

DISEÑO, CONSTRUCCION Y MONTAJE DE UN BANCO DE PRUEBA PARA
LA MEDICION DEL CAUDAL EN PLACA DE ORIFICIO Y VERTEDERO

EDILBERTO VASQUEZ AGUILAR
RAFAEL ENRIQUE GUTIERREZ MENESES

CORPORACION UNIVERSITARIA TECNOLOGICA DE BOLIVAR
FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA
CARTAGENA DE INDIAS

2002

DISEÑO CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE DE UN BANCO DE PRUEBA PARA
LA MEDICION DE CAUDAL EN PLACA DE ORIFICIO Y VERTADERO

EDILBERTO VÁSQUEZ AGUILAR
RAFAEL ENRIQUE GUTIÉRREZ MENESES

Trabajo presentado como requisito parcial para optar por el título de Ing.
Mecánico

Director:
FÉLIX JULIO RADA.
Ing. Mecánico.

CORPORACIÓN UNIVERSITARIA TECNOLÓGICA DE BOLÍVAR.

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA

CARTAGENA DE INDIAS

2002.

Cartagena, 19 de Junio de 2003.

Señores comité de evaluación de proyectos.

Facultad de ingeniería mecánica

Corporación Universitaria Tecnológica de Bolívar.

L. C.

Me permito presentar el proyecto de Trabajo de Grado titulado “DISEÑO CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE PARA UN BANCO DE PRUEBA PARA LA MEDICION DE CAUDAL EN PLACA DE ORIFICIO Y VERTDERO” (0103023) realizado por los estudiantes Rafael Enrique Gutiérrez Meneses y Edilberto Vásquez Aguilar, del cual soy director.

Cordialmente.

Félix Julio Rada.

Ing. Mecánico.

Cartagena de Indias, 19 de Junio de 2003.

Señores:
COMITÉ DE EVALUACIÓN DE PROYECTOS.
CORPORACIÓN UNIVERSITARIA TECNOLÓGICA DE BOLÍVAR.
L.C.

Respetados señores:

Por medio de la presente nos permitimos presentar el proyecto de grado que lleva por nombre: "DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE DE UN BANCO DE PRUEBAS PARA COMPARACION DE CAUDAL EN PLACA DE ORIFICIO Y VERTEDERO" para el laboratorio de maquinas hidráulicas de la C.U.T.B, para poder obtener él título de Ingeniero Mecánico.

Agradecemos de antemano la atención prestada a la presente.

Atentamente,

Rafael E Gutiérrez Meneses
Cod. 9703027

Edilberto Vásquez Aguilar.
Cod. 9603800

Artículo 105: La institución se reserva el derecho de propiedad intelectual de todos los trabajos de grado aprobados, los cuales no pueden ser explotados comercialmente sin autorización.

Nota de aceptación

Presidente del jurado

Jurado.

Jurado.

Cartagena 19 de Junio de 2003.

Agradecimientos.

A Dios por haberme ayudado
a superar todos los obstáculos
y a cumplir mis metas.

A mi mamá Elva Meneses
por brindarme todo su apoyo
y cariño incondicional.

A mis hermanos y mi sobrino
Pablo, Mario, Maria Paz y Juan Daniel
por motivarme siempre a seguir.

A Lili por estar siempre
a mi lado y ofrecerme toda
su comprensión.

Rafael E Gutiérrez Meneses.

Agradecimientos

A Dios por ser la luz esperanzadora
que me guió por los caminos
para lograr mis metas.

A mis padres Edilberto y Yoris
por ofrecer sus afectos y apoyos incondicionales

A mis hermanas y sobrinos Tatiana, Nadia
Hellen y Jennifer, Gabriela y Esteban
por ser mi fuente de superación y esfuerzo

A Leslie por estar siempre
junto a mi y desearme
lo mejor en mi vida.

Edilberto Vásquez Aguilar

AGRADECIMIENTOS GENERALES

A Dios y a nuestros padres por ayudarnos a culminar una etapa mas en nuestras vidas.

A nuestros hermanos y sobrinos por ser siempre nuestro apoyo y motivación.

Al Ing. Felix Julio Rada por ayudarnos a desarrollar este proyecto y brindarnos su confianza.

A todo el personal del laboratorio de maquinas hidráulicas y talleres, que nos ayudaron en la construcción y montaje de este equipo.

A los profesores en general por formarnos como profesionales íntegros.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCION	
1. OBJETIVOS	
1.1. OBJETIVO GENERAL.	
1.2. OBJETIVO ESPECIFICO.	
2. VERTEDEROS	24
2.1. SELECCIÓN DE UN VERTEDERO	26
2.2. FORMA DEL VERTEDERO	27
2.2.1. Vertederos de forma simple	27
2.2.1.1. Vertederos rectangulares	27
2.2.1.2. Vertedero triangular	30
2.2.1.3. Vertedero trapezoidal	32
2.2.1.4. Vertedero circular	33
2.3. NATURALEZA DE LAS PAREDES DEL VERTEDERO	35
2.3.1. Vertederos de pared delgada	35
2.4. FORMA TEORICA DE LA LAMINA DE AGUA	36
2.4.1. Perfil de cresta viva	37
2.5. ALTURA DE LA CRESTA	38
2.5.1. Complejos o libres(No sumergidos)	38

2.6. POSICION DE LA PARED	39
2.6.1. Vertedero de pared vertical	39
2.7. POSICION DEL VERTEDERO CON RELACION A LA CORRIENTE	40
2.7.1. Vertederos Normales	40
2.8. ECUACION GENERAL DEL GASTO.	40
2.8.1. Elementos que influyen en la ecuación del gasto.	40
2.8.1.1. Pie del vertedero.	40
2.8.1.2. El salto hidráulico.	43
2.8.1.3. Tanque de aquietamiento.	49
2.8.1.4. Efecto de la velocidad de la llegada del agua.	49
2.8.2. Ecuación general del gasto de pared delgada.	50
2.8.2.1. Vertederos rectangulares.	55
2.8.2.2. Vertederos triangulares.	59
2.8.2.3. Vertederos trapezoidales.	65
2.8.2.4. Vertedero circulares.	67
3. PLACAS DE ORIFICIO.	70
3.1. DISPOSITIVOS DE AFORO EN TUBERIAS.	70
3.2. METODOS DE PRESION DIFERENCIAL.	71
3.2.1. Elementos Primarios.	71
3.2.1.1. Placas de Orificio.	72
3.2.1.2. Disposición de Orificios y Aplicaciones.	74

3.2.1.3. Forma de la Arista del Diafragma.	75
3.2.1.4. Métodos para la Elección del Diafragma.	76
3.2.2. Ubicación de las Tomas de Presión.	77
3.2.2.1. Diafragma Concéntricos	77
3.2.3. Medidor de Tubo en “U”.	79
3.3. NUMERO DE REYNOLDS.	80
3.4. TEOREMA DE BERNOULLI.	86
3.4.1. Balance Total de Energía.	86
3.4.2. Balance de Energía Mecánica.	89
3.5. ECUACIÓN GENERAL DEL GASTO.	92
3.5.1. Ecuación General para Placa de Orificio.	92
4. DETERMINACION TECNICA DEL EQUIPO.	97
4.1. ESPECIFICACION DEL EQUIPO.	97
4.1.1. Canal Del Vertedero	97
4.1.2. Capacidad Del Vertedero.	97
4.1.2.1. Vertedero Rectangular.	97
4.1.2.2. Vertedero Triangular.	99
4.1.2.3. Vertedero Trapezoidal.	100
4.1.2.4. Vertedero Circular.	102
4.1.3. Diseño De La Placa De Orificio	104
4.1.3.1. Selección De Tubería.	104

4.1.3.2. Selección De La Placa De Orificio.	104
4.1.3.2.1. Capacidad De La Placa De Orificio #1.	104
4.1.3.2.2. Capacidad De La Placa De Orificio #2.	107
4.1.4. Capacidad De La Motobomba.	108
4.1.4.1. Accesorios De La Motobomba.	109
4.1.4.2. Calculo De Perdida De Carga.	109
4.1.4.2.A. Cálculo De Perdida De Carga En La Sección 1	110
4.1.4.2.B. Cálculo De Pérdida De Carga En La Sección 2	114
4.1.4.3. Potencia Hidráulica De La Bomba.	117
4.1.4.4. Criterios De Selección De La Motobomba.	117
4.1.4.5. Características De La Motobomba	122
4.1.5. Capacidad Del Tanque De Almacenamiento.	122
4.1.6. Capacidad Del Tanque De Aquietamiento.	123
5. MATERIALES DE DISEÑO.	125
5.1. CRITERIOS DE SELECCIÓN DE MATERIALES.	125
5.2. SELECCIÓN DE MATERIALES.	127
5.2.1. Selección Del Tanque De Aquietamiento Y Almacenamiento	127
5.2.2. Selección Del Canal Del Vertedero.	127
5.2.3. Selección De La Estructura De Soporte.	128
5.2.4. Selección De Vertederos.	128
5.2.5. Selección De Las Placas De Orificio.	129
6. MANUAL DE OPERACIONES Y MANTENIMIENTO	130

6.1. MANUAL DE OPERACIONES.	130
6.1.1. Practica # 1. Medición De Caudal En Vertederos.	131
6.1.2. Practica # 2. Medición De Caudal En Placa de Orificio.	133
6.2. PRUEBAS Y PRACTICAS.	134
6.2.1. Metodología Para Tomar Datos.	134
6.2.1.1. Vertederos.	134
6.2.1.2. Placas De Orificio.	135
6.2.2. Toma De Pruebas Y El Calculo Del Caudal.	135
6.2.2.1. Vertederos.	135
6.2.2.2. Placas De Orificio.	137
6.2. MANUAL DE MANTENIMIENTO.	138
7. RECOMENDACIONES	
8. CONCLUSIONES.	
BIBLIOGRAFIA	
ANEXOS	

LISTA DE CUADROS

	Pág.
Cuadro 1. Coeficiente \emptyset	69
Cuadro 2. Datos De Funcionamiento.	121
Cuadro 3. Dimensiones De La Bomba.	121
Cuadro 4. Valores de caudal (Q_r) recomendado para practicas de laboratorio.	141
Cuadro 5. Resultado de pruebas y prácticas.	142

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Vertedero De Descarga Libre.	25
Figura 2. Vertedero Sumergido.	25
Figura 3.A. Vertederos Rectangulares.	28
Figura 3.B. Salto De La Lamina De Agua.	29
Figura 4. Vertedero Triangular.	31
Figura 5. Vertedero Trapezoidal.	32
Figura 6. Vertedero Circular.	34
Figura 7. Forma De La Lamina Vertiente En El Vertedero De Pared Delgada.	35
Figura 8. Formas De Las Laminas De Agua.	37
Figura 9.A. Vertedero De Perfil De Cresta Viva.	38
Figura 9.B. Tipos De Vertederos.	39
Figura 10.A. Angulo Recomendable Para El Pie Del Vertedero.	42
Figura 10.B. Dimensión Del Vertedero Para El Salto Hidráulico.	42
Figura 11.A. Elevación Del Vertedero.	51
Figura 11.B. Geometría De La Sección Del Vertedero.	52
Figura 12. Distribución De Presiones Y De Velocidad.	54
Figura 13. Vertedero Rectangular.	56

Figura 14. Vertedero Triangular.	60
Figura 15. Descarga Ahogada De Un Vertedero Triangular.	61
Figura 16 Vertedero Trapezoidal.	66
Figura 17. Vertedero Circular.	68
Figura 18. Diafragma En Una Tubería.	71
Figura 19. Diagrama De Perdida De Energía.	72
Figura 20. Placas De Orificio.	74
Figura 21. Tipos De Tomas De Presión.	78
Figura 22. Manómetro De Mercurio.	79
Figura 23. Aparato Teórico Para La Ecuaciones De Balance De Energía.	90
Figura 24. Venturimetro.	92
Figura 25. Tipo De Orificios VDI.	96
Figura 26. Placa De Orificio # 1.	106
Figura 27. Placa De Orificio # 2.	108

LISTA DE GRAFICAS

	Pág.
Grafico 1. Longitud Del Salto Hidráulico.	46
Grafico 2. Radio Del Pie Del Vertedero.	47
Grafico 3. Altura Del Oleaje Para Elevación Del Pie Del Vertedero.	48
Grafico 4. Coeficiente De Gasto μ De Vertedero Triangulares.	62
Grafico 5. Valores De K En La Formula De La U. Católica De Chile.	63
Grafico 6. Relación Entre La Velocidad Promedio Y La Velocidad Máxima En Función Del Numero De Reynolds.	82
Grafico 7. Coeficientes De Descarga.	96
Grafico 8. Curvas de Funcionamiento.	120

LISTA DE ANEXOS

Anexo A. Vertedero Rectangular Sin Contracciones.

Anexo B. Vertedero rectangular.

Anexo C. Vertedero Trapezoidal.

Anexo D. Vertedero Circular.

Anexo E. Placas de orificio # 1.

Anexo F. Placas de orificio # 2.

Anexo G. Influencia de la temperatura en la aspiración de la bomba.

Anexo H. Tensión del vapor y peso específico del agua a diferentes temperaturas .

TITULO:

DISEÑO CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE PARA UN BANCO DE PRUEBA
PARA LA MEDICION DE CAUDAL EN PLACA DE ORIFICIO Y VERTDERO

AUTORES:

RAFAEL ENRIQUE GUTIÉRREZ MENESES

EDILBERTO VÁSQUEZ AGUILAR

OBJETIVO GENERAL:

Diseñar, Construir y Montar un banco de pruebas, para comparación de caudal en placa de orificio y vertedero para el laboratorio de maquinas hidráulicas de la Corporación Universitaria Tecnológica de Bolívar

METODOLOGÍA:

Básicamente se adquirirá información directa al desarrollar este banco de pruebas, ya que al comparar la medición del caudal entre conductos cerrados

y abiertos se establecerán unas pautas de las cuales los estudiantes se basarán para la elaboración de los laboratorios correspondiente a este

La mayor parte de la información técnica tendrá origen en los diferentes textos relacionados con la materia, además de información especializada obtenida en catálogos, manuales y páginas web que estén relacionadas con el área de máquinas hidráulicas.

RESULTADOS.

El equipo llamado “BANCO DE PRUEBA PARA LA MEDICIÓN DE CAUDAL EN PLACA DE ORIFICIO Y VERTEDERO” presentado en esta tesis, cumple con las normas necesarias para que los estudiantes de la facultad de ingeniería mecánica de la Corporación Universitaria Tecnológica de Bolívar puedan conocer y realizar las prácticas correspondientes a la medición de caudal en dichos elementos, así mismo conocer los diferentes dispositivos utilizados para ellos.

DIRECTOR:

Ing. Mec. Felix Julio Rada

INTRODUCCION

La medición del flujo se utiliza en la industria en cuatro razones primordiales: El conteo, La evaluación del funcionamiento, la investigación y el control de procesos. Siempre que se este transfiriendo la custodia de un fluido, existe la necesidad de realizar un conteo de las cantidades involucradas.

Muchos dispositivos se encuentran disponibles para medición de flujos, algunos de ellos proporcionan mediciones primarias directas, mientras que otras requieren calibración o la aplicación de un coeficiente de descarga a la salida del dispositivo.

La indicación puede ser una presión, un nivel de líquido, un contador mecánico etc.

Sin embargo continuamente se desarrollan nuevos conceptos acerca de la medición del flujo, lo cual ha originado la necesidad de una evaluación casi

constante de los métodos antiguos y de aplicación ya establecida, como es el caso de vertederos y placas de orificio.

La medición de caudales o gastos en conductos libres y particularmente en canales abiertos, constituyen sin duda una de las más importantes cuestiones de la hidráulica.

Varios son los dispositivos y métodos empleados con este fin, tales como: Vertederos, compuertas y aforos. Cada proceso, aplicándolo especialmente a ciertos casos, se limita por lo tanto a determinadas condiciones, que vuelven ventajosa su aplicación.

Los vertederos se sitúan en una categoría algo especial, ya que constituyen un medio conveniente para determinar el caudal en un canal abierto en términos de una sola medición de la profundidad, estos son utilizados en la medición de caudales de pequeños cursos de agua y conductos libres.

En la vida cotidiana encontramos que la manera más utilizada y efectiva de transportar fluidos es a través de tuberías, siendo utilizados en diferentes aplicaciones.

El dispositivo mas sencillo para la medición de fluidos es la placa de orificio o diafragma, el cual consiste en una placa plana con un orificio de orilla maquinada en forma precisa, operan según el principio de que una disminución en el área de flujo en una tubería produce un aumento en la velocidad acompañado de una disminución en la presión. Esta correlación de la diferencia de presión con la velocidad constituye un medio para medir el caudal.

1. OBJETIVO

1.1. OBJETIVO GENERAL

Diseñar, Construir y Montar un banco de pruebas, para comparación de caudal en placa de orificio y vertedero para el laboratorio de maquinas hidráulicas de la Corporación Universitaria Tecnológica de Bolívar.

1.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Obtener la eficiencia de cada uno de estos aparatos de medición.
- Realizar el estudio de placas de orificio y vertedero, y así determinar sus funcionamientos, características y usos.
- Construir y montar un banco de pruebas para la comparación de caudal entre placa de orificio y vertedero, para el análisis de los mismos

- Estudios de los diferentes tipos y elementos de medición de flujo, en el área de hidráulica que vayan relacionados con estos temas.
- Determinar los diferentes usos para cada tipo de vertedero dependiendo de las características del mismo.
- Establecer un manual de ensayos.

