia del radio hidráulico, caudal, y pendiente, la relación $f - N_R$ en el flujo en canales abiertos no sigue *exactamente* los conceptos simples que valen para flujos en cañería. Algunos aspectos específicos de la relación $f - N_R$ en flujo en canal abierto serán descritos a continuación.

La figura 2.5, dibuja la relación para flujos en *canales lisos*. En este dibujo se pueden hacer notar los hechos siguientes:

1. El dibujo muestra claramente cómo el estado del flujo cambia de laminar a turbulento a medida que el número de Reynolds aumenta. La discontinuidad del dibujo y la dispersión de datos caracteriza la región transicional, tal como lo hace el diagrama de Stanton para flujo en cañerías. La zona transicional, sin embargo, no está tan bien definida como lo está en flujo en cañerías. El número de Reynolds más bajo crítico depende en cierto modo de la forma del canal. El valor varía desde 500 a 600, siendo generalmente más grande que el valor para flujo en cañerías. Para propósitos prácticos, la zona transicional de N_R para flujo en canal abierto puede superarse que va desde 500 hasta 2,000. Se debe hacer notar, sin embargo, que el valor superior es arbitrario, ya que no hay límite superior definido para toda condición de flujo.

2. Los datos en la región laminar se pueden definir por una ecuación general

$$f = \frac{K}{R_h} \quad (2.7).$$

De la ecuación (2.2) y (2.4) se puede observar que

$$K = \frac{8gR_h^2 S}{Vv} \quad (2.8).$$

Ya que V y R_h tienen valores específicas para cada forma dada del canal, K es un factor numérico dependiendo solamente de la forma del canal. Para flujo laminar en canales lisos, el valor de K puede ser determinado teóricamente. El dibujo en la figura 2.5 indica que K es aproximadamente 24 para los canales rectangulares y 14 para el canal triangular en consideración.

3. Los datos en la región turbulenta corresponden aproximadamente a la curva Blasius-Prandtl-Von-Kármán. Esto indica que la ley para flujo turbulento en cañerías lisas puede ser aproximadamente representativa de todos los canales lisos. El dibujo también muestra que la forma del canal no tiene una influencia importante sobre la fricción en flujo turbulento, como lo tiene en flujo laminar.

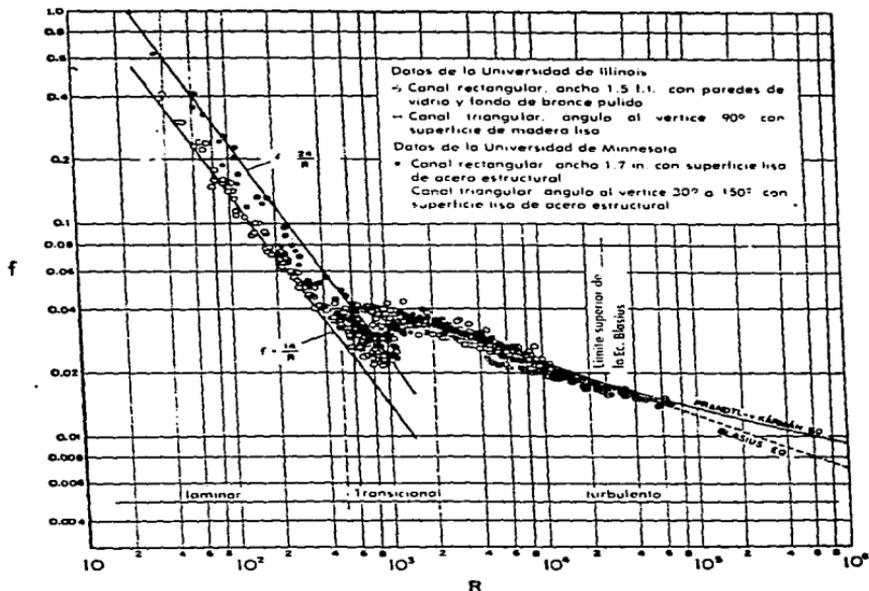


Fig. 2.5. La relación $f - N_R$ para flujo en canales lisos.

Los datos para flujo laminar y para flujo turbulento se muestran en el diagrama para flujo en canales rugosos figura 2.6.

En algunos de los datos, la rugosidad del canal se representa por K , la cual es una medida del tamaño de las partículas formando la rugosidad de la superficie del canal. El diagrama ilustra los siguientes hechos.

1. En la región laminar los datos pueden ser definidos por la ecuación (2.7). En esta región, el valor de K es generalmente más alto que el de canales lisos y varía entre 60 y 33, indicando la pronunciada influencia de la rugosidad del canal sobre el factor de fricción.

2. En la región turbulenta, la forma del canal tiene un efecto pronunciado sobre el factor de fricción. Se piensa que, cuando el grado de rugosidad es constante, el factor de fricción decrece aproximadamente en el orden de canales rectangulares que en canales triangulares, trapezoidales y circulares. Según una sugerencia de Prandtl, Kirschmer explica que el efecto de la forma del canal puede ser debido al desarrollo de flujo secundario, el cual aparentemente es más pronunciado en canales rectangulares que en canales triangulares. El flujo secundario es el movimiento de las partículas de agua en una sección transversal normal a la dirección longitudinal del canal. Un flujo secundario alto significa gran pérdida de energía y por lo tanto da lugar a una gran resistencia del canal.

3. En la región turbulenta la mayor parte de los puntos aparecen paralelos a la curva Prandtl-Von-Kármán. Esta curva sirve como una posición límite aproximada hacia la cual un punto se mueve a medida que la resistencia total se hace menor. De acuerdo a un concepto adelantado por Morris, el ascenso de los puntos sobre la curva de conducto liso se puede explicar como un resultado de la pérdida de energía adicional generada por la rugosidad de los elementos. Cuando el número de Reynolds depende solamente de la rugosidad, radio hidráulico y forma del canal.

4. El dibujo de los datos de Varwick para una determinada rugosidad, radio hidráulico y forma del canal arranca desde una curva paralela a la curva de Prandtl-Von-Kármán, entonces sube a medida que el número de Reynolds aumenta, y finalmente se hace horizontal cuando alcanza un estado de completa turbulencia. El ascenso del dibujo es un fenómeno peculiar que exige explicación y desde que este hallazgo no ha sido verificado por otros lados, parecen necesarios más estudios experimentales para defenderlo.

Se debe hacer notar que las descripciones dadas se limitan a baja velocidad, o flujo subcrítico y a flujos sobre los cuales la tensión superficial no tiene influencia.

En la mayor parte de los canales abiertos el flujo laminar ocurre muy raramente. El hecho de que la superficie de una corriente aparezca lisa y tersa para un observador no es de ningún modo una indicación de que el flujo sea laminar; más probablemente, ello indica que la velocidad de la superficie es más baja que la requerida para que se formen ondas capilares. El flujo laminar en canales abiertos se sabe que existe, sin embargo, usualmente donde delgadas láminas de agua fluyen sobre el suelo o donde se ha creado deliberadamente en canales de prueba de modelos.

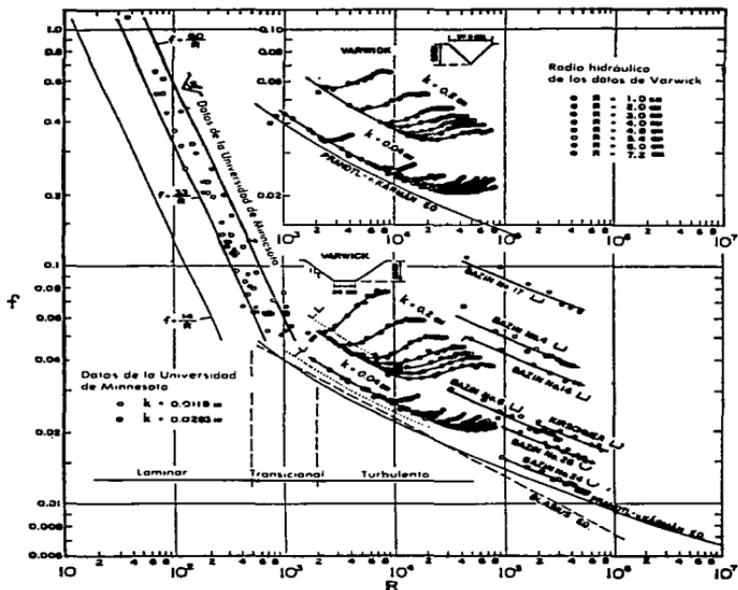


Fig. 2.6. La relación $f - N_R$ para flujo en canales rugosos. Los canales Bazin: No. 4, gravilla embebida en cemento; No. 6, madera sin pulir; No. 14, madera sin pulir más rugosa debido a tablas de madera atravesadas, de 27 mm. de largo, 10 mm. de alto y 10 mm. separados; No. 17, igual que No. 14 excepto que el espaciado es de 50 mm.; No. 24, terminación en cemento; y No. 26, madera sin pulir. El canal de Kirschmer: hormigón liso.

Como el flujo en la mayoría de los canales es turbulento, un modelo utilizado para simular un canal prototipo, debió ser proyectado para que el número de Reynolds del flujo del canal modelo esté en la zona turbulenta.

2.4. TIPOS DE FLUJO EN CANAL ABIERTO.

El número de Reynolds y los términos *laminar* y *turbulento* no son suficientes para caracterizar todos los tipos de flujo en canal abierto. Además de la viscosidad, la relación entre sus fuerzas de inercia y fuerzas de gravedad es también importante. El *número de Froude*, N_F , se define como,

$$N_F = \frac{V}{\sqrt{gY_s}} \quad (2.9)$$

donde V es la velocidad media del flujo, g es la aceleración de la gravedad ; y

$$Y_s = A/T \quad (2.10)$$

donde A se define como el área de la sección transversal del agua, normal a la dirección del flujo en el canal y T es el ancho de la superficie libre.

Cuando el número de Froude es igual a 1.0, esto es, cuando $V = \sqrt{gY_s}$, el flujo se llama *flujo crítico*. Cuando $N_F < 1.0$, el flujo es *subcrítico*, y cuando $N_F > 1.0$, el flujo es *supercrítico*.

Un efecto combinado entre viscosidad y gravedad pueden producir cualquiera de los cuatro *regímenes de flujo* en un canal abierto, que son:

1. Subcrítico - laminar. $N_R < 500$, y $N_F < 1.0$.
2. Subcrítico - turbulento. $N_R > 2,000$, y $N_F < 1.0$.
3. Supercrítico - turbulento. $N_R > 2,000$, y $N_F > 1.0$.
4. Supercrítico - laminar. $N_R < 500$, y $N_F > 1.0$.

Las relaciones profundidad-velocidad para los cuatro regímenes de flujo en un canal abierto y ancho se pueden mostrar en un gráfico logarítmico (figura 2.7). La línea gruesa para $N_F = 1$ y la banda rayada para la zona transicional laminar turbulenta intercepta en el gráfico y divide el área total en cuatro porciones, cada una de las cuales representa un régimen de flujo.

Los primeros dos regímenes, subcrítico-laminar y supercrítico-laminar, no se encuentran normalmente en la hidráulica aplicada de canales abiertos. Ya que el flujo es generalmente turbulento en los canales considerados en los problemas de ingeniería. Sin embargo, estos regímenes ocurren frecuentemente donde hay profundidades muy pequeñas, lo cual se conoce como flujo delgado y ellos se hacen significativos en la prueba en modelos hidráulicos, el estudio del flujo sobre el suelo, y control de la erosión para tales flujos.

Se cree que la acción de la gravedad puede tener un efecto definitivo sobre la resistencia del flujo en canales dentro del rango de flujo turbulento. Los datos experimentales para canales rectangulares y lisos y para canales rugosos han mostrado que, en el flujo de régimen supercrítico-turbulento, el factor de fricción tiende a aumentar con el incremento del número de Froude.

Además se sabe que con números de Froude aumentados, el factor de fricción del flujo turbulento en ambos canales abiertos lisos y rugosos se hace más grande que aquí en cañerías. Es posible que la presencia de la superficie libre en flujos en un canal abierto haga el canal hidráulicamente más rugoso que la cañería.

Además, los flujos pueden estar en las regiones de transición. Sin embargo, tales flujos son inestables y muy difíciles de caracterizar.

En este análisis, los términos *laminar* y *turbulento* tienen el mismo significado que tuvieron para el flujo en tuberías. En flujo laminar, existe muy poco o nada de mezcla del flujo, de tal forma que una corriente inyectado en el fluido permanecerá virtualmente intacto. En flujo turbulento, sin embargo, se presenta un intermezclado caótico, y la corriente de tefir se disipa en forma rápida a través del fluido.

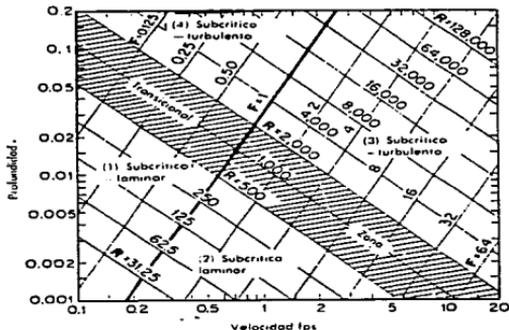


Fig. 2.7. Relaciones profundidad-velocidad para cuatro regímenes de flujo en canal abierto.

2.5. GEOMETRÍA DE LOS CANALES.

Un canal construido con sección transversal constante y pendiente del fondo también constante, se llama un *canal prismático*. De lo contrario, el canal es *no prismático*: un ejemplo es la cubeta de un vertedero con ancho variable y alineamiento curvo.

El término *sección del canal*, se refiere a la sección transversal de un canal tomada normalmente a la dirección del flujo, una *sección vertical del canal*, es la sección vertical pasando a través del punto más bajo o del fondo de la sección del canal. Para canales horizontales, entonces, la sección del canal es siempre una sección vertical del canal.

Las secciones de los canales naturales son en general muy irregulares, variando normalmente de una parábola a un trapecioide aproximadamente. Para curioso de agua sujetos a frecuentes crecidas, el canal puede consistir de una sección principal de canal llevando caudales normales y una o más secciones laterales del canal para acomodar las crecidas.

Los canales artificiales se proyectan usualmente con sección de formas geométricas regulares. El cuadro 2.1 agrupa siete formas geométricas que tienen un uso muy frecuente. La forma trapecoidal es la más común para canales con terraplenes de tierra sin revestir. Pues suministra pendientes laterales para la estabilidad. El rectángulo y el triángulo son casos especiales del trapecioide. Ya que el rectángulo tienen lados verticales, se usa comúnmente para canales construidos de materiales estables tales como mampostería revestida, roca, metal o madera. La sección rectangular es utilizada solamente para pequeñas zanjas, cunetas y trabajos de laboratorio. El círculo es la sección popular para colectores y alcantarillas de tamaño pequeño y mediano. La parábola es usada como una aproximación de secciones de canales naturales de tamaño pequeño y mediano. El rectángulo de ángulos redondeados es una modificación del rectángulo. El triángulo de fondo redondeado es una aproximación de la parábola; es una forma normalmente creada para excavación con palas excavadoras.

Las secciones geométricas cerradas diferentes del círculo son utilizadas frecuentemente en colectores, particularmente para colectores de suficiente tamaño para permitir entrar a un hombre. Estas secciones tienen nombres diferentes de acuerdo a su forma; ellas pueden ser de forma de huevo, ovoide, semielípticas, forma de U, catenaria, herradura, etc. El rectángulo completo y el cuadrado son también comunes para colectores grandes.

Elementos geométricos de la sección del canal.

Los *elementos geométricos* son propiedades de una sección de canal que puede ser definida enteramente por la geometría de la sección y la profundidad del flujo. Estos elementos son muy importantes y son usados ampliamente en cálculos de escurrimiento.

Para secciones simples de canales regulares, los elementos geométricos se pueden expresar matemáticamente en función de la profundidad del escurrimiento y de otras dimensiones de la sección. Para secciones complicadas y secciones de corrientes naturales, sin embargo, ninguna fórmula simple se puede escribir para expresar estos elementos, pero curvas representando la relación entre estos elementos y la profundidad del escurrimiento, se pueden preparar para su uso en cálculos hidráulicos.

ELEMENTOS GEOMETRICOS DE LAS SECCIONES DEL CANAL.

SECCION	AREA A	PERIMETRO MOJADO PM	RADIO HIDRAULICO R_h	ANCHO SUPERIOR T	PROFUNDIDAD HIDRAULICA D	FACTOR DE LA SECCION Z
 Rectángulo	by	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$	b	y	$by^{1/2}$
 Trapezoidal	$(b + zy)y$	$b + 2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}}$	$b + 2zy$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2zy}$	$\frac{(b + zy)y^{1/2}}{b + 2zy}$
 Triángulo	zy^2	$2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1 + z^2}}$	$2zy$	$1/2 y$	$\frac{\sqrt{z}}{2} zy^{1/2}$
 Círculo	$1/8(\theta - \text{sen } \theta)D^3$	$1/2 \theta D$	$1/4 \left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta}\right) D$	$(\text{sen } 1/2\theta)D$ o $2\sqrt{y(D - y)}$	$1/8 \left(\frac{\theta - \text{sen } \theta}{\text{sen } 1/2\theta}\right) D$	$\frac{\sqrt{\theta} \theta - \text{sen } \theta}{32 (\text{sen } 1/2\theta)^{3/2}} D^{1/2}$
 Parábola	$2/3 Ty$	$T + \frac{8}{3} \frac{y^2}{T}$	$\frac{2}{3T^2} \frac{T^3 y^2}{3T^2 + 8y^2}$	$\frac{3}{2} \frac{A}{y}$	$2/3 y$	$2/9 \sqrt{6} T y^{1/2}$
 Rectángulo con ángulos redondeados	$\left(\frac{T}{z}\right)^2 (1 + (b+2r)y)$	$\theta T - 2r^2 + b + 2y$	$\frac{T(T/2 - 2r^2 + (b+2r)y)}{\theta T - 2r^2 + b + 2y}$	$b + 2r$	$\frac{(T/2 - 2r^2 + (b+2r)y)}{b + 2r} + y$	$\frac{(T/2 - 2r^2 + (b+2r)y)^{1/2}}{\sqrt{b + 2r}}$
 Triángulo con fondo redondeado	$\frac{1}{2} \frac{T^2}{z} (1 - z \cot^2 z)$	$\frac{T}{z} \sqrt{1+z^2} - \frac{2r^2}{z} (1 - z \cot^2 z)$	$\frac{A}{P}$	$2(z(y-r) + r\sqrt{1+z^2})$	$\frac{A}{T}$	$A \sqrt{\frac{A}{T}}$

■ APROXIMACIÓN SATISFACTORIA PARA EL INTERVALO $0 < x < 1$, DONDE $x = 4yT$ CUANDO $x > 1$ USE LA EXPRESIÓN EXACTA.

$$P = (T/2x)\sqrt{1+x^2} + 1/x \ln(x + \sqrt{1+x^2})$$

Las definiciones de algunos elementos geométricos de básica importancia se dan a continuación:

La *profundidad del flujo* 'y' es la distancia vertical del punto más bajo de la sección de un canal a la superficie libre. Este término se usa a menudo indistintamente con la *profundidad de la sección del flujo* d. Estrictamente hablando, la profundidad de la sección del flujo es la profundidad del flujo normal a la dirección del flujo, o la altura de la sección del canal contenido en el agua. Para un canal con una pendiente longitudinal de ángulo θ , se puede ver que la profundidad del flujo es igual a la profundidad de la sección a la profundidad de la sección dividida por el coseno de θ . En el caso de canales con grandes pendientes, entonces; los dos términos debieran usarse adecuadamente distintamente.

La *cota* es la elevación a distancia vertical de la superficie libre sobre una referencia dada. Si el punto más bajo de la sección del canal se ha elegido como la referencia, la cota es idéntica con la profundidad del escurrimiento.

El *ancho superior* T es el ancho de la sección del canal en la superficie libre.

El *área mojada* A es el área de la sección transversal del flujo normal a la dirección del flujo.

El *perímetro mojado* PM es la longitud de la línea de intersección de la superficie mojada del canal con el plano de la sección transversal normal a la dirección del flujo.

El *radio hidráulico* R_h es la relación del área mojada a su perímetro mojado, o

$$R_h = \frac{A}{PM} \quad (2.11)$$

La *profundidad hidráulica* P_h es la relación del área mojada del ancho superior, o

$$P_h = \frac{A}{T} \quad (2.12)$$

El *factor de la sección para cálculos de escurrimiento flujo crítico* z, es el producto del área mojada por la raíz cuadrada de la profundidad hidráulica, o

$$z = A \sqrt{P_h} = A \frac{\sqrt{A}}{T} \quad (2.13)$$

El *factor de la sección para cálculos de escurrimiento uniforme* $AR_h^{2/3}$ es el producto del área mojada y la potencia a los dos tercios del radio hidráulico.

El cuadro 2.1 suministra una lista de fórmulas para seis elementos geométricos básicos de siete secciones de canal comúnmente utilizadas. Para una sección circular, las curvas en la figura 2.8 representan las relaciones de los elementos geométricos de la sección a los elementos correspondientes cuando la sección fluye llena. Estas curvas se han preparado para ciertas secciones trapecoidales, triangulares y parabólicas, comúnmente usadas en los usos prácticos, estos diagramas proveen un medio conveniente para determinar los elementos geométricos.

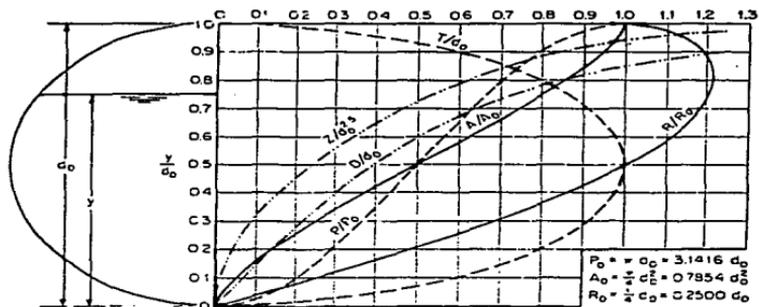


Figura 2.8. Elementos geométricos de una sección circular.

2.6. DISTRIBUCIÓN DE LA VELOCIDAD EN LA SECCIÓN DE UN CANAL.

Debido a la presencia de una superficie libre y a la fricción a lo largo de las paredes del canal, las velocidades en un canal no están uniformemente distribuidas en la sección del canal. La velocidad máxima medida en canales comunes, normalmente parece ocurrir debajo de la superficie libre a una distancia de 0.05 a 0.25 de la profundidad; y cuanto más cerca de los bancos, más profundo está el máximo. La figura 2.9 ilustra el andamio general de la

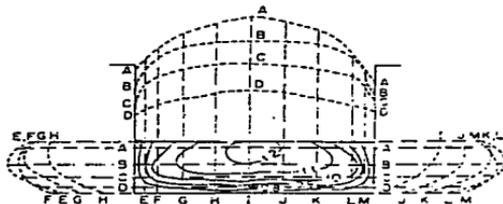


Fig. 2.9. Distribución de la velocidad en un canal rectangular.

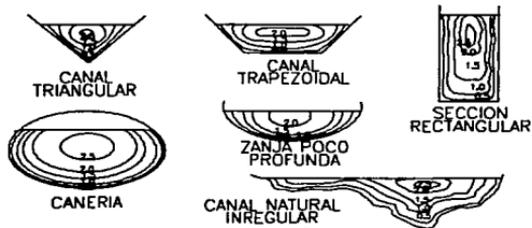


Fig. 2.10. Curvas típicas de igual velocidad en diferentes secciones de canales.

distribución de velocidades sobre varias secciones verticales y horizontales de un canal de sección rectangular y las curvas de igual velocidad en la sección transversal. La configuración

general de la distribución de velocidad en varias secciones de canales de otras formas, como se muestran en la figura 2.10.

La distribución de la velocidad en una sección del canal depende también de otros factores, tales como la forma poco común de la sección, la rugosidad del canal y la presencia de codos y curvas. En un curso de agua ancho, bajo y rápido o en un canal muy liso, la máxima velocidad se puede encontrar muy a menudo en una superficie libre. La rugosidad del canal causará el incremento de la curva que relaciona la profundidad con la distribución de la velocidad (fig. 2.11). En un codo, la velocidad aumenta grandemente en el lado convexo, debido a la acción centrífuga del flujo. Contrariamente a la creencia común, el viento en la superficie tiene poco efecto sobre la distribución de velocidades.

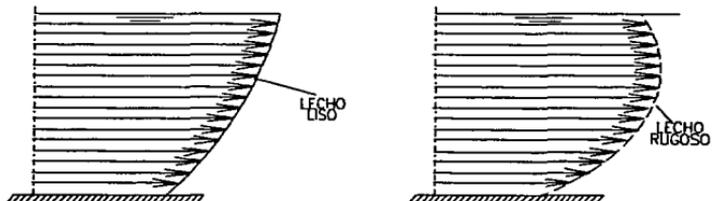


Fig. 2.11. Efecto de la rugosidad sobre la distribución de velocidades en un canal abierto.

Como se ha revelado en cuidadosas investigaciones de laboratorio, el escurrimiento en un canal recto prismático es un efecto tridimensional, manifestando un movimiento en espiral, aunque la componente de velocidad en la sección transversal del canal es normalmente pequeña e insignificante comparada con las componentes de la velocidad longitudinal. Shukry encontró que, en canales cortos en el laboratorio, un disturbio pequeño a la entrada, el cual es usualmente inevitable, es suficiente para causar el desplazamiento de la zona de niveles de agua más alto a un lado, dando así lugar a un movimiento de espiral simple. En un tramo largo y uniforme, alejado de la entrada, un movimiento doble espiral ocurrirá para permitir la igualación de las tensiones de corte en ambos lados del canal. El andamio incluirá una espiral en cada lado de la línea central, donde el nivel de agua es más alto, en consideraciones prácticas es bastante seguro ignorar el movimiento espiral en canales prismáticos rectos. El flujo espiral en canales curvos, sin embargo, es un fenómeno importante para ser considerado en diseño.