2. VERTEDEROS

Un vertedero es una escotadura grande de forma regular a través de la cual fluye agua, este consiste en una depresión al costado de un depósito, un recipiente, o un canal, en el que el líquido se descarga por encima de un muro o una placa y a superficie libre. Estos pueden presentar diferentes formas según las finalidades a que se destine, aunque en los más comunes tenemos los rectangulares, triangulares o de ranuras en V, trapezoidales y circulares.

Al borde o superficie sobre la cual vierte el agua se llama vertedero, a la lamina de agua que se derrama por encima se le llama manto. La altura del agua que produce la descarga es la carga "h".

A un vertedero con su arista o borde de agua arriba, afilada o viva y conformada de tal manera que el agua salte libremente por encima de la cresta se le llama Vertedero de Cresta Aguda o Viva. A todos los demás vertederos a falta de un termino mejor se le clasifica como Vertederos de Cresta no Viva. Si el manto de

descarga derrama al aire (Fig. 1), se dice que el vertedero es de descarga libre o puede ser que el vertedero es sumergido (Fig. 2).

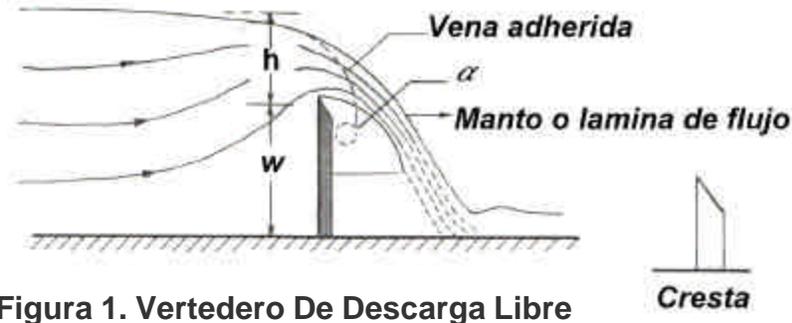


Figura 1. Vertedero De Descarga Libre

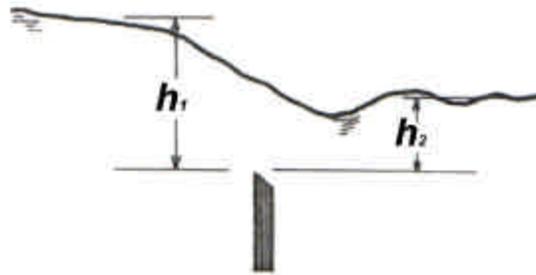


Figura 2. Vertedero Sumergido

Cuando la descarga se efectúa sobre una placa con perfil de cualquier forma, pero con arista aguda, el vertedero se llama de pared delgada; por el contrario, cuando el contacto entre la pared y la lamina vertiente es más bien toda una superficie, el vertedero es de pared gruesa. Ambos tipos pueden utilizarse como dispositivos de aforo en el laboratorio o canales de pequeñas dimensiones, pero el primero es más efectivo para prácticas de laboratorio.

2.1. SELECCIÓN DE UN VERTEDERO

Tipo de vertederos para una situación dada, deberá ser el que se adapte a las condiciones particulares. La cantidad de agua o las cantidades límites, si la corriente varía, puede corrientemente determinarse aproximadamente de ante mano. Deben tomarse en consideración los puntos siguientes:

1. Debido a la tendencia del manto de adherirse a la cresta, la carga no debe ser menor de 0.06 m (en algunos casos).
2. La longitud de un vertedero rectangular deberá ser por lo menos, tres veces la carga ($b \geq 3h$).
3. De preferencia, la carga hidrostática sobre el vertedero no deberá ser mayor de 0.6 m ($h > 0.6m$).
4. El porcentaje de error en el caudal de derrame, que resulta de un error dado en la medición de la carga, disminuye a medida que esta aumenta. Por lo tanto se consigue la mayor exactitud cuando el derrame tiene lugar

bajo la carga máxima posible, dentro de las limitaciones de los puntos 1, 2 y 3 anteriores.

2.2. FORMA DEL VERTEDERO.

2.2.1. Vertederos de forma simple.

2.2.1.1. Vertederos rectangulares. En la figura 1, muestra el esquema de las líneas de corriente en un flujo bidimensional sobre un vertedero rectangular el agua se acelera a medida que se aproxima procediendo al aumento de velocidad de la reducción de la cota de energía potencial, esto se manifiesta en la depresión, que se produce en la superficie. En el agua debajo de la cresta, tiene lugar una continuada aceleración, bajo el efecto de la gravedad, denominándose vena líquida a la lámina de agua que fluye sobre la cresta del vertedero. Cuando el vertedero funciona correctamente, la vena salta limpiamente sobre la cresta, llamándose libre a esta condición de vertido o derrame. Dicha vena tiene una trayectoria de caída aproximadamente parabólica. Tanto la cara superior como la inferior de la vena están en contacto con la atmósfera, con lo que la presión en toda la sección es aproximadamente atmosférica.

El remanso que se forma debajo de la vena tiende a elevar su nivel con respecto al agua abajo, ya que ha de ejercer una fuerza hidrostática para equilibrar la fuerza creada por la variedad de movimiento, inherente a la desviación del chorro. La vena arrastra en su caída algo de aire que esta en contacto con su cara inferior. A menos que este aire sea repuesto, se creara un vacío que elevara el nivel del remanso y provocaría la adherencia de la vena a la cara de aguas bajo el vertedero. Una vena adherida va asociada a un aumento de caudales y a cierta inestabilidad en el comportamiento del flujo. Estas condiciones son absolutamente incompatibles con una medida exacta del caudal.

Hay dos clases de vertederos rectangulares uno con contracciones y otro sin contracciones como se muestra en la figura 3.a.

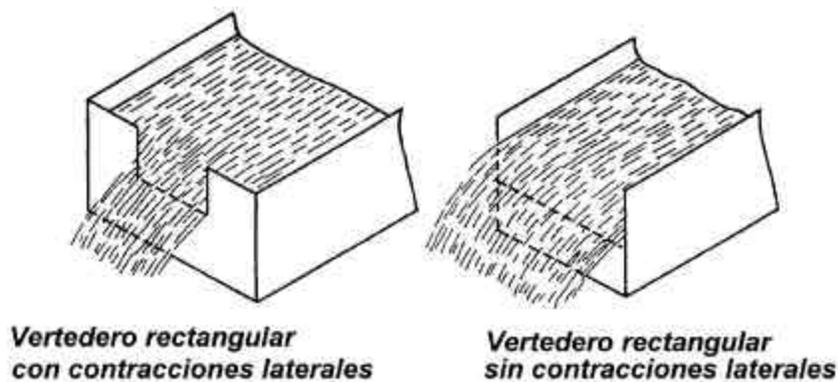


Figura 3.a. Vertederos Rectangulares

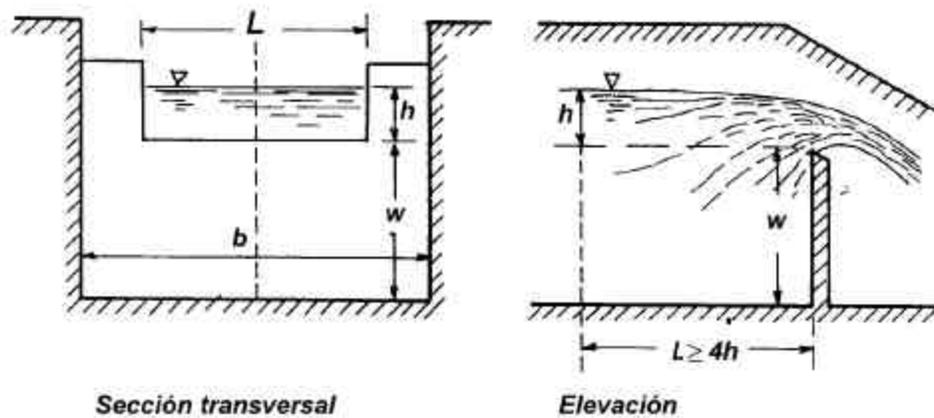


Figura 3.b. Salto De La Lamina de Agua

Después de muchos años de estudios se ha llegado a principios fundamentales para el diseño de vertederos rectangulares estándar sin contracciones que pueden resumirse así:

1. La cara del vertedero contra corriente debe ser vertical y suave.
2. El borde de la cresta debe quedar a nivel, de borde cuadrado hacia la corriente y estrecho para que el agua no toque, aun después de pasar el borde contra corriente.
3. Los lados del canal deben ser verticales y suaves y extenderse por alguna distancia contra corriente más allá del vertedero.

4. La presión bajo la lámina debe ser atmosférica.

5. El canal de aproximación debe ser de sección transversal uniforme por una longitud antes de la cresta, o debe proveerse de baffles para la distribución de la velocidad en el flujo normal antes de llegar a la cresta, la superficie del agua debe estar libre de olas o turbulencias.

2.2.1.2. Vertedero triangular. Los vertederos triangulares o de escotadura en V permiten la medición exacta de gastos o derrames mucho menores que los que se pueden medir con vertederos de cresta horizontal. El derrame de un vertedero triangular aumenta mas rápidamente con la carga de 0.60 m. el derrame de un vertedero triangular de 90 grados es aproximadamente igual al de un vertedero de cresta horizontal de 0.45 m de largo; mientras que a una carga de 0.03 m el derrame del ultimo vertedero es 20 veces el del triangulo. Por lo tanto este presenta ventajas apreciables cuando, dentro de los límites del aforamiento, hayan de medirse descargas pequeñas.

Todo esto se debe a que la pequeña sección de vena conduce a una variación relativamente mayor de la cota y por lo tanto a una medición sensible del caudal.

Sin embargo, la cota excesiva que corresponde a los flujos más caudalosos constituye a un límite superior del ámbito de aplicación.

Para aforar caudales de $0.03 \frac{m^3}{s}$ a $0.3 \frac{m^3}{s}$, se debe preferir el vertedero triangular, este tipo es, por lo menos, tan preciso como otro cualquiera. Por lo tanto se adapta particularmente al aforo de corrientes de agua cuyo máximo no sobrepase mucho $0.3 \frac{m^3}{s}$.

En la práctica solamente son empleados los que tienen forma isósceles, siendo más usuales los de 90° , como se aprecia en la figura 4.

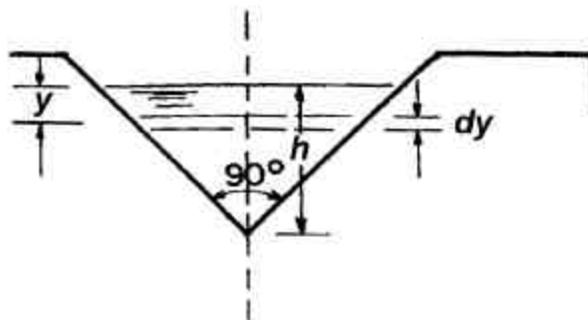


Figura 4. Vertedero Triangular.

2.2.1.3. Vertedero trapezoidal. Lo inventó el ingeniero italiano Cipolletti, se usa especialmente en irrigación, las pendientes de los lados del trapecio son iguales con una inclinación de 1 horizontal por 4 vertical y la descarga se considera dividida en una parte como vertedero rectangular de ancho b y otro de área triangular con ancho de base $2a$ como en la figura 5.

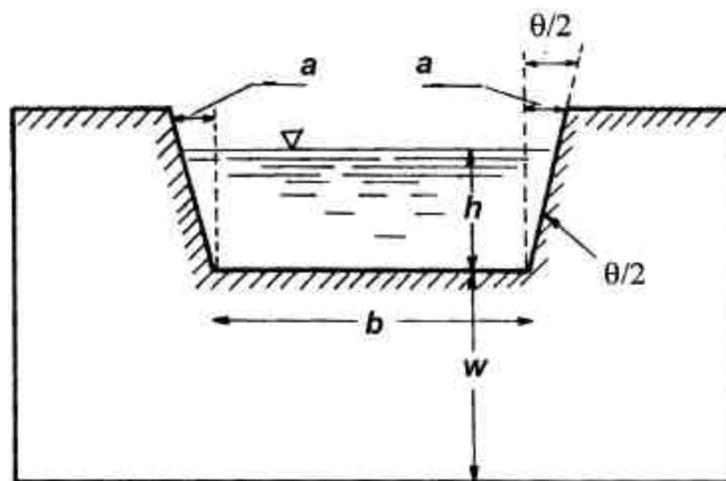


Figura 5. Vertedero Trapezoidal.

La pendiente de los lados fue estudiada para compensar la rebaja en descarga causada por la contracción, haciendo la descarga adicional causada por los vertederos triangulares iguales a este merma, y dándole un valor a la descarga total igual a la del vertedero sin contracción.

La ventaja mayor de este tipo de vertedero es la de permitir el uso de vertedero con contracción donde no es posible usar el vertedero sin contracción, evitando al mismo tiempo, los cálculos laboriosos de la corrección de L por los efectos de contracción.

Como se anota, su uso en agricultura, donde es necesario hacer cálculos con cabeza variable, es muy acostumbrado.

El estudio de este vertedero demuestra que se consigue la finalidad propuesta cuando $\frac{q}{2} = 14$.

2.2.1.4. Vertedero circular. Los vertederos de planta circular que descarga del interior hacia fuera son útiles como aforadores en pozos artesanos para extraer agua del subsuelo. Su funcionamiento es efectivamente el de un vertedero cuando la relación $\frac{h}{D} < 0.027$, así mismo se comporta como un chorro que sale de una tubería (Flujo fuente) cuando $\frac{h}{D} = 0.105$ y existe un escurrimiento de transición entre ambos valores.

EL flujo de vertedero se presenta para relaciones $\frac{h}{D} < 0.02$ y el de chorro para relaciones $\frac{h}{D} > 2$, de transición entre los dos valores.

El efecto en un vertedero de este tipo es difícil obtener flujo de lámina libre si no se toman precauciones para ventilar y en ocasiones para cargas pequeñas resulta muy difícil lograr que la lámina de agua se despegue de la pared del cilindro. Se presentan así los tres tipos de láminas adherentes. Los vertederos de sección circular como en la figura 6 aunque se emplean rara vez ofrecen como ventajas:

- a. Facilidad de construcción.
- b. No requiere el nivelamiento de la cresta.

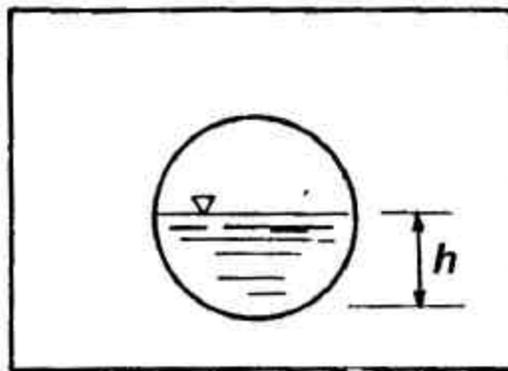


Figura 6. Vertedero Circular

2.3 NATURALEZA DE LAS PAREDES DEL VERTEDERO.

2.3.1. Vertederos de pared delgada. Para que estas estructuras cumplan satisfactoriamente su cometido de permitir un aforo exacto, se han de cumplir ciertos requisitos en su instalación; la cara de aguas arribas debe ser vertical y la placa de coronación, que es normalmente de latón o de acero inoxidable, debe estar cuidadosamente acabada en ángulo recto por partes de aguas arriba y biselada aguas abajo como en la figura 7.

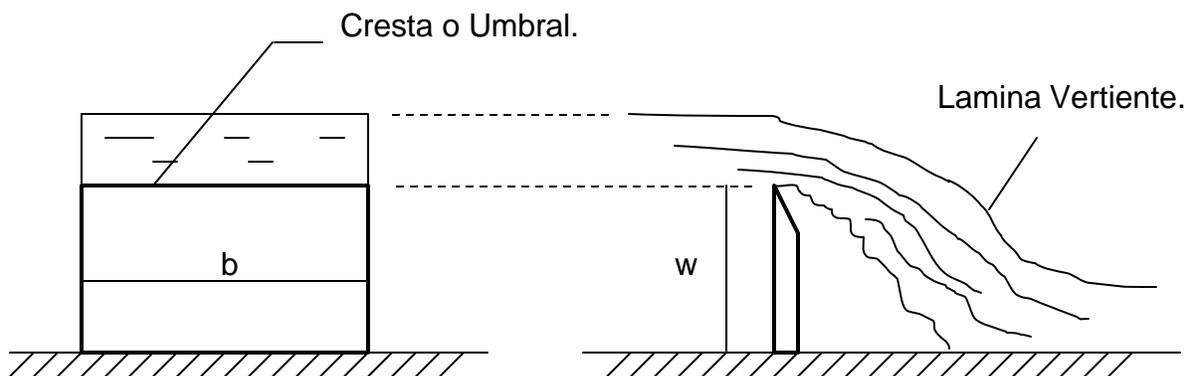


Figura 7. Forma De La Lamina Vertiente En El

Vertedero De Pared Delgada.

No excediendo la anchura del borde $1/8$ "por todo ello esta estructura resultan necesariamente poco robustas y algo carentes de estabilidad.

Por lo tanto el campo de aplicación se limita generalmente a los laboratorios y corrientes de agua. Los vertederos triangulares, rectangulares, circulares y trapezoidales, son los tipos más corrientes, son los más eficaces de estructura de pared delgada.