Como resultado de la distribución no uniforme de velocidad sobre la sección del canal, la altura o carga de velocidades del escurrimiento de un canal abierto es, en general, más grande que el valor calculado de acuerdo a la expresión $V^2/2g$, donde V es la velocidad media. Cuando se utiliza el principio de la energía en el cálculo, la verdadera altura de

velocidad se puede expresar como $\alpha V^2/2g$, donde α es conocida como *coeficiente de energía o coeficiente de Coriolis*, en honor de G. Coriolis quien fue el primero en proponerlo. Los datos experimentales indican que el valor de α varía desde alrededor de 1.03 a 1.36 para canales prismáticos ligeramente rectos. El valor es generalmente más alto para canales pequeños y más bajo para grandes corrientes de considerable profundidad.

El coeficiente de distribución de velocidades son siempre ligeramente más grandes que el valor límite de la unidad para el cual la distribución de velocidad sería estrictamente uniforme a través de la sección del canal. Para canales de sección transversal de tamaño regular y alimentación casi rectos, el efecto de la distribución no uniforme de la velocidad sobre el cálculo de la altura de velocidad es pequeño. Por lo tanto a menudo, el coeficiente se supone igual a la unidad.

Para propósitos prácticos, Kolupaila propuso los valores indicados tabla 2.2 para el coeficiente de distribución de velocidades.

CANALES	VALOR DE α		
	MÍNIMO	PROMEDIO	MÁXIMO
Canales regulares, canaletas, vertederos	1.10	1.15	1.20
Corrientes naturales y torrentes	1.15	1.30	1.50
Ríos bajo capa de hielo	1.20	1.50	2.00
Ríos en valles, crecidos	1.50	1.75	2.00

Tabla 2.2 Valores del coeficiente de Coriolis.

2.7. DISTRIBUCIÓN DE PRESIÓN EN LA SECCIÓN DEL CANAL.

La presión en cualquier punto de una sección transversal del flujo en un canal de pendiente pequeña, se puede medir con la altura de la columna de agua en un tubo piezométrico instalado en el punto (fig. 2.12). Eliminando disturbios menos debido a la turbulencia, etc. es aparente que esta columna de agua debiera alcanzar desde el punto de medida hasta la línea del gradiente hidráulica o la superficie del agua. De este modo, la presión en cada punto de la sección, es directamente proporcional a la profundidad del punto debajo de la superficie libre e igual a la presión hidrostática correspondiente a esta profundidad. En otras palabras, la distribución de presión es hidrostática; es decir, la distribución es lineal y puede ser representada por la línea recta AB (fig. 2.12a). Esto se conoce como la *ley hidrostática de la distribución de presión*.

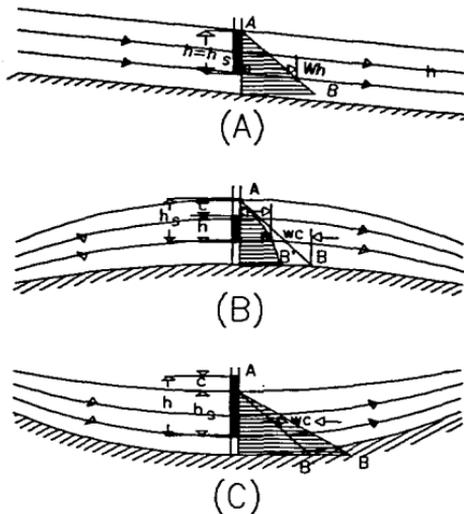


Fig. 2.12. La distribución de presión en canales rectos y curvas de pendiente pequeña u horizontal en la sección en consideración. h = altura piezométrica, h_s = altura hidrostática y c = corrección de la altura de presión debido a la curvatura. (a) Flujo paralelo; (b) Flujo convexo; (c) Flujo cóncavo.

Estrictamente hablando, la aplicación de la ley hidrostática a la distribución de presión en la sección transversal de un canal escurriendo es válida solamente si los filamentos de flujo no tienen componentes de la aceleración en el plano de la sección transversal. Este tipo de flujo es conocido teóricamente como flujo paralelo, es decir, que las líneas de corriente no tienen curvatura sustancial ni divergente. Consecuentemente, no hay componentes apreciables de la aceleración normales a la dirección del flujo que podrían deformar la distribución hidrostática de la presión en la sección transversal de un *flujo paralelo*.

En problemas actuales, el flujo uniforme es prácticamente flujo paralelo. Flujo gradualmente variado puede ser también considerado como flujo paralelo, ya que el cambio en profundidad del flujo es tan suave que las líneas de corriente no tienen curvatura apreciable ni divergencia; es decir, la curvatura y la divergencia son tan pequeñas que el efecto de la componente de la aceleración en el plano de la sección transversal es despreciable. Por lo tanto, para propósitos prácticos, *la ley hidrostática de distribución de presión es aplicable al flujo gradualmente variado así como el flujo uniforme.*

Si la curvatura de las líneas de corriente es importante, el flujo se conoce teóricamente como flujo curvilíneo. El efecto de la curvatura consiste en producir componentes apreciables de aceleración o fuerza centrífuga normales a la dirección del flujo. Así, la distribución de presión sobre la sección de aparta de la hidrostática si ocurre flujo curvilíneo en el plano vertical.

Dicho flujo curvilíneo puede ser convexo o cóncavo (fig. 2.12 b y c). En ambos casos, la distribución no lineal de la presión se representa por AB' en vez de la distribución recta AB que podría ocurrir si el flujo fuera paralelo. Se supone que todas las líneas de corriente son horizontales en la sección considerada. En flujo cóncavo, las fuerzas apuntan hacia abajo para reforzar la acción de la gravedad; así, la presión resultante es más fuerte que la diferente presión hidrostática de un flujo paralelo. En flujo convexo las fuerzas centrífugas actúan hacia arriba contra la acción de la gravedad; por lo tanto, la presión resultante es menor que la resultante presión hidrostática de un flujo paralelo. Similarmente, cuando las divergencias de las líneas de corriente es suficientemente grande para desarrollar componentes apreciables de la aceleración normales al flujo, la distribución hidrostática de la presión será, en consecuencia, afectada.

Supongamos que la desviación de una presión hidrostática h , en un flujo curvilíneo se designa por c (fig. 2.12 b y c). Entonces la velocidad de presión o altura piezométrica $h = h_s + c$.

Si el canal tiene un perfil longitudinal curvo, la presión centrífuga aproximada se puede calcular por la ley de la aceleración de Newton, como el producto de la masa de agua de altura d y una sección de 1 ft^2 , es decir, Wd/g , y la aceleración centrífuga V^2/r , o

$$P = \frac{Wd}{g} \frac{V^2}{r} \quad (2.14)$$

donde

- W - Peso unitario de agua.
- g - Aceleración gravitacional.
- V - Velocidad del flujo.
- r - Radio de curvatura.

La corrección es así,

$$c = \frac{d}{g} \frac{V^2}{r} \quad (2.15)$$

Para calcular el valor c en el fondo del canal, r es el radio de curvatura del fondo, d es la profundidad del flujo, y para propósitos prácticos V se puede suponer igual a la velocidad media del flujo. Aparentemente, c es positivo para el flujo cóncavo, negativo para el flujo convexo y cero para el flujo paralelo.

2.7.1. Efecto de la pendiente sobre la distribución de presión.

En el flujo paralelo la presión es hidrostática, y la altura de presión se puede representar por la profundidad del flujo y . Con relación a un canal inclinado y recto de ancho unitario y ángulo de pendiente θ (fig. 2.13), el peso del elemento rayado de agua de longitud dL es igual a $W y \cos \theta dL$. La presión debida a este peso es $W y \cos^2 \theta dL$. La presión unitaria es, así, igual a $W y \cos^2 \theta$, y la altura es

$$h = y \cos^2 \theta \quad (2.16)$$

o

$$h = d \cos \theta \quad (2.17)$$

donde $d = y \cos \theta$, siendo la profundidad medida perpendicularmente desde la superficie del agua.

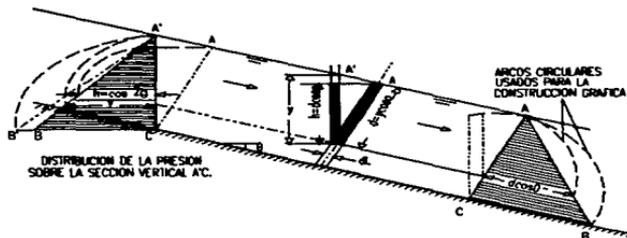


Fig. 2.13. Distribución de la presión en flujo paralelo en canales de pendiente grande.

Se debe destacar de la geometría que la ecuación (2.16) no se aplica estrictamente al flujo variado particularmente cuando θ es muy grande, mientras que la ecuación (2.17) se aplica todavía. La ecuación 2.16 establece que la altura de presión en cualquier profundidad vertical es igual a esta profundidad multiplicada por el factor de corrección $\cos^2 \theta$. Aparentemente, si el ángulo θ es pequeño, éste no diferirá apreciablemente de la unidad. En efecto, la corrección tiende a disminuir la altura de presión por una cantidad menor que 1% hasta que θ es pequeña, esto no difiera apreciablemente de la unidad. En efecto, la corrección tiende a disminuir la altura de presión por una cantidad menor que 1% hasta que θ esté cerca de 6° ; o sea una pendiente de alrededor de 1 a 10.

A los canales tienen una pendiente más grande, digamos, con una pendiente mayor que 1 en 10, es llamado un *canal de gran pendiente*.

2.8. DEFINICIÓN DE ENERGÍA ESPECÍFICA.

Un principio central en cualquier tratamiento de flujo en canales abiertos dese ser la ley de conservación de energía. Recordando de la mecánica de fluidos elemental, que la energía total de una porción de agua sobre una línea de corriente está dada por la ecuación de Bernoulli

$$H = \frac{P}{\rho g} + Z + \frac{V^2}{2g}$$

donde

H = Energía total.

Z = Elevación de la línea de corriente sobre un plano de referencia.

P = Presión.

ρ = Densidad del fluido.

$P/\rho g$ = Carga de Presión.

V = Velocidad de la línea de corriente.

$V^2/2g$ = Carga de velocidad.

g = Aceleración de la gravedad.

Por lo que la energía total en pie - libra por libra (en el sistema internacional metro - newton por newton), de agua en cualquier línea de corriente pasando a través de la sección de un canal, puede expresarse como la carga total, en pies (metros) de agua, la cual es igual a la suma de la elevación sobre un nivel de referencia, la altura o carga de presión y la altura o carga de velocidad. Por ejemplo, con respecto al plano de referencia, la altura o carga total H en la sección O conteniendo el punto A sobre una línea de corriente de flujo en un canal de gran pendiente (fig. 2.14) se puede escribir como:

$$H = Z_A + d_A \cos \theta + \frac{V_A^2}{2g} \quad (2.18)$$

donde Z_A es la elevación del punto A sobre el plano de referencia, d_A es la profundidad del punto A debajo de la superficie del agua medido a lo largo de la sección del canal, θ es el ángulo de la pendiente del fondo del canal y $V_A^2/2g$ es la carga de velocidad del flujo en la línea de corriente que pasa a través de A.

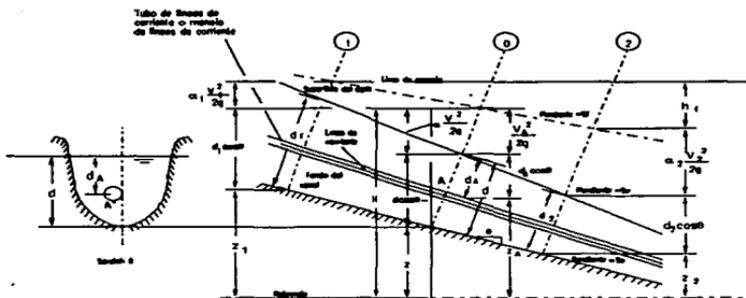


Fig. 2.14. Energía en flujo gradualmente variado en canal abierto.

En general, cada línea de corriente pasando a través de una sección del canal tendrá una carga de velocidad diferente, debido a la distribución no uniforme de la velocidad en el escurrimiento actual. Solamente en un flujo paralelo ideal de distribución uniforme de velocidad, puede la altura de velocidad ser verdaderamente idéntica para todos los puntos de sección transversal. En el caso de flujo gradualmente variado, sin embargo, se puede suponer, por razones prácticas que la altura de velocidad para todos los puntos de la sección del canal son iguales y el coeficiente de la energía se puede utilizar para la corrección del efecto total debido a la distribución no uniforme de la velocidad. De este modo, la energía total en la sección del canal es.

$$H = Z + d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (2.19)$$

Donde α es conocido como el coeficiente de energía o *coeficiente de Coriolis*, este coeficiente se utiliza para hacerse más al valor real de la carga de velocidad, este coeficiente puede tomar los valores entre 1.03 y 1.36 para canales prismáticos ligeramente rectos.

Para canales de pequeña pendiente, $\theta \cong 0$. Así, la energía total de la sección del canal es

$$H = Z + d + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (2.20)$$

Considerando ahora un canal prismático de gran pendiente (fig. 2.14). La línea representando la elevación de la carga total del flujo es la línea de energía. La pendiente de esta línea se conoce como el *gradiente de energía*, denominada como S_f . La pendiente superficial del agua se denomina S_w y la pendiente del fondo del canal es $S_o = \text{sen } \theta$. En un flujo uniforme, $S_f = S_w = S_o = \text{sen } \theta$.

De acuerdo al principio de la conservación de la energía, la altura total de la energía en la sección 1 aguas arriba debería ser igual a la altura total de la energía en la sección 2 aguas abajo más la pérdida de la energía H_f entre las dos secciones; o

$$Z_1 + d_1 \cos \theta + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + d_2 \cos \theta + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + H_f$$

Esta ecuación se aplica a los flujos paralelos o gradualmente variados. Para un canal de pequeña pendiente, se hace

$$Z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + H_f \quad (2.21)$$

Cualquiera de estas ecuaciones es conocida como ecuación de la energía. Cuando $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$ y $H_f = 0$, la ecuación (2.21) que queda es la llamada ecuación de Bernoulli.

Energía específica.

La energía específica en la sección de un canal se define como la energía por libra de agua en cualquier sección de un canal medida con respecto al fondo del canal. De este modo, de acuerdo a la ecuación (2.19) $Z = 0$, la energía específica se hace:

$$E = d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (2.22)$$

o, para un canal de pequeña pendiente y $\alpha = 1$

$$E = Y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (2.23)$$

la cual indica que la energía específica es igual a la suma de la profundidad del agua y la altura de velocidad. Por simplicidad, la discusión siguiente se basará en la ecuación anterior para un canal de pendiente pequeña. Ya que $V = Q/A$, en la ecuación anterior se puede escribir $E = Y + Q^2/2gA^2$. Se puede ver que, para una sección dada de un canal y un caudal Q , la energía específica en la sección de un canal es una función de la profundidad del flujo solamente.

Cuando la profundidad de flujo se dibuja contra la energía específica para una sección dada del canal y para un caudal, una curva de *energía específica* (fig. 2.15) se obtiene.

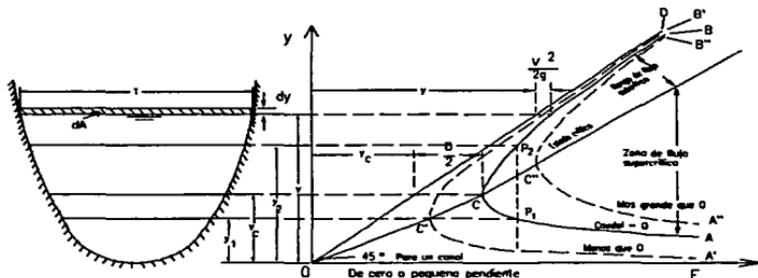


Fig. 2.15. Curva de la energía específica.

Esta curva tiene dos partes AC y BC. La parte AC se aproxima al eje horizontal asintóticamente hacia la derecha. La parte BC se aproxima a la línea OD a medida que se extiende hacia arriba y a la derecha. La línea OD es una línea que pasa a través del origen y tiene un ángulo de inclinación igual a 45° . Para un canal de pendiente grande, el ángulo de inclinación de la línea OD será diferente de 45° . Debido a que en cualquier punto P de esta curva, la ordenada representa la profundidad, y la abscisa representa la energía específica, la cual es igual a la suma de la altura de presión Y y la altura de velocidad $V^2/2g$.

La curva muestra que, para una energía específica dada, hay dos posibles profundidades, por ejemplo, la cota inferior y_1 y la cota superior y_2 . La cota o nivel inferior se llama *profundidad alterna* de la cota superior, y viceversa. En el punto C, la energía específica corresponde al estado crítico del flujo. Así en el estado crítico las dos profundidades alternas aparentemente se hacen una sola, la cual es conocida como la *profundidad crítica* y_c . Cuando la profundidad del flujo es más grande que la profundidad crítica, la velocidad del flujo es menor que la velocidad crítica para la correspondiente descarga, y entonces, el flujo es subcrítico. Por lo tanto, y_1 es la profundidad de un flujo supercrítico, y y_2 es la profundidad de un flujo subcrítico.

Si los caudales cambian, la energía específica cambiará en consecuencia. Las curvas A'B' y A''B'' (fig. 2.15) representa las posiciones de la curva de energía específica cuando el caudal es menor y más grande respectivamente que el caudal usado para la construcción de la curva AB.

2.8.1. Criterio para el estado crítico del flujo.

El estado crítico del flujo ha sido definido como la condición para la cual el número de Froude es igual a la unidad. Una definición más común es aquella que se dice que es el estado del flujo al cual la energía específica es un mínimo para una descarga dada. Un criterio teórico para el flujo crítico se puede desarrollar de esta definición en la siguiente forma:

Ya que $V = Q/A$, sustituimos en la ecuación (2.22), la ecuación para la energía específica en un canal de pendiente pequeña $\alpha = 1$, se puede escribir

$$E = Y + \alpha \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (2.24)$$

Diferenciando con respecto a Y y observando que Q es una constante,

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dy} = 1 - \frac{V^2}{gA} \frac{dA}{dy}$$

El diferencial área mojada dA cerca de la superficie libre (fig. 2.15) es igual a Tdy . Ahora $dA/dy = T$ y la profundidad hidráulica $D = A/T$; así que las ecuaciones anteriores se hacen:

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{V^2 T}{gA} = 1 - \frac{V^2}{gD}$$

En el estado crítico del flujo, la energía específica es un mínimo, o sea $dE/dy = 0$. La ecuación anterior, entonces queda así:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{D}{2} \quad (2.25)$$

Este criterio para flujo crítico, el cual establece que *el estado crítico del flujo, la altura de velocidad es igual a la mitad de la profundidad hidráulica*. La ecuación superior puede escribirse también como

$$\frac{V}{\sqrt{gD}} = 1 \quad (2.26)$$

la cual significa $N_F = 1$; ésta es la definición de flujo crítico.

Si el criterio dado anteriormente se ha de usar en cualquier problema, las condiciones siguientes deben ser satisfechas:

- 1.- Flujo paralelo o gradualmente variado.
- 2.- Canal de pequeña pendiente.

3.- Coeficiente de energía supuesto que sea la unidad. Si el coeficiente de la energía no se supone que sea la unidad, el criterio de flujo crítico es:

$$\alpha \frac{V^2}{2g} = \frac{D}{2} \quad (2.27).$$

Para un canal de gran pendiente de ángulo θ y el coeficiente de energía α , el criterio para el flujo crítico puede fácilmente ser demostrado que es:

$$\alpha \frac{V^2}{2g} = \frac{D \cos \theta}{2} \quad (2.28)$$

donde D es la profundidad hidráulica de la superficie mojada al fondo del canal. En este caso, el número de Froude se puede definir como

$$N_F = \frac{V}{\sqrt{gD \cos(\theta / \alpha)}} \quad (2.29)$$

Se debe hacer notar que el coeficiente α de la sección del canal actualmente varía con la profundidad. En la derivación superior, sin embargo, el coeficiente se supone sea constante; de este modo, la ecuación resultante no es absolutamente exacta.

2.9. INTERPRETACIÓN DE LOS FENÓMENOS LOCALES.

El cambio del estado de flujo de subcrítico a supercrítico o viceversa ocurre frecuentemente en canales abiertos. Tal cambio se ha manifestado en un cambio correspondiente en la profundidad del flujo de una cota alta a una cota o nivel bajo o viceversa. Si el cambio se efectúa rápidamente sobre una distancia relativamente corta, el flujo es rápidamente variado, y es conocido como *fenómeno local*. La caída hidráulica y el salto hidráulico son los dos tipos de *fenómenos locales* y se pueden describir en la siguiente forma:

2.9.1. Caída hidráulica.

Un rápido cambio en la profundidad del flujo desde un nivel alto a un nivel bajo resultará en una profunda depresión en la superficie del agua. Tal fenómeno es causado generalmente por un cambio abrupto en la pendiente del canal o en la sección transversal y es conocido como *caída hidráulica*. En la región transitoria de la caída hidráulica, aparece normalmente una curva contraria, conectando las superficies de agua antes y después de la caída. El punto de deflexión de la punta contraria indica la posición aproximada de la

profundidad crítica en la cual la energía específica es un mínimo y el flujo pasa de un estado subcrítico a un estado supercrítico.

2.9.2. Caída libre.

La caída libre es un caso especial de la caída hidráulica. Ella ocurre cuando el fondo de un canal plano es discontinuo. Como la caída libre entra en el aire en forma de una lámina, no habrá curva opuesta o contraria en la superficie del agua hasta que ella golpee algún objeto en el nivel inferior. Es la ley de la naturaleza que si una energía se agrega desde afuera, la superficie del agua buscará su nivel más bajo posible correspondiente al menor contenido posible de disipación de energía. Si la energía específica en una sección aguas arriba es E , como se muestra sobre la curva de energía específica, continuara siendo disipada en el camino hacia el agua abajo y finalmente alcanzara un continuo mínimo de energía $E_{\text{mín}}$. La curva de energía específica indica que la sección de energía mínima o la sección crítica deberá ocurrir en el codo.

La profundidad correspondiente al codo o nariz no puede ser menor que la profundidad crítica puesto que en una posterior disminución en la profundidad requeriría un aumento en la energía específica, el cual es imposible a menos que una energía externa correspondiera sea suministrada. La curva de superficie de agua teórica de una caída libre se indica con una línea rayada en la figura 2.16.

Se deberá recordar que la detención de profundidad crítica mediante el uso de la ecuación (2.25) o (2.26) se basa sobre la hipótesis de flujo paralelo y es aplicable solamente en forma aproximada al flujo gradualmente variado. El flujo en la nariz es actualmente curvilíneo pues la curvatura del flujo es pronunciada; por lo tanto, el método no es válido para determinar la profundidad crítica como la profundidad en el codo. La situación actual es la de que la sección en el codo es la verdadera sección de energía mínima, pero no es la sección crítica tal como se calcula partiendo del principio básico en la hipótesis de flujo paralelo. Rouse encontró que para pendientes pequeñas la profundidad crítica calculada es alrededor de 1.4 veces la profundidad del codo, es decir $Y_c = 1.4Y_n$ y está localizada alrededor de $3y_n$ a $4y_n$ detrás del codo en el canal. La actual superficie del agua de la caída se indica por la línea llena (fig. 2.16).

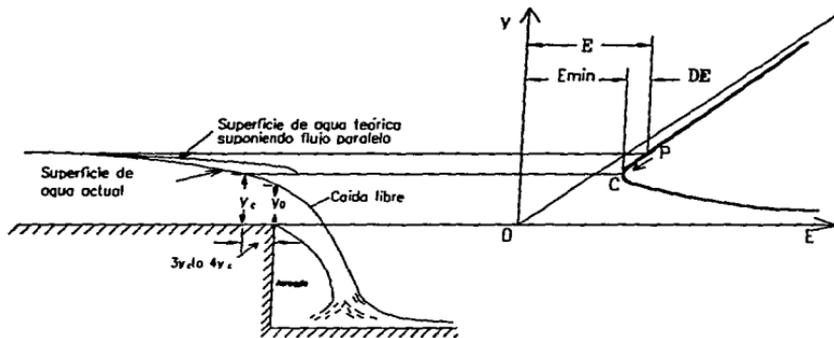


Fig. 2.16. Caída libre interpretada por la curva de energía específica.

Debiera establecerse que, si el cambio en la profundidad del flujo de un alto nivel a un bajo nivel es gradual, el flujo se transforma en un flujo gradualmente variado teniendo una curva contraria prolongada de la superficie de agua; este fenómeno se puede llamar una *caída hidráulica graduada* y ya no es más un fenómeno local.

2.9.3. Salto hidráulico.

El *salto hidráulico* fue investigado experimentalmente por primera vez, por Bidone, un científico italiano, en 1818. Esto permitió a Bélanger entre pendientes moderadas (subcríticas) y pronunciadas (supercríticas), desde que él había observado que en canales empinados, el salto hidráulico se produce frecuentemente por una barrera en un flujo uniforme originalmente. De ahí en adelante, se han hecho abundantes estudios y los resultados han sido indicados por muchos autores.

La teoría del salto que se desarrolló en tempranos días es para canales horizontales o inclinados ligeramente en los cuales el peso del agua en el salto tiene poco efecto sobre el andamiaje del salto y por lo tanto es ignorado en el análisis. Los resultados así obtenidos, sin embargo, se pueden aplicar a la mayoría de los canales encontrados en los problemas de ingeniería. Para canales de gran pendiente, el efecto del peso del agua en el salto se puede hacer tan pronunciado que se debe incluir en el análisis.