2.4. FORMA TEORICA DE LA LAMINA DE AGUA.

Para diseñar la cresta es necesario conocer la forma de la lámina de agua; para encontrarlo se supone que la descarga se efectúa en el aire. Para el efecto de aire, ocurre una depresión modificando la posición de la vena y alterándose el caudal; por esto se forman las siguientes láminas de líquido:

- a. lamina deprimida. El aire es arrastrado por el agua ocurriendo un vacío parcial en w , que modifica la posición de la vena. Figura 8.a, 8.b cuando $P < P_{atm}$, donde P_{atm} es la presión atmosférica.

- b. Lamina adherente: ocurre cuando el aire sale totalmente. Figura 8 c. cuando $P < P_{atm}$.

En cualquiera de estos casos el caudal es superior al previsto o dado por las fórmulas indicadas.

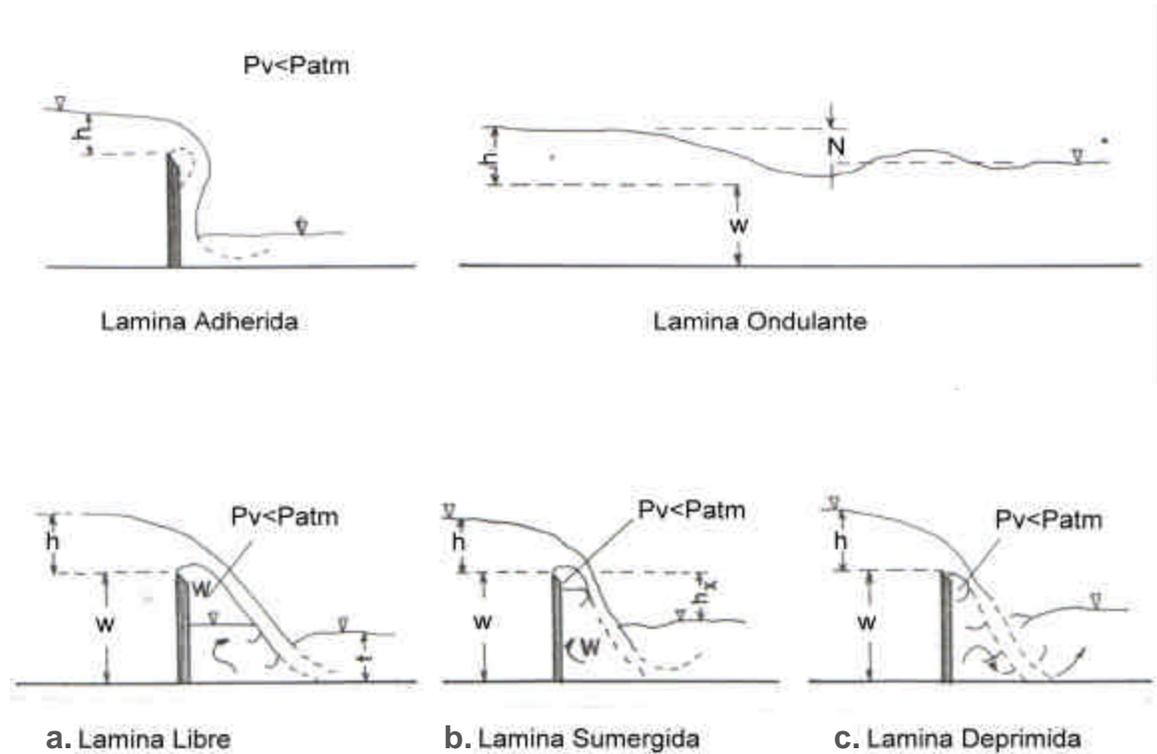


Figura 8. Formas De Las Laminas de Agua

2.4.1. Perfil de cresta viva. Los vertederos de cresta viva se usan en medición de caudales en el laboratorio donde la parte superior del vertedero que esta en contacto con la lámina de liquido suele ser chapa de 5 mm de espesor.

Hay diversos tipos de vertederos de cresta viva como se muestra en la figura 9 a y 9 b.

2.5. ALTURA DE LA CRESTA.

2.5.1. Complejos o libres (No sumergidos). Para vertederos no sumergidos sin contracciones laterales, con láminas libres y velocidades de aproximación despreciable, según datos experimentales se obtiene que el nivel del fluido aguas abajo no debe ser mayor a w , después de producirse el salto por encima de la cresta . Donde $w > h_2$ (Altura del fluido aguas abajo) (figura 9.a.)

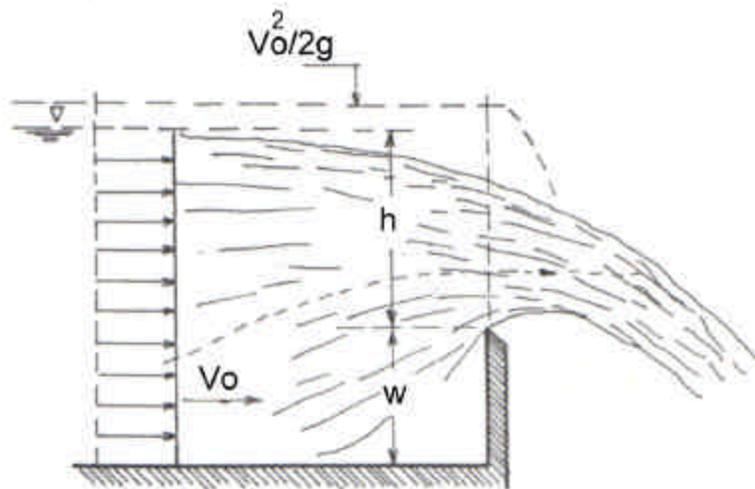


Figura 9.a. Vertedero de Perfil de Cresta Viva

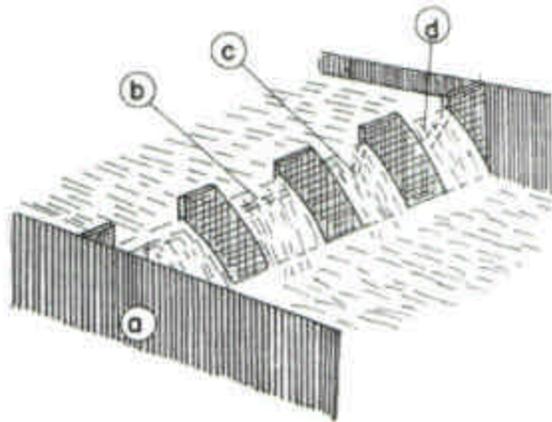


Figura 9.b. Tipos de vertederos

- (a) Vertedor Rectangular (b) Trapezoidal
(c) Triangular (d) Parabólica

2.6. POSICION DE LA PARED.

2.6.1. Vertedero de pared vertical. En esta tesis se desarrollara y estudiaran la clase de vertederos verticales. De las características generales para estos vertederos, que el plano del vertedero debe ser normal al flujo y a la cara, aguas arriba, perfectamente vertical, plana y lisa. El vertedero deberá instalarse al centro de un canal recto que tenga una longitud mínima de 10 veces la longitud de cresta del vertedero y una área de por lo menos, 8 veces ($b \cdot h$). Si el vertedero tiene contracciones, la distancia entre los extremos del vertedero y el costado del canal no debe ser menos de 3 m; si no tiene contracciones laterales debe hacerse una

ventilación eficiente de la superficie inferior de la lámina vertiente. En cualquiera, la carga sobre la cresta se debe medir en un punto a, por lo menos, 4 veces la carga máxima hacia aguas arriba.

2.7. POSICION DEL VERTEDERO CON RELACION A LA CORRIENTE

2.7.1. Vertederos Normales. Los vertederos normales son los que descargan frontalmente ya sea vertical o inclinado o sumergido de pared ancha o pared delgada; y se incluye todas las formas de los vertederos.

2.8. ECUACION GENERAL DEL GASTO.

2.8.1. Elementos Que Influyen En La Ecuación Del Gasto.

2.8.1.1. Pie Del Vertedero. Pese a la energía cinética que se le quita al chorro de agua, elevando el perfil de la cresta, la fuerza que trae es considerable; y al caer puede rodar el canal de descarga y las estructuras del vertedero. Es necesario impedir esos daños posibles y para ello se le da al perfil del vertedero una forma

cóncava y suave que paulatinamente va llevando al agua a un movimiento horizontal sin causar detrimento al vertedero.

La forma mas perfecta para llevar a cabo la transición del movimiento del agua es la parábola, pero constituye un refinamiento innecesario, y su forma es mas complicada por lo cual casi siempre se usa arco de círculo.

El radio del círculo depende del espesor de la lámina de agua, de la altura del vertedero, y de las características de las fundiciones, de la frecuencia de las avenidas del agua; y de la profundidad del agua en el canal de descarga.

Se debe elevar el pie del vertedero para darle una inclinación hacia arriba, y se usa especialmente, cuando el agua inferior tiene una profundidad mayor a la adecuada para formar el salto hidráulico.

La figura 10.a. muestra un ángulo de salida de 45° , es el más recomendable.

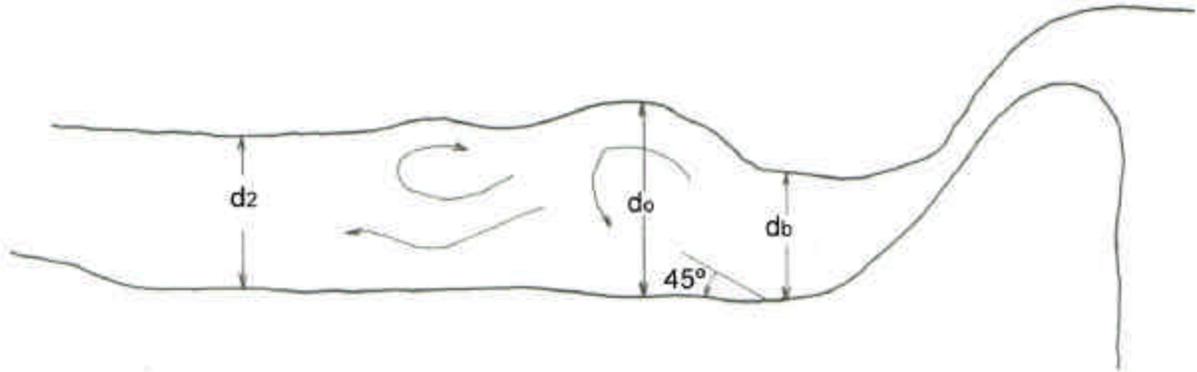


Figura 10.a. Angulo Recomendable Para el Pie Del Vertedero.

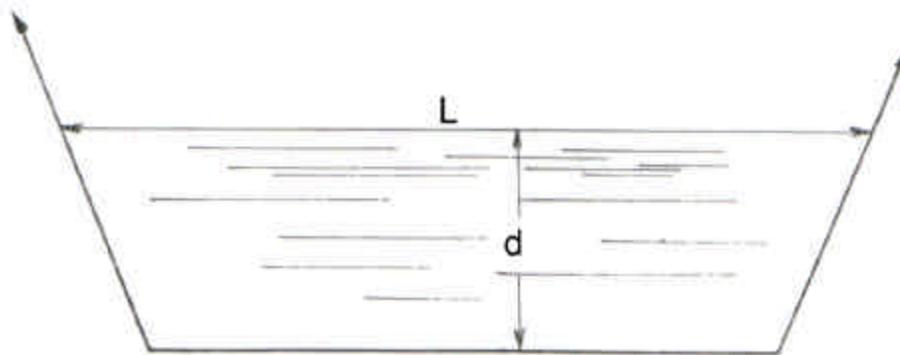


Figura 10.b. Dimension del Vertedero para un salto Hidraulico

Al aumentar la descarga, el punto de máxima erosión se mueve ligeramente aguas abajo, lo mas conveniente para un oleaje pulsátil; esto consiste en un movimiento vertical pronunciado.

2.8.1.2. El Salto Hidráulico. La energía cinética específica por unidad de peso en la sección vertical de una corriente de agua vale:

$$E_s = \frac{V^2}{2g} + \frac{P_{atm}}{W} + Z$$

y en un canal de cualquier forma:

$$E_s = \frac{V^2}{2g} + d \quad (1)$$

Siendo “ d ” la dimensión mostrada en la figura 10.b.

Como tenemos:

$$V = \frac{Q}{A}, \text{ tenemos:}$$

$$E_s = \frac{Q^2}{2gA^2} + d$$

“ A ” representando el área de la sección del canal, para un valor dado de caudal

“ Q ” la derivada de la energía específica con respecto a la profundidad “ d ” vale:

$$\frac{dE_s}{dd} = \frac{Q^2}{2g} \frac{-2}{A^3} \frac{dA}{d(d)} + 1 \quad (2)$$

Igualando esta derivada a 0 se encuentra el valor de “ A ” que hace E_s un mínimo:

$$-\frac{Q^2}{A_c^3 g} \frac{dA}{d(d)} + 1 = 0$$

Donde A_c es ese valor particular de A , Llamando V_c la velocidad del agua pasando por la sección de área A_c :

$$Q = A_c V_c$$

$$\frac{A_c^2 V_c^2}{g A_c^3} \left(\frac{dA}{d(d)} \right) = 1 \quad (3)$$

Despejando la velocidad crítica:

$$V_c = \sqrt{\frac{g A_c}{\frac{dA}{d(d)}}} \quad (4)$$

Encontrando el valor de V_c se calcula el "d" (profundidad crítica).

El valor del área en función de sus dimensiones es:

$$A = \int_b^d b d(d)$$

Siendo "b" una variable de "d"

Entonces, de la fórmula 4.

$$V_c = \sqrt{\frac{g \int_b^{d_c} b d(d)}{b}}, \text{ entonces}$$

$$\int_b^{d_c} b d(d) = \frac{V_c^2 b}{g} \quad (5)$$

De donde se puede deducir el valor de "d" para un canal rectangular.

$$A = b d \text{ y } \frac{dA}{d(d)} = b$$

Reemplazando en la fórmula (4)

$$V_c = \sqrt{\frac{gA_o}{b}} = \sqrt{bd_c} \quad (6)$$

$$d_c = \frac{V_c^2}{g} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2g}} \quad (7)$$

Ahora sustituyendo este valor de d_c , en la fórmula para la energía específica:

$$E_s = \frac{V_c^2}{2g} + d_c \rightarrow E_s = \frac{d_c}{2} + d_c = \frac{3d_c}{2}$$

De donde:

$$d_c = \frac{2}{3}E_s \quad (8)$$

Una de las condiciones para la formación del salto hidráulico debe tener una profundidad inferior a la crítica.

El salto hidráulico como se muestra en la figura 10.b. opera casi exclusivamente bajo la sección de las fuerzas de gravedad; siendo despreciable la de las fuerzas viscosas; por lo tanto si las condiciones de flujo son geoméricamente similares y

el numero de Froude $\left(\frac{V^2}{gL}\right)$ es igual, las características de flujo deben ser

idénticas para las corrientes que las posean.