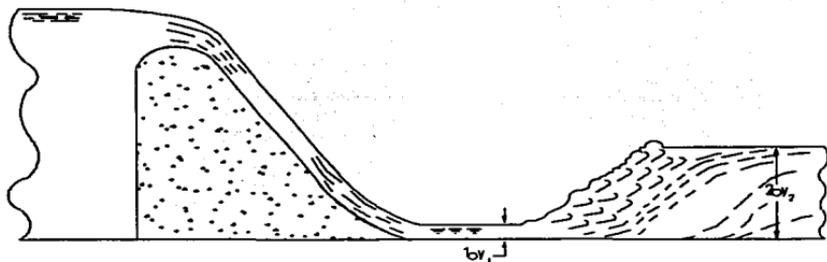


Fig. 2.17. Salto hidráulico (Para mayor comprensión se exagero en dimensiones)

Para comprender el significado del fenómeno conocido como *salto hidráulico*, considere la figura 2.17. El agua fluyendo sobre el escurrimiento normalmente tiene una velocidad de altura en el rango supercrítico cuando éste alcanza el fondo de la relativamente abrupta pendiente en la sección 1. Con el fin de que se presente un salto hidráulico, el flujo antes del salto debe estar en el rango supercrítico. Esto es, en la sección 1 de la figura 2.17, Y_1 es menor que la profundidad crítica para el canal y el número de Froude (N_F) es mayor de 1.0. La profundidad en la sección 2 después del salto puede calcularse de la ecuación:

$$Y_2 = \left(\frac{Y_1}{2} \right) \left(\sqrt{1 + 8N_F^2} - 1 \right) \quad (2.30)$$

Por lo tanto, cuando el cambio rápido, en la profundidad del flujo, es desde un nivel bajo a un nivel alto, el resultado es un brusco levantamiento de la superficie del agua (fig. 2.18, en la cual la escala vertical es exagerada). Este fenómeno local se llama el *salto hidráulico*. Ocurre frecuentemente en un canal abajo de una compuerta de regulación, al pie de un vertedero, o en el lugar de un canal de gran pendiente sorpresivamente se vuelve plano.

Si el salto es bajo, es decir, si el cambio en profundidad es pequeño, el agua no levantara obviamente y abruptamente pero pasa de un nivel bajo a un nivel alto a través de series de ondulaciones gradualmente disminuyendo en tamaño. Tal salto bajo se llama *salto ondular*.

Cuando el salto es alto, es decir cuando el cambio de profundidad es grande, el salto se llama *directo*. El salto directo incluye una cantidad relativamente grande de pérdida de energía a través de la disipación en el cuerpo turbulento de agua dentro del salto. Consecuentemente, el contenido de la energía en el flujo después del salto es apreciablemente menor que aquél antes del salto.

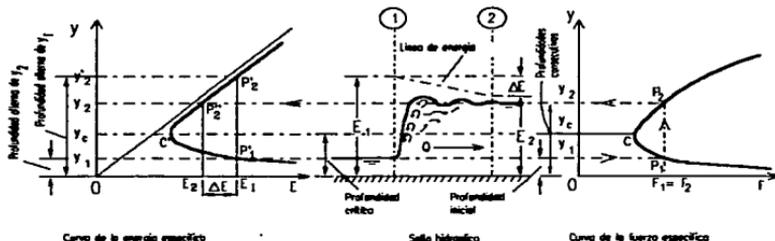


Fig. 2.18. Salto hidráulico interpretado por la energía específica y las curvas de fuerza específica.

Se puede destacar que la profundidad antes del salto es siempre menor que la profundidad después del salto. La profundidad antes del salto se llama la profundidad inicial Y_1 y aquellas después del salto se llama *profundidad secundaria o consecutiva* Y_2 . La profundidad inicial y secundaria Y_1 y Y_2 se muestran sobre la curva de energía específica (fig. 2.18). Ellas debieran definirse de las profundidades alternas o conjugadas Y_1 y Y_2 , las cuales dan las dos profundidades posibles para la misma energía específica. Las profundidades inicial y secundaria son profundidades actuales antes y después de un salto en el cual hay una pérdida de energía ΔE incluida. En otras palabras, la energía específica E_1 en la profundidad inicial Y_1 es más grande que la energía específica E_2 en la profundidad secundaria y_2 en una cantidad igual a la pérdida de energía ΔE . Si no hubiera pérdidas de energía, las profundidades inicial y secunente podría hacerse idénticas con las profundidades alternas en un canal prismático.

Debido a que la pérdida de energía en el salto depende de las dos profundidades Y_2 y Y_1 , considérase:

$$E_1 - E_2 = \Delta E = \frac{(Y_2 - Y_1)^2}{4Y_1Y_2} \quad (2.31)$$

El salto hidráulico es muy efectivo en disipar energía mecánica ya que es extremadamente turbulento, lo que es un rasgo característico a tener en cuenta en ampliaciones a presas de tranquilización y vertederos. Los saltos también mezclan fluidos de modo muy efectivo y tienen aplicaciones en tratamientos de aguas y aguas residuales.

La clasificación de los diferentes tipos de salto dependen principalmente del número de Froude de la corriente de aguas arriba. El número de Reynolds y la geometría del canal tienen un efecto secundario. Considérase la figura 2.19.

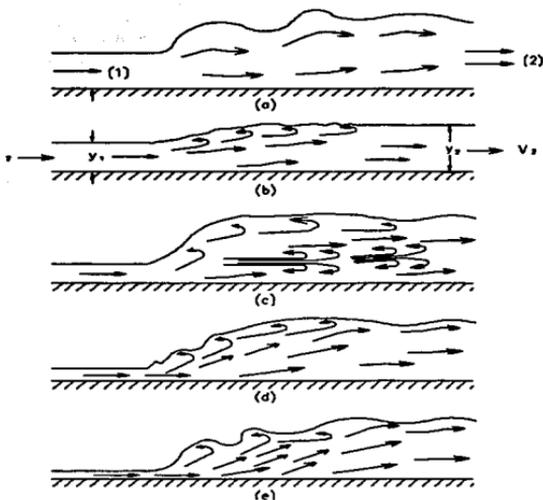


Fig. 2.19. Clasificación de los saltos hidráulicos: (a) $N_F = 1$ a 1.7 salto ondular; (b) $N_F = 1.7$ a 2.5 salto débil; (c) $N_F = 2.5$ a 4.5 salto oscilatorio; (d) $N_F = 4.5$ al 9 salto estacionario; (e) $N_F > 9$ salto fuerte.

- 1.- $N_F < 1$: *Salto imposible*, se viola el segundo principio de la termodinámica.
- 2.- $N_F = 1$ a 1.7: Onda estacionaria, u *ondular*, extensión del salto alrededor de $4Y_2$; disipación baja, menor de 5%.
- 3.- $N_F = 1.7$ a 2.5: La superficie va elevándose suavemente con pequeños remolinos, se conoce como *salto débil*; la disipación es de 5 a 15%.
- 4.- $N_F = 2.5$ a 4.5: Inestable, *salto oscilatorio*; cada pulsación irregular genera una gran onda que recorre kilómetros de agua abajo, dañando los márgenes del canal y

otras estructuras. No es recomendable para condiciones de diseño. Disipación del 5 al 45 %.

- 5.- $N_F = 4.5$ al 9: Estable, bien equilibrado, *salto estacionario*, tiene las mejores características, no es sensible a las condiciones aguas a bajo. Es el mejor régimen de diseño. La disipación es de 45 al 70 %.
- 6.- $N_F > 9$: Tempestuoso, *salto fuerte* algo intermitente, pero con buenas características. Disipación del 70 al 85 %.

Aplicaciones del salto hidráulico.

Aplicaciones prácticas del salto hidráulico hay muchas; él es utilizado (1) para disipar energía en el agua escurriendo sobre presas, diques y otras estructuras hidráulicas y así prevenir socavación aguas a bajo de las estructuras; (2) para recuperar altura o levantar el nivel del agua sobre el lado aguas abajo de un canal de medida, y así mantener alto el nivel del agua del canal para irrigación u otros propósitos de distribución de agua; (3) para incrementar la descarga de una esclusa mantenimiento atrás del nivel aguas abajo, ya que la altura efectiva será reducida si se permite que el nivel de aguas abajo ahogue el salto. (Este principio ha sido aplicado por Saughey a una interesante herramienta conocida como aumentador de caída. La herramienta está concebida para aumentar la altura efectiva en una planta de potencia hidroeléctrica durante periodos de crecida de mantenimiento del nivel de aguas abajo detrás de la salida del tubo de descarga mediante un salto hidráulico.)

CAPITULO III

CANAL PARSHALL

3.0. CANAL PARSHALL.

En algunas zonas de riego, en donde el manejo y control del agua requiere una cuidadosa atención, la medida del agua en los canales ha sido un problema molesto y costoso, prefiriéndose variados procedimientos según las circunstancias en que debe medirse el agua así como la precisión requerida.

Aunque los vertedores provocan, de manera efectiva, una sección de flujo crítico en forma artificial en la que se puede medir el gasto, la instalación de estos tiene por lo menos dos desventajas. Primero, el uso de un vertedor provoca pérdidas de carga grandes. Segundo, la mayor parte de los vertedores producen una zona muerta aguas arriba de la instalación, que puede convertirse en un tanque de sedimentación para sedimentos y basuras que se encuentran en el flujo. Sin embargo estas dos desventajas se pueden evitar con un medidor en forma de canal con una contracción en el ancho que sea suficiente para producir un gasto crítico. Este medidor produce un efecto análogo al de un medidor Venturi para flujo en tuberías. Aunque se han empleado los medidores Venturi para canales, su uso no es recomendable porque la diferencia en el nivel aguas arriba y la sección crítica es relativamente pequeña, en especial para números de Froude bajos. Este problema puede resolverse diseñando un canal con una garganta donde se presente la sección crítica seguida por un tramo corto en el que ocurra un flujo supercrítico. Al final de la sección supercrítica, se presenta un salto hidráulico. R. L. Parshall diseñó un medidor con estas características.

Los canales medidores tienen una sección de medición que se produce por la contracción de las paredes laterales del canal, con la elevación del fondo o con ambas cosas. El canal de Parshall es el más común y más conocido de estos canales para riego.

Un canal de Parshall es una sección de circulación de canal abierto, de conformación especial, que se puede aplicar en un canal o una zanja para medir el caudal de agua.

El medidor Parshall, es una estructura estandarizada con el cual se miden los caudales en canales abiertos lo mismo que en otras muchas instalaciones medidoras de caudales, ya que existe una relación directa entre el nivel de agua de un sitio determinado del medidor y del caudal. Es exclusivamente un instrumento de medida de caudal y como tal goza de gran popularidad.

3.1. HISTORIA.

El problema de contar con un dispositivo cuya precisión fuese la de un vertedor pero en donde no se tuviera el serio problema del azolve, fue resuelto satisfactoriamente por el ingeniero Ralph L. Parshall de la Estación Agrícola Experimental de E.U.A., quien desde 1920 continuó las investigaciones de V. M. Cone en su *Medidor de Venturi* introduciendo modificaciones que le condujeron a producir una estructura completamente diferente que presentaba grandes ventajas sobre la estructura ideada por Cone, y la llamó *Conducto Medidor de Venturi Mejorado*, pero más tarde su nombre fue cambiado oficialmente pues tomando en cuenta la labor desarrollada por Parshall, por recomendación del Comité de Riegos de la

Sociedad Americana de Ingenieros Civiles y con la aprobación del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos y de la Estación Experimental de Colorado, se acordó designar a la nueva estructura con el nombre de *Conducto Medidor Parshall*.

En 1922 finalmente Ralph Parshall presentó el "Parshall Flume" como aparato para hacer mediciones de caudal ante la Sociedad de Ingenieros Civiles. La primera instalación práctica de este canal se hizo en Las Animas Consolidated Ditch cerca de Las Animas, Colorado, en 1926.

3.2. CARACTERÍSTICAS DEL CANAL PARSHALL.

El medidor Parshall está constituido por tres partes fundamentales que son: la entrada, la garganta y la salida.

A continuación se muestra la figura de un medidor Parshall.

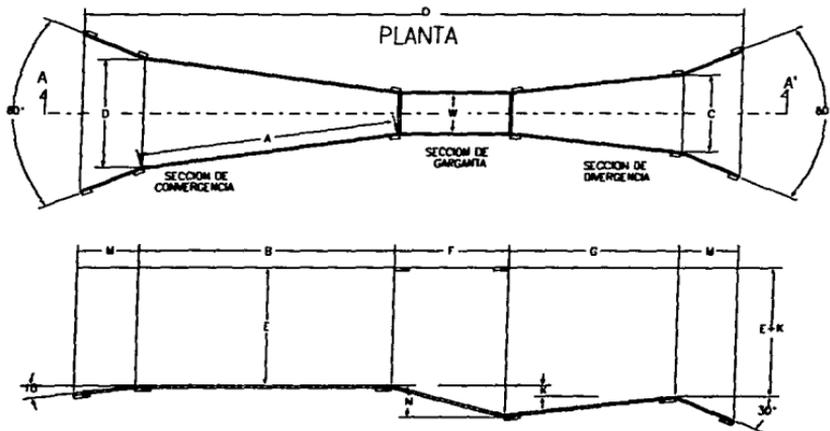


Figura del canal Parshall.

La primera está formada por dos paredes verticales simétricas y convergentes, y de un fondo plantilla que es horizontal; la garganta está formada por dos partes también verticales pero paralelas, y el fondo es inclinado hacia abajo con una pendiente de 2.67:1 y la salida, por dos paredes verticales divergentes y el fondo es ligeramente inclinado hacia arriba. Hay que hacer notar que tanto las paredes como el fondo son planos, y a la arista que se forma por la unión del fondo de la entrada y el de la garganta se le llama *Cresta del medidor* y a su longitud (o sea la distancia entre las paredes de la garganta) se le llama *Tamaño del Medidor* y se le designa con la letra W.

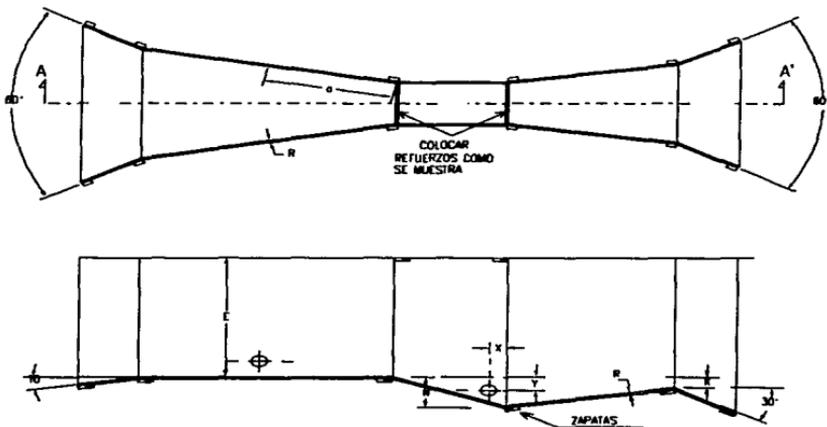


Figura del canal Parshall.

El significado de las medidas que se señalan en la figura es el siguiente:

- W Tamaño del canal.
- A Longitud de las paredes laterales de la sección convergente.
- B Longitud axial de la sección convergente.
- C Ancho del extremo aguas abajo del canal.
- D Ancho del extremo aguas arriba del canal.

E	Profundidad del canal.
F	Longitud de la garganta.
G	Longitud de la sección divergente.
K	Diferencia de elevación entre el extremo inferior del canal y la cresta.
M	Longitud del piso de la entrada.
N	Profundidad de la depresión en la garganta debajo de la cresta.
P	Ancho entre los extremos de las paredes curvas de la entrada.
X	Distancia horizontal desde el punto bajo en la garganta al punto de medida h_c .
Y	Distancia vertical desde el punto bajo en la garganta al punto de medida h_c .

Tiene la estructura dos pozos amortiguadores que sirven para medir con precisión las cargas h_c y h_a antes y después de la cresta, están colocados en los lados de la estructura y comunicados a ella por tubería que se conecta a puntos bien definidos de la entrada de la garganta. Conviene aclarar que las cargas h_c y h_a son a partir de la cota de la cresta y por lo tanto el cero de las escalas está a nivel del piso de la entrada y dichas escalas se pueden colocar o dibujar directamente sobre las paredes de la estructura cuando es pequeña (de unos 0.15 m).

Las fórmulas para el cálculo de medidores que Parshall da a conocer, son completamente empíricas y fueron establecidas mediante el análisis de los resultados obtenidos en numerosos experimentos efectuados usando medidores de distinto tamaño, aun cuando al aumentar la capacidad de los medidores Parshall no hizo variar las dimensiones de las estructuras siguiendo una ley definida, sino que lo hizo de una manera más o menos arbitraria encontró que una misma fórmula daba el gasto en medidores cuyo tamaño estaba comprendido entre ciertos límites y por lo tanto en el fenómeno natural no se alteró por la forma irregular de variar las dimensiones, puesto que mantenía una misma expresión matemática, por ejemplo, comprobó que el gasto se obtenía por una misma fórmula en medidores cuya amplitud en la garganta estaba comprendida entre uno y ocho pies, y con otra fórmula en medidores cuyo tamaño estaba comprendido entre 10 y 50 pies. Cosa parecida aconteció con otros fenómenos naturales, por ejemplo la pérdida de carga en el medidor.

Teniendo en cuenta lo anterior, es evidente que las mismas fórmulas que fueron encontradas por Parshall en sus experimentos para las estructuras que utilizó, son igualmente válidas tratándose de otras estructuras de dimensiones intermedias a las empleadas para obtener dichas fórmulas y por lo tanto el diseñar un medidor Parshall es únicamente un proceso de interpolación para encontrar las dimensiones de los medidores con los cuales Parshall experimentó.

A continuación se da la siguiente tabla (3.1), donde figuran clasificados según su tamaño los medidores Parshall, con sus dimensiones según anchos de la sección estrecha W y capacidades de medida mínimas y máximas.

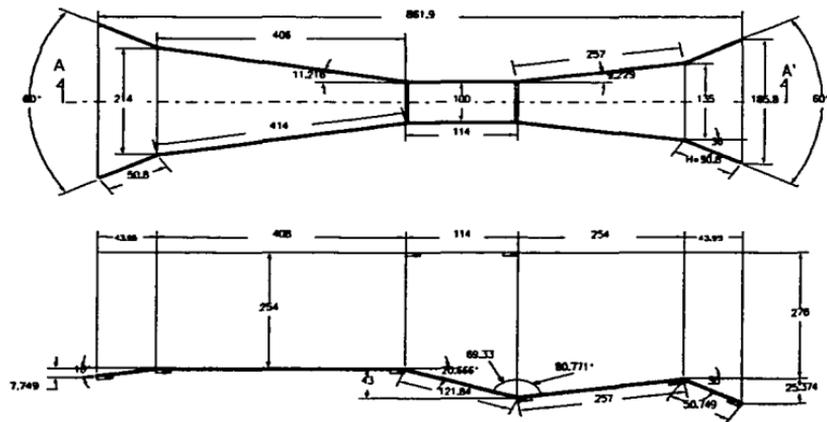
Clasificación en grupos. Los 22 medidores convencionales de Parshall se subdividen generalmente en tres grupos, existiendo en cada grupo cierta analogías referentes a las dimensiones de los mismos. Los grupos se diferencian entre sí, no solamente en cuanto a su capacidad sino también en sensibilidad en caso de surgencia. En los medidores muy pequeños un aumento del nivel de agua, aguas arriba del medidor, se presenta desde un grado de surgencia $h_c/h_a = 50\%$.

DIMENSIONES DE UN MEDIDOR PARSHALL (mm)

GARGANTA W	A	a	B	C	D	E	F	G	H	I	N	X	V	Z	CAUDAL (L/SEG)		
															MINIMO	MAXIMO	
25,5	1"	363	242	356	93	167	229	76	203	25,5	19	29	8	13	3	0,09	5,4
50,8	2"	414	276	406	135	214	254	114	254	50,8	22	43	16	25	6	0,18	13,2
76,2	3"	467	317	457	178	259	457	152	305	76,2	25	57	25	38	13	0,77	32,1
152,4	6"	621	414	610	394	397	610	305	610	152,4	76	114	51	76	--	1,50	111,6
228,6	9"	879	587	864	581	575	762	305	457	228,6	76	114	51	76	--	2,50	251,0
304,8	1'	1372	914	1343	610	845	914	610	914	304,8	76	229	51	76	--	3,32	457,6
457,2	1'6"	1448	965	1419	762	1026	914	610	914	457,2	76	229	51	76	--	4,80	695,0
609,6	2'	1524	1016	1495	914	1206	914	610	914	609,6	76	229	51	76	--	12,10	937,6
914,4	3'	1676	1118	1645	1219	1572	914	610	914	914,4	76	229	51	76	--	17,60	1427,0
1219,2	4'	1829	1219	1794	1524	1937	914	610	914	1219,2	76	229	51	76	--	35,80	1923,0
1524,0	5'	1981	1321	1943	1829	2302	914	610	914	1524,0	76	229	51	76	--	44,10	2424,0
1828,8	6'	2131	1422	2092	2134	2667	914	610	914	1828,8	76	229	51	76	--	74,10	2929,0
2133,6	7'	2286	1524	2242	2438	3032	914	610	914	2133,6	76	229	51	76	--	85,80	3438,0
2438,4	8'	2438	1626	2391	2743	3397	914	610	914	2438,4	76	229	51	76	--	97,20	3949,0
3048,0	10'	--	1829	4267	3658	4756	1219	914	1829	3048,0	152	343	229	305	--	160,00	8280,0
3658,0	12'	--	2032	4877	4470	5607	1524	914	2438	3658,0	152	343	229	305	--	190,00	14680,0
4572,0	15'	--	2337	7620	5588	7620	1829	1219	3048	4572,0	229	457	229	305	--	240,00	25040,0
6096,0	20'	--	2845	7620	7315	9144	2134	1829	3658	6096,0	305	686	229	305	--	310,00	37970,0
7620,0	25'	--	3353	7620	8941	10668	2134	1829	3962	7620,0	305	686	229	305	--	380,00	47140,0
9144,0	30'	--	3861	7925	10566	12313	2134	1829	4267	9144,0	305	686	229	305	--	460,00	56380,0
12192,0	40'	--	4877	8230	13818	15481	2134	1829	4877	12192,0	305	686	229	305	--	600,00	74700,0
15240,0	50'	--	5893	8230	17272	18529	2134	1829	6096	15240,0	305	686	229	305	--	750,00	93040,0

TABLA I.

En los medidores más grandes, el grado de sumergencia puede ascender hasta 80 % antes de que se produzca influencia alguna en la relación Q y h .



Dimensiones finales del canal utilizado.

3.3. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL CANAL PARSHALL.

Ventajas Del Canal Parshall.

El medidor Parshall ha tenido una gran aceptación, debido a las grandes ventajas que presenta y entre las cuales podemos enumerar las siguientes:

- 1.- Puede funcionar con pequeña pérdida de carga.
- 2.- Es relativamente insensible a la velocidad de aproximación.
- 3.- Tiene capacidad para efectuar buenas mediciones sin sumersión, con sumersión moderada o incluso con sumersión considerable corriente abajo.

- 4.- Su velocidad de circulación es suficientemente alta para eliminar la sedimentación dentro de la estructura durante el funcionamiento.

Como se mencionó anteriormente una ventaja marcada del canal Parshall es su capacidad para funcionar como medidor de circulación en un amplio rango de operación, con mínima pérdida de carga, a la vez que requiere una sola medición de carga para cada descarga. Otra ventaja es que la velocidad de aproximación se controla en forma automática si se selecciona el tamaño correcto de canal y si se utiliza el canal como debe ser, es decir, como una "estructura en línea". Los canales tienen un amplio uso, porque no hay un modo fácil de alterar las dimensiones de los canales construidos ni de cambiar o modificar el canal a fin de lograr una dotación indebida de agua.

Desventajas Del Canal Parshall.

Las desventajas principales de los canales de Parshall son:

- 1.- No se pueden usar en estructuras combinadas muy cercanas, consistentes en compuertas derivadoras y aparatos de control y medición.
- 2.- Suelen ser más costosos que los vertedores o los orificios sumergidos.
- 3.- Requieren cimientos firmes, a prueba de agua.
- 4.- Requieren mano de obra muy precisa para construcción y rendimientos satisfactorios.

3.4. DESCARGA LIBRE Y DESCARGA SUMERGIDA.

El flujo a través de un medidor Parshall se puede verificar en dos condiciones diferentes, que corresponden a dos regímenes distintos:

- 1.- Flujo o descarga libre.
- 2.- Ahogamiento o descarga sumergida.

Los muros convergentes de la entrada guían suavemente los filetes de la vena líquida hasta la cresta, que es propiamente la sección de control, en donde debido al cambio brusco de la pendiente del piso en la garganta, el agua escurre con un mínimo de energía, es decir con una profundidad crítica cuando el escurrimiento es libre, que es uno de los dos casos de escurrimiento que pueden efectuarse en la estructura, el otro es el escurrimiento con sumersión o ahogado.

Al entrar el agua en el medidor, debido a que la sección va reduciéndose, su velocidad va en continuo aumento, pues al llegar a la cresta del medidor se precipita siguiendo el piso descendente de la garganta, hasta que al salir de ella empieza a perder velocidad y como ésta es menor en el canal aguas abajo, resulta que debe producirse un salto hidráulico cerca del extremo inferior de la garganta, consecuentemente con lo cual la carga h_c variará haciéndose más pequeña o aumentando tendiendo a ser igual a h_c . La localización del salto es afectada

igualmente por la elevación de la cresta sobre la plantilla del canal así como también por la diferencia de elevación de la plantilla en los canales aguas arriba y aguas abajo de la estructura.

El flujo libre es la condición en la que la capacidad de descarga depende solamente de la longitud máxima y la profundidad del agua en el punto de la medición h_c (aguas arriba), en la sección convergente. Es decir, la descarga se hace libremente como en los vertederos, en que la vena vertiente es independiente de las condiciones de aguas a bajo. Una de las características importantes de los canales Parshall para medición, en su facultad de soportar un grado de inmersión relativamente grande con muy diversos volúmenes de agua de rechazo, aguas abajo de la estructura, sin reducción de gasto medio libre indicado. La corriente que pasa a través de la garganta y la sección divergente del canal pueden fluir en dos etapas diferentes:

1.- Cuando el agua a gran velocidad en una lámina delgada, adaptándose muy cerca del punto de inmersión en un extremo inferior de la garganta (indicado por la letra Q en la figura 3.1) siendo en este caso descarga libre.