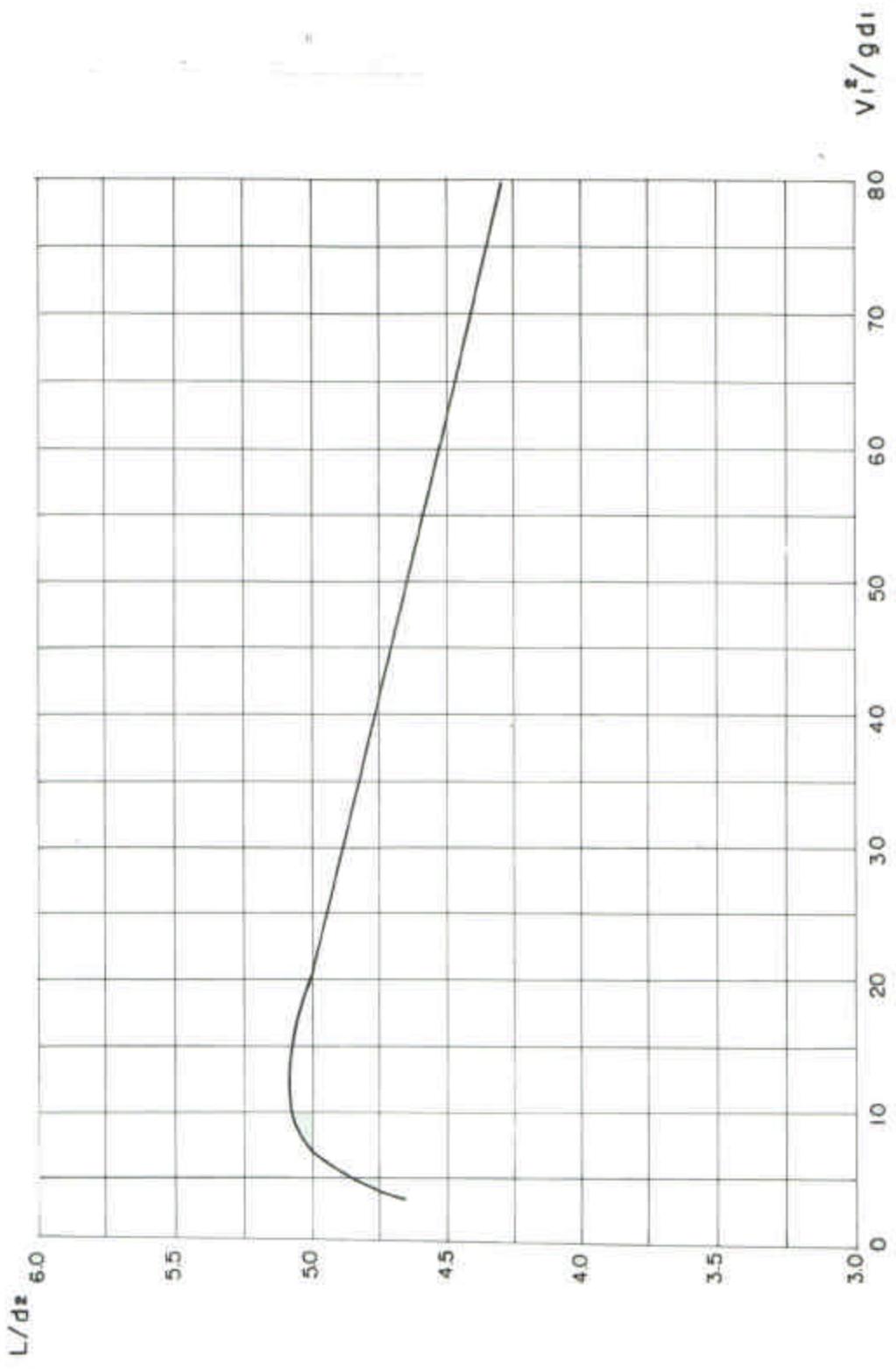


Grafico 1. Longitud del salto Hidraulico

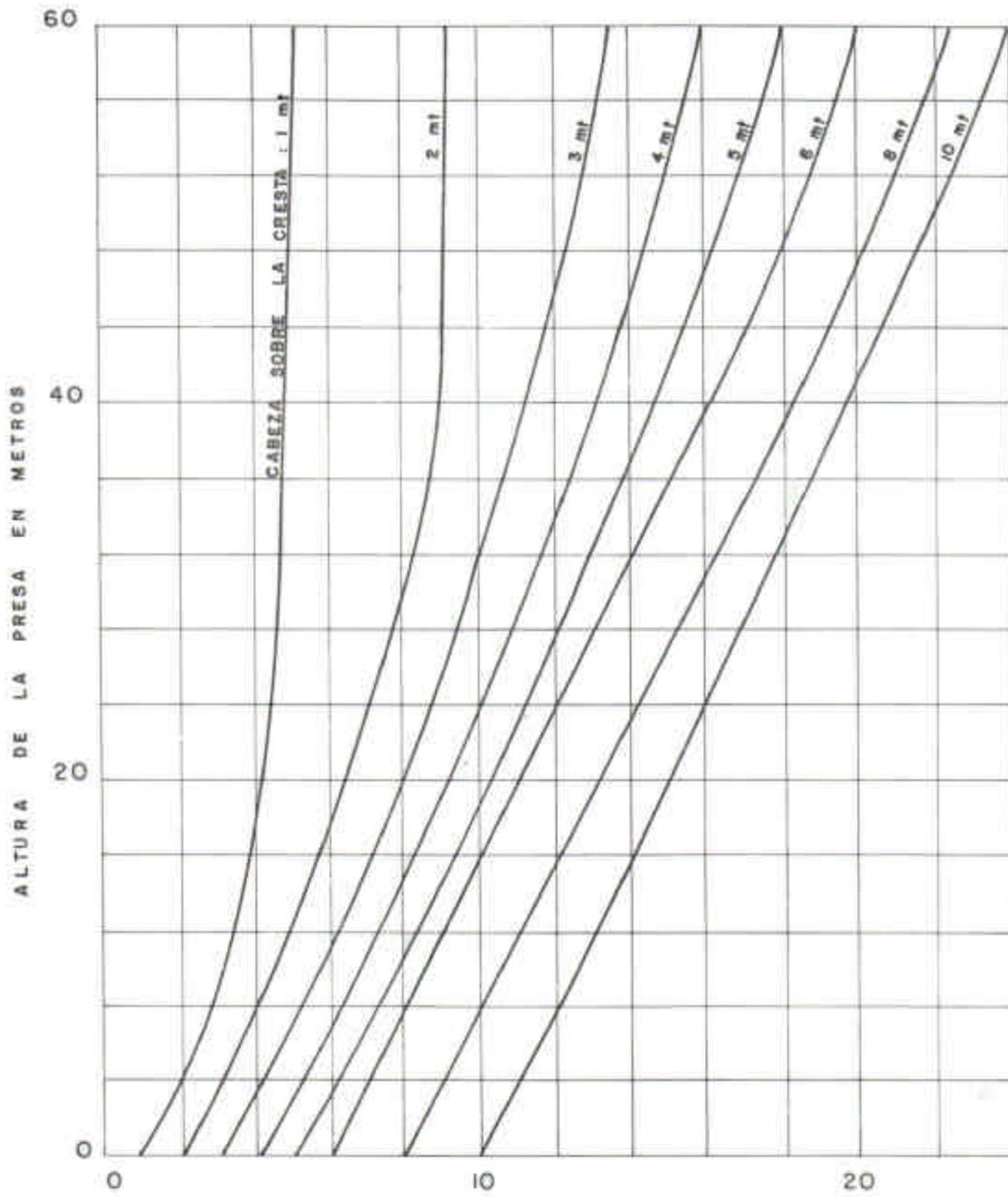


Grafico 2. Radio del Pie del Vertedero en Metros

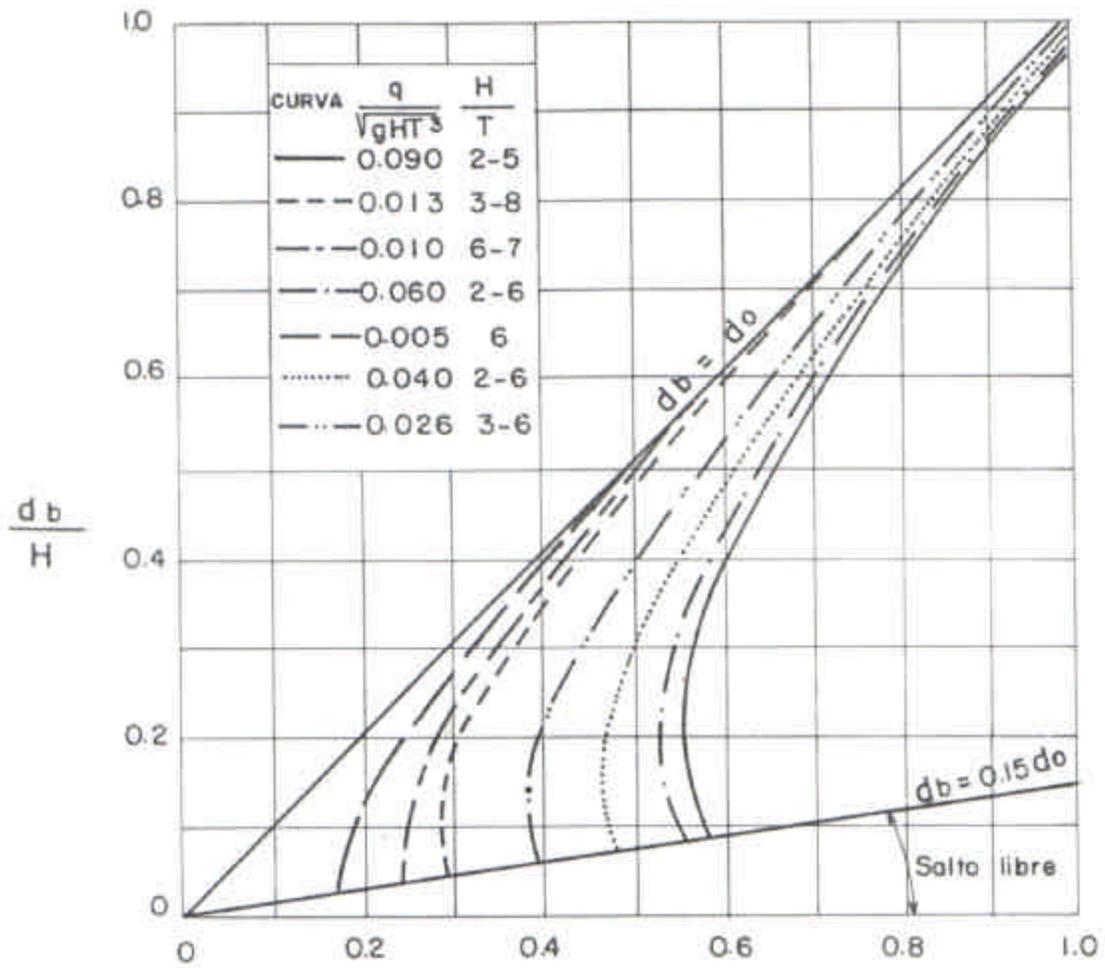


Grafico 3. Altura del Oleaje para la Elevacion del Pie de Vertedero
Con Angulos de entrada y de Salida de 45°

T : Es el tiempo de Prueba

H : Altura del Agua

Las graficas 2, 3 muestran el comportamiento del radio del pie del vertedero con la altura de la presa y la altura del oleaje para la elevación del pie del vertedero con ángulo de entrada y salida de 45°.

2.8.1.3. Tanque De Aquietamiento. Al llegar el agua al tanque de aquietamiento, el salto hidráulico se produce inmediatamente o a cierta distancia del pie del vertedero, dependiendo de la velocidad que lleve y de la profundidad del agua inferior, por razones económicas sobre el costo del tanque, no es conveniente que el salto no se forme inmediatamente y, para asegurar la rápida eliminación de la energía del agua se hace una obstrucción a la corriente por medio de mallas o aletas móviles.

La longitud del tanque no debe ser tan grande que la onda estacionaria que se forme al comienzo del tanque; ni tan pequeña que el salto se salga de el, en todo caso la longitud del tanque depende en parte de la naturaleza del canal; pues si este de hierro duro se puede hacer mas pequeño, que si es de materiales blandos.

2.8.1.4. Efecto De La Velocidad De La Llegada Del Agua. El efecto de la velocidad de aproximación debe considerarse bajo tres aspectos distintos:

1. La carga efectiva que produce el derrame sobre un vertedero es la carga potencial o elevación, h , mas la carga cinética o de velocidad, que resulta por la velocidad de acceso, la descarga bajo una cabeza h aumenta con ella y para las ecuaciones debemos considerar que la velocidad es uniforme en todas las partes de la sección, lo que no es cierto pues la paredes del canal las retardan. En la superficie la velocidad V_c y puede decirse que es la energía cinética del agua lo que afecta el gasto o la descarga, por lo cual es preferible usar h en lugar de h_v , como anotaremos para la deducción de las fórmulas.
2. Esta velocidad, cuando es grande, tiene efecto en la contracción del chorro, se puede hacer sentir su efecto en el vertedero como si el vertedero estuviera trabajando con una carga mayor.
3. Existir velocidad en el canal implica caída de la superficie.

2.8.2. Ecuación General Del Gasto De Pared Delgada. Considere un vertedero de pared delgada y sección geométrica, como se muestra en la figura 11, cuya cresta se encuentra a una altura w medida desde la plantilla del canal de alimentación. El

desnivel entre la superficie inalterada del agua, antes del vertedero y la cresta, es h y la velocidad uniforme de llegada del agua es V_0 de tal modo que:

$$H = h + \frac{V_0^2}{2g} \quad (9)$$

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

De acuerdo con la nomenclatura de la figura 11b, el perfil de las formas usuales de vertederos de pared delgada se pueden representar por la ecuación general:

$$x = f(y) \text{ Que normalmente será conocida} \quad (10)$$

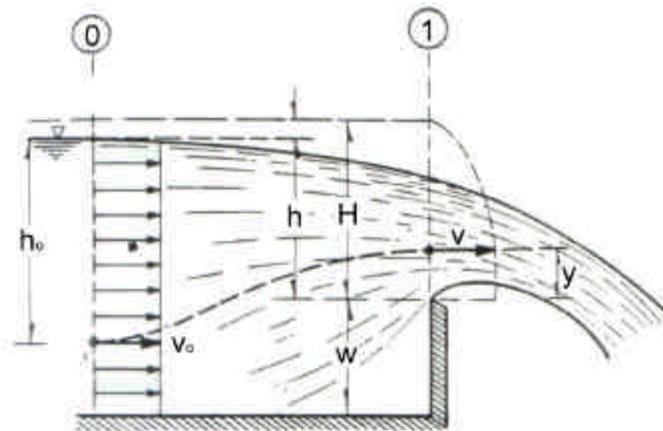
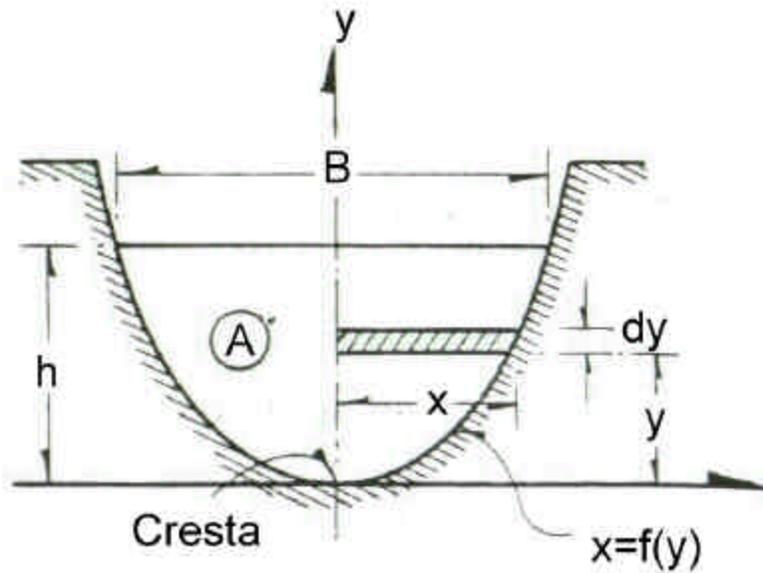


Figura 11.a.Elevación

Vertedor de Pared Delgada de Forma General



Vertedero de pared delgada forma general

Figura 11.b.Geometria De la Sección

Aplicando la ecuación de Bernoulli para una línea de corriente entre los puntos 0 y 1 de la figura 11.a. se tiene:

$$h_0 + \frac{V_0^2}{2g} = h_0 - h + y + \frac{V^2}{2g} \quad (11)$$

O bien:

$$H = h + \frac{V_0^2}{2g} = y + \frac{V^2}{2g} \quad (11a)$$

Si $\frac{V_0^2}{2g}$ es despreciable, la velocidad en cualquier punto de la sección 1 de la figura

vale.

$$V = \sqrt{2g(h - y)} \quad (11b)$$

El gasto a través del área elemental de la figura 11b es entonces

$$dQ = 2\sqrt{2g} m x \sqrt{h-y} dy$$

Donde m se considera efecto de contracción de la lámina vertiente.

El gasto total (Q)

$$Q = 2\sqrt{2g} m \int_0^h x \sqrt{h-y} dy \quad (12)$$

Que sería la ecuación general para un vertedero de pared delgada, la cual es posible integrar si se conoce la forma del vertedero.

En la deducción de la ecuación se han considerado hipótesis únicamente aproximadas, como la omisión de la pérdida de energía que se considera incluida en el coeficiente m , pero quizás la más importante que se ha supuesto, es la que todos los puntos de la sección 1 tienen velocidad horizontal y con una distribución parabólica. Ec. (11b), efectuando la integración entre los límites 0 y h . Esto equivale a que en la sección mencionada el tirante debe alcanzar la magnitud h .

Por otra parte, al aplicar Bernoulli entre los puntos 0 y 1 (figura 11a), se ha supuesto una distribución hidrostática de presiones. Esto implica una distribución

uniforme de las velocidades V_0 y V para todos los puntos de las secciones 0 y 1, respectivamente, lo cual esta en contra posición con la distribución parabólica que se a presumido para derivar la ecuación (11b.)

En la figura 12 se presenta la verdadera distribución tanto de presiones como de velocidades.

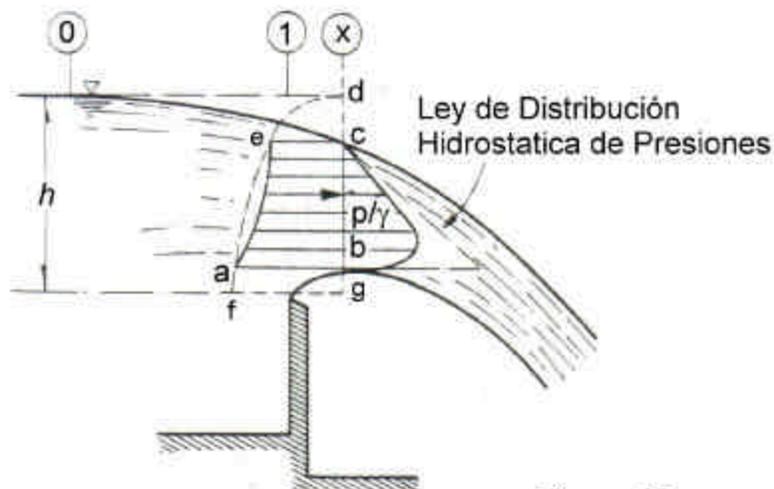


Figura 12. Distribución De Presiones Y De Velocidad.

La red de flujo indica, a su vez que la lámina vertiente sufre contracciones es de frontera superior e inferior por lo que existe una sección construida **X** sobre el punto de máxima altura alcanzando por la frontera inferior de la lamina vertiente donde se presentan velocidades cuyos componentes horizontales se apartan de la ley parabólica; además, hay una distribución de presiones también distinta de la hidrostática. Como se muestra en la figura 12. El coeficiente de gasto m , que

aparece en la ecuación 12 representa la relación entre el área sombreada a, b, c, e de la figura 12, correspondiente a la verdadera distribución de velocidades y el área f, g, d correspondiente a la parábola de distribución hipotética de velocidades.

$$m = \frac{\text{área } a, b, c, e}{\text{área parábola } f, g, d}$$

Debe ser de tipo experimental y próximo a 0.6 que corresponde al de un orificio de pared delgada.

2.8.2.1. Vertederos Rectangulares. Para esta forma de vertedero la ecuación 10

es del tipo $x = \frac{b}{2}$, donde b es la longitud de cresta figura 3.

Luego la ecuación 12 es:

$$Q = -mb\sqrt{2g} \int_0^h \sqrt{h-y} (-dy)$$

Efectuando la integración es:

$$Q = -\frac{2}{3} mb\sqrt{2g} \left[(h-y)^{\frac{3}{2}} \right]_0^h$$

y finalmente:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} mbh^{\frac{3}{2}} \quad (12)$$

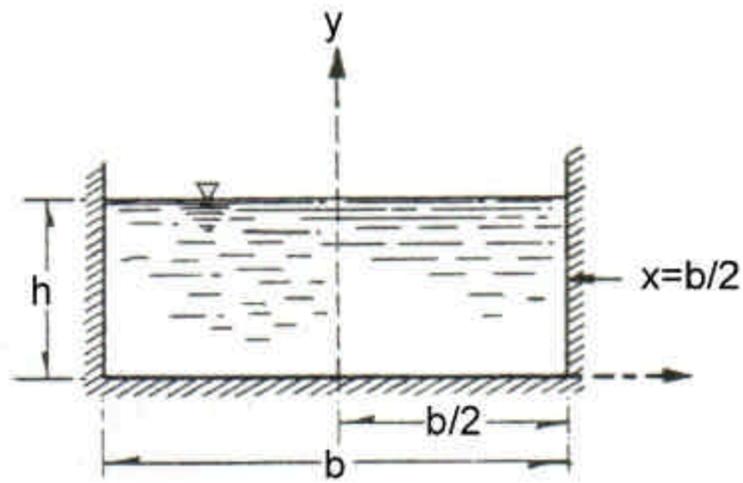


Figura 13. Vertedero Rectangular

Que es la ecuación general para calcular el gasto en un vertedero rectangular cuya carga de velocidad de llegada es despreciable. En países que utilizan el sistema ingles de unidades se acostumbra agrupar términos $\frac{2}{3}\sqrt{2g}m$ en un solo coeficiente C, de tal manera que:

$$Q = cbh^{\frac{3}{2}} \quad (13)$$

Esta ecuación es más sencilla que la Ec.12 si bien no es homogénea, es decir, el coeficiente c, tiene las dimensiones $\left[L^{\frac{1}{2}}T^{-1} \right]$ y vale:

$$C = \frac{2}{3}\sqrt{2g}m = 2.952m \quad (14)$$

A pesar de que las ecuaciones (12) o (13) valen únicamente en el caso de una velocidad de llegada despreciable, diferentes autores han investigado y obtenido fórmulas experimentales para evaluar m , en las cuales se incluya dicho efecto para permitir que tales ecuaciones conserven su validez. A continuación se mostrarán algunas fórmulas experimentales para determinar el coeficiente de gasto m aplicable a la ecuación (12) para vertederos con contracción lateral o sin ella, expresadas por los diferentes autores. Los mismos recomienda además que en caso de vertederos sin contracciones laterales haga $b = B$ en las fórmulas indicadas.

Hegly - (1921)¹

El primer límite de aplicación es el más importante. Para $\frac{h}{b} > 0.13$ tiene mayor precisión que la fórmula de SIAS.

Límites de aplicación: $0.1m \leq h < 0.6m$; $0.5m \leq b < 2m$; $0.2m \leq w < 1.13m$

$$m = \left[0.6075 - 0.045 \left(\frac{B-b}{B} \right) + \frac{0.0041}{h} \right] \left[1 + 0.55 \left(\frac{b}{B} \right)^2 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2 \right]$$

¹ Ref. 30. J. Smetana : Hydraulika, Ceskoslovenka Akademie, VED; Praga.

Sociedad De Ingenieros Y Arquitectos Suizos (SIAS)(1924)²

Para vertederos sin contracciones laterales los límites son:

$$0.025m \leq h < 0.8m; 0.3m \leq w; \frac{h}{w} \leq 1$$

Para $\frac{h}{b} \leq 0.13$ es mas precisa que la de Hegly.

Límites de aplicación (con contracciones laterales):

$$0.025m \leq h < 0.8m; b \leq 0.3B; w \geq 0.3m; \frac{h}{w} \leq 1$$

$$m = \left[0.578 - 0.037 \left(\frac{b}{B} \right)^2 + \frac{3.615 - 3 \left(\frac{b}{B} \right)^2}{1000h + 1.6} \right] \left[1 + 0.5 \left(\frac{b}{B} \right)^4 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2 \right]$$

Hamilton-Smith³

Si $B(h+w) < 10bh$, se deberá reemplazar en la ecuación (13) el valor de h por h'

donde:

$$h' = h + 1.4 \left(\frac{V_0^2}{2g} \right), \text{ donde } V_0 = \left[\frac{Q}{B(h+w)} \right] \text{ Velocidad de llegada.}$$

Límites de aplicación: $0.075m \leq h < 0.6m; 0.3m \leq b; 0.3 \leq w; h \leq \frac{w}{2}; b \leq (B - 2h); \frac{h}{b} \leq 0.5$

² Ref. 9. J. Kozeny : Hydraulik; Springer Verlag, Viena.

³ Ref. 9. J. Kozeny : Hydraulik; Springer Verlag, Viena.

$$m = 0.616 \left(1 - \frac{b}{10B} \right)$$

Francis⁴

Con $V_0 = \left[\frac{Q}{B(h+w)} \right]$ velocidad de llegada, $n = 2$ en vertederos con contracciones laterales y $n = 0$ sin contracciones laterales.

Limites de aplicación: $0.18m \leq h < 0.5m$; $2.4m \leq b < 3m$; $0.6 \leq w < 1.5m$; $b \geq 3h$

$$m = 0.623 \left[1 - 0.1n \frac{h}{b} \right] \left[\left(1 + \frac{V_0^2}{2gh} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{V_0^2}{2gh} \right)^{\frac{3}{2}} \right]$$

Rehbock (1929)⁵

Vale solo para vertederos sin contracciones laterales, es muy precisa y de las mas utilizadas por su sencillez.

Limites de aplicación: $0.001m \leq h < 0.8m$; $b \geq 0.3m$; $w \geq 0.6m$; $\frac{h}{w} \leq 1$

$$m = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] \left[1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{\frac{3}{2}}$$

2.8.2.2. Vertederos Triangulares. Cuando el vertedero es de sección triangular (figura 4), simétrica respecto del eje ecuación y con ángulo en el vértice q el valor de x de la ecuación 12 es:

⁴ Ref. 31. A. Lencastre: Manuel d'hydraulique générale; Eyrolles, Paris

⁵ Ref. 9. J. Kozeny : Hydraulik; Springer Verlag, Viena.

$$x = y \tan\left(\frac{\theta}{2}\right)$$

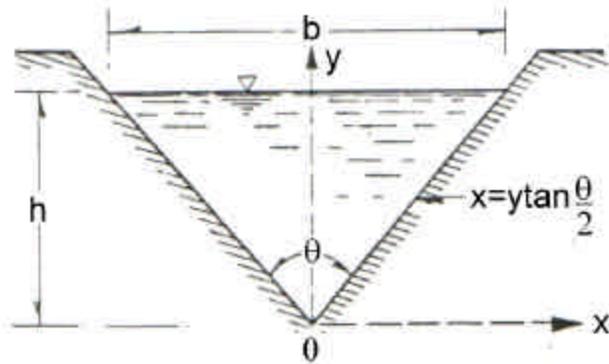


Figura 14. Vertedero Triangular

La ecuación del gasto (12) es:

$$Q = 2\sqrt{2g} m \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \int_0^h \sqrt{h-y} y dy$$

La cual se puede integrar por un procedimiento de sustitución. En efecto, haciendo $z = h - y$, entonces $y = h - z$, $dy = -dz$. Los límites de Ecuación serían:

Para $y = 0$, $z = h$ y para $y = h$, $z = 0$; la Ecuación anterior sería entonces:

$$Q = -2\sqrt{2g} m \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \int_h^0 \sqrt{z}(h-z) dz = -2\sqrt{2g} m \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \left[\frac{2}{3} h z^{\frac{3}{2}} - \frac{2}{5} z^{\frac{5}{2}} \right]_h^0$$

Tomando límites y sustituyendo Ecuación a z, se obtiene:

$$Q = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) m h^{\frac{5}{2}} \quad (15a)$$

Haciendo: $C = \frac{8}{15} \sqrt{2g} m \tan\left(\frac{\theta}{2}\right)$ tenemos.

$$Q = Ch^{\frac{5}{2}} \quad (15b)$$

Si w es muy pequeña, el vertedero triangular puede funcionar ahogado.

Si h_1 representa la carga, aguas abajo (figura 5), el coeficiente de gasto con descarga libre deberá multiplicarse por un coeficiente “ K ” independiente del ángulo q , que vale:

$$K = \sqrt{1 - \frac{h_1}{h} \left[1 + \frac{h_1}{2h} + \frac{3}{8} \left(\frac{h_1}{h} \right)^2 \right]} \quad (16)$$

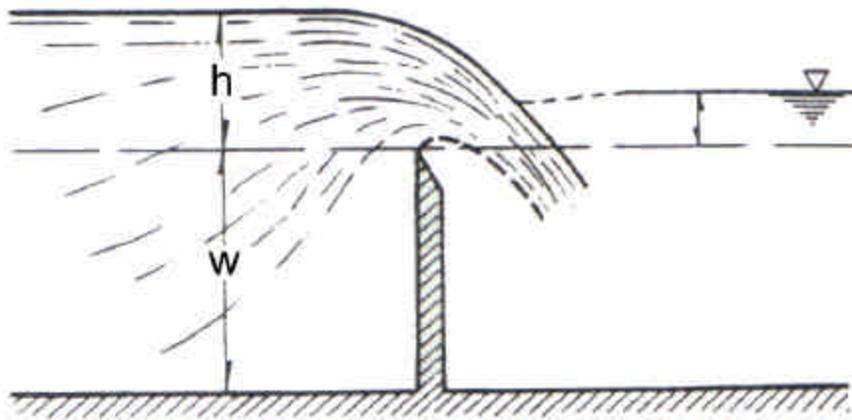


Figura 15. Descarga Ahogada de un Vertedero Triangular

Se han proporcionado fórmulas experimentales para determinar los coeficientes de gasto m o C aplicables a las ecuación (15a) o (15b) para vertederos triangulares con diferentes ángulos q , en el vértice B representa el ancho del

canal de llegada y w es el desnivel entre el vértice del vertedero y el fondo del canal.

Universidad Católica de Chile.⁶

m , coeficiente experimental que depende de h y q según el grafico 4, K es

otro coeficiente que depende de $\frac{B}{h}$ según el grafico 5 y vale 1. Si $\frac{B}{h} \geq 5$ para

$q = 90^\circ$ y si $\frac{B}{h} \geq 2.75$ para $q = 45^\circ$.

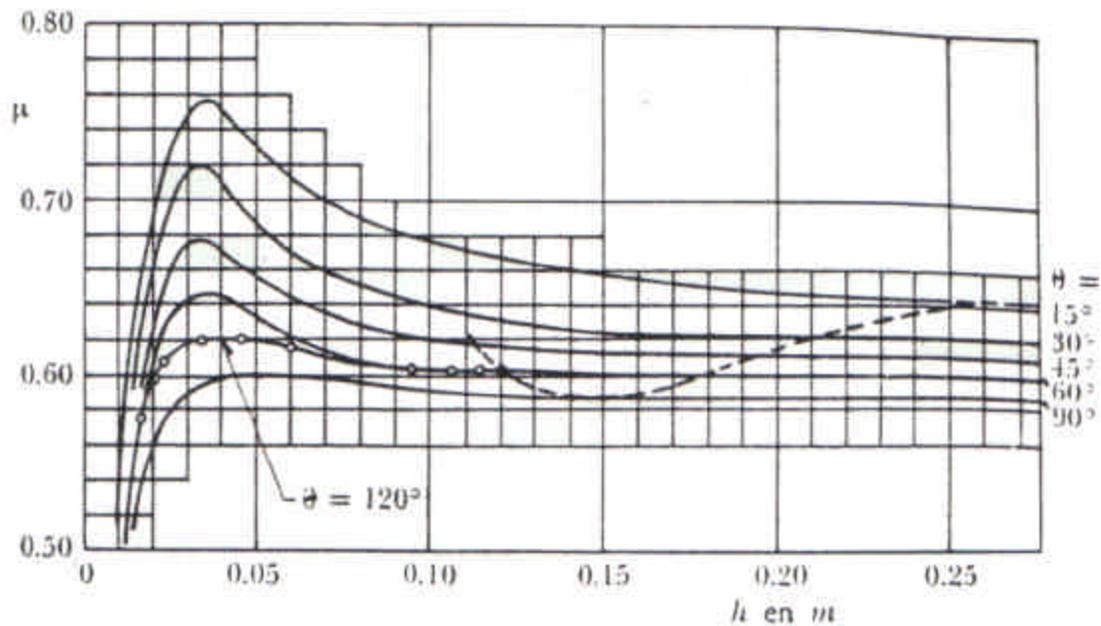


Grafico 4. Coeficiente de gasto μ de vertederos triangulares en la fórmula de la Universidad Católica de Chile (Ref. 24).

⁶ Ref. 24. F.J. Domínguez: Hidráulica, Editorial Universitaria, S.A. ; Santiago de Chile.

Limites de aplicación : Vale para $15^\circ \leq \theta \leq 120^\circ$, la profundidad no tiene influencia

en el coeficiente de gasto.

$$C = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) mK$$

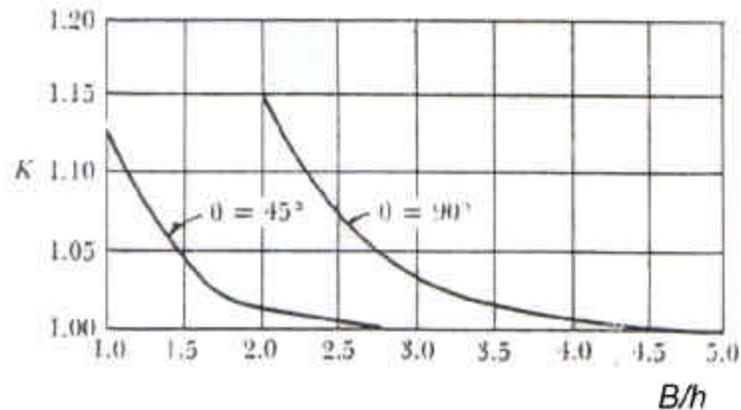


Gráfico 5. Valores de K en la fórmula de la Universidad Católica de Chile para Vertederos Triangulares

Gourley y Crimp⁷

Esta fórmula, sustituida en la ecuación 18b, conduce a la ecuación:

$$Q = 1.32 \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) h^{2.48}$$

Limites de aplicación : Vale para ángulos θ de 45°, 60 y 90, y para profundidades w grandes.

$$C = \frac{1.32 \tan\left(\frac{\theta}{2}\right)}{h^{0.03}}$$

Hegly (1921)⁸

⁷ Ref. 31. A. Lencastre: Manuel d'hydraulique générale; Eyrolles, Paris

Es de las fórmulas mas precisas para vertederos con ángulos de vértices $q = 90^\circ$.

Limites de aplicación : Vale para $q = 90^\circ$; $0.1m \leq h \leq 0.5m$; w pequeñas

$$m = \left[0.5812 + \frac{0.00375}{h} \right] \left\{ 1 + \left[\frac{h^2}{B(h+w)} \right]^2 \right\}$$

Barr (1909)⁹

El valor medio $m = 0.593$ que resulta de esta fórmula corresponde bastante al resultado de Thompson (1861) y que sustituido en la ecuación (18.a), conduce a

la ecuación: $Q = 1.42h^{\frac{5}{2}}$

Limites de aplicación : Vale para: $\theta = 90^\circ$; con cargas

$$0.005m \leq h \leq 0.25m; \quad w \geq 3h; \quad B \geq 8h \quad m = 0.565 + \frac{0.0087}{h^{0.5}}$$

Koch (1923) y Yarnall (1926)¹⁰

Se limita con precisión en el rango de validez.

Limites de aplicación: Vale para $q = 90^\circ$; con $0.05m \leq h \leq 0.25m$; $w \geq 3h$; $B \geq 8h$

$$m = 0.58$$

⁸ Ref. 31. A. Lencastre: Manuel d'hydraulique générale; Eyrolles, Paris

⁹ Ref. 22 A. Schlag: Hydraulique Generale; Dunod, Paris

¹⁰ Ref. 22 A. Schlag: Hydraulique Generale; Dunod, Paris

Heyndrickx¹¹

Es bastante precisa.

Limites de aplicación : Vale para $q = 60^\circ$ y cargas normales.

$$m = \left[0.5775 + 0.214h^{1.25} \right] \left\{ 1 + \left[\frac{h^2}{B(h+w)} \right]^2 \right\}$$

En los gráficos 4 y 5 se hallan los valores de m y K .