2.- Cuando el agua de rechazo aumenta al nivel de agua a un punto de altura S, causando una ondulación u oleaje que se forma en el extremo de la garganta o inmediatamente después de éste, corriente abajo (aguas a bajo), es decir, cuando el nivel de agua es suficientemente elevado para influir y retardar el flujo a través del medidor: es el régimen comúnmente señalado como descarga sumergida, de características diferentes de aquellas que se emplea para los vertederos. El ahogamiento es cuando por condiciones de aguas a bajo, obstáculos existentes, falta de declive o nivel obligados en tramos o unidades subsiguientes.

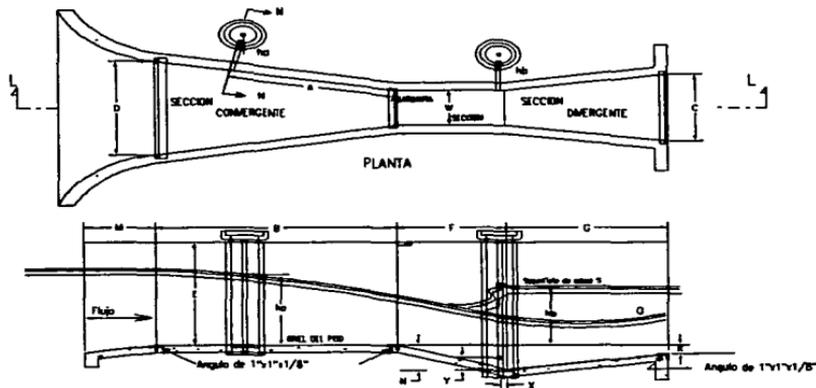


Fig. 3.1. Plano de elevación de un Canal Parshall con sus partes.

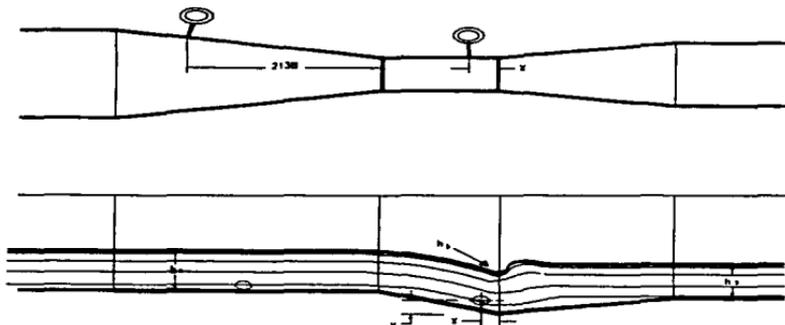


Fig. 3.2. Características del canal Parshall.

Cuando la carga h_2 es considerablemente menor que la carga h_1 , se dice que el medidor trabaja con *Descarga Libre* y en estas condiciones el gasto es función únicamente de la carga h_2 de la entrada; pero cuando la carga h_2 difiere un poco de la carga h_1 , se dice que el medidor trabaja con *Sumerción* y entonces el gasto es función de las dos cargas h_1 y h_2 .

La relación $S = \frac{h_2}{h_1}$ constituye la *razón de sumersión* o *Grado de Sumerción* y es la que determina si en un momento dado el canal trabaja con *descarga libre* o con *sumersión*.

Las limitaciones de la *descarga libre* de la razón h_2/h_1 varía de acuerdo con la anchura de la garganta como a continuación se indica:

Tamaño Del Medidor	Con Sumerción	Descarga Libre
W menor de 0.30 m	S menor que 0.60	S de 0.60 a 0.95
W entre 0.30 y 2.50 m	S menor que 0.70	S de 0.70 a 0.95
W entre 2.50 y 15.00 m	S menor que 0.80	S de 0.80 a 0.95

Las investigaciones de Parshall mostraron que cuando el grado de *sumersión* es mayor de 0.95, la determinación del gasto se vuelve muy incierta debiendo adoptarse por lo tanto 0.95 como valor máximo de S.

Si estos límites se exceden, habrá alargamiento y el gasto será reducido. Como ya se dijo, será necesario, medir las dos alturas para medir el caudal. La *descarga real* será inferior a la obtenida en la fórmula, siendo indispensable aplicar una corrección negativa.

Es recomendable que un medidor trabaje con *descarga libre* porque entonces para calcular el gasto será suficiente conocer solamente la lectura de la carga h_2 , para sustituirla en la expresión general:

$$Q = m h_n^n \quad (3.1)$$

en donde los valores de m y n varían con el tamaño del medidor. Como resultado de sus experimentos, Parshall encontró valores definidos para estos parámetros resultando que la fórmula (3.1) exprese el gasto sólo en función de la carga h_n , en una forma análoga a como se liga el gasto con la carga en los vertederos, y las fórmulas que da para los distintos tamaños de medidores usados en sistema métrico de manera que W y h_n estén expresadas en metros y Q en metros cúbicos por segundo, se tiene:

Para $W = 0.15 \text{ m}$

$$Q = 0.3812 h_n^{1.58} \quad (3.2)$$

Para W comprendido entre 0.30 y 2.50 m :

$$Q = 0.372 W (3.281 H_n)^{1.57} \quad (3.3)$$

Para W comprendido entre 2.50 y 15.00 m :

$$Q = (2.293 + 0.474) H_n^{1.6} \quad (3.4)$$

Empleando estas fórmulas se han calculado los valores de los parámetros m y n de la ecuación (3.1) correspondientes a diferentes valores de W y se da en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Valores de m y n para la fórmula (3.1), en unidades métricas

W metros	m	n	W metros	m	n
0.15	0.3812	1.580	4.50	10.790	1.600
0.30	0.680	1.522	5.00	11.937	1.600
0.50	1.161	1.542	6.00	14.229	1.600
0.75	1.774	1.558	7.00	16.522	1.600
1.00	2.400	1.570	8.00	18.815	1.600
1.25	3.033	1.579	9.00	21.107	1.600
1.50	3.673	1.588	10.00	23.400	1.600
1.75	4.316	1.593	11.00	25.692	1.600
2.00	4.968	1.599	12.00	27.985	1.600
2.50	6.277	1.608	13.00	30.278	1.600
3.00	7.352	1.600	14.00	32.570	1.600
3.50	8.498	1.600	15.00	34.863	1.600
4.00	9.644	1.600			

En las tablas que se mencionan a continuación se presenta las relaciones $Q - h_c$ para distintas dimensiones de canales Parshall.

Tabla No.	Canal Parshall
I	1" (25,4 mm)
II	2" (50.8 mm)
III	3" (76.2 mm)
IV	6" (152.4 mm)
V	9" (228.6 mm)
VI	1' ... 8' (0.30 m. ... 2.40 m.)
VII	10' ... 50' (3.05 m. ... 15.24 m.)

Para valores intermedios de h_c pueden interpolarse linealmente.

h _s (mm)	caudal en Litros por segundo									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10						0.09	0.10	0.11	0.12	0.13
20	0.14	0.15	0.16	0.17	0.19	0.20	0.21	0.22	0.24	0.25
30	0.26	0.28	0.29	0.31	0.32	0.33	0.35	0.36	0.38	0.40
40	0.41	0.43	0.44	0.46	0.48	0.49	0.51	0.53	0.55	0.56
50	0.58	0.60	0.62	0.64	0.66	0.69	0.69	0.71	0.73	0.75
60	0.77	0.79	0.81	0.83	0.85	0.87	0.89	0.92	0.94	0.96
70	0.98	1.00	1.02	1.05	1.07	1.09	1.11	1.14	1.16	1.18
80	1.20	1.23	1.25	1.28	1.30	1.32	1.35	1.37	1.40	1.42
90	1.45	1.47	1.50	1.52	1.55	1.57	1.60	1.62	1.65	1.68
100	1.70	1.73	1.76	1.78	1.81	1.84	1.86	1.89	1.92	1.95
110	1.97	2.00	2.03	2.06	2.09	2.11	2.14	2.17	2.20	2.23
120	2.26	2.29	2.32	2.35	2.38	2.41	2.44	2.47	2.50	2.53
130	2.56	2.59	2.62	2.65	2.68	2.71	2.74	2.77	2.80	2.84
140	2.87	2.90	2.93	2.96	3.00	3.03	3.06	3.09	3.13	3.16
150	3.19	3.22	3.26	3.29	3.32	3.36	3.39	3.43	3.46	3.49
160	3.53	3.56	3.60	3.63	3.66	3.70	3.73	3.77	3.80	3.84
170	3.87	3.91	3.95	3.98	4.02	4.05	4.09	4.12	4.16	4.20
180	4.23	4.27	4.31	4.34	4.38	4.42	4.45	4.49	4.53	4.57
190	4.60	4.64	4.68	4.72	4.75	4.79	4.83	4.87	4.91	4.95
200	4.98	5.02	5.06	5.10	5.14	5.18	5.22	5.26	5.30	5.34
210	5.38									

Tabla I. Relación Q - h_s para el medidor Parshall de 1".

h_a (mm)	caudal en litros por segundo									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10										
20	0.28	0.30	0.33	0.35	0.37	0.40	0.42	0.22	0.24	0.26
30	0.53	0.55	0.58	0.61	0.64	0.67	0.70	0.73	0.76	0.79
40	0.82	0.85	0.89	0.92	0.95	0.99	1.02	1.06	1.09	1.13
50	1.16	1.20	1.23	1.27	1.31	1.35	1.38	1.42	1.46	1.50
60	1.54	1.58	1.62	1.66	1.70	1.74	1.79	1.83	1.87	1.91
70	1.96	2.00	2.04	2.09	2.13	2.18	2.22	2.27	2.31	2.36
80	2.41	2.45	2.50	2.55	2.60	2.64	2.69	2.74	2.79	2.84
90	2.89	2.94	2.99	3.04	3.09	3.14	3.19	3.24	3.30	3.35
100	3.40	3.45	3.51	3.56	3.62	3.67	3.72	3.78	3.83	3.89
110	3.94	4.00	4.06	4.11	4.17	4.22	4.28	4.34	4.40	4.45
120	4.51	4.57	4.63	4.69	4.75	4.81	4.87	4.93	4.99	5.05
130	5.11	5.17	5.23	5.29	5.35	5.42	5.48	5.54	5.60	5.67
140	5.73	5.79	5.86	5.92	5.99	6.05	6.12	6.18	6.25	6.31
150	6.38	6.44	6.51	6.58	6.64	6.71	6.78	6.84	6.91	6.98
160	7.05	7.12	7.19	7.25	7.32	7.39	7.46	7.53	7.60	7.67
170	7.74	7.81	7.88	7.95	8.03	8.10	8.17	8.24	8.31	8.39
180	8.46	8.53	8.61	8.68	8.75	8.83	8.90	8.98	9.05	9.12
190	9.28	9.37	9.45	9.43	9.50	9.58	9.65	9.73	9.81	9.88
200	9.96	10.04	10.12	10.19	10.27	10.35	10.43	10.51	10.59	10.66
210	10.74	10.82	10.90	10.98	11.06	11.14	11.22	11.30	11.38	11.47
220	11.55	11.63	11.71	11.79	11.87	11.96	12.04	12.12	12.20	12.29
230	12.37	12.45	12.54	12.62	12.71	12.79	12.87	12.96	13.04	13.13
240	13.21									

Tabla II. Relación de Q - h_a para el medidor Parshall de 2".

caudal en litros por segundo										
h_a (mm)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
30	0.77	0.81	0.85	0.90	0.94	0.98	1.02	1.07	1.11	1.16
40	1.21	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.65
50	1.70	1.76	1.81	1.87	1.92	1.98	2.03	2.09	2.15	2.20
60	2.26	2.32	2.38	2.44	2.50	2.56	2.62	2.68	2.75	2.81
70	2.87	2.94	3.00	3.06	3.13	3.20	3.26	3.33	3.40	3.45
80	2.53	3.60	3.67	3.74	3.81	3.88	3.95	4.02	4.09	4.17
90	4.24	4.31	4.39	4.46	4.53	4.61	4.69	4.76	4.84	4.91
100	4.99	5.07	5.15	5.23	5.30	5.38	5.46	5.54	5.62	5.70
110	5.79	5.87	5.95	6.03	6.12	6.20	6.28	6.37	6.45	6.54
120	6.62	6.71	6.79	6.88	6.97	7.05	7.14	7.23	7.32	7.41
130	7.50	7.59	7.68	7.77	7.86	7.95	8.04	8.13	8.22	8.32
140	8.41	8.50	8.60	8.69	8.78	8.88	8.97	9.07	9.16	9.26
150	9.36	9.45	9.55	9.65	9.75	9.85	9.94	10.04	10.14	10.24
160	10.34	10.44	10.54	10.64	10.75	10.85	10.95	11.05	11.15	11.26
170	11.36	11.46	11.57	11.67	11.78	11.88	11.99	12.09	12.20	12.31
180	12.41	12.52	12.63	12.64	12.84	12.95	13.06	13.17	13.28	13.39
190	13.50	13.61	13.72	13.83	13.94	14.05	14.16	14.28	14.39	14.50
200	14.62	14.73	14.84	14.96	15.07	15.19	15.30	15.42	15.53	15.65
210	15.76	15.88	16.00	16.11	16.23	16.35	16.47	16.59	16.70	16.82
220	16.94	17.06	17.18	17.30	17.42	17.54	17.66	17.79	17.91	18.03
230	18.15	18.27	18.40	18.52	18.74	18.77	18.89	19.01	19.14	19.26
240	19.39	19.51	19.64	19.77	19.89	20.02	20.15	20.27	20.40	20.53
250	20.66	20.78	20.91	21.04	21.17	21.30	21.43	21.56	21.69	21.82
260	21.95	22.08	22.21	22.34	22.48	22.61	22.74	22.87	23.01	23.14
270	23.27	23.41	23.54	23.67	23.81	23.94	24.08	24.21	24.35	24.49
280	24.62	24.76	24.89	25.03	25.17	25.31	25.44	25.58	25.72	25.86
290	26.00	26.14	26.28	26.42	26.56	26.70	26.84	26.98	27.12	27.26
300	27.40	27.74	27.68	27.83	27.97	28.11	28.25	28.40	28.54	28.68
310	28.83	28.97	29.12	29.26	29.41	29.55	29.70	29.84	29.99	30.14
320	30.28	30.43	30.58	30.72	30.87	31.02	31.17	31.32	31.46	31.61
330	31.76	31.91	32.06							

Tabla III. Relación de Q - h_a para el medidor Parshall de 3".

h _s (mm)	caudal en litros por segundo									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
30	1.5	1.6	1.7	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3
40	2.4	2.4	2.6	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0	3.1	3.2
50	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9	4.0	4.1	4.2	4.4
60	4.5	4.6	4.7	4.8	5.0	5.1	5.2	5.3	5.4	5.6
70	5.7	5.8	6.0	6.1	6.2	6.4	6.5	6.6	6.8	6.9
80	7.0	7.3	7.3	7.5	7.6	7.8	7.9	8.0	8.2	8.3
90	8.5	8.6	8.8	8.9	9.1	9.2	9.4	9.6	9.7	9.9
100	10.0	10.2	10.4	10.5	10.7	10.8	11.0	11.2	11.3	11.5
110	11.7	11.8	12.0	12.2	12.3	12.5	12.7	12.8	13.0	13.2
120	13.4	13.6	13.7	13.9	14.1	14.3	14.5	14.6	14.8	15.0
130	15.2	15.4	15.6	15.7	15.9	16.1	16.3	16.5	16.7	16.9
140	17.1	17.3	17.4	17.6	17.8	18.0	18.2	18.4	18.6	18.8
150	19.0	19.2	19.4	19.6	19.8	20.0	20.2	20.4	20.7	20.9
160	21.1	21.3	21.5	21.7	21.9	22.1	22.3	22.5	22.8	23.0
170	23.2	23.4	23.6	23.8	24.1	24.3	24.5	24.7	24.9	25.2
180	25.4	25.6	25.8	26.0	26.3	26.5	26.7	27.0	27.2	27.4
190	27.6	27.9	28.1	28.3	28.6	28.8	29.0	29.3	29.5	29.7
200	30.0	30.2	30.4	30.7	30.9	31.2	31.4	31.6	31.9	32.1
210	32.4	32.6	32.9	33.1	33.4	33.6	33.8	34.1	34.4	34.6
220	34.8	35.1	35.4	35.6	35.8	36.1	36.4	36.6	36.9	37.1
230	37.4	37.6	37.9	38.2	38.4	38.7	38.9	39.2	39.5	39.7
240	40.0	40.2	40.5	40.8	41.0	41.3	41.6	41.8	42.1	42.4
250	42.6	42.9	43.2	43.5	43.7	44.0	44.3	44.6	44.8	45.1
260	45.4	45.6	45.9	46.2	46.5	46.8	47.0	47.3	47.6	47.9
270	48.2	48.4	48.7	49.0	49.3	49.6	49.9	50.2	50.4	50.7
280	51.0	51.3	51.6	51.9	52.2	52.5	52.2	53.0	53.3	53.6
290	53.9	54.2	54.5	54.8	55.1	55.4	55.7	56.0	56.3	56.6
300	56.9	57.2	57.5	57.8	58.1	58.4	58.7	59.0	59.3	59.6
310	59.9	60.2	60.5	60.8	61.1	61.4	61.8	62.1	62.4	62.7
320	63.0	63.3	63.6	63.9	64.2	64.6	64.9	65.2	65.5	65.8
330	66.1	66.4	66.8	67.1	67.4	67.7	68.0	68.4	68.7	69.0
340	69.3	69.6	70.0	70.3	70.6	70.9	71.3	71.6	71.9	72.2
350	72.6	72.9	73.2	73.6	73.9	74.2	74.6	74.9	75.2	75.5
360	75.9	76.3	76.6	76.9	77.2	77.6	77.9	78.2	78.6	78.9
370	79.2	79.6	79.9	80.2	80.6	80.9	81.3	81.6	82.0	82.3
380	82.6	83.0	83.3	83.7	84.0	84.4	84.7	85.1	85.4	85.8
390	86.1	86.5	86.8	87.2	87.5	87.9	88.2	88.6	88.9	89.3
400	89.6	90.0	90.3	90.7	91.0	91.4	91.8	92.1	92.5	92.8
410	93.2	93.6	93.9	94.3	94.6	95.0	95.4	95.7	96.1	96.4
420	96.8	97.2	97.5	97.9	98.3	98.6	99.0	99.4	99.7	100.1
430	100.5	100.8	101.2	101.6	102.0	102.3	102.7	103.1	103.4	103.8
440	104.2	104.6	104.9	105.3	105.7	106.1	106.4	106.8	107.2	107.6
450	108.0	108.3	108.7	109.1	109.5	109.8	110.2	110.6		

Tabla IV. Relación de Q - h_s para el medidor Parshall de 6".

Tabla V - 1. Relación de Q - h, para el medidor Parshall de 9".

h _s (mm)	caudal en litros por segundo									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
30	2.5	2.6	2.8	2.9	3.0	3.2	3.3	3.4	3.6	3.7
40	3.9	4.0	4.2	4.3	4.5	4.7	4.8	5.0	5.1	5.3
50	5.5	5.6	5.8	6.0	6.2	6.3	6.5	6.7	6.9	7.0
60	7.2	7.4	7.6	7.8	8.0	8.2	8.4	8.6	8.8	9.0
70	9.2	9.4	9.6	9.8	10.0	10.2	10.4	10.6	10.8	11.0
80	11.2	11.4	11.7	11.9	12.1	12.3	12.5	12.8	13.0	13.2
90	13.4	13.7	13.9	14.1	14.4	14.6	14.8	15.1	15.3	15.6
100	15.8	16.0	16.3	16.5	16.8	17.0	17.3	17.5	17.8	18.0
110	18.3	18.5	18.8	19.0	19.3	19.6	19.8	20.1	20.4	20.6
120	20.9	21.2	21.4	21.7	22.0	22.2	22.5	22.8	23.0	23.3
130	23.6	23.9	24.2	24.4	24.7	25.0	25.3	25.6	26.0	26.2
140	26.4	26.7	27.0	27.3	27.6	27.9	28.2	28.5	28.8	29.1
150	29.4	29.7	30.0	30.3	30.6	30.9	31.2	31.5	31.8	32.1
160	32.4	32.7	33.0	33.4	33.7	34.0	34.3	34.6	35.0	35.3
170	35.6	35.9	36.2	36.6	36.9	37.2	37.5	37.8	38.2	38.5
180	38.8	39.2	39.5	39.8	40.2	40.5	40.8	41.2	41.5	41.8
190	42.2	42.5	42.9	43.2	43.6	43.9	44.2	44.6	44.9	45.3
200	45.6	46.0	46.3	46.7	47.0	47.4	47.7	48.1	48.4	48.8
210	49.2	49.5	49.9	50.2	50.6	51.0	51.3	51.7	52.1	52.4
220	52.8	53.2	53.5	53.9	54.3	54.6	55.0	55.4	55.8	56.1
230	56.5	56.9	57.3	57.6	58.0	58.4	58.8	59.2	59.5	59.9
240	60.3	60.7	61.1	61.5	61.9	62.2	62.6	63.0	63.4	63.8
250	64.2	64.6	65.0	65.4	65.8	66.2	66.6	67.0	67.4	67.8
260	68.2	68.6	69.0	69.4	69.8	70.2	70.6	71.0	71.4	71.8
270	72.2	72.6	73.0	73.4	73.9	74.3	74.7	75.1	75.5	75.9
280	76.8	77.6	77.2	77.6	78.0	78.4	78.9	79.3	79.7	80.1
290	81.0	81.0	81.4	81.8	82.3	82.7	83.1	83.6	84.0	84.4
300	84.8	85.3	85.7	86.2	86.6	87.0	87.5	87.9	88.3	88.8
310	89.2	89.7	90.1	90.5	91.0	91.4	91.9	92.3	92.8	93.2
320	93.7	94.1	94.6	95.0	95.5	95.2	96.4	96.8	97.3	97.7
330	98.2	98.6	99.1	99.5	100.0	100.5	100.9	101.4	101.8	102.3
340	102.8	103.2	103.7	104.2	104.6	105.1	105.6	106.0	106.5	107.0
350	107.4	107.9	108.4	108.8	109.3	109.8	110.2	110.7	111.2	111.7
360	112.2	112.6	113.1	113.6	114.1	114.6	115.0	115.5	116.0	116.5
370	117.0	117.4	117.9	118.4	118.9	119.4	119.9	120.4	120.8	121.3
380	121.8	122.3	122.8	123.3	123.8	124.3	124.8	125.3	125.8	126.3
390	126.8	127.3	127.8	128.3	128.8	129.3	129.8	130.3	130.8	131.3
400	131.8	132.3	132.8	133.3	133.8	134.3	134.8	135.3	135.8	136.3
410	136.8	137.4	137.9	138.4	138.9	139.4	139.9	140.4	141.0	141.5
420	142.0	142.5	143.0	143.5	144.1	144.6	145.1	145.6	146.2	146.7
430	147.2	147.7	148.2	148.8	149.3	149.8	150.4	150.9	151.4	151.9
440	152.5	153.0	153.5	154.1	154.6	155.1	155.6	156.2	156.7	157.3
450	157.8	158.3	158.9	159.4	160.0	160.5	161.0	161.6	162.1	162.6
460	163.2	163.7	164.3	164.8	165.4	165.9	166.5	167.0	167.6	168.1

470	168.6	169.2	169.8	170.3	170.8	171.4	172.0	172.5	173.1	173.6
480	174.2	174.7	175.3	175.8	176.4	177.0	177.5	178.1	178.6	179.2
490	179.8	180.3	180.9	181.4	182.0	182.6	183.1	183.7	184.3	184.8
500	185.4	186.0	186.5	187.1	187.7	188.2	188.8	189.4	190.0	190.5
510	191.1	191.7	192.2	192.8	193.4	194.0	194.6	195.1	195.7	196.3
520	196.9	197.4	198.0	198.6	199.2	199.8	200.4	200.9	201.5	202.1
530	202.7	203.3	203.9	204.4	205.0	205.6	206.2	206.8	207.4	208.0
540	208.6	209.2	209.8	210.3	210.9	211.5	212.1	212.7	213.3	213.9
550	214.5	215.1	215.7	216.3	216.9	217.5	218.1	218.7	219.3	219.9
560	220.5	221.1	221.7	222.3	222.9	223.5	224.1	224.7	225.3	225.9
570	226.6	227.2	227.8	228.4	229.0	229.6	230.2	230.8	231.4	232.0
580	232.7	233.3	233.9	234.5	235.1	235.7	236.4	237.0	237.6	238.2
590	238.8	239.4	240.1	240.7	241.3	241.9	242.6	243.2	243.8	244.4
600	245.0	245.7	246.3	246.9	247.6	248.2	248.8	249.4	250.1	250.7
610	251.3									

Tabla V - 2. Relación de Q - h_s para el medidor Parshall de 9".

Tabla VI - 1. Relación de Q - h₀ para el medidor Parshall de 1'... 8'

Caudal en litros por segundo para medidores de distintos anchos de garganta									
h ₀ (mm)	1 (pulg)	1.5 (pulg)	2 (pulg)	3 (pulg)	4 (pulg)	5 (pulg)	6 (pulg)	7 (pulg)	8 (pulg)
30	3.3	4.8							
32	3.7	5.3							
34	4.0	5.8							
36	4.4	6.4							
38	4.8	6.9							
40	5.2	7.5							
42	5.6	8.1							
44	6.0	8.7							
46	6.4	9.3	12.1	17.6					
48	6.8	9.9	12.9	18.8					
50	7.2	10.5	13.7	20.0					
52	7.7	11.2	14.6	21.3					
54	8.1	11.9	15.5	22.6					
57	8.6	12.5	16.4	23.9					
58	9.1	13.2	17.3	25.3					
60	9.5	14.0	18.2	26.7					
62	10.0	14.7	19.2	28.1	36.7	45.2			
64	10.5	15.4	20.2	29.5	38.6	47.6			
66	11.0	16.2	21.1	31.0	40.5	50.0			
68	11.6	16.9	22.1	32.4	42.5	52.4			
70	12.1	17.7	23.2	33.9	44.4	54.8			
72	12.6	18.5	24.2	35.5	46.5	57.4			
74	13.1	19.2	25.2	37.0	48.5	59.9			
76	13.7	20.1	26.3	38.6	50.6	62.5	74.1	85.8	97.2
78	14.2	20.9	27.4	40.2	52.7	65.1	77.3	89.4	101.3
80	14.8	21.7	28.5	41.8	54.9	67.8	80.4	93.1	105.6
82	15.4	22.6	29.6	43.5	57.0	70.5	83.7	96.9	109.8
84	15.9	23.4	30.7	45.2	59.3	73.2	87.0	100.7	114.2
86	16.5	24.3	31.9	46.8	61.5	76.0	90.3	104.6	118.6
88	17.1	25.1	33.0	48.6	63.8	78.9	93.6	108.5	123.0
90	17.7	26.0	34.2	50.3	66.1	81.7	97.1	112.5	127.5
92	18.3	26.9	35.4	52.1	68.4	84.6	100.5	116.5	132.1
94	18.9	27.8	36.6	53.8	70.8	87.6	104.0	120.6	136.8
96	19.5	28.7	37.8	55.6	73.2	90.5	107.6	124.7	141.5
98	20.1	29.7	39.0	57.5	75.6	93.5	111.2	128.9	146.2
98	20.8	30.6	40.2	59.3	78.0	96.6	114.8	133.1	151.1
100	21.4	31.5	41.5	61.2	80.5	99.7	118.5	137.4	156.0
102	22.0	32.5	42.8	63.1	83.0	102.8	122.2	141.8	160.9
104	22.7	33.5	44.0	65.0	85.6	106.0	126.0	146.1	165.9
106	23.4	34.4	45.4	66.9	88.1	109.1	129.8	150.6	171.0
108	24.0	35.4	46.6	68.9	90.7	112.4	133.7	155.1	176.1
110	24.7	36.4	48.0	70.8	93.3	115.6	137.6	159.6	181.2
112	25.4	37.4	49.3	72.8	96.0	118.9	141.5	164.2	186.5

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Tabla VI - 2. Relación de Q - h_c para el medidor Parshall de 1'... 8'.

Caudal en litros por segundo para medidores de diámetros anchos de garganta									
h _c (mm)	1 (pulg)	1.5 (pulg)	2 (pulg)	3 (pulg)	4 (pulg)	5 (pulg)	6 (pulg)	7 (pulg)	8 (pulg)
116	26.0	38.4	50.7	74.0	98.6	122.2	145.5	168.8	191.8
118	26.7	39.5	52.0	76.9	101.3	125.6	149.5	173.5	197.1
120	27.4	40.5	53.4	78.9	104.0	129.0	153.6	178.2	202.5
122	28.1	41.5	54.8	81.0	106.8	132.4	157.7	183.0	208.0
124	28.8	42.6	56.2	83.1	109.6	135.9	161.8	187.9	213.5
126	29.5	43.6	57.6	85.2	112.4	139.4	166.0	192.7	219.0
128	30.2	44.7	59.0	87.3	115.2	142.9	170.2	197.6	224.6
130	31.0	45.8	60.4	89.5	118.0	146.5	174.5	202.6	230.6
132	31.7	46.9	61.9	91.6	120.9	150.1	178.8	207.6	236.0
134	32.4	48.0	63.4	93.8	123.8	153.7	183.1	212.7	241.8
136	33.2	49.1	64.8	96.0	126.8	157.4	187.5	217.8	247.6
138	33.9	50.2	66.3	98.2	129.7	161.0	191.9	223.0	253.5
140	34.7	51.7	67.8	100.5	132.7	164.8	196.4	228.1	259.4
142	35.4	52.5	69.3	102.7	135.7	168.5	200.9	233.4	265.4
144	36.2	53.6	70.8	105.0	138.7	172.3	205.4	238.7	271.4
146	37.0	54.8	72.4	107.3	141.8	176.1	210.0	244.0	277.5
148	37.7	55.9	73.9	109.6	144.9	180.0	214.6	249.4	283.7
150	38.5	57.1	75.4	112.0	148.0	183.8	219.2	254.8	289.8
152	39.3	58.3	77.0	114.3	151.1	187.7	223.9	260.2	296.1
154	40.1	59.4	78.6	116.7	154.2	191.7	228.6	265.8	302.4
156	40.9	60.6	80.2	119.0	157.4	195.6	233.4	271.3	308.7
158	41.7	61.8	81.8	121.4	160.6	199.6	238.2	276.9	315.1
160	42.5	63.0	83.4	123.8	163.8	203.6	243.0	282.5	321.5
162	43.3	64.2	85.0	126.3	167.1	207.7	247.9	288.2	328.0
164	44.1	65.5	86.6	128.7	170.3	211.8	252.8	293.9	334.5
166	44.9	66.7	88.3	131.2	173.6	215.9	257.7	299.7	341.1
168	45.7	68.0	89.9	133.7	176.9	220.0	262.7	305.5	347.7
170	46.6	69.2	91.6	136.2	180.3	224.2	267.7	311.3	354.4
172	47.4	70.4	93.3	138.7	183.6	228.4	272.7	317.2	361.1
174	48.2	71.7	95.0	141.3	187.0	232.6	277.8	323.1	367.9
176	49.1	73.0	96.7	143.8	190.4	236.9	282.9	329.1	374.7
178	50.0	74.3	98.4	146.4	193.8	241.2	288.0	335.1	381.6
180	50.8	75.6	100.1	148.9	197.3	245.5	293.2	341.2	388.5
182	51.7	76.8	101.8	151.5	200.8	249.8	298.4	347.2	395.5
184	52.5	78.2	103.6	154.2	204.2	254.2	303.7	353.4	402.5
186	53.4	79.5	105.3	156.8	207.8	258.6	309.0	359.5	409.5
188	54.3	80.8	107.1	159.4	211.3	263.0	314.3	365.8	416.6
190	55.2	82.1	108.8	162.1	214.8	267.5	319.6	372.0	423.8
192	56.0	83.4	110.6	164.8	218.4	272.0	325.0	378.3	431.0
194	56.9	84.8	112.4	167.5	222.0	276.5	330.4	384.6	438.2
196	57.8	86.1	114.2	170.2	225.6	281.0	335.9	391.0	445.5
198	58.7	87.5	116.0	172.9	229.3	285.6	341.4	397.4	452.8
200	59.6	88.8	117.8	175.7	233.0	290.2	346.9	403.8	460.2

Tabla VI - 3. Relación de Q - h_a para el medidor Parshall de 1'... 8'.

Caudal en litros por segundo para medidores de distintos anchos de garganta								
h _a (mm)	1 (pslg)	1.5 (pslg)	2 (pslg)	3 (pslg)	4 (pslg)	5 (pslg)	6 (pslg)	8 (pslg)
204	62.6	96.2	119.7	178.4	226.6	294.8	352.4	467.6
204	61.5	91.6	121.5	181.2	230.0	299.4	358.8	475.1
206	62.4	93.0	123.4	184.0	234.1	304.1	363.6	482.6
208	63.3	94.4	125.2	186.8	237.8	308.8	369.3	490.1
210	64.2	95.8	127.1	189.6	251.6	313.6	375.0	497.7
212	65.2	97.2	129.0	192.4	255.4	318.3	380.7	505.4
214	66.1	98.6	130.9	195.3	259.2	323.1	386.4	513.0
216	67.1	100.0	132.8	198.2	263.0	327.9	392.2	520.8
218	68.0	101.4	134.7	201.0	266.9	332.7	398.0	528.6
220	69.0	102.9	136.6	203.9	270.8	337.6	403.8	536.4
222	69.9	104.3	138.5	206.8	274.7	342.5	409.7	544.2
224	70.9	105.8	140.5	209.8	278.6	347.4	415.6	552.1
226	71.8	107.2	142.4	212.7	282.5	352.3	421.6	560.1
228	72.8	108.7	144.4	215.7	286.5	357.3	427.5	568.0
230	73.8	110.2	146.4	218.6	290.4	362.2	433.5	576.1
232	74.8	111.6	148.3	221.6	294.4	367.3	439.5	584.2
234	75.8	113.1	150.3	224.6	298.5	372.3	445.6	592.3
236	76.7	114.6	152.3	227.6	302.5	377.4	451.7	600.4
238	77.7	116.1	154.3	230.7	306.6	382.4	457.8	608.6
240	78.7	117.6	156.3	233.7	310.6	387.6	464.0	616.8
245	81.2	121.4	161.4	241.4	320.9	400.4	479.5	637.6
250	83.8	125.2	166.6	249.1	331.3	413.5	495.2	658.7
255	86.3	129.1	171.7	257.0	341.8	426.7	511.1	680.0
260	88.9	133.0	177.0	264.9	352.4	440.0	527.1	701.5
265	91.5	137.0	182.3	272.9	363.2	453.6	543.4	723.3
270	94.2	141.0	187.6	281.0	374.1	467.2	559.8	745.4
275	96.8	145.0	193.1	289.2	385.1	481.0	576.5	767.7
280	99.5	149.1	198.5	297.5	396.2	495.0	593.3	790.2
285	102.3	153.2	204.0	305.9	407.4	509.1	610.3	813.0
290	105.0	157.3	209.6	314.3	418.7	523.3	627.4	836.1
295	107.8	161.5	215.2	322.8	430.2	537.7	644.8	859.4
300	110.6	165.8	220.9	331.4	441.7	552.2	662.3	882.9
305	113.4	170.0	226.7	340.2	453.4	566.9	680.0	906.7
310	116.2	174.3	232.4	348.9	465.2	581.7	697.8	930.7
315	119.1	178.7	238.3	357.8	477.1	596.7	715.9	954.9
320	122.0	183.1	244.2	366.7	489.1	611.8	734.1	979.4
325	124.9	187.5	250.1	375.7	501.2	627.0	752.5	1004
330	127.8	191.9	256.1	384.8	513.4	642.4	771.0	1029
335	130.8	196.4	262.2	394.0	525.8	657.9	789.9	1054
340	133.8	201.0	268.2	403.2	538.2	673.6	808.6	1080
345	136.8	205.6	274.4	412.6	550.7	689.4	827.7	1105
350	139.8	210.1	280.6	422.0	563.4	705.3	846.9	1131

Tabla VI - 4. Relación de Q - h_c para el medidor Parshall de 1'... 8'.

h _c (mm)	Caudal en litros por segundo para medidores de distintos anchos de garganta								
	1 (pulg.)	1.5 (pulg.)	2 (pulg.)	3 (pulg.)	4 (pulg.)	5 (pulg.)	6 (pulg.)	7 (pulg.)	8 (pulg.)
355	142.8	214.7	286.8	431.4	576.1	721.4	866.3	1012	1157
360	145.9	219.4	293.1	441.0	589.0	737.6	885.8	1035	1183
365	149.0	224.1	299.4	450.6	602.0	753.9	905.5	1058	1210
370	152.1	228.8	305.8	460.3	615.0	770.3	925.4	1081	1237
375	155.3	233.6	312.2	470.1	628.2	786.9	945.4	1105	1264
380	158.4	238.4	318.7	480.0	641.4	803.6	965.6	1128	1291
385	161.6	243.3	325.2	489.9	654.8	820.5	985.9	1152	1318
390	164.8	248.2	331.8	499.9	668.3	837.4	1006	1176	1346
395	168.0	253.1	338.4	510.0	681.9	854.6	1027	1201	1374
400	171.3	258.0	345.1	520.1	695.5	871.8	1048	1225	1402
405	174.6	263.0	351.8	530.3	709.3	889.2	1069	1250	1430
410	177.9	268.0	358.5	540.6	723.2	906.6	1090	1274	1459
415	181.2	273.0	365.3	551.0	737.1	924.2	1111	1299	1487
420	184.5	278.1	372.2	561.4	751.2	942.0	1133	1325	1516
425	187.9	283.2	379.1	571.9	765.4	959.8	1154	1350	1546
430	191.2	288.4	386.0	582.5	779.6	977.8	1176	1375	1575
435	194.6	293.5	393.0	593.1	794.8	995.9	1198	1401	1604
440	198.0	298.7	400.0	603.8	808.4	1014	1220	1427	1634
445	201.5	304.0	407.1	614.6	823.0	1032	1242	1453	1664
450	204.9	309.2	414.2	625.4	837.6	1051	1264	1479	1694
455	208.4	314.6	421.4	636.4	852.6	1070	1287	1506	1724
460	211.9	319.9	428.6	647.3	867.2	1088	1310	1532	1755
465	215.4	325.2	435.8	658.4	882.1	1107	1332	1559	1786
470	219.0	330.6	443.1	669.5	897.1	1126	1355	1586	1817
475	222.5	336.1	450.4	680.7	912.2	1145	1378	1613	1848
480	226.1	341.5	457.8	692.0	927.4	1164	1402	1640	1879
485	229.7	347.0	465.2	703.3	942.7	1184	1425	1668	1911
490	233.3	352.5	472.6	714.7	958.1	1203	1448	1695	1974
495	236.9	358.1	480.1	726.1	973.5	1223	1472	1723	1974
500	240.6	363.6	487.7	737.7	989.1	1242	1496	1751	2006
505	244.2	369.2	495.3	749.2	1005	1262	1520	1779	2039
510	247.9	374.9	502.9	760.9	1020	1282	1544	1808	2071
515	251.6	380.6	510.5	772.6	1036	1302	1568	1836	2104
520	255.4	386.3	518.2	784.4	1052	1322	1592	1865	2137
525	259.1	392.0	526.0	796.2	1068	1342	1617	1893	2170
530	262.9	397.7	533.8	808.1	1084	1363	1642	1922	2203
535	266.7	403.5	541.6	820.1	1101	1383	1666	1951	2237
540	270.5	409.3	549.5	832.1	1117	1404	1691	1981	2271
545	274.3	415.2	557.4	844.2	1133	1424	1716	2010	2304
550	278.1	421.1	565.3	856.4	1150	1445	1741	2040	2339
555	282.0	427.0	573.3	868.6	1166	1466	1767	2070	2373
560	285.8	432.9	581.3	880.9	1183	1487	1792	2099	2407
565	289.8	438.8	589.4	893.2	1199	1508	1818	2130	2442

Tabla VI - 5. Relación de Q - h_s para el medidor Parshall de 1'... 8'.

Caudal en litros por segundo para medidores de distintos anchos de garganta								
h _s (mm)	1 (mm)	1.5 (mm)	2 (mm)	3 (mm)	4 (mm)	5 (mm)	6 (mm)	8 (mm)
570	253.7	444.8	597.5	805.6	1216	1529	1844	2170
575	297.6	488.8	665.6	918.1	1333	1551	1869	2190
580	301.6	456.9	613.8	830.6	1250	1572	1895	2221
585	305.5	463.0	622.0	843.2	1267	1594	1922	2252
590	309.5	469.1	630.3	855.9	1284	1615	1948	2282
595	313.5	475.2	638.6	868.6	1302	1637	1974	2313
600	317.5	481.4	646.9	881.4	1319	1659	2001	2345
605	321.6	487.5	655.3	894.2	1336	1681	2027	2376
610	325.6	493.7	663.7	907	1354	1703	2054	2408
615	329.7	500.0	672.2	920	1371	1725	2081	2439
620	333.8	506.2	680.7	933	1389	1748	2108	2471
625	337.9	512.5	689.2	946	1407	1770	2135	2503
630	342.0	518.9	697.8	959	1424	1793	2163	2535
635	346.1	525.2	706.4	972	1442	1815	2190	2567
640	350.3	531.6	715.0	986	1460	1838	2218	2600
645	354.5	538.0	723.7	1000	1478	1861	2245	2632
650	358.6	544.4	732.4	1112	1476	1884	2273	2665
655	362.9	550.9	741.1	1126	1515	1907	2301	2698
660	367.1	557.3	749.9	1139	1533	1930	2329	2731
665	371.3	563.8	758.8	1153	1551	1953	2357	2764
670	375.6	570.4	767.6	1166	1570	1977	2386	2798
675	379.8	576.9	776.5	1180	1588	2000	2414	2831
680	384.1	583.5	785.4	1194	1607	2024	2443	2865
685	388.4	590.1	794.4	1208	1625	2047	2472	2899
690	392.8	596.8	803.4	1221	1644	2071	2500	2933
695	397.1	603.4	812.5	1235	1662	2095	2529	2967
700	401.5	610.1	821.5	1249	1682	2119	2558	3001
705	405.8	616.8	830.7	1263	1701	2143	2588	3035
710	410.2	623.6	839.8	1277	1720	2167	2617	3070
715	414.6	630.4	849.0	1292	1739	2191	2646	3105
720	419.1	637.2	858.2	1306	1758	2216	2676	3139
725	423.5	644.0	867.5	1320	1778	2240	2706	3174
730	428.0	650.8	876.8	1334	1797	2265	2736	3210
735	432.4	657.7	886.1	1349	1817	2289	2765	3245
740	436.9	664.6	895.4	1363	1836	2314	2796	3280
745	441.4	671.5	904.8	1377	1856	2339	2826	3316
750	445.9	678.4	914.3	1392	1875	2364	2856	3351
755	450.4	685.4	923.7	1406	1895	2389	2886	3387
760	455.0	692.4	933.2	1421	1915	2414	2917	3423

Tabla VII - 1. Relación de Q - h₀ para el medidor Parshall de 10'... 50'.

Caudal en litros por segundo para medidores de distintas anchos de garganta								
h ₀ (mm)	10 (pie)	12 (pie)	15 (pie)	20 (pie)	25 (pie)	30 (pie)	40 (pie)	50 (pie)
90	0.150	0.108	0.233	0.307	0.381	0.455	0.603	0.731
95	0.137	0.305	0.264	0.334	0.415	0.496	0.658	0.819
100	0.107	0.223	0.275	0.363	0.451	0.539	0.714	0.889
105	0.203	0.241	0.298	0.392	0.487	0.582	0.772	0.962
110	0.218	0.259	0.321	0.423	0.525	0.627	0.832	1.04
115	0.234	0.278	0.344	0.454	0.564	0.674	0.893	1.11
120	0.251	0.298	0.369	0.486	0.603	0.721	0.956	1.19
125	0.268	0.318	0.393	0.519	0.644	0.770	1.09	1.27
130	0.285	0.339	0.419	0.552	0.686	0.819	1.15	1.44
135	0.303	0.360	0.445	0.587	0.728	0.879	1.22	1.52
140	0.321	0.381	0.472	0.622	0.772	0.976	1.29	1.61
145	0.340	0.403	0.499	0.658	0.817	1.03	1.37	1.70
150	0.359	0.426	0.527	0.694	0.862	1.09	1.44	1.79
155	0.378	0.449	0.555	0.732	0.909	1.14	1.51	1.89
160	0.398	0.472	0.584	0.770	0.956	1.19	1.59	1.98
165	0.418	0.496	0.613	0.809	1.00	1.26	1.67	2.08
170	0.438	0.520	0.643	0.848	1.05	1.32	1.75	2.18
175	0.459	0.545	0.674	0.889	1.10	1.38	1.83	2.28
180	0.480	0.570	0.705	0.930	1.15	1.44	1.91	2.38
185	0.502	0.595	0.737	0.971	1.21	1.50	1.99	2.48
190	0.524	0.621	0.769	1.01	1.26	1.56	2.08	2.59
195	0.546	0.648	0.801	1.06	1.31	1.57	2.16	2.70
200	0.568	0.675	0.835	1.10	1.37	1.63	2.25	2.80
205	0.591	0.702	0.868	1.14	1.42	1.70	2.34	2.92
210	0.614	0.729	0.902	1.19	1.48	1.77	2.43	3.03
215	0.638	0.757	0.937	1.24	1.53	1.83	2.52	3.14
220	0.662	0.786	0.972	1.28	1.59	1.90	2.61	3.26
225	0.686	0.814	1.01	1.33	1.65	1.97	2.71	3.37
230	0.711	0.844	1.04	1.38	1.71	2.04	2.80	3.49
235	0.736	0.873	1.08	1.42	1.77	2.11	2.90	3.61
240	0.761	0.903	1.12	1.47	1.83	2.19	3.00	3.73
245	0.786	0.933	1.15	1.52	1.89	2.26	3.09	3.85
250	0.812	0.964	1.19	1.57	1.95	2.33	3.19	3.98
255	0.838	0.995	1.23	1.62	2.02	2.41	3.29	4.10
260	0.865	1.03	1.27	1.67	2.08	2.48	3.40	4.23
265	0.891	1.06	1.31	1.73	2.14	2.56	3.50	4.36
270	0.919	1.09	1.35	1.78	2.21	2.64	3.60	4.49
275	0.946	1.12	1.39	1.83	2.27	2.72	3.71	4.62
280	0.974	1.16	1.43	1.89	2.34	2.80	3.82	4.75
285	1.002	1.19	1.47	1.94	2.41	2.88	3.92	4.89
290	1.030	1.22	1.51	1.99	2.48	2.96	4.03	5.02
295	1.058	1.26	1.55	2.05	2.54	3.04	4.14	5.16
300	1.087	1.29	1.60	2.11	2.61	3.12	4.14	5.16

Tabla VII - 2. Relación de Q - h_s para el medidor Parshall de 10'... 50'.

Caudal en litros por segundo para medidores de distintos anchos de garganta								
h _s (mm)	10 (pie)	12 (pie)	15 (pie)	20 (pie)	25 (pie)	30 (pie)	40 (pie)	50 (pie)
285	1.265	1.33	1.62	2.16	2.68	3.21	4.25	5.30
310	1.146	1.26	1.68	2.22	2.75	3.27	4.36	5.44
315	1.175	1.40	1.73	2.28	2.83	3.38	4.48	5.58
320	1.205	1.43	1.77	2.33	2.90	3.46	4.59	5.72
325	1.236	1.47	1.81	2.39	2.97	3.55	4.71	5.86
330	1.266	1.50	1.86	2.45	3.04	3.64	4.82	6.01
335	1.297	1.54	1.90	2.51	3.12	3.73	4.94	6.15
340	1.328	1.58	1.95	2.57	3.19	3.82	5.06	6.30
345	1.360	1.61	2.00	2.63	3.27	3.91	5.18	6.45
350	1.391	1.65	2.04	2.69	3.34	4.00	5.30	6.60
355	1.423	1.69	2.09	2.76	3.42	4.09	5.42	6.75
360	1.455	1.73	2.14	2.82	3.50	4.18	5.54	6.91
365	1.488	1.77	2.19	2.88	3.58	4.27	5.67	7.06
370	1.521	1.81	2.23	2.94	3.66	4.37	5.79	7.22
375	1.554	1.84	2.28	3.01	3.73	4.46	5.92	7.37
380	1.587	1.88	2.33	3.07	3.81	4.56	6.05	7.53
385	1.621	1.92	2.38	3.14	3.90	4.66	6.17	7.69
390	1.65	1.96	2.43	3.20	3.98	4.75	6.30	7.85
395	1.69	2.00	2.48	3.27	4.06	4.85	6.43	8.01
400	1.72	2.04	2.53	3.34	4.14	4.95	6.56	8.17
405	1.76	2.09	2.58	3.40	4.22	5.05	6.69	8.34
410	1.79	2.13	2.63	3.47	4.31	5.15	6.83	8.50
415	1.83	2.17	2.68	3.54	4.39	5.25	6.96	8.67
420	1.86	2.21	2.74	3.61	4.48	5.35	7.10	8.84
425	1.90	2.25	2.79	3.68	4.56	5.45	7.23	9.01
430	1.93	2.30	2.84	3.74	4.65	5.56	7.37	9.18
435	1.97	2.34	2.89	3.81	4.74	5.66	7.51	9.35
440	2.01	2.38	2.95	3.89	4.82	5.76	7.64	9.52
445	2.04	2.43	3.00	3.96	4.91	5.87	7.78	9.69
450	2.08	2.47	3.05	4.03	5.00	5.98	7.92	9.87
455	2.12	2.51	3.11	4.10	5.09	6.08	8.06	10.0
460	2.15	2.56	3.16	4.17	5.18	6.19	8.21	10.2
465	2.19	2.60	3.22	4.24	5.27	6.30	8.35	10.4
470	2.23	2.65	3.27	4.32	5.36	6.41	8.49	10.6
475	2.27	2.69	3.33	4.39	5.45	6.52	8.64	10.8
480	2.31	2.74	3.39	4.47	5.54	6.63	8.79	10.9
485	2.34	2.78	3.44	4.54	5.64	6.74	8.93	11.1
490	2.38	2.83	3.50	4.62	5.73	6.85	9.08	11.3
495	2.42	2.88	3.56	4.69	5.82	6.96	9.23	11.5
500	2.46	2.92	3.62	4.77	5.92	7.07	9.38	11.7
505	2.50	2.97	3.67	4.84	6.01	7.19	9.53	11.9
510	2.54	3.02	3.73	4.92	6.11	7.30	9.68	12.1
515	2.58	3.06	3.79	5.00	6.20	7.42	9.83	12.2

Tabla VII - 3. Relación de Q - h_a para el medidor Parshall de 10'... 50'.