2.8.2.3. Vertederos Trapezoidales. El del vertedero trapezoidal, como se muestra en la figura 16 puede calcularse suponiendo la suma del gasto es correspondiente a uno rectangular con longitud de cresta b y el triangular formado con las dos orillas. Esto es de las ecuaciones (13) y (15) se tiene.

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} m_r b h^{\frac{3}{2}} + \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan\left(\frac{q}{2}\right) m_t h^{\frac{5}{2}}$$

O bien la forma:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left[m_r + \frac{4}{5} \frac{h}{b} m_t \tan\left(\frac{q}{2}\right) \right] b h^{\frac{3}{2}}$$

Y que resulta.

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} m b h^{\frac{3}{2}} \quad (17)$$

¹¹ Ref. 30. J. Smetana : *Hydraulika*, Ceskoslovenka Akademie, VED; Praga

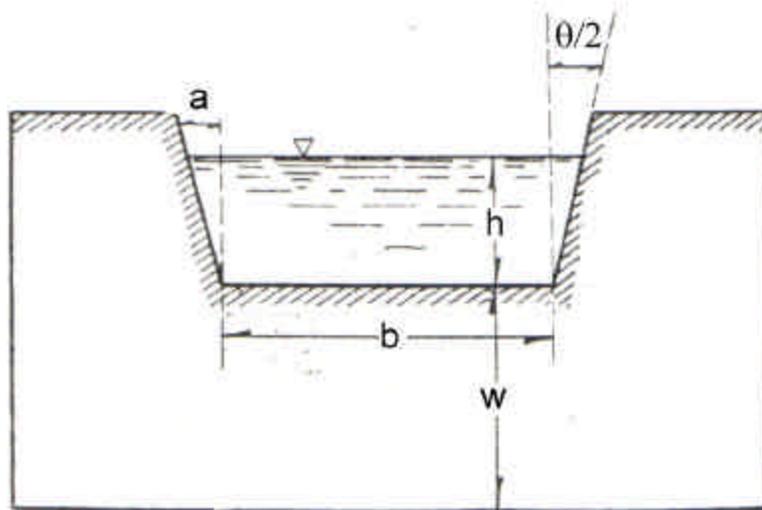


Figura 16. Vertedero Trapezoidal

Donde m agrupa todos los términos del paréntesis.

Debido a que el vertedor trapezoidal tiene escaso interés ha sido poco estudiado. Únicamente se le ha dado importancia al llamado de Cipolletti que tiene el trazo de un trapecio regular con taludes en los lados, $K = 0.25$. La geometría de este vertedero ha sido obtenida de manera que las aplicaciones laterales compensen el gasto disminuido por las contracciones laterales de un vertedero rectangular de longitud de cresta b en igualdad de condiciones de carga. Sin embargo, este hecho no ha sido plenamente comprobado, se ha encontrado experimentalmente

que el coeficiente m de un vertedero Cipolletti vale 0.63 y el gasto se determina por la ecuación.

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} (0.63) b h^{\frac{3}{2}}$$

$$Q = 1.861 b h^{\frac{3}{2}} \quad (13)$$

La cual es valida si: $0.08m \leq h \leq 0.06m$; $b \geq 3h$; $w \geq 3h$ y además para anchos de canal de 30 a 60 h. Cuando no satisfacen estas condiciones se puede sustituir $H = h + V_0^2/2g$ por h para tomar en cuenta el efecto de velocidad de llegada.

2.8.2.4. Vertederos Circulares.

Stauss (1931)

Derivo una ecuación teórica para determinar el gasto en vertederos de forma circular como se muestra en la figura 17.

De la ecuación de la circunferencia se tiene que:

$x = \sqrt{y(D - y)}$ (Fig. 17) y de la ecuación (12) el gasto total es:

$$Q = 2\sqrt{2g} m \int_0^h [y(D - y)(h - y)]^{\frac{1}{2}} dy$$

O bien

$$Q = 2\sqrt{2g} m D^{\frac{5}{2}} \int_0^{\frac{h}{D}} \left[\left(\frac{y}{D} \right) \left(1 - \frac{y}{D} \right) \left(\frac{h}{D} - \frac{y}{D} \right) \right]^{\frac{1}{2}} d\left(\frac{y}{D} \right)$$

Con $t = \frac{h}{D}$ y cambiando la variable de integración $z = \frac{y}{D}$ resulta

$$Q = 2\sqrt{2g} \mathbf{m} D^{\frac{5}{2}} \int_0^t \sqrt{z(1-z)(t-z)} dz$$

La integración de la ecuación anterior conduce a:

$$Q = \frac{4}{15} \sqrt{2g} [2(1-t+t^2)E - (2-3t+t^2)K] \mathbf{m} D^{\frac{5}{2}}$$

Donde E y K son dos integrales elípticas.

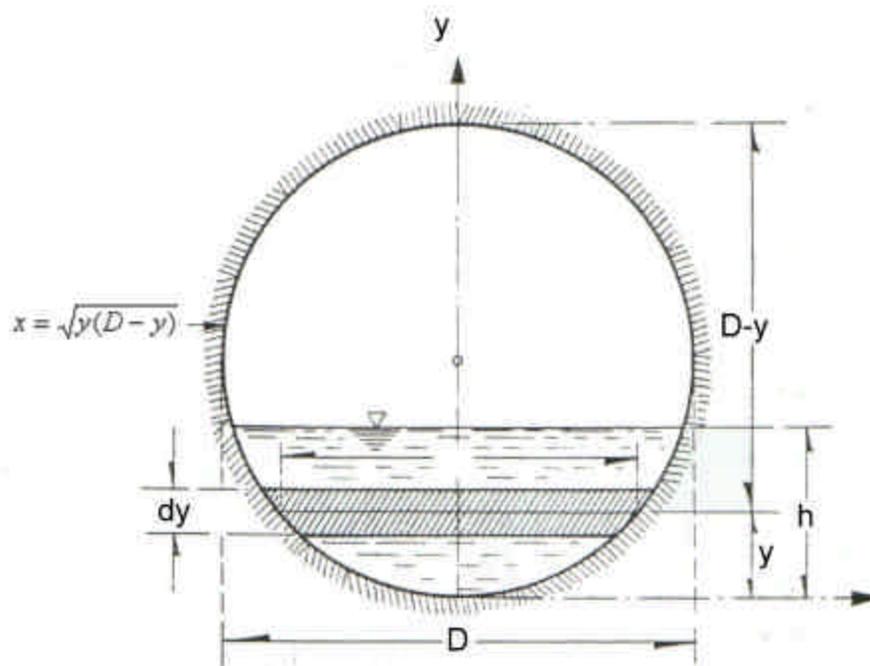


Figura 17. Vertedero Circular.

La ecuación anterior resulta finalmente:

$$Q = f \mathbf{m} D^{\frac{5}{2}} \quad (18)$$

Donde D se expresa en decímetros y Q se obtiene en $\frac{lt}{s}$. En esta fórmula f es la

función de $\frac{h}{D}$ por el cuadro 1 y m coeficiente de gasto determinado de la fórmula

de Stauss y Jorissen¹² A saber: $m = 0.55 + \frac{D}{110h} + 0.041 \frac{h}{D}$

La cual vale para $0.075 < \frac{h}{D} < 1$

Cuadro 1. Coeficiente \mathcal{A} de la ecuación 18

h/D	\mathcal{A}	h/D	\mathcal{A}
0.05	0.0272	0.55	2.8205
0.10	0.1072	0.60	3.2939
0.15	0.2380	0.65	3.7900
0.20	0.4173	0.70	4.3047
0.25	0.6428	0.75	4.8336
0.30	0.9119	0.80	5.3718
0.35	1.2223	0.85	5.9133
0.40	1.5713	0.90	6.4511
0.45	1.9559	0.95	6.9756
0.50	2.3734	1	7.4705

¹² Ref. 30. J. Smetana : Hydraulika, Ceskoslovenka Akademie, VED; Praga

3. PLACAS DE ORIFICIOS.

En las industrias se requiere la medición del flujo, para el control de los procesos y operaciones de manera continua. La contabilidad no interrumpida, ha estimulado al uso de los mecanismos de medición de flujo continuo.

La ingeniería por muchos años ha hecho intensas investigaciones sobre el estudio de medición de caudal, llegando hasta novedosos equipos de medición. Sin embargo las placas de orificio no han dejado de tener importancia por ser las más sencillas y prácticas al construir. El diseño de las placas de orificio está relacionado con el tipo de fluido y las características físicas que este posea siendo su construcción; concéntricas excéntricas y de segmento.

3.1. DISPOSITIVOS DE AFORO EN TUBERÍAS.

El gasto en la sección de una tubería se puede medir indirectamente con dispositivos de aforo, en el sitio en el que se desea conocer. Dentro de los más comunes se encuentra las placas de orificios o diafragmas que se adaptan

generalmente a tuberías de medianas y grandes dimensiones, donde es necesario llevar un control de los gastos.

3.2. METODOS DE PRESION DIFERENCIAL.

3.2.1. Elementos Primarios. Cuando una corriente fluida pasa por una reducción en el conducto, el área de la sección transversal del flujo se contrae y la velocidad aumenta. Las relaciones físicas (teorema de Bernoulli) son tales que la presión estática disminuye conforme la velocidad del fluido aumenta. Las presiones estáticas en dos puntos de diferente velocidad son medidas con instrumentos de presión diferencial. Esta diferencia de presiones está en función de la velocidad del fluido y por lo tanto se puede utilizar como medida de caudal calibrando adecuadamente el instrumento, que se convierte en esta forma en un medidor de caudal.

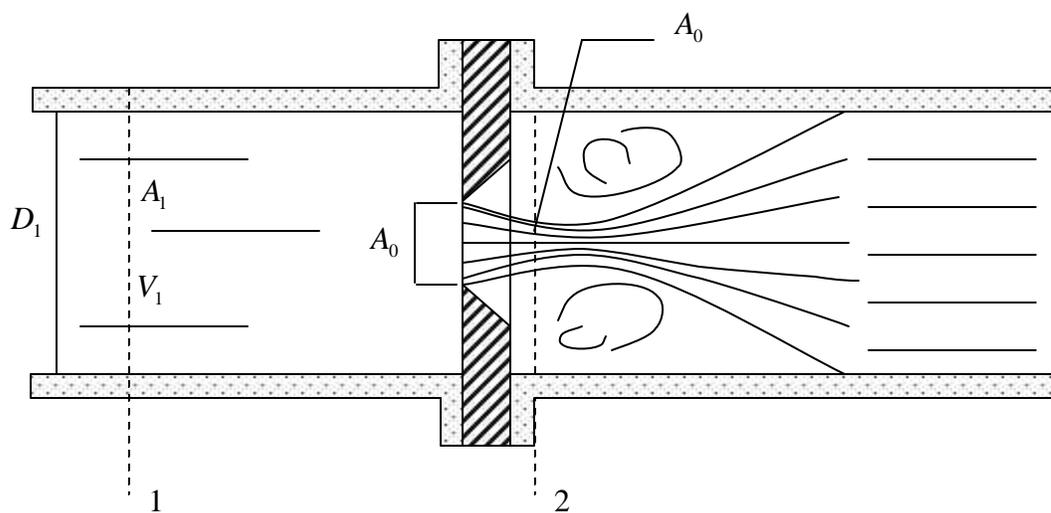


Figura 18. Diafragma En Una Tubería

En la figura (18) se muestra que el fluido después de atravesar la reducción de sección, recobra su sección original, aunque ello no ocurre inmediatamente, sino a lo largo de cierto trecho de forma gradual.

La modificación en las velocidades ocasiona un cambio de presiones antes y después del diafragma, cuyo valor determina el gasto. A la reducción de la tubería para propósito de medición de caudal se le llama elemento primario y puede ser una placa con orificio o cualquier otro elemento equivalente.

3.2.1.1. Placas De Orificio. La placa con orificio también llamada diafragma, es él más sencillo de los elementos primarios. Es el mas barato de costo, aunque puede ocasionar una gran perdida de energía, el cual es permitido en ciertas tuberías. En la figura (19) se muestra un diagrama de perdidas de energía.

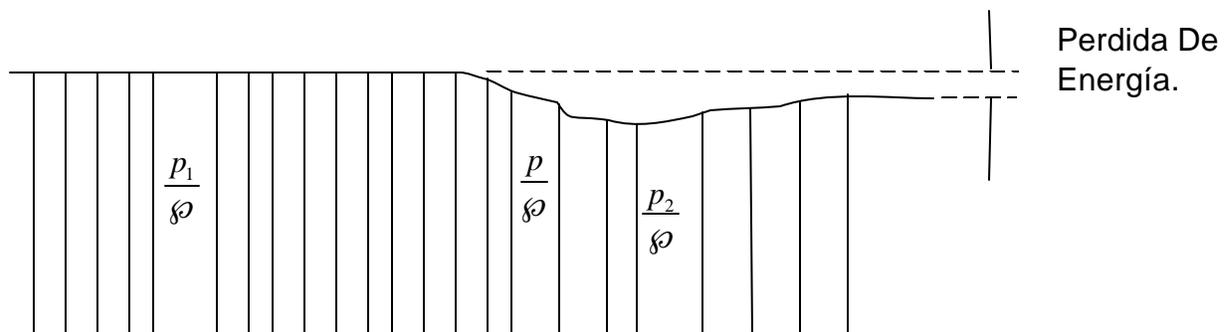


Figura 19. Diagrama de Perdida de Energía.

La placa de orificio o diafragma consiste en un disco plano y delgado con un orificio, que se inserta entre 2 bridas de la tubería. El fluido que se ve constreñido al pasar por el orificio, de menor sección que la tubería, y el resultado es una diferencia de presiones a ambos lados del diafragma. Esta es la presión a medir y que es en función del caudal.

Los diafragmas pueden cambiarse fácilmente para acomodarlos a otra capacidad de medidas y en su rango de aplicación son tan exactos como el tubo de Venturi o la tobera.

Los diafragmas se construyen generalmente de 0.19 a 0.317 cm (material delgado) para orificios hasta 25.4 cm; material de 0.635cm (tipo grueso) se utiliza para orificios mayores donde se requieren condiciones especiales.

Los diafragmas se proveen a veces de un pequeño orificio adicional para el paso de condensados o de gases. Cuando se mide caudal de gases, el orificio se localiza abajo, para permitir el paso de condensados y prevenir de este modo su estancamiento antes de la placa. Cuando el fluido es un líquido, este agujero se sitúa en la parte superior para evitar la formación de bolsas de gas. La utilización

de tales orificios de drenaje constituye frecuentemente una desventaja, debido a que pueden producir errores en la medida, por lo tanto no son muy aconsejables.

3.2.1.2. Disposición De Orificios Y Aplicaciones. Usualmente los orificios de los diafragmas son concéntricos, pero también pueden ser excéntricos o de segmento circular como se muestra en la figura (20).

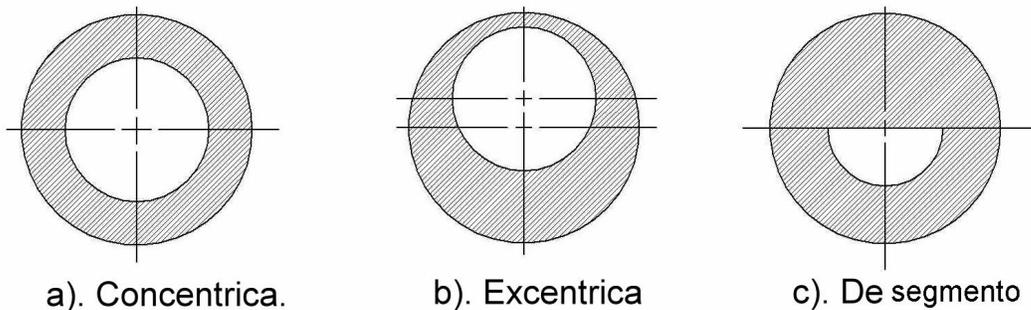


Figura 20. Placas De Orificio

Cuando los fluidos contienen un alto porcentaje de gases disueltos, es recomendable el uso del diafragma con orificio excéntrico. Mas aun, esta placa sirve especialmente para medir gases que tengan gran cantidad de condensados. La placa con orificio excéntrico se monta con el hueco tangente a la superficie superior de la tubería, cuando el fluido es un liquido; y tangente a la superficie inferior de la tubería cuando el fluido es un gas.

Los líquidos que contengan sólidos, si estos no son abrasivos, pueden ser medidos con diafragmas de orificio de segmento o de orificio excéntrico. La placa de segmento se instala con la secante horizontal de la tubería.

Los orificios segmentales y excéntricos también tienen la característica de que bajo algunas condiciones dadas, permiten que la toma de baja presión pueda situarse más separada del diafragma de lo que sería posible con un orificio concéntrico. Por tanto, tienen la ventaja de poder utilizarse en caso en que las bridas en la tubería marcan un mínimo a la distancia disponible entre la toma de baja presión y el diafragma.

3.2.1.3. Forma De La Arista Del Diafragma. El orificio de un diafragma estándar presenta una arista viva en la cara por la que entra el fluido, mientras la cara de salida presenta un chaflán a 45° . De esta forma, se obtendrán medidas exactas con viscosidades del fluido para las cuales fue diseñado el diafragma, sin embargo, cuando la viscosidad varía, el número de Reynolds no es constante y es necesario una corrección de la medida.