Caudal en litros por segundo para medidores de distintos anchos de garganta								
h _a (mm)	10 (pie)	12 (pie)	15 (pie)	20 (pie)	25 (pie)	30 (pie)	40 (pie)	50 (pie)
520	2.62	3.11	3.65	5.09	6.30	7.53	9.99	12.4
525	2.66	3.16	3.91	5.15	6.40	7.65	10.1	12.6
530	2.70	3.21	3.97	5.23	6.50	7.76	10.4	12.8
535	2.74	3.26	4.03	5.31	6.59	7.88	10.5	13.0
540	2.78	3.31	4.09	5.39	6.69	8.00	10.6	13.2
550	2.87	3.40	4.21	5.55	6.89	8.24	10.9	13.6
560	2.95	3.50	4.33	5.71	7.09	8.48	11.2	14.0
570	3.04	3.60	4.46	5.88	7.30	8.72	11.6	14.4
580	3.12	3.71	4.58	6.04	7.50	8.97	11.9	14.8
590	3.21	3.81	4.71	6.21	7.71	9.22	12.2	15.2
600	3.30	3.91	4.84	6.38	7.92	9.47	12.6	15.6
610	3.38	4.02	4.97	6.55	8.13	9.72	12.9	16.1
620	3.47	4.12	5.10	6.73	8.35	9.98	13.2	16.5
630	3.56	4.23	5.23	6.90	8.57	10.2	13.6	16.9
640	3.65	4.34	5.37	7.08	8.78	10.5	13.9	17.3
650	3.75	4.45	5.50	7.25	9.00	10.8	14.3	17.8
660	3.84	4.56	5.64	7.43	9.23	11.0	14.6	18.2
670	3.93	4.67	5.77	7.61	9.45	11.3	15.0	18.7
680	4.03	4.78	5.91	7.80	9.68	11.6	15.3	19.1
690	4.12	4.89	6.05	7.98	9.91	11.8	15.7	19.6
700	4.22	5.01	6.19	8.17	10.1	12.1	16.1	20.0
710	4.31	5.12	6.34	8.35	10.4	12.4	16.4	20.5
720	4.41	5.24	6.48	8.54	10.6	12.7	16.8	20.9
730	4.51	5.35	6.62	8.73	10.8	13.0	17.2	21.4
740	4.61	5.47	6.77	8.93	11.1	13.2	17.6	21.9
750	4.71	5.59	6.92	9.12	11.3	13.5	17.9	22.3
760	4.81	5.71	7.06	9.31	11.6	13.8	18.3	22.8
770	4.91	5.83	7.21	9.51	11.8	14.1	18.7	23.3
780	5.01	5.95	7.36	9.71	12.1	14.4	19.1	23.8
790	5.12	6.08	7.52	9.91	12.3	14.7	19.5	24.3
800	5.22	6.20	7.67	10.1	12.6	15.0	19.9	24.8
810	5.33	6.32	7.82	10.3	12.8	15.3	20.3	25.3
820	5.43	6.45	7.98	10.5	13.1	15.6	20.7	25.8
830	5.54	6.58	8.13	10.7	13.3	15.9	21.1	26.3
840	5.65	6.70	8.29	10.9	13.6	16.2	21.5	26.8
850	5.75	6.83	8.45	11.1	13.8	16.5	21.9	27.3
860	5.86	6.96	8.61	11.4	14.1	16.8	22.3	27.8
870	5.97	7.09	8.77	11.6	14.4	17.2	22.8	28.3
880	6.08	7.22	8.93	11.8	14.6	17.5	23.2	28.9
890	6.19	7.35	9.10	12.0	14.9	17.8	23.6	29.4
900	6.31	7.48	9.26	12.2	15.2	18.1	24.0	29.9
910	6.42	7.62	9.42	12.4	15.4	18.4	24.4	30.5
920	6.53	7.75	9.59	12.6	15.7	18.8	24.9	31.0
930	6.64	7.89	9.76	12.9	16.0	19.1	25.3	31.5

Tabla VII - 4. Relación de Q - h_a para el medidor Parshall de 10'... 50'.

Caudal en litros por segundo para medidores de distintos anchos de garganta								
h _a (mm)	10 (pie)	12 (pie)	15 (pie)	20 (pie)	25 (pie)	30 (pie)	40 (pie)	50 (pie)
940	6.76	8.02	9.93	13.1	16.2	19.4	25.8	32.1
950	6.87	8.16	10.1	13.3	16.5	19.8	26.2	32.6
960	6.99	8.30	10.3	13.5	16.8	20.1	26.6	33.2
970	7.11	8.44	10.4	13.8	17.1	20.4	27.1	33.7
980	7.23	8.58	10.6	14.0	17.4	20.4	27.5	34.3
990	7.34	8.72	10.8	14.2	17.7	20.8	28.0	34.8
1000	7.46	8.86	11.0	14.4	17.9	21.1	28.4	35.4
1010	7.58	9.00	11.1	14.7	18.2	21.4	28.9	36.0
1020	7.70	9.14	11.3	14.9	18.5	21.8	29.3	36.5
1030	7.82	9.29	11.5	15.1	18.8	22.1	29.8	37.1
1040	7.95	9.43	11.7	15.4	19.1	22.5	30.3	37.7
1050	8.07	9.58	11.8	15.6	19.4	22.8	30.7	38.3
1060	8.19	9.72	12.0	15.9	19.7	23.2	31.2	38.9
1070		9.87	12.2	16.1	20.0	23.5	31.7	39.5
1080		10.0	12.4	16.3	20.3	23.9	32.1	40.1
1090		10.2	12.6	16.6	20.6	24.2	32.6	40.6
1100		10.3	12.8	16.8	20.9	24.6	33.1	41.2
1110		10.5	13.0	17.1	21.2	25.5	33.6	41.8
1120		10.6	13.1	17.3	21.5	25.3	34.1	42.4
1130		10.8	13.3	17.6	21.8	25.7	34.6	43.1
1140		10.9	13.5	17.8	22.1	26.1	35.1	43.7
1150		11.1	13.7	18.1	22.4	26.4	35.6	44.3
1160		11.2	13.9	18.3	22.7	26.8	36.1	44.9
1170		11.4	14.1	18.6	23.1	27.2	36.5	45.5
1180		11.5	14.3	18.8	23.4	27.6	37.0	46.1
1190		11.7	14.5	19.1	23.7	27.9	37.6	46.8
1200		11.9	14.7	19.3	24.0	28.3	38.1	47.4
1210		12.0	14.9	19.6	24.3	28.7	38.6	48.0
1220		12.2	15.1	19.9	24.7	29.1	39.1	48.7
1230		12.3	15.3	20.1	25.0	29.5	39.6	49.3
1240		12.5	15.5	20.4	25.3	29.9	40.1	50.0
1250		12.7	15.7	20.7	25.6	30.2	40.6	50.6
1260		12.8	15.9	20.9	26.0	30.6	41.1	51.3
1270		13.0	16.1	21.2	26.3	31.0	41.7	51.9
1280		13.1	16.3	21.4	26.6	31.4	42.2	52.6
1290		13.3	16.5	21.7	27.0	31.8	42.7	53.2
1300		13.5	16.7	22.0	27.3	32.2	43.3	53.9
1310		13.6	16.9	22.3	27.6	32.6	43.8	54.5
1320		13.8	17.1	22.5	28.0	33.0	44.3	55.2
1330		14.0	17.3	22.8	28.3	33.4	44.9	55.9
1340		14.1	17.5	23.1	28.7	33.8	45.4	56.6
1350		14.3	17.7	23.4	29.0	34.2	46.0	57.2
1360		14.5	17.9	23.6	29.3	34.7	46.5	57.9
1370		14.7	18.1	23.9	29.7	35.1	47.0	58.6
1380			18.3	24.2	30.0	35.5	47.6	59.3

Tabla VII - 5. Relación de Q - h_a para el medidor Parshall de 10'... 50'.

Caudal en litros por segundo para medidores de distintas anchas de garganta								
h _a (mm)	10 (pie)	12 (pie)	15 (pie)	20 (pie)	25 (pie)	30 (pie)	40 (pie)	50 (pie)
1390			18.6	24.5	30.4	35.9	48.2	60.0
1400			18.8	24.8	30.7	36.3	48.7	60.7
1410			19.0	25.0	31.1	36.7	49.3	61.4
1420			19.2	25.3	31.4	37.2	49.8	62.1
1430			19.4	25.6	31.8	37.6	50.4	62.8
1440			19.6	25.9	32.2	38.0	51.0	63.5
1450			19.9	26.2	32.5	38.4	51.5	64.2
1460			20.1	26.5	32.9	38.9	52.1	64.9
1470			20.3	26.8	33.2	39.3	52.7	65.6
1480			20.5	27.1	33.6	39.7	53.2	66.3
1490			20.7	27.4	34.0	40.1	53.8	67.0
1500			21.0	27.6	34.3	40.6	54.4	67.7
1510			21.2	27.9	34.7	41.0	55.0	68.5
1520			21.4	28.2	35.1	41.5	55.6	69.2
1530			21.6	28.5	35.4	41.9	56.1	69.9
1540			21.9	28.8	35.8	42.3	56.7	70.7
1550			22.1	29.1	36.2	42.8	57.3	71.4
1560			22.3	29.4	36.5	43.2	57.9	72.1
1560			22.6	29.7	36.9	43.7	58.5	72.9
1570			22.8	30.0	37.3	44.1	59.1	73.6
1580			23.0	30.3	37.7	44.6	59.7	74.4
1590			23.2	30.7	38.1	45.0	60.3	75.1
1600			23.5	31.0	38.4	45.5	60.9	75.9
1620			23.7	31.3	38.8	45.9	61.5	76.6
1630			24.0	31.6	39.2	46.2	62.1	77.4
1640			24.2	31.9	39.6	46.9	62.7	78.1
1650			24.4	32.2	40.0	47.3	63.4	78.9
1660			24.7	32.5	40.4	47.8	64.0	79.7
1670				32.8	40.8	48.2	64.6	80.4
1680				33.1	41.1	48.7	65.2	81.2
1690				33.5	41.5	49.2	65.8	82.0
1690				33.8	41.9	49.6	66.5	82.8
1700				34.1	42.3	50.6	67.1	83.5
1710				34.4	42.7	51.1	67.7	84.3
1720				34.7	43.1	51.5	68.3	85.1
1730				35.1	43.5	52.0	69.0	85.9
1750				35.4	43.9	52.5	69.6	86.7
1760				35.7	44.3	53.0	70.2	87.5
1770				36.0	44.7	53.5	70.9	88.3
1780				36.4	45.1	53.9	71.5	89.1
1790				36.7	45.5	54.4	72.2	89.9
1800				37.0	45.9	54.9	72.8	90.7
1810				37.3	46.4	55.4	73.5	91.5
1820				37.7	46.8	55.9	74.1	92.3

Fórmulas para calcular el gasto cuando el medidor trabaja con sumersión.

Cuando un medidor trabaja con sumersión, las fórmulas correspondientes a descarga libre dan un gasto mayor que el real, por lo tanto es necesario aplicar una corrección sustractiva a la fórmula (3.1) quedando como expresión general el gasto:

$$Q = m h_0^n - Q_c \quad (3.5)$$

en la cual, la corrección Q_c es una función de W , h_u y h_0 o mejor dicho de W , h_u y S . Después de numerosos experimentos, Parshall obtuvo las fórmulas para calcular la corrección Q_c y son las siguientes (en el sistema inglés).

Para medidores de $W = 0.5$ pie.

$$Q_c = \frac{0.072 h_0^{2.22}}{\left(\frac{h_u + 10}{10} - S\right)^{1.44}} - \frac{h_u - 0.184}{8.17} \quad (3.6)$$

Para medidores en los cuales W está comprendido entre uno y ocho pies y el grado de sumersión está comprendido como se dijo antes entre 0.70 y 0.95

$$Q_c = \left[\left(\frac{h_u}{\left(\frac{1.8}{S}\right)^{1.8} - 2.45} \right)^{4.57 - 3.14S} + 0.093S \right] W^{0.915} \quad (3.7)$$

Para medidores en los cuales W está comprendido entre 10 y 50 pies, Parshall no da a conocer la fórmula que se utiliza para calcularla, pero para ello en su publicación *Parshall Flumes of Large Size*, inserta un nomograma, y partiendo de este diagrama el ingeniero E. Taboada obtuvo la fórmula:

$$Q_c = \left[\frac{(100S - 71)^{3.333}}{66620} h_0^2 \right] W \quad (3.8)$$

Se ha encontrado que si el nomograma de Parshall no está construido con la formula anterior por lo menos dicha formula se acerca tanto a la correcta que calculando con ella no se encuentran discrepancias perceptibles con los valores obtenidos por medio del nomograma de Parshall.

Si la fórmulas (3.6), (3.7) y (3.8) se transforman en unidades métricas en donde W y h_u están expresados en metros cúbicos por segundo se tiene:

Para $W = 0.15 \text{ m}$

$$Q_c = \frac{0.0285 h_s^{2.22}}{\left(\frac{h_s + 3.05}{3.05} - S \right)^{1.44}} - \frac{h_s - 0.056}{87.94}$$

(3.9)

Para W entre 0.30 y 2.50 m:

$$Q_c = 0.0746 \left[\left(\frac{h_s}{\left(\frac{1.8}{S} \right)^{1.8} - 2.45} \right)^{4.57 - 3.14S} \right] + 0.093S \quad W^{0.915} \quad (3.10)$$

Para W entre 2.50 y 15.00 m;

$$Q_c = 69.671 (S - 0.71)^{3.333} h_s^2 W \quad (3.11)$$

Por lo anterior se ve que cuando el medidor trabaja con sumersión, el cálculo del gasto resulta muy laborioso y debido a que la descarga sumergida implica una reducción de exactitud de la medición del caudal. Expresando matemáticamente el caudal está dado por:

$$Q = Q_c - Q_s$$

donde

- Q - Caudal corregido.
- Q_c - Caudal resultante del nivel elevado por el flujo sumergido, utilizando las tablas que determinan el caudal para descarga libre.
- Q_s - Caudal de corrección y esta en función del grado de sumergencia (h_s/h_a), y de la altura "h_a", aguas arriba, del ancho de la garganta correspondiente (uso de gráficos).

En los gráficos que se muestran a continuación muestran la relación entre Q_c y h_a para ciertos número de grado de sumergencia.

Gráfico No.	Medidor Parshall	Grado de sumergencia en porcentaje h _s /h _a
1	1" (25.5 mm)	60% - 95%
2	2" (50.8 mm)	60% - 95%
3	3" (76.2 mm)	60% - 95%
4	6" (152.4 mm)	60% - 95%
5	9" (228.6 mm)	60% - 95%
6	1' (0.30 m)	70% - 96%
7	10' (3.05 m)	80% - 99%

En el gráfico 6 se mencionan los factores multiplicadores (M) para los medidores de 1'... 8'. Es decir que los caudales de corrección (Q_c) se calculan por medio de los valores correspondientes al de 1' multiplicando posteriormente por M que se incluye en el mismo.

En el gráfico 7 se dan los factores multiplicadores (M) para los medidores de 12' ... 50'. Los caudales corregidos (Q_c) se calculan por medio del valor correspondiente al de 10' multiplicado por M .

3.4.1. Pérdidas de carga en canales Parshall.

Las pérdidas de carga que tienen lugar en un medidor Parshall es función de su tamaño W , el gasto Q y el grado de sumersión S con que trabaja la estructura. Su autor no da a conocer las fórmulas que sirven para calcular la pérdida de carga en medidores de 8 pies o menores pero en su publicación *The Parshall Measuring Flume* publica un diagrama para ese objeto, y partiendo de dicho diagrama el ingeniero Taboada investigó la fórmula con la que está construido, las cuales ya transformadas al sistema métrico le sirvieron para construir los gráficos No. 8 y 9, y aun cuando estas ecuaciones no deben ser exactamente las usadas por Parshall para construir su nomograma empleando el gráfico No. 8, se obtiene resultados que son substancialmente iguales a los obtenidos empleando el nomograma de Parshall.

Para medidores cuyo tamaño esta comprendido entre 10 y 50 pies, Parshall si da a conocer la formula para calcular la pérdida de carga p y en unidades inglesas es :

$$p = \frac{1}{(W + 15)^{1.46}} \left(\frac{1-S}{0.05} \right)^{0.72} Q^{0.67} \quad (3.13)$$

la que transformada a unidades métricas puede quedar.

$$p = \frac{5.072}{(W + 4.57)^{1.46}} (1-S)^{0.72} Q^{0.67} \quad (3.14)$$

El gráfico No. 9 resuelve la ecuación (3.14) solamente que en los nomogramas aparece el porcentaje de sumersión 100S en vez del grado de sumersión S .

Gráfico 1. Medidor Parshall 1".

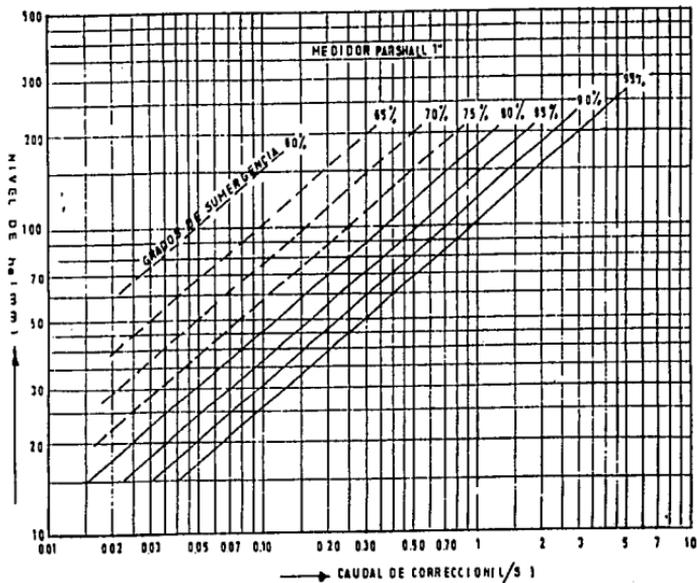


Gráfico 2. Medidor Parshall 2".

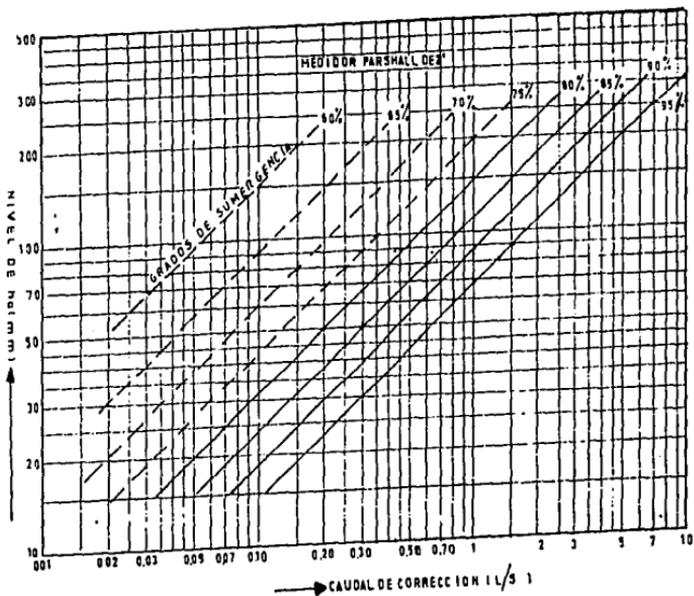


Gráfico 3. Medidor Parshall 3".

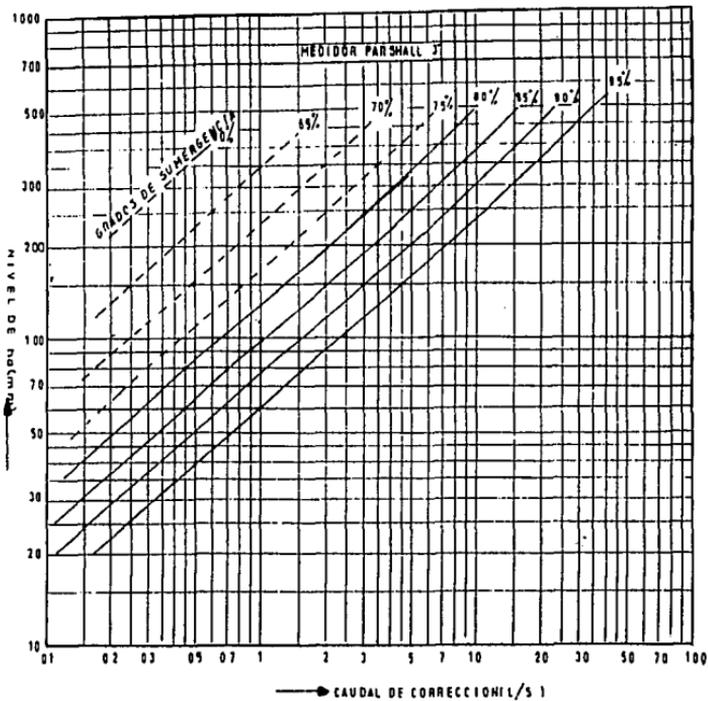


Gráfico 4. Medidor Parshall 6".

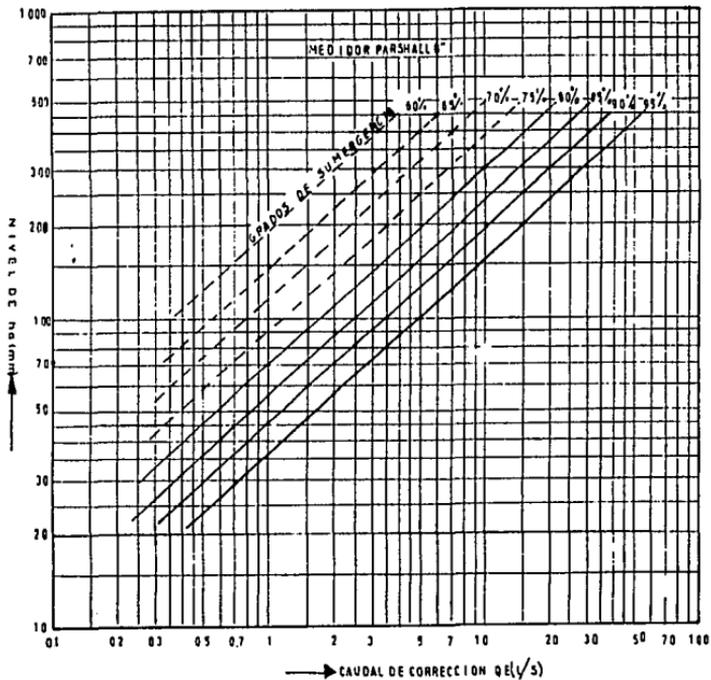


Gráfico 5. Medidor Parshall 9".

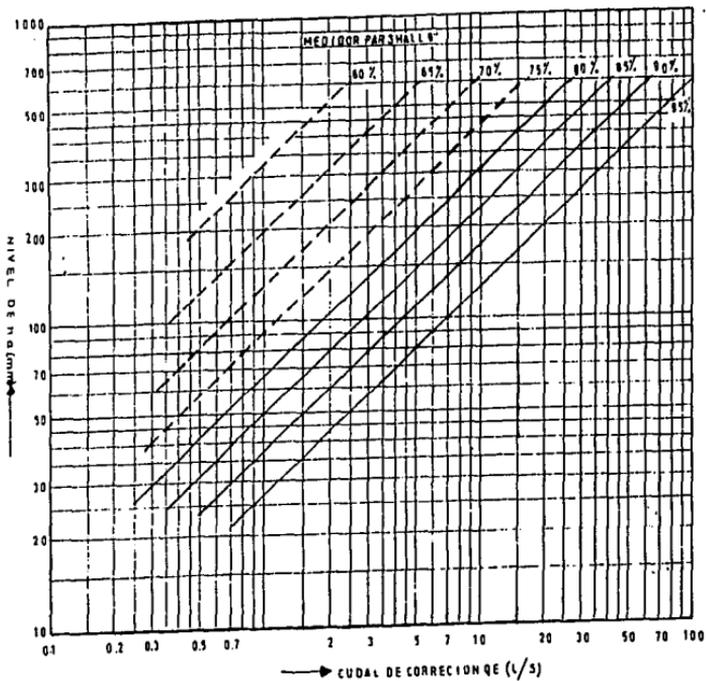


Gráfico 6. Medidor Parshall 1'.

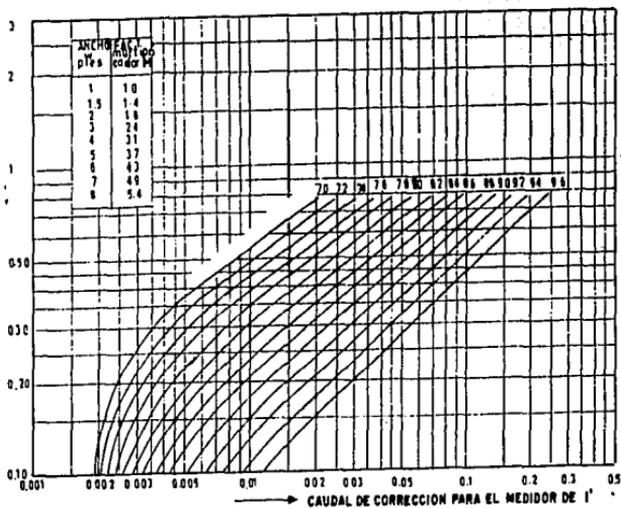
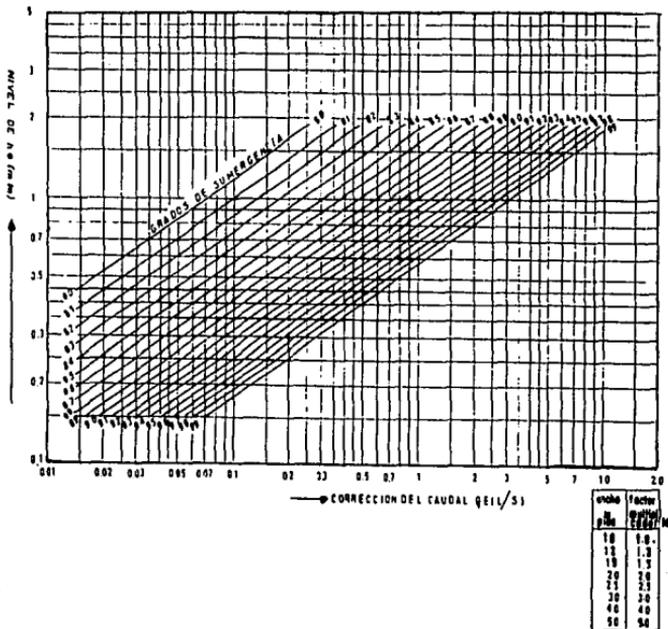


Gráfico 7. Medidor Parshall 10".



NOMOGRAMA PARA CALCULAR
LA PERDIDA DE CARGA EN
MEDIDORES PARSHALL
DE 0.15 A 2.50-MTS.