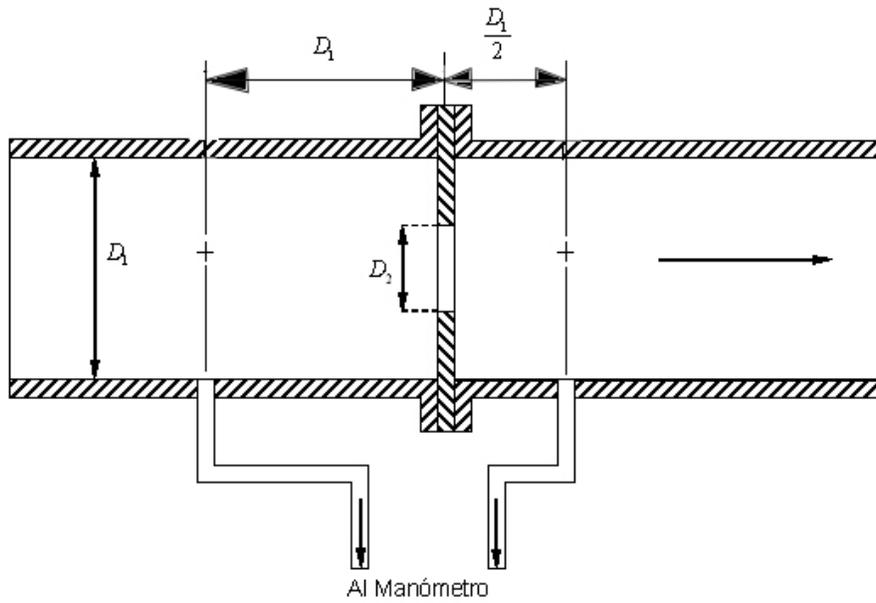
El diafragma de arista redondeada está diseñado de tal forma que la presión diferencial a través de él, permanece constante el caudal, para un amplio margen de variación del Reynolds. En lugar de la arista viva del orificio del diafragma estándar, este presenta a la entrada del fluido una arista redondeada con forma de cuarto de círculo. Este diafragma permite medidas exactas desde un número de Reynolds de 20.000 a 500. Se utiliza allí donde se precisa gran exactitud en la medida de fluidos cuya viscosidad varía o es desconocida.

3.2.1.4. Métodos Para La Elección Del Diafragma. Uno de los métodos consiste en calcular el diámetro del orificio a partir del diámetro de la tubería, la naturaleza del fluido a medir, el caudal máximo y la escala del aparato de medida. Una vez hecho esto, la medida se obtiene directamente sobre la escala del instrumento, sobre una gráfica o como una señal de salida para un transmisor a distancia.

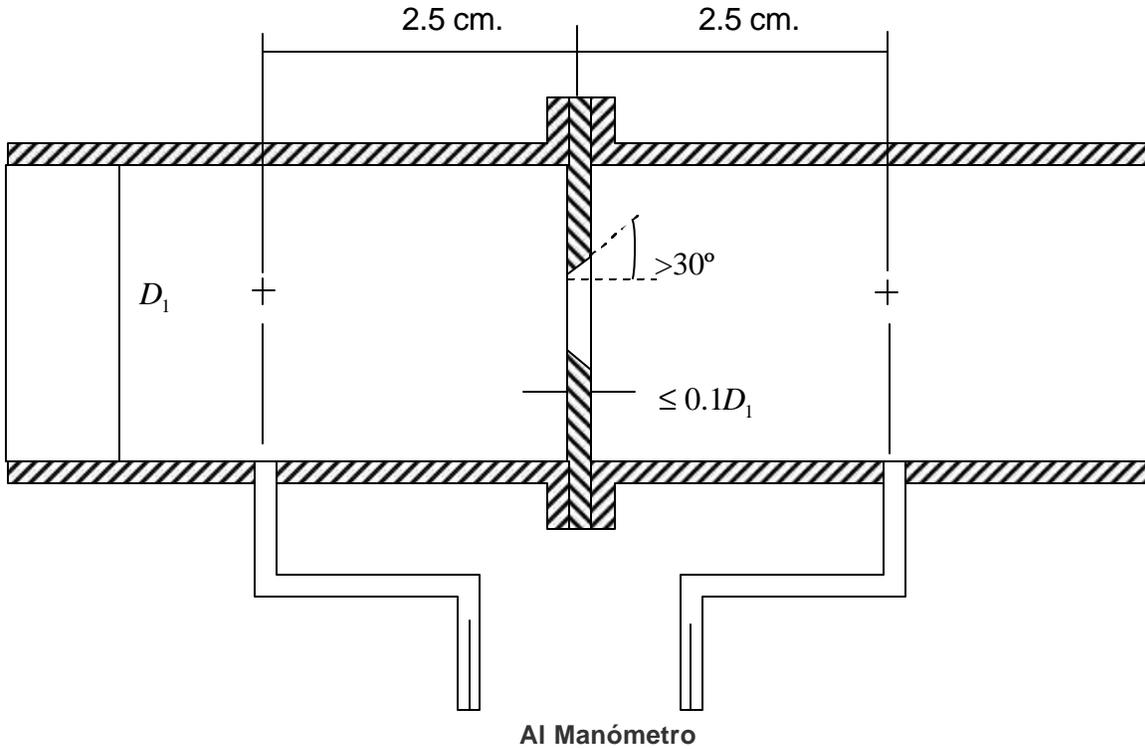
El otro método consiste en utilizar diafragmas de orificio dado y multiplicar las medidas obtenidas por una constante correspondiente a las condiciones expresadas anteriormente (diámetro de la tubería, naturaleza del fluido, etc. De este método se obtienen los caudales correctos de medida. Este método se basa en una serie de orificios estándar.

3.2.2. Ubicación De Las Tomas De Presión.

3.2.2.1. Diafragmas Concéntricos. Cuando se coloca en diafragmas de forma concéntrica dentro de una tubería, como se muestra en la figura (18) ésta provoca que el flujo se contraiga conforme se aproxima al orificio y después se expande de repente al diámetro total de la tubería. La corriente fluye a través del orificio formando una vena contracta y la rápida velocidad del flujo resulta en una disminución de presión hacia abajo desde el orificio. Los ramificadores de presión antes y después del orificio (sección 1 y 2) permiten la medición de la presión diferencial a través del medidor. Estas secciones 1 y 2 pueden ser ubicadas en función del diámetro de la tubería figura (21 a) o pueden ser del tipo estándar figuras (21 b).



a). Tomas de Presión en Función de D_1



b). Toma De Presión Estándar. Tipo VDI

Figura 21. Tipos De Tomas De Presión

3.2.3. Medidor De Tubo U. Es un manómetro de mercurio, consta de una cámara de presión mas alta y otra para la presión menor, ambas conectadas por medio de un tubo en “U” hasta un nivel lleno de mercurio.

La presión diferencial que produce la placa de orificio desplaza el mercurio de la cámara de alta presión a la de baja presión, provocando una disminución en esta y una elevación en la otra. Las diferencias de estas alturas, será la diferencia manométrica (Δh).

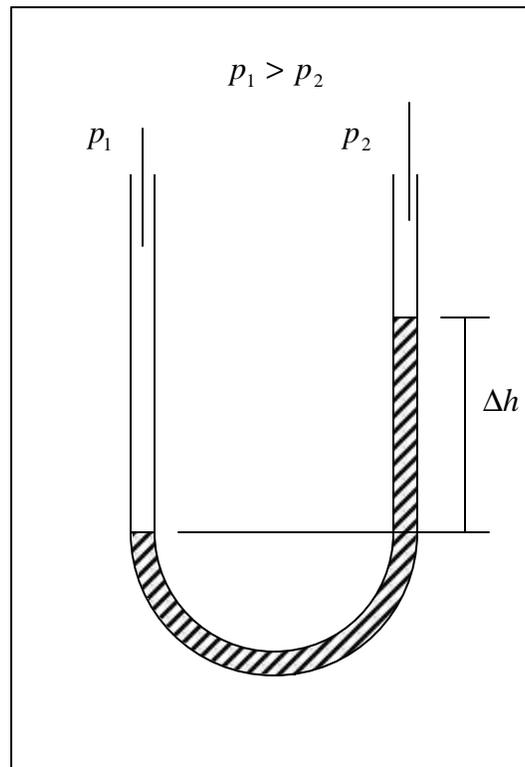


Figura 22. Manómetro De Mercurio

3.3. NUMERO DE REYNOLDS.

Número de Reynolds: En el año de 1883, Sir Osborne Reynolds, un científico inglés, propuso un criterio de gran utilidad para las condiciones de flujo prevalcientes en los tubos lisos, habiéndose presentado dicho criterio a la Royal Society por medio de un artículo. Este criterio el cual se conoce con el nombre de número Reynolds, correlaciona los factores que afectan el flujo del fluido de la siguiente manera.

$$\text{Re} = \frac{VD\mathbf{r}}{\mathbf{m}} \quad \text{ó} \quad \text{Re} = \frac{VD}{\mathbf{n}} \quad \text{Ecuación (19)}$$

En donde Re : Número de Reynolds.

D : Diámetro del Tubo (m).

V : Velocidad promedio del tubo $\left(\frac{m}{s}\right)$.

\mathbf{r} : Densidad del fluido $\left(\frac{Kg}{m^3}\right)$.

\mathbf{m} : Viscosidad absoluta del fluido $\left(\frac{Kg \cdot s}{m^2}\right)$.

\mathbf{n} : Viscosidad Cinemática del fluido $\left(\frac{m^2}{s}\right)$.

En lo que respecta a este número, es de hacerse notar algunos aspectos de significancia. En primer lugar, es posible observar que cuando las unidades de medición son constantes, ya sean las del sistema inglés o del métrico, todas las dimensiones se cancelan. Siendo así, la relación de Reynolds constituye lo que se conoce como número adimensional, para el cual el valor numérico es el mismo cualesquiera que sean las unidades.

Si se construye la gráfica de la relación de velocidades $\frac{V}{V_{\max}}$ en función de los números de Reynolds, basados ambos en las velocidades promedio y máxima, tal como se muestra en el gráfico 6, se podrá observar que existe un cambio brusco cuando el número de Reynolds es de aproximadamente 4000 (Curva B). Conociendo V_{\max} , la curva B del gráfico 6 puede emplearse para calcular la velocidad promedio V , de manera recíproca, la curva A se utiliza para predeterminar V_{\max} cuando se conoce.

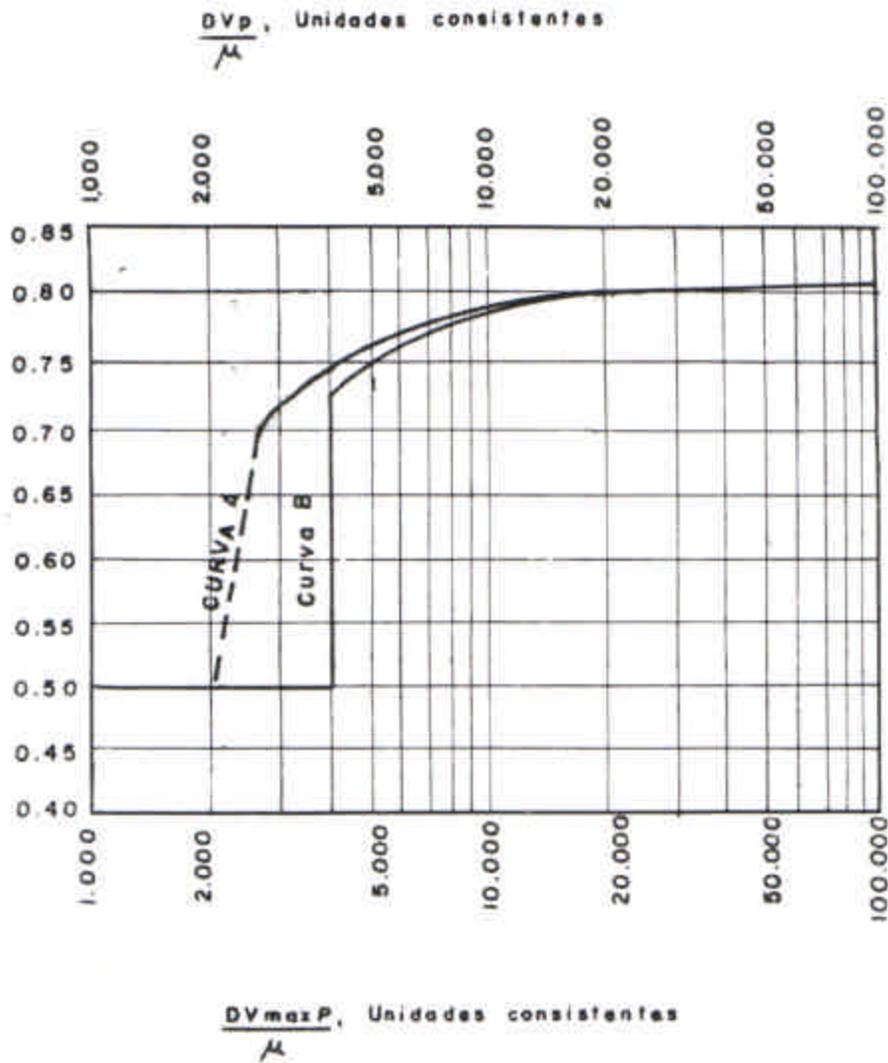


Grafico 6. Relación Entre la Velocidad Promedio y Velocidad Máxima Como Función del número de Reynolds

El número Reynolds es de importancia básica para muchos de los cálculos relacionados con los flujos. Mediante los medidores de carga se puede demostrar que el coeficiente de descarga está relacionado directamente con el número de

Reynolds, habiéndose establecido una serie de tablas a partir de los datos de prueba que relacionan estos dos factores.

La utilidad de la expresión de Reynolds se confirma mejor en aquellos casos para los que se tiene que los datos de prueba obtenidos con una serie de condiciones pueden emplearse como datos de referencia para otras condiciones reales en ciertas aplicaciones. Tal posibilidad de cálculo reduce de manera considerable la cantidad de datos de laboratorio que se requiere para predeterminar los resultados para un amplio intervalo de tamaños de tubo, velocidades, densidades y viscosidades.

Entre las limitaciones del número de Reynolds se incluyen las siguientes:

- No toma en cuenta la rugosidad de la pared del tubo, a pesar de lo cual puede incluirse dentro de alguna expresión de velocidad que contenga, dicho factor. En el caso del flujo laminar o viscoso, la configuración del flujo no está afectada en gran proporción por la condición de la pared del tubo, pero para los casos de flujo parcial y totalmente turbulento, la distribución de la velocidad de flujo queda alterada definitivamente por la rugosidad relativa de la pared del tubo.

- El concepto de la similitud dinámica que se expresa con el número de Reynolds, no puede aplicarse de manera universal sin antes efectuar la modificación por cuanto al tamaño del tubo.
- Solo se aplica a los fluidos en que la viscosidad es independiente de la velocidad de corte o sea los fluidos newtonianos. Para los fluidos no newtonianos, en los cuales la viscosidad varía de acuerdo con la velocidad de corte, el número de Reynolds no expresará de modo adecuado la relación entre la velocidad promedio y la distribución de velocidad.

A pesar de esto, el número de Reynolds es de gran utilidad para los fluidos newtonianos, ya que suministra gran cantidad de información acerca del modelo de velocidad en la corriente fluyente. El modelo de la velocidad es de extrema importancia para la medición precisa del flujo por medio de cualquiera de los métodos de inferencia de uso común que empleen.

El número de Reynolds indica si el flujo existente es laminar, parcialmente turbulento o totalmente turbulento y, por lo tanto, cuál es la distribución aproximada de la velocidad. Esto queda modificado por la rugosidad de la pared

del tubo o del canal, tienen muy poco efecto en la configuración del flujo, pero para el caso del flujo parcial y totalmente turbulento, la rugosidad relativa de la pared del tubo da lugar a efectos bastante definidos en la distribución de la velocidad.

Es evidente que, a causa del mayor ángulo promedio a que debe voltearse el flujo turbulento para pasar a través de la placa con orificio de borde agudo, el tamaño de la contracción mínima en el lado de la salida será menor que para el flujo laminar. El tamaño de esta contracción mínima es lo que se conoce como vena contracta, siendo ésta la que determina la capacidad de la placa para cierta carga de líquido que pase por ella.

El orificio de borde agudo o afilado opera como si prácticamente no existiera fricción, por lo cual la resistencia debida a la viscosidad del fluido tiene muy poco efecto. Para el caso de la boquilla de flujo con entrada redondeada no existe el efecto de la vena contracta y la principal influencia del flujo laminar se debe al retardo viscoso. Como resultado de lo anterior, los factores de corrección para el número de Reynolds son inversos para las placas con orificios de borde afilado en comparación con los cuales se realiza la medición de la velocidad de un punto definido en la corriente del fluido y a partir de la cual se determina la cantidad

promedio y la velocidad de punto medida, el conocimiento del modelo de la velocidad es aún de mayor importancia.

3.4. TEOREMA DE BERNOULLI.

El principio de operación de los diversos tipos de medidores de flujo está basado en la Ley de conservación de la energía, la cual se expresa en diferentes formas para el movimiento de fluidos y de cualquier manera se conoce como teorema de Bernoulli. Las ecuaciones prácticas que se aplican a la operación de ciertos tipos de medidores de flujo han sido derivadas de dicho teorema y las partes que siguen se desarrollan en términos del balance total de energía y del balance de energía mecánica.

3.4.1. Balance Total De Energía. Considérese la unidad de peso (un kilogramo fuerza) del fluido y sea:

G : Masa velocidad $\left(\frac{Kg}{s}\right)$ (m² de sección transversal).

g : Aceleración local debida a la gravedad $\left(\frac{m}{s^2}\right)$.

J : Equivalente mecánico del calor $\left(\frac{m \cdot Kg}{kcal}\right)$.

P : Presión estática absoluta $\left(\frac{Kg}{m^2}\right)$.

u : Energía interna $\left(\frac{Kcal}{Kg}\right)$.

V : Velocidad lineal $\left(\frac{m}{s}\right)$

v : Volumen específico $\left(\frac{m^3}{Kg}\right)$.

Z : Altura con respecto a un plano arbitrario de referencia,

Siendo así, la energía potencial del fluido con respecto al nivel del plano de referencia es $Z \frac{m}{Kg}$ de fluido, y la energía cinética del fluido es $\frac{V^2}{2g} \frac{m}{Kg}$.

La energía total de la libra de fluido es, por lo tanto,

$$J_u + Z + \frac{V^2}{2g} m = \frac{Kg}{Kg}$$

Ahora supóngase que el fluido fluye de manera uniforme a través de un aparato (Figura 23), en que no hay acumulación o agotamiento de energía o de materia y que todas las condiciones en la entrada y salida del aparato son estables. Así, la energía total de la muestra del fluido sólo puede ser alterada si se realiza la aplicación de trabajo desde una fuente de suministro externa o, por ejemplo,

permitiendo el flujo de calor hacia adentro o fuera de la muestra. En consecuencia, si los subíndices 1 y 2 representan las condiciones a la entrada y a la salida, respectivamente, se obtiene:

$$\left(Ju_2 + Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right) - \left(Ju_1 + Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) = JQ + W \quad (18)$$

en donde Q = calor recibido de fuentes de suministro externas al aparato, $cm \frac{Kcal}{Kg}$.

W + Trabajo neto externo realizado en el kilogramo del fluido mientras se encuentra dentro del aparato, $m \frac{Kg}{Kg}$. Parte del trabajo W se realiza en Kg de fluido mientras es empujado por el que viene atrás para que pase por la entrada, otra cantidad de trabajo $p_2 v_2$ es efectuado por el fluido en la porción de fluido que va adelante del anterior. Por lo tanto:

$$W = p_1 v_1 + p_2 v_2 + W_0 \quad (19)$$

En la cual W_0 = trabajo suministrado por la maquinaria exterior a la libra promedio de fluido durante su paso a través del aparato, $m \frac{Kg}{Kg}$

Si la Ecuación 20 se emplea para sustituir W en la Ecuación 19, la expresión resultante que se obtiene con frecuencia, se denomina como la forma de balance de energía total derivada del teorema de Bernoulli, o sea:

$$Ju_1 + Z_1 + p_1 v_1 + \frac{V_1^2}{2g} + JQ + W_0 = Ju_2 + Z_2 + p_2 v_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad (20)$$

3.4.2. Balance De Energía Mecánica. Para el flujo estable de fluidos que prácticamente no son comprensibles en condiciones tales que la fricción es despreciable y en ausencia de trabajo externo, se ha determinado experimentalmente que existe poco error en el balance de energía que implica sólo los términos del tipo energía mecánica. Sin embargo, en los casos correspondientes de los fluidos que sí son comprensibles, el total de energía mecánica que aparece en la salida del aparato (Figura 23), con frecuencia es mayor en exceso de la perteneciente a la sección anterior. Esto se debe a que cualquier elemento del fluido móvil está sometido a la expansión, durante la cual realiza trabajo mecánico.

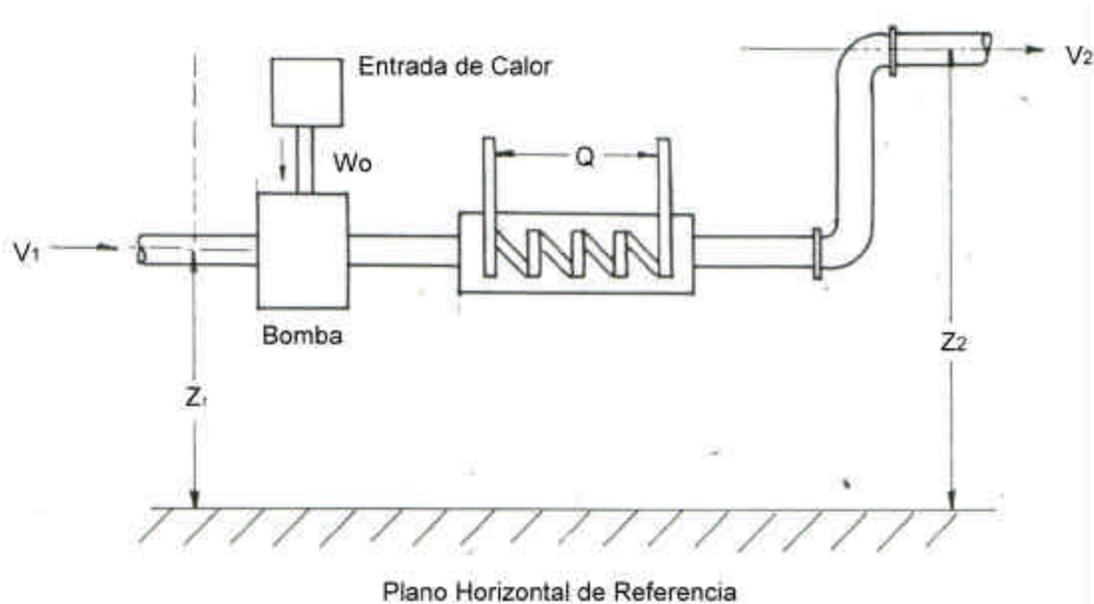


Figura 23. Aparato Teórico para las Ecuaciones de Balance de Energía.

El trabajo realizado por el elemento de fluido durante la expansión se consume en el fluido que viene inmediatamente adelante de éste, pero el elemento de fluido en cuestión también recoge una cantidad equivalente de energía mecánica del elemento que va detrás. El resultado neto es el aumento de la energía mecánica a expensas de la energía interna del fluido, o en la forma de flujo de calor hacia el exterior. Este trabajo de auto expansión equivale a $\int_1^2 p dv$ lo cual debe incluirse en el balance de energía mecánica.

Cuando se realiza la corrección por el trabajo de auto expansión la salida de energía mecánica se encuentra que es menor en comparación con la de entrada.

Con objeto de balancear la ecuación, se introduce el término F que representa la pérdida total de fricción debida al flujo de fluido.

Por último, si entre las secciones 1 y 2 se coloca una bomba que realmente proporcione W_0 m - kg de trabajo mecánico al fluido, este término deberá aparecer en el lado izquierdo de la ecuación. La expresión resultante se denomina la forma de balance de energía mecánica derivada del teorema de Bernoulli:

$$Z_1 + p_1 v_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \int_1^2 p dv + W_0 = Z_2 + p_2 v_2 + \frac{V_2^2}{2g} + F \quad (21)$$

Junto con la forma del balance total de energía, la anterior sirve como base fundamental para la resolución de los problemas de flujo de fluidos, relacionada con los diversos tipos de medidores de flujo, se puede derivar gran cantidad de suposiciones y constantes empíricas para disponer de ecuaciones de trabajo que se empleen en la resolución de los problemas prácticos.

3.5. ECUACIÓN GENERAL DEL GASTO.

3.5.1. Ecuación General Para Placas De Orificio. Para el análisis De la ecuación general de los diafragmas se hace el estudio partiendo del mismo análisis que se le hace al venturimetro y luego se le hacen las sustituciones análogas al caso.

Con Z_1 y Z_2 como cargas de posición de las secciones 1 y 2 (Figura 24) con respecto al plano de referencia cualquiera, la ecuación de Bernoulli resulta así:

$$Z_1 + \frac{p_1}{\rho} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\rho} + \frac{V_2^2}{2g} \quad (22)$$

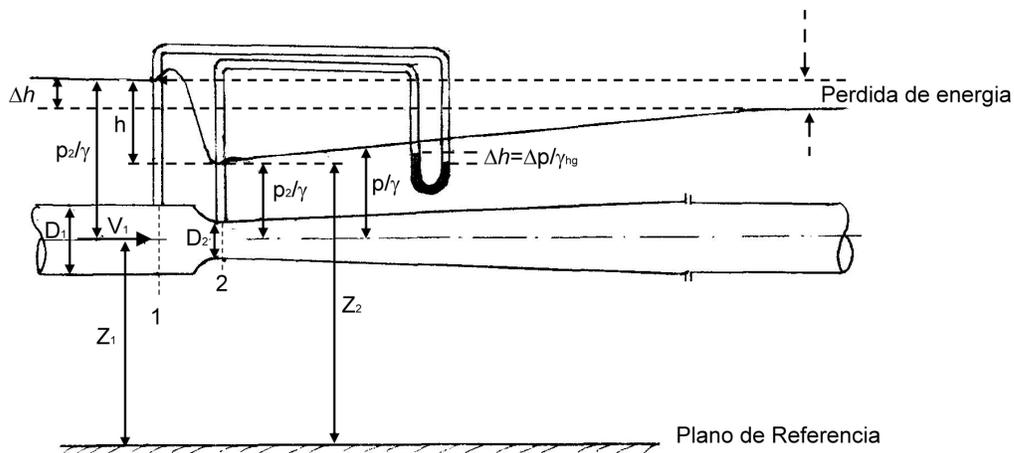


Figura 24. Venturimetro.

Por otro lado en la ecuación de continuidad tenemos:

$$V_1 = \frac{V_2 A_2}{A_1} \quad (23)$$

Con: $h = \left(Z_1 + \frac{p_1}{\rho} \right) - \left(Z_2 + \frac{p_2}{\rho} \right)$ sustituyendo la ecuación 23, en la ecuación 22. se

obtiene:

$$V_2 = \frac{\sqrt{2gh}}{\sqrt{1 - \left(\frac{A_2}{A_1} \right)^2}}$$

Y en términos de la deflexión en manómetro de mercurio, el gasto es:

$$Q = \frac{C_v A_2}{\sqrt{1 - \left(\frac{A_2}{A_1} \right)^2}} \sqrt{2gh}$$
$$Q = \frac{C_v A_2}{\sqrt{1 - \left(\frac{A_2}{A_1} \right)^2}} \sqrt{2g\Delta h \left(\frac{\rho_m}{\rho} - 1 \right)}$$

Para corregir los errores cometidos, en la inclusión de la pérdida de carga y que

$a_1 = a_2 = 1$, la ecuación anterior se afecta de un coeficiente C_v , además con:

$$C_d = \frac{C_v A_2}{\sqrt{1 - \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^2}} = \frac{C_v A_2}{\sqrt{1 - m^2}} \quad (24)$$

Donde $m = \frac{A_2}{A_1}$ es el grado de estrangulamiento, se obtiene finalmente:

$$Q = C_d A_2 \sqrt{2g\Delta h \left(\frac{\rho_m}{\rho} - 1 \right)} \quad (25)$$

Con sustituciones análogas a las del venturímetro, el gasto teórico es:

$$Q = \frac{C_v A_2}{\sqrt{1 - \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^2}} \sqrt{2g \left(\frac{p_1 - p_2}{\rho} \right)}$$

Con los coeficientes de contracción $c_c = \frac{A_2}{A_0}$ y de abertura $c_c = \frac{A_0}{A_1}$ (Figura 18) de la

ecuación anterior se obtiene:

$$Q = \frac{C_c C_v A_0}{\sqrt{1 - C_c^2 C_A^2}} \sqrt{2g \left(\frac{p_1 - p_2}{\rho} \right)}$$

Al incluir el coeficiente de gasto C_d y medir la diferencia de presiones en términos

de la deflexión Δh , en un manómetro de mercurio, el gasto real es finalmente:

$$Q = C A_0 \sqrt{2g\Delta h \left(\frac{\rho_m}{\rho} - 1 \right)} \quad (26).$$

Donde	A_0	:	Área Transversal del diafragma
	g	:	Aceleración local debida a la gravedad
	Δh	:	Diferencia de presiones.
	ρ_m	:	Densidad del mercurio.
	ρ	:	Densidad del fluido.
	C	:	Coefficiente de gasto.

Donde el coeficiente C depende no solo de la geometría del diafragma y de la rugosidad de las paredes si no también del número de Reynold que incluye el efecto de la viscosidad del flujo. Los valores de C se pueden obtener de tablas dependiendo que tipo de diafragma sean.

En el grafico 7 se dan los valores de C para el tipo de orificio VDI (Figura 25) , con relación al numero de Reynolds y la relación $\frac{A_0}{A_1}$; se observa que para valores de

$Re \geq 10^5$ C es prácticamente independiente de Re .

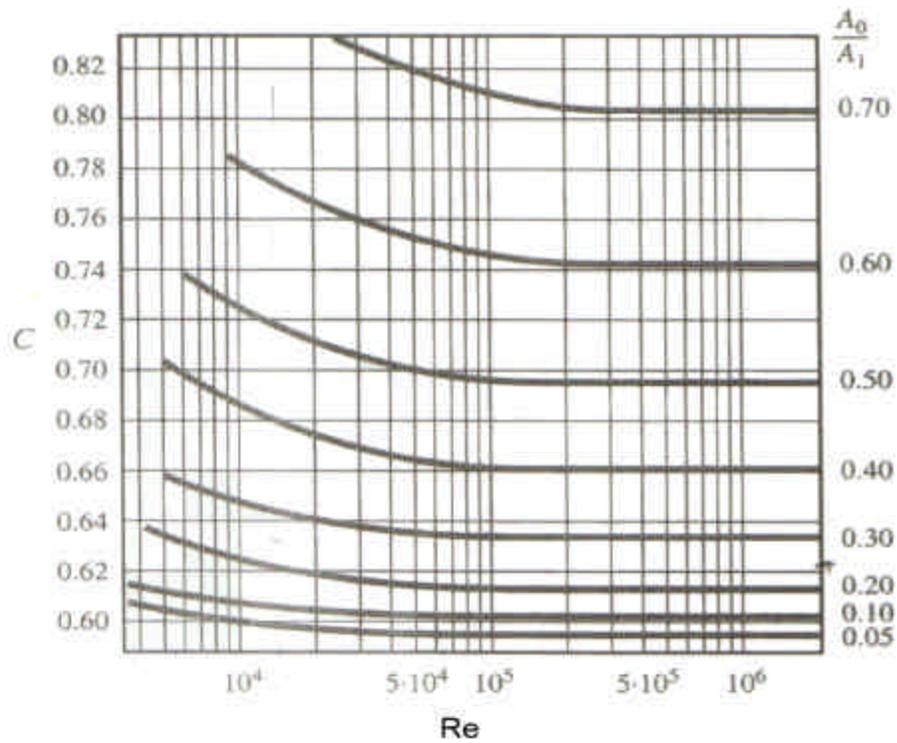


Grafico 7. Coeficientes De Descarga.

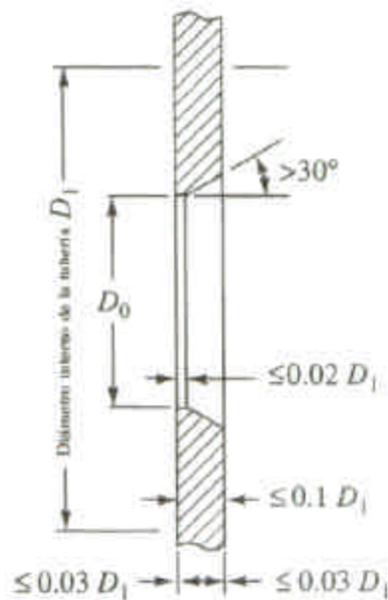


Figura 25. Tipo De Orificios VDI (VEREIN DEUTSCHER)

4. DETERMINACIÓN TÉCNICA DEL EQUIPO.

En este capítulo se comienza a dar forma al equipo teniendo en cuenta las capacidades con que se va a trabajar y el flujo que calculemos.

Trataremos de que la forma del equipo sea lo más funcional posible, sin tener que recurrir a ningún sistema complejo, ya que será un medio de enseñanza didáctico.

4.1. ESPECIFICACIÓN DEL EQUIPO.

4.1.1. Canal Del Vertedero. Como nuestro objetivo es construir el vertedero a nivel de laboratorio lo cual debe ser relativamente pequeño, asumimos el largo del canal de 1.25 m la altura de 0.2 m y el ancho de 0.3 m teniendo en cuenta que llega flujo hasta el vertedero en forma casi laminar sin turbulencias.

4.1.2. Capacidad Del Vertedero.

4.1.2.1. Vertedero Rectangular. (Sin Contracciones Laterales). En los vertederos que vamos a construir, el caudal debe ser el mismo para todos para hacer la comparación en los distintos vertederos. Partiendo de que la bomba es la misma y el canal también. Debemos asumir que:

$$h = 1 \text{ cm} = 0.01 \text{ m.}$$

$$b = 30 \text{ cm} = 0.3 \text{ m.}$$

$$w = 10 \text{ cm} = 0.10 \text{ m.}$$

Donde h : Altura de la carga en m.

b : Es el ancho del canal.

w : Altura de la cresta del vertedero.

Estas medidas se ajustan a la fórmula de Rehbock (1929) donde los límites son:

$$0.001 \text{ m} \leq h \leq 0.80 \text{ m.}$$

$$b \geq 0.30 \text{ m.}$$

$$w \geq 0.06 \text{ m.}$$

Vale solo para vertederos sin contracciones laterales.

Comprobamos que todos los límites se cumplen.

$$Q = cbh^{\frac{3}{2}} = (2.952 \mathbf{m})(b)(h)^{\frac{3}{2}}$$

$$\mathbf