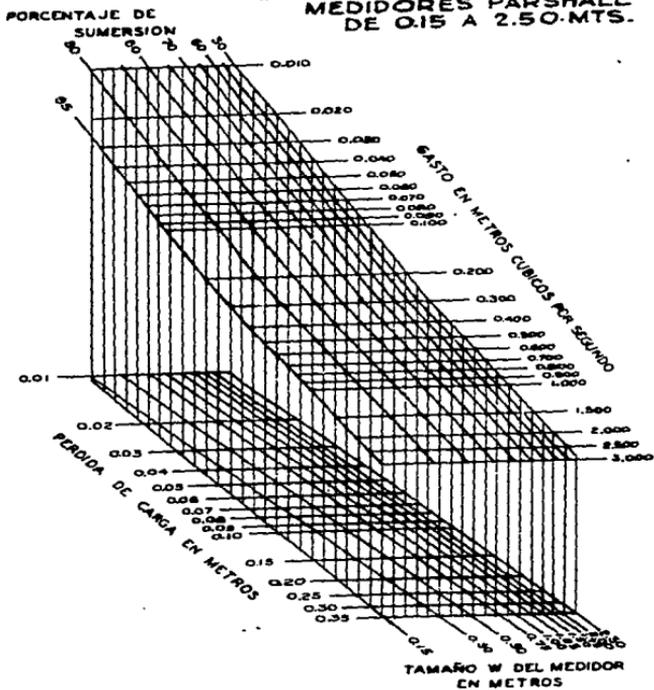


Gráfico 8. Para calcular la pérdida de carga en medidores Parshall de 0.15 a 2.50m.

**NOMOGRAMA PARA CALCULAR
LA PERDIDA DE CARGA EN
MEDIDORES PARSHALL
DE 3.00 A 15.00 MTS.**

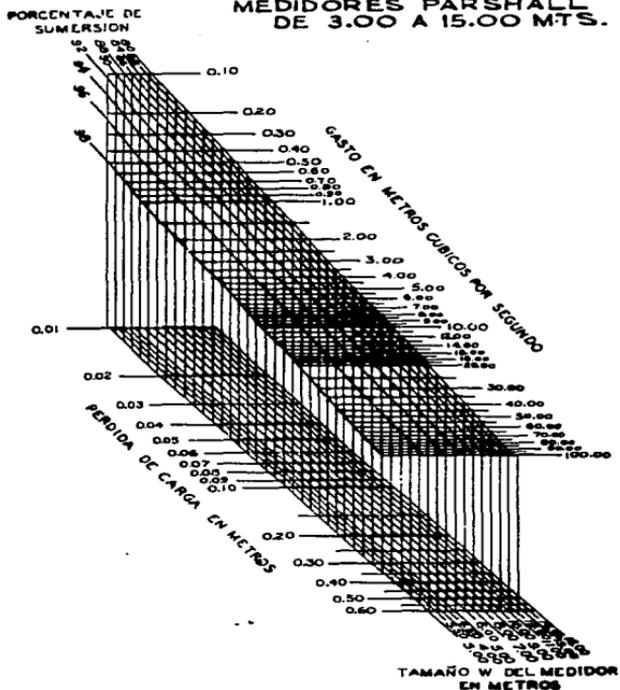


Gráfico 9. Para calcular la pérdida de carga en medidores Parshall de 3.00 a 15.00m.

3.5. APLICACIONES.

El medidor Parshall fue ideado teniendo como objetivo principal la irrigación: los de tamaños menores, se utilizan para medir o regular la descarga de agua distribuida a las propiedades agrícolas o para graduar el riego por hileras y los canales grandes se utilizan para ser aplicados a los grandes canales de riego, en ríos y corrientes grandes.

Dadas las ventajas del medidor, las aplicaciones actuales, son innumerables habiéndose generándose un empleo más allá de las esperadas.

Los medidores Parshall vienen siendo aplicados al control de la velocidad, en los desarenadores de las estaciones de tratamiento de aguas. En Sao Paulo, el primer Parshall de que se tiene noticia fue aplicado en una estación de tratamiento en 1939.

En 1947, Morgan y Ryan proyectaron para Greley, Colorado. Un Parshall modificado, que se asocia a las funciones de un medidor a las de un dispositivo de mezcla rápida: dispersión de coagulantes en tratamientos de aguas.

La medición del caudal, tan necesario en servicios de abastecimiento de agua, puede ser realizada, con relativa facilidad e infinito gasto utilizándose, convenientemente y siempre que fuera posible, medidores Parshall. Su empleo ha sido recomendado para canales principales, estaciones de tratamiento, entradas en depósitos, medición del caudal de alcantarillas, etc.

Como la pérdida de carga es relativamente pequeña, su empleo tiende a generalizarse.

CAPITULO IV
INSTALACIÓN E INSTRUMENTACIÓN

4.0. INSTALACIÓN E INSTRUMENTACIÓN.

El cálculo para el proyecto e instalación de un medidor Parshall se reduce únicamente a comparar la relación del par de valores. Tamaño W y pérdida de carga p correspondiente, que tienen lugar en diferentes tamaños de medidores, con objeto de escoger aquel que presente mayores ventajas. Para seleccionar entre estos tamaños el más adecuado, se tiene en cuenta lo siguiente:

Desde el punto de vista de la economía en la construcción de la estructura, el menor de los medidores con la capacidad requerida será el más favorable, por otra parte, un medidor demasiado grande resultará impreciso toda vez que en éste, a una variación pequeña en la carga corresponde una variación considerable en el gasto, sin embargo, hay otras consideraciones que hacen que en la mayoría de los casos, el medidor que se instala no sea el más pequeño, por ejemplo, un medidor pequeño origina una pérdida de carga fuerte, que se traduce en un apreciable aumento en la altura del canal aguas arriba del medidor, que se pueda traducir en una completa variación de las condiciones de escurrimiento en dicho canal pues a ese aumento de tirante y disminución de velocidad puede corresponder un depósito de azolve, por otra parte, puede poner en peligro la estabilidad de los bordes al reducirse el libre-borde y también si el medidor está colocado cerca de la toma que alimenta el canal lateral en donde está instalado, ese aumento de tirante en el lateral requiere el mismo aumento de tirante en el canal principal, lo cual no siempre es posible y en consecuencia la derivación es de un gasto menor que para el cual fue proyectado el lateral.

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 que es tanto mayor cuanto menor es el tamaño del medidor y con el objeto de evitar erosiones aguas abajo de la estructura, a veces se tiene que colocar un revestimiento que eleva el costo de instalación y es necesario por lo tanto optar por un tamaño un poco mayor, lo que también reduce la longitud de las paredes laterales o aleros cuando éstos se hacen necesarios. Usualmente el tamaño del medidor varía de $1/3$ a $1/2$ del ancho de la plantilla del canal cuando se trata de canales rectangulares pequeños, y de $2/3$ aproximadamente, cuando se trata de canales trapezoidales.

El buen funcionamiento de la estructura no sólo depende de un tamaño adecuado sino también de una correcta instalación, y para ello es necesario conocer de antemano la pérdida de carga que origina la estructura para adoptar una correcta elevación de la cresta sobre la plantilla del canal, pues se corre el riesgo de colocar el medidor demasiado bajo haciendo que aun para gastos pequeños trabaje con sumersión, o bien demasiado alto, con lo cual, además de elevar innecesariamente el tirante aguas arriba del medidor se aumenta excesivamente la velocidad en la salida, que puede causar elevaciones en el canal.

En resumen, el cálculo de un medidor Parshall, se reduce a escoger la estructura más adecuada, teniendo en cuenta las consideraciones anteriores dentro del siguiente análisis:

Cuando el tamaño del medidor se disminuye, se disminuye también la elevación de la cresta sobre la plantilla del canal y a mayor gasto corresponde mayor grado de sumersión, así que se tendrá en cuenta que para un correcto funcionamiento del medidor, nunca debe hacerse trabajar con un grado de sumersión mayor que 0.95 y de ser posible se procurará que trabaje siempre con descarga libre.

Los medidores de uso más común para el agua de riego son los de velocidad que se instalan en canales, cañerías o corrientes, así como los que se colocan en tuberías o ductos de hasta 6 pies de diámetro. Cuando los medidores se instalan en canales abiertos, el flujo debe ser conducido mediante un tubo o conducto con un área seccional previamente conocida; comúnmente se le denomina tubo medidor. El dispositivo de aforo se coloca dentro del extremo de descarga del tubo.

Los medidores de flujo abierto. Se emplean para determinar el flujo en canales abiertos o en sistemas de ducto cerrado con flujo por gravedad. El medidor está suspendido de una pared de una estructura simple de soporte en el centro del extremo de descarga de un tubo sumergido con flujo completo, alcantarilla o sifón, que hace las veces de un tubo medidor. La sección de aforo puede ser redonda o rectangular. Pueden emplearse satisfactoriamente, como dispositivos de medición, tubos de hormigón, de metal corrugado, o aún de estructuras largas de madera en forma de caja. Los medidores de flujo abierto pueden instalarse permanentemente o transportarse de un sitio a otro, sin interrumpir el flujo normal del agua.

Los medidores de tamaño pequeño de hasta aproximadamente 42 plg de diámetro se usan para aforar el flujo en compuertas derivadoras de granjas. Los de mayor tamaño se emplean para medir flujos de mayor volumen procedentes de depósitos, y en canales principales y zanjas laterales de tamaño grande.

4.1. MATERIAL Y EQUIPO.

Los materiales que se emplearon para el acondicionamiento de un canal Parshall son los siguientes:

- 1.- Un canal Parshall de 2".
- 2.- Una bomba de 1 hp, 60 Hz, 127/220V, 13/6.3 A, y 3500 rpm.
- 3.- Una pastilla termomagnética de 15 amper.
- 4.- Solera de 1 1/2" x 3/16".
- 5.- Angulo de 1 1/2" x 3/16".
- 6.- "T" de 1" x 3/16".
- 7.- Lamina de hierro.
- 8.- Tornillos de 1/4" x 1".
- 9.- Tornillos de 1/4" x 1 1/2".
- 10.- Tornillos de 1/4" x 2".
- 11.- Clavos sin cabeza de 1/2".
- 12.- Bisagras para puerta de 1 1/2".
- 13.- Hojas de madera de triplay 1/2".
- 14.- Resanador de madera.
- 15.- Electrodo 6013 de 1/8".
- 16.- Lija de agua de 80, 120, 180, 200, 400 y 600.
- 17.- Lija para madera de 100.
- 18.- Estopa.

- 19.- Tubo de vidrio de un 1/4".
- 20.- Reglas metálicas.
- 21.- Thinner.
- 22.- Plaste y catalizador.
- 23.- Pegamento Permabond de secado rápido.
- 24.- Plasti Loka, plastilina epóxica.
- 25.- Cinta teflon Thread Seal Tape 1/2" x 520".
- 26.- Empaques de hule de 2 1/2".
- 27.- Resins Atlas.
- 28.- Catalizador para la resina.
- 29.- Silicón.
- 30.- Acrílico.
- 31.- Pintura para alberca color azul cielo.
- 32.- Pintura de aceite de color azul turquesa, azul rey, blanco y negro.
- 33.- Laca para madera natural.
- 34.- Brochas de distintos tamaños.
- 35.- Tubería galvanizada de 1".
- 36.- Tubería galvanizada de 2 1/2".
- 37.- Una reducción de 2 1/4" a 1".
- 38.- Una reducción de 1" a 1/4".
- 39.- "Te"s de hierro negro de 1"
- 40.- Codos de hierro negro de 1".
- 41.- Una "Te" de hierro negro de 2 1/2".
- 42.- Un copie de 1/4".
- 43.- Coples de 1".
- 44.- Tapón macho de hierro negro de 2 1/2".
- 45.- Tapones cachucha de hierro negro de 1".
- 46.- Válvula de globo de 1".
- 47.- Cola de cochino de 1/4".
- 48.- Tuercas de 2 1/2".
- 49.- Manómetro de presión de 5 kg/cm².
- 50.- Cable flexible Conduflex 14 AWG.

Equipo

- 1.- Planta de soldar.
- 2.- Sierra mecánica.
- 3.- Fresa vertical.
- 4.- Compresor y pistola para pintar.
- 5.- Taladro de banco.
- 6.- Dobladora.

4.2. INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN.

En este trabajo de tesis, teniendo como tema la instalación, instrumentación y pruebas de un canal Parshall, el objetivo principal es la experimentación, la cual lleva finalmente a obtener el coeficiente de descarga (cd). Para ello se requieren medir variables como son: volumen, presión, altura y tiempo, ya que ellas son parte conformante de las ecuaciones fundamentales para el cálculo del coeficiente de descarga ($cd = Q_v/Q_t$).

Los instrumentos utilizados para hacer las mediciones de las variables anteriormente mencionadas son instrumentos sencillos y conocidos en la mecánica de los fluidos, pero no así menos importantes. Para este propósito se utilizó para cada variable lo siguiente:

Para la medición del volumen se utilizó una sección del canal Parshall que contuviera un volumen característico.

Para la medición de la presión, un manómetro colocado a la descarga de la bomba.

Para la medición del tiempo, un cronómetro.

Finalmente, para la medición de la altura del fluido se construyó dos dispositivos que consta de una regla metálica y junto con ella un tubo de vidrio doblado en "L" los cuales están sujetos a una tabla de madera, de tal forma que el tubo la traspasa. A su vez es conectado y pegado en un costado del canal, siendo traspasado, de la misma forma, por el tubo de vidrio.

Es importante mencionar que se construyeron dos dispositivos de este tipo, debido a que el diseño del canal así lo requiere, uno de ellos se utiliza para medir la altura aguas arriba (h_a) y el otro para medir la altura aguas abajo (h_b) del canal. Estos dispositivos van colocados por la parte exterior del canal.

Como se puede observar la instrumentación es una de las partes más sencillas del proyecto pero, es cierto también, que es una de las partes más importantes del mismo.

4.3. CONSTRUCCIÓN Y ENSAMBLE DE LA ESTRUCTURA DEL CANAL PARSHALL.

La construcción y ensamble del canal Parshall se realizó en cuatro partes fundamentales que son:

- 1) Acondicionamiento del canal.
- 2) Diseño y construcción de la estructura .
- 3) Ensamble de la instalación de la tubería.
- 4) Acabados.

Es importante mencionar que la fabricación del canal fue hecha por el Ing. Miguel Ángel Miranda García con el apoyo del laboratorio de termofluidos para la Facultad de Estudios Superiores Cuautitlán, mismos que generosamente ofrecieron el canal para la realización del presente proyecto.

Para el acondicionamiento del canal se realizó una limpieza y reparación total. Primeramente, se lavó perfectamente por dentro y por fuera dando tiempo para que se secase perfectamente, esto permitió inspeccionar y encontrar que en la parte interior del canal había muchos poros debido al material con que fue fabricado. Para corregir este problema se procedió a resanar con plaste los poros, dejándose endurecer posteriormente se pulió con diferentes lijas de agua hasta dejar la superficie perfectamente lisa, todo esto con el objeto de disminuir el coeficiente de fricción de las paredes.

Se procedió después a barrenar dos orificios (1/4") para introducir los tubos de vidrio que sirven como medidores de nivel aguas arriba y aguas abajo del canal. Un barreno más de 2 1/2" para conectar el tubo de succión de la bomba.

Además, se colocaron dos estabilizadores en forma vertical y de tamaño justo a las dimensiones de la descarga del canal, sujetos por topes en la parte lateral del mismo, éstos con el fin de evitar turbulencias que pudieran alterar las mediciones tomadas en las pruebas del canal. Estos estabilizadores se hicieron de acrílico, barrenado en toda su superficie con orificios de 1/2" y 1/4".

Estando ya perfectamente acondicionado y listo el canal, se procedió a pintarlo por la parte interior de color azul cielo con pintura especial para alberca, para evitar el desprendimiento de ésta con el paso del tiempo. Por último, se pintó el canal por la parte exterior de color azul ultramar.

Para el diseño de la estructura se tomaron en cuenta factores importantes como las dimensiones del canal, los materiales con que se contaba, las especificaciones de la bomba y el lugar donde se instalaría para evitar vibraciones excesivas que pudieran ser molestas cuando se llevaran a cabo las pruebas, así como la adecuada ventilación de la misma, considerándose también la ubicación de la succión y descarga del canal. Teniendo el dimensionamiento de la estructura se definió la instalación adecuada de la tubería.

Se procedió a la construcción de ésta.

El ensamble y la instalación de la tubería se realizó partiendo de la instalación de la bomba y el canal, ya que al quedar fijos no se podrán hacer modificaciones alguna.

Las características de la bomba son: potencia de 1 hp, frecuencia de 60 Hz, voltaje y amperaje con conexión monofásica o trifásica 127/220V y 13/6.3A, respectivamente, y 3500 revoluciones por minuto, además tiene un diámetro a la descarga de 2 1/4" y a la succión de 2 1/2". Debido a esto, se emplearon dos tipos de tubería, seleccionándose de 1" y 2 1/2" para la descarga y la succión, respectivamente. Considerando lo anterior, se procedió a instalar la tubería de la siguiente forma:

1.- A la descarga de la bomba, se colocó una reducción de 2 1/4" a 1", posteriormente un cople y una "Te", ambos de 1".

2.- En el orificio horizontal de la "Te" se colocó otra reducción de 1" a 1/4" y en seguida la cola de cochino de 1/4" con su cople y finalmente el manómetro.

3.- Continuando con la "Te" se colocó otro cople y un codo de 1". Posteriormente se conecta un tramo de tubería largo, un codo y otro tramo de tubería mas pequeño dirigido hacia arriba.

4.- Después se colocó la válvula de globo y posteriormente un cople, un codo, otro cople y una "Te".

5.- A la "te" se le colocaron dos coples largos, los cuales se cerraran con tapones. A la "te" y a cada uno de los coples se les realizaron tres orificios de 15/32", los cuales sirven como aspersor.

6.- A la succión de la bomba se colocó un tubo de 2 1/2" junto con una "Te" y otro tramo de tubo formado una "L". En el otro extremo de la "Te" se colocó un tapón para drenar el sistema.

7.- Para conectar la succión de la bomba con el canal se utilizaron dos tuercas de 2 1/2" y un empaque de hule.

En todas las conexiones que se realizaron se empleó cinta teflon Thread Seal Tape para evitar fugas.

8.- Por último, se instalaron medidores de nivel de agua, fijándolos al canal con pegamento de secado rápido y resina. Se empleo la Plasti Loka (plastilina epóxica) para sellar las uniones de los orificios con los tubos de vidrio.

Finalmente los acabados constaron de:

1.- Finalmente se tomó la decisión de que la estructura donde se encuentra montado (instalado) el canal se recubriera de madera para darle un toque más estético quedando este de la siguiente manera; por la parte posterior y las laterales se cubrieron totalmente, en la parte frontal se pusieron puertas con el fin de poder darle mantenimiento a la instalación.

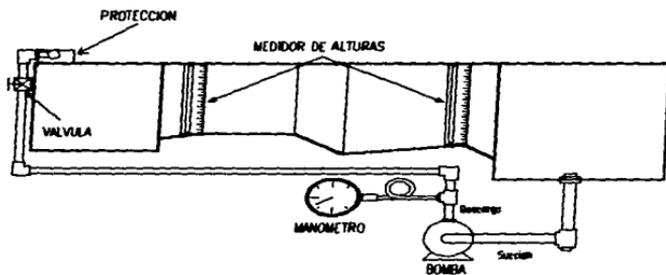
2.- En la descarga hubo necesidad de ponerle una protección ya que el agua salpica hacia los costados cuando el canal se pone en funcionamiento.

3.- Para terminar se le dio al canal un retoque de pintura. Así como también se pintaron las patas (pintura negra), la tubería (pintura azul rey) y a la madera se barnizo.

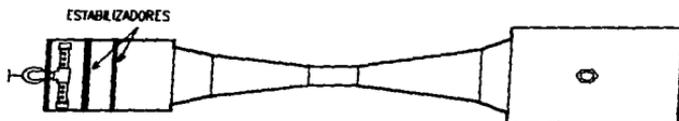
Después de realizar cada uno de los pasos anteriores se realizaron pruebas de instalación, es decir, que se comprobó que se hicieron adecuadamente, así como que el sellado fuera adecuado, no existiendo fuga alguna.

Finalmente quedo terminado el sistema del canal Parshall como se muestra en la siguiente figura:

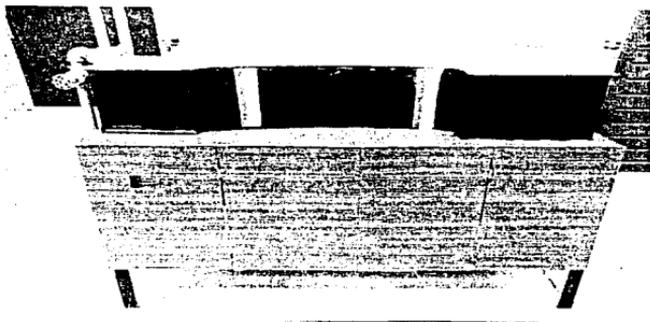
INSTALACION DE UN CANAL PARSHALL



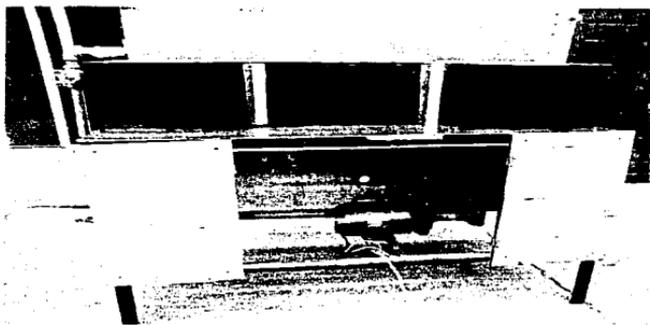
VISTA LATERAL



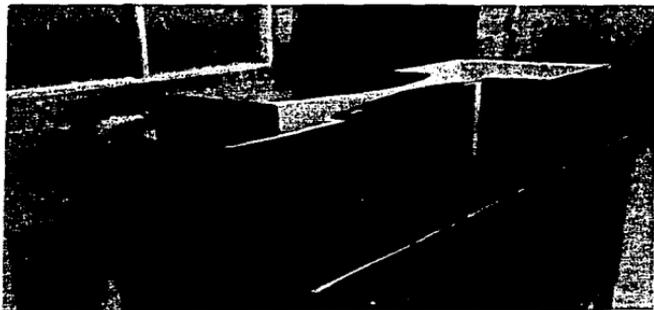
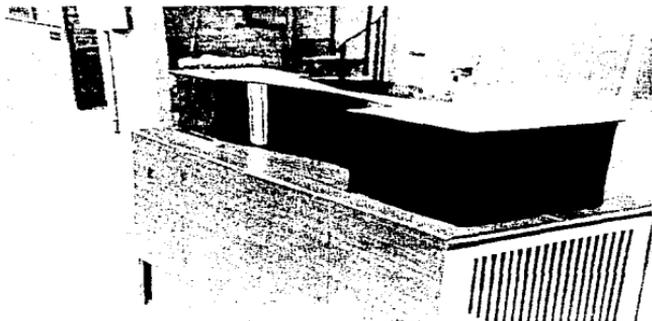
VISTA AEREA



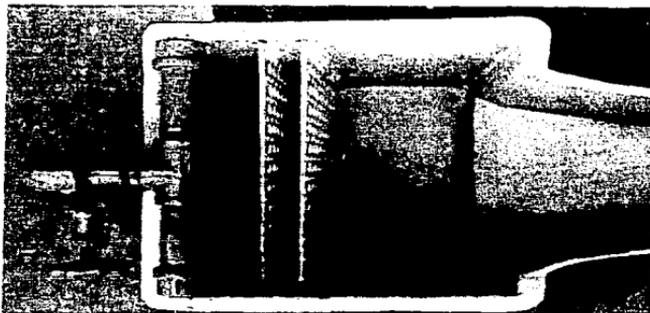
Canal Parshall.



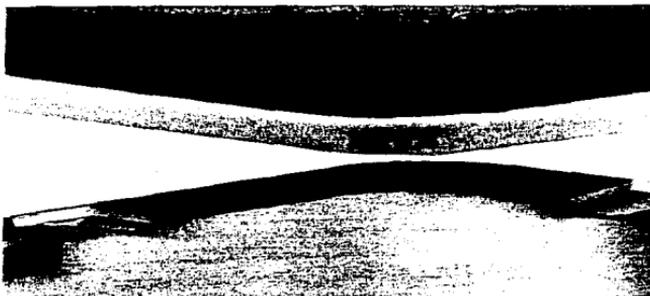
Instalación del canal Parshall



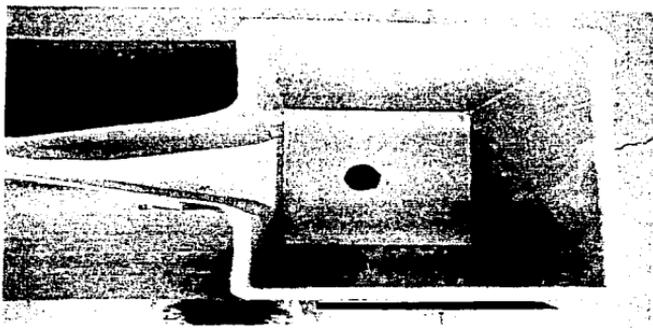
Vistas generales del canal Parshall



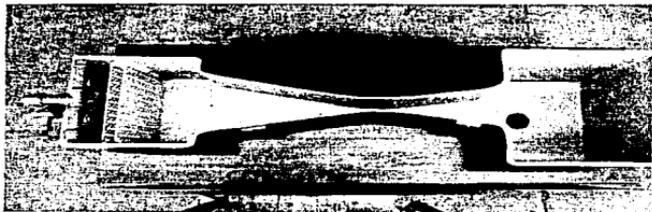
Entrada del canal: válvula de control, aspersor y estabilizadores.



Garganta del canal con medidores de alturas h_a y h_b respectivamente.



Salida del canal.



Vista aérea general (entrada, garganta y salida del canal).

CAPITULO V

PRUEBAS

5.0. PRUEBAS.

Objetivo.

El objetivo principal de este trabajo de tesis es la obtención de los coeficiente de descarga en un canal Parshall, a partir de mediciones de flujo en un sistema abierto en condiciones de descarga libre y descarga sumergida .

Desarrollo.

Debe hacerse notar que el canal Parshall se efectúan dos pruebas: una es a descarga libre y la otra a descarga sumergida, ambas con características diferentes.

Descarga libre.

El método para llevar a cabo las pruebas a descarga libre en el canal Parshall es el siguiente:

- 1.- Se llenan ambos depósitos con agua sin llegar a sumergir la garganta del canal.
- 2.- Se abre totalmente la válvula y se pone en funcionamiento la bomba.
- 3.- Se cierra la válvula a la apertura deseada, dejándose funcionar por lo menos un minuto para que se estabilice el flujo.
- 4.- Se toma la lectura de la altura h_0 para el cálculo del caudal teórico; y del tiempo t para el cálculo del caudal real.
- 5.- Se repite el proceso para cada apertura de la válvula.

Descarga sumergida.

El método para llevar a cabo las pruebas a descarga sumergida es el siguiente:

- 1.- Se llena el canal suficientemente para que la garganta del canal quede sumergida durante el funcionamiento de la bomba.
- 2.- Se abre totalmente la válvula y se pone en funcionamiento la bomba.
- 3.- Se cierra la válvula a la apertura deseada, dejándose funcionar por lo menos un minuto para que se estabilice el flujo.
- 4.- Se toman lecturas de las alturas h_0 y h_1 para el cálculo del caudal teórico; y del tiempo t para el cálculo del caudal real.
- 5.- Se repitió el proceso para cada apertura de la válvula.

Cálculos.

Descarga libre.

Los cálculos que se realizaron fueron los siguientes:

1. Obtención del caudal real:

$$Q_R = \frac{V}{t}$$

donde:

V - Volumen constante, en (lt/s).

t - Tiempo, en (seg).

Q_R - Caudal real, en (lt/s).

2. Obtención del caudal teórico:

El caudal teórico se obtiene directamente de la tabla correspondiente al ancho del canal, entrando con el valor de h_u .

3. Obtención del coeficiente de descarga.

El coeficiente de descarga (cd) para cada una de las aperturas se obtiene mediante la ecuación:

$$cd = \frac{Q_T}{Q_R}$$

donde:

cd - Coeficiente de descarga, en (%).

Q_T - Caudal teórico, en (lt/s).

Q_R - Caudal real, en (lt/s).

4. Se obtiene el coeficiente de descarga promedio.

Descarga sumergida.

Los cálculos que se realizaron fueron los siguientes:

1. Obtención del caudal real:

$$Q_R = \frac{V}{t}$$

donde:

V - Volumen constante, en (lt/s).

t - Tiempo, en (seg).

Q_R - Caudal real, en (lt/s).

2. Obtención del caudal teórico:

Se calcula primeramente el grado de sumersión $S = h_w/h_a$, el cual servirá para entrar al nomograma correspondiente, junto con la altura h_a . Este valor corresponde al caudal de corrección, que se restará al valor del caudal obtenido en la tabla de descarga libre con la altura h_a .

$$Q_T = Q_a - Q_c$$

donde:

Q_T - Caudal teórico corregido, en (lt/s).

Q_a - Caudal resultante del nivel elevado por el flujo sumergido, en (lt/s).

Q_c - Caudal de corrección, en (lt/s).

3. Obtención del coeficiente de descarga.

El coeficiente de descarga (cd) para cada una de las aperturas se obtiene mediante la ecuación:

$$cd = \frac{Q_T}{Q_R}$$

donde:

cd - Coeficiente de descarga, en (%).

Q_T - Caudal teórico, en (lt/s).

Q_R - Caudal real, en (lt/s).

4. Se obtiene el coeficiente de descarga promedio.

Tabla de datos.

W = 2"

V = 11.7 lt.

Descarga libre.

Apertura No.	f (mm)	h _o (mm)
1	38.0	20
2	12.5	41
3	9.5	49
4	8.0	55
5	6.5	62
6	6.0	67
7	5.0	71
8	4.8	73
9	4.5	80
10	4.1	84
11	4.0	85
12	3.8	86
13	3.6	89
14	3.5	90
15	3.4	91
16	3.4	91

Descarga sumergida.

Apertura No.	f (mm)	h _o (mm)	h _s (mm)
1	121.0	65	100
2	23.5	65	100
3	11.5	66	90
4	8.5	67	98
5	6.0	71	95
6	5.5	73	89
7	4.5	75	87
8	4.4	77	85
9	4.2	80	83
10	4.0	82	81
11	3.9	85	78
12	3.8	86	75
13	3.7	87	73
14	3.6	88	72
15	3.5	89	70
16	3.5	89	70

Tabla de resultados.

Descarga libre.

Apertura No.	Q_n (l/s)	Q_r (l/s)	cd (%)
1	0.308	0.28	90.91
2	0.936	0.85	90.81
3	1.232	1.13	91.72
4	1.462	1.35	92.34
5	1.800	1.62	90.00
6	1.950	1.83	93.85
7	2.340	2.00	85.47
8	2.437	2.09	85.76
9	2.600	2.41	92.69
10	2.859	2.60	91.10
11	2.925	2.64	90.26
12	3.079	2.69	87.37
13	3.250	2.84	87.38
14	3.343	2.89	86.45
15	3.441	2.94	85.44
16	3.441	2.94	85.44

Prom. Cd = 89.19 %

Descarga sumergida.

Apertura No.	Q_n (l/s)	S	Q_e (l/s)	Q_s (l/s)	Q_r (l/s)	cd (%)
1	0.097					
2	0.498					
3	1.017					
4	1.376					
5	1.950					
6	2.127					
7	2.600					
8	2.659					
9	2.785					
10	2.925	0.988	1.40	2.50	1.10	37.60
11	3.000	0.918	1.00	2.64	1.64	54.67
12	3.079	0.872	0.67	2.69	2.02	65.61
13	3.162	0.839	0.62	2.74	2.12	67.00
14	3.250	0.818	0.50	2.70	2.20	67.70
15	3.342	0.786	0.43	2.84	2.41	72.10
16	3.342	0.786	0.43	2.84	2.41	72.10

Prom. cd = 62.4 %.

Qt - Qr a descarga libre

Qt (lt/s)	Qr (lt/s)
0	0
0,28	0,31
0,85	0,94
1,13	1,23
1,35	1,46
1,62	1,80
1,83	1,95
2,00	2,34
2,09	2,44
2,41	2,60
2,60	2,86
2,64	2,93
2,69	3,08
2,84	3,25
2,89	3,34
2,94	3,44
2,94	3,44

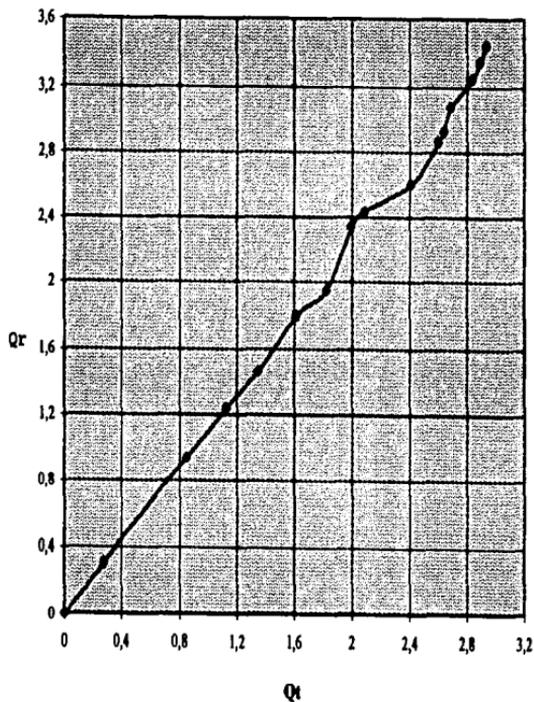


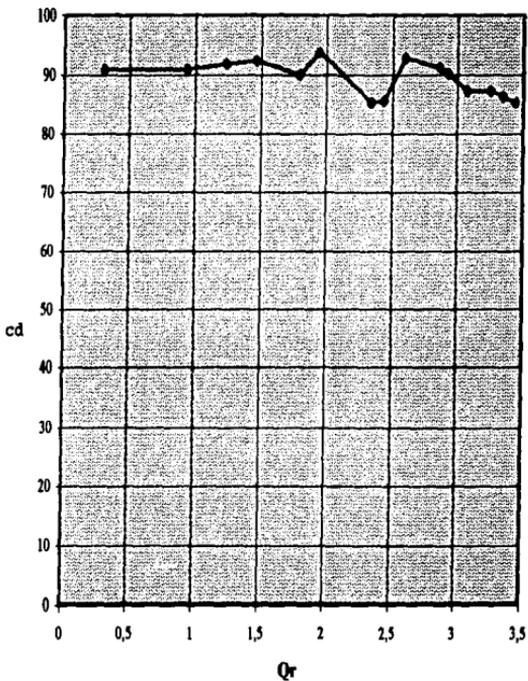
Gráfico.

Gráfica 1.

Qr - cd a descarga libre

611

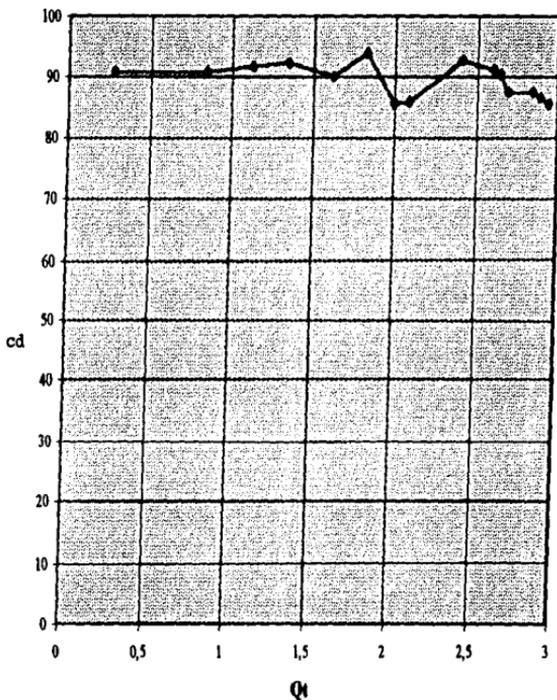
Qr (ft/s)	cd (%)
0,31	90,91
0,94	90,81
1,23	91,72
1,46	92,34
1,80	90,00
1,95	93,85
2,34	85,47
2,44	85,76
2,60	92,69
2,86	91,10
2,93	90,26
3,08	87,37
3,25	87,38
3,34	86,45
3,44	85,44
3,44	85,44



Grafica 2.

Qt - cd a descarga libre

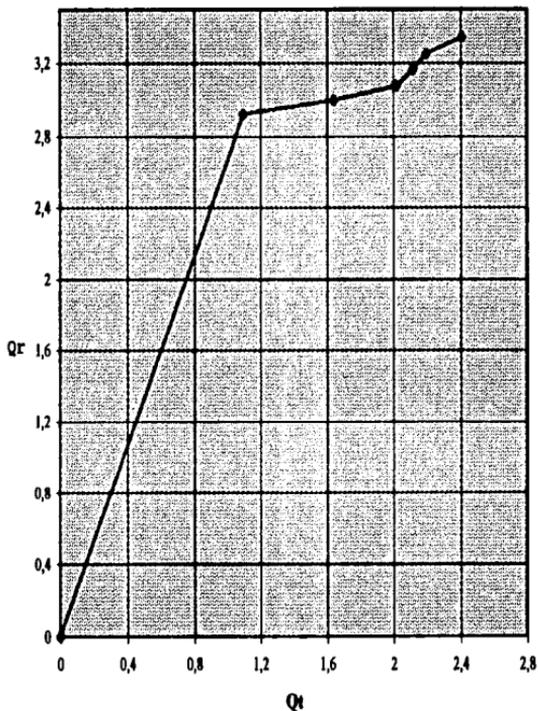
Qt (ft/s)	cd (%)
0,28	90,91
0,85	90,81
1,13	91,72
1,35	92,34
1,62	90,00
1,83	93,85
2,00	85,47
2,09	85,76
2,41	92,69
2,60	91,10
2,64	90,26
2,69	87,37
2,84	87,38
2,89	86,45
2,94	85,44
2,94	85,44



Grafica 3.

Qt - Qr a descarga sumergida

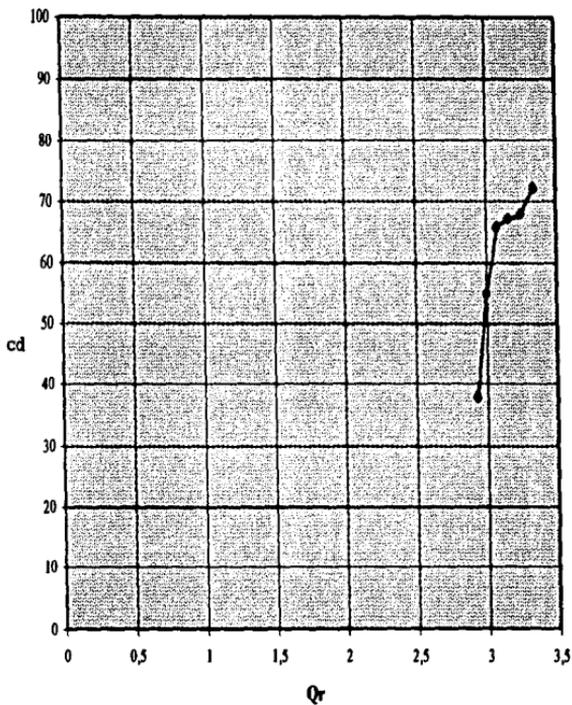
Qt (lt/s)	Qr (lt/s)
0	0
1,10	2,93
1,64	3,00
2,02	3,08
2,12	3,16
2,20	3,25
2,41	3,34
2,41	3,34



Gráfica 4.

Qr - cd a descarga sumergida

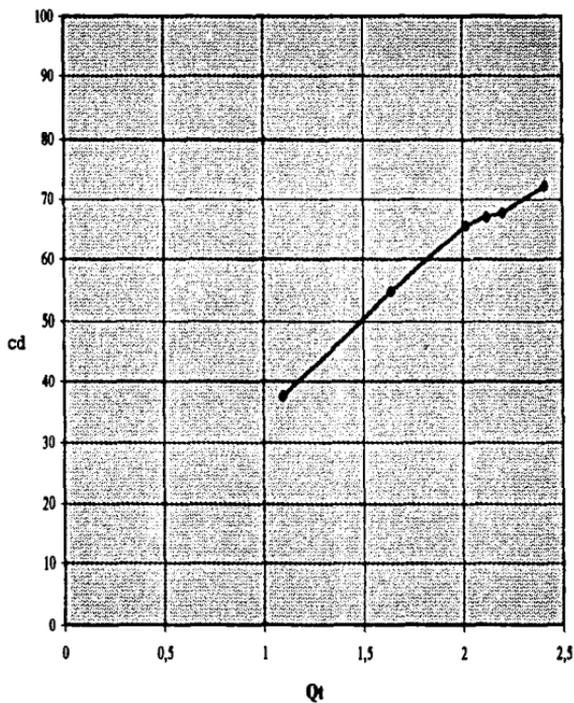
Qr (lt/s)	cd (%)
2,93	37,60
3,00	54,67
3,08	65,61
3,16	67,00
3,25	67,70
3,34	72,10
3,34	72,10



Gráfica 5.

Qt - cd a descarga sumergida

Qt (lt/s)	cd (%)
1,10	37,60
1,64	54,67
2,02	65,61
2,12	67,00
2,20	67,70
2,41	72,10
2,41	72,10



Grafica 6.

Análisis de los resultados obtenidos en las pruebas.

Descarga libre.

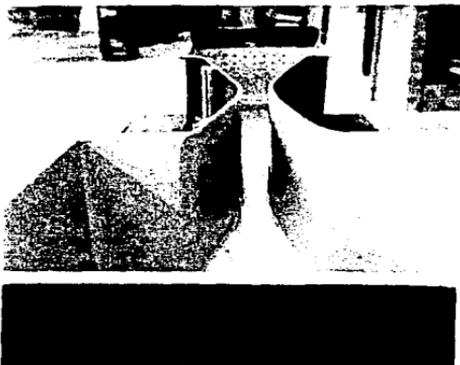
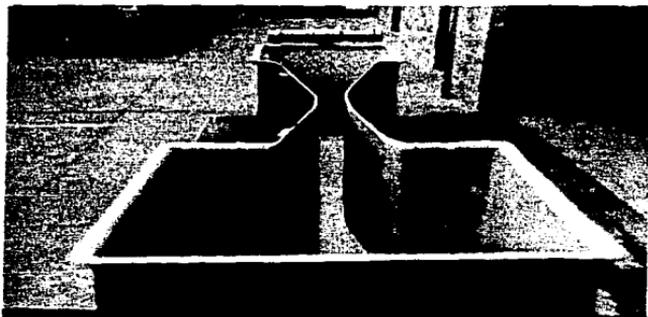
Por lo que se puede observar en la gráfica de caudal teórico contra caudal real, entre ellos existió una correspondencia aceptable lo cual genero un coeficiente de descarga casi lineal, esto es, la diferencia entre el caudal real y el caudal teórico es mínima esto es, el caudal teórico es menor que el caudal real. Al hacer el ajuste de los datos da una recta con pendiente igual 1.15, esto quiere decir que existe un error del 15% con respecto al caso ideal donde la relación es uno a uno, o con pendiente igual a uno. Esta diferencia se debió a que al evaluar el caudal real se cometieron pequeños errores de apreciación en el cronometraje.

En las gráficas de caudal contra el coeficiente de descarga se observaron variaciones en el coeficiente, debiendo este mantenerse constante, estas variaciones fueron producidas por el método utilizado en la mediciones del caudal real. Haciendo el ajuste de los datos da una pendiente igual a -0.019, esto quiere decir que existe una pequeña tendencia a que disminuya el coeficiente de descarga, con ello concluimos que en el caso de descarga libre las pruebas efectuadas resultaron satisfactorias conforme a las expectativas que se tenían al respecto.

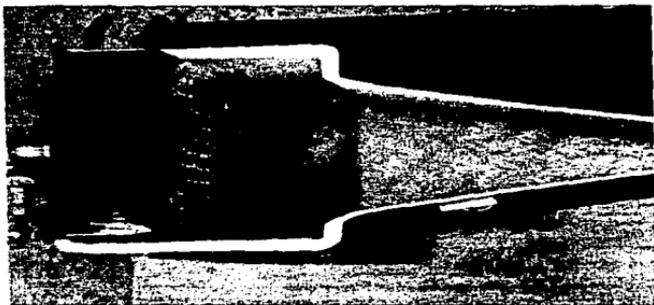
Descarga sumergida.

En las gráficas 4,5 y 6 se observa el comportamiento del coeficiente de descarga donde se reflejan dos intervalos que a continuación se describen.

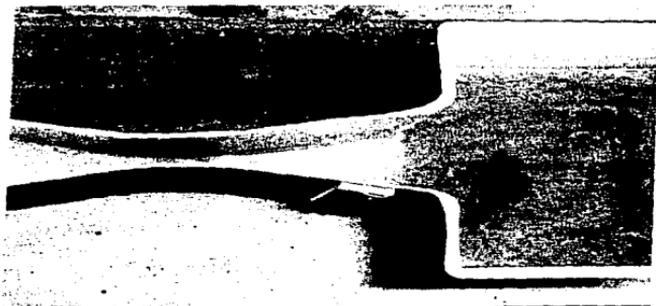
En descarga sumergida no se tomaron en consideración los valores de 0 a 1.10 del caudal teórico y de 0 a 2.93 del caudal real, esto se debió a que la velocidad del flujo en el canal no fue suficiente para poder crear una prueba a descarga sumergida. Por lo que se considero el siguiente intervalo en donde se observo realmente la descarga sumergida, en las cuatro últimas lecturas se comporoto como inicialmente se esperaba. Para observar mejor el comportamiento del canal en descarga sumergida se necesita una bomba de mayor capacidad.



Vista lateral del canal: fig. superior sin funcionar, fig. inferior en funcionamiento.



Vistas del canal en funcionamiento: entrada (fig. sup.) y garganta (fig. inf.).



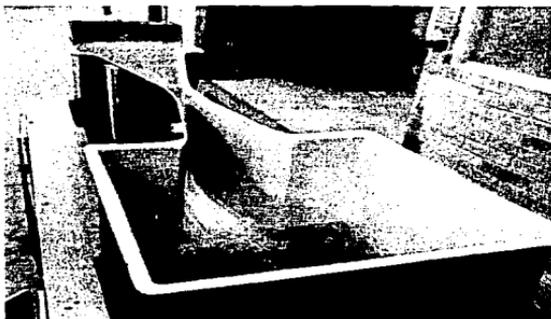
Canal en funcionamiento a la salida.



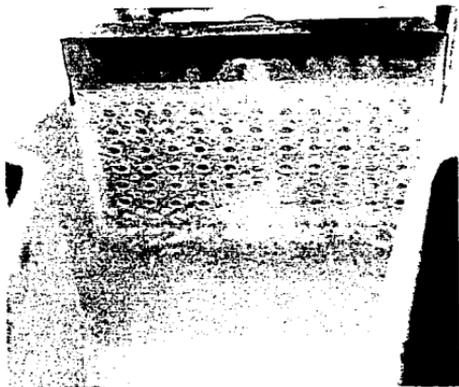
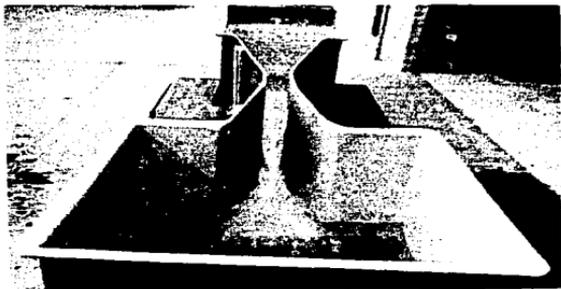
Vista aérea del canal en funcionamiento.



Flujo en descarga libre.



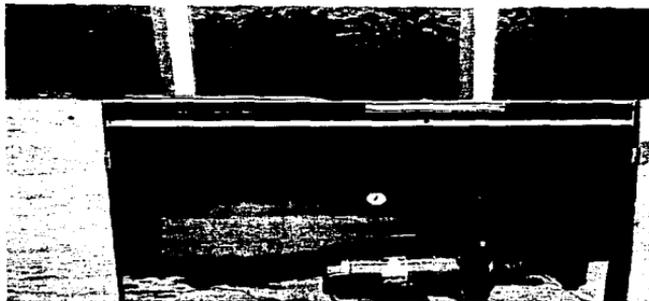
Flujo en descarga sumergida.



Estabilización del flujo.



Medidor de altura aguas arriba (h_u).



Medidores de altura aguas arriba (h_u), aguas abajo (h_b) y medidor de presión.

CONCLUSIONES.

En la introducción se mencionó que el principal objetivo de esta tesis es que sirviera como inspiración a una práctica de experimentación en la materia de mecánica de fluidos; sin embargo no se mencionó de que tipo de práctica se trataba. Esta práctica consistió en obtener el coeficiente de descarga del canal Parshall a partir de mediciones de flujo en canal abierto. Cabe aclarar que todo este proceso fue descrito ya en el capítulo cinco de esta misma.

Tuvieron que hacerse mediciones de caudal real y teórico respectivamente, estos debían ser teóricamente similares; es decir debían encontrarse entre rangos aproximadamente iguales. Nos es grato presentar aquí resultados que satisfacen las perspectivas que teníamos al desarrollar este proyecto.

Para la realización de este proyecto fue necesario pasar por varios procesos como fueron: investigación, diseño, cálculo y ensamble para hacer las pruebas experimentales del canal. No obstante surgieron varios contratiempos y problemas a los que estuvimos sujetos de los cuales el que más tuvimos que considerar fue el material con el que se disponía en el laboratorio de experimentación, ya que en la mayoría de las ocasiones no se contaba con el material requerido y esto era un obstáculo para seguir adelante debido a que ello implicaba tiempo y dinero. Esto nos ayudó a tener un criterio más amplio del papel que desempeña un ingeniero; de los problemas a los que tiene que enfrentarse y a los que tiene que darles solución.

Es muy importante que un ingeniero para llevar a cabo un proyecto, además de los conocimientos técnicos, tiene que saber planear, coordinar y controlar los proyectos desde su inicio como idea hasta su realización como obra de ingeniería.

De aquí se desprende la importancia de que un buen ingeniero conozca no solo su área de trabajo si no que también incurra en otras áreas de la ingeniería como son: la civil, la industrial, eléctrica, agrícola, química, etc.

Finalmente terminamos afirmando y respaldados por las pruebas experimentales realizadas y los resultados obtenidos que el uso de este tipo de canal ayuda mucho en el manejo de fluidos en lugares abiertos ya que requiere de un mínimo de mantenimiento, elimina fácilmente la sedimentación por su forma geométrica, representa una forma de medición muy exacta según las necesidades para las cuales se requiera utilizar.

BIBLIOGRAFIA

- Hidráulica de los canales abiertos.**
Ven Te Chow.
Ed. Diana, México, 1982.
- Hidráulica de canales abiertos.**
Richard H. French.
Ed. McGraw-Hill, México, 1988.
- Mecánica de fluidos aplicada.**
Robert L. Mott.
Ed. Prentice-Hall Hispanoamericana, México, 1996.
- Mecánica de fluidos y maquinas hidráulicas.**
Claudio Mstair.
Ed. Haria, México, 1982.
- Hidráulica.**
Samuel Trueba Coronel.
C.E.C.S.A., México, 1976.
- Manual de hidráulica.**
J. M. de Azevedo y Guillermo Acosta A.
Ed. Haria, México, 1976.
- Mecánica de los fluidos.**
Victor L. Streeter y E. Benjamin Wylie.
Ed. McGraw-Hill, México, 1983.
- Elementos de mecánica de fluidos.**
John K. Vennard y Robert L. Street.
Ed. C.E.C.S.A., México, 1989.
- Mecánica de Fluidos.**
Frank M. White.
Ed. McGraw-Hill, México, 1984.

Introducción a la mecánica de Fluidos.
Fox R. W. y Mc Donald A. T.
Ed. McGraw-Hill, México, 1993.

Manual de bombas . Diseño, aplicación, especificaciones, operación y mantenimiento.
Karassik, Igor J. ; Krutzsch William C. y Fraser Warren H.
Ed. Mc.Graw-Hill, México, 1983.

Manual de ingenieros de avios.
Manual nacional de ingeniería.
Ed. Diana México, 1ª Edición, 1972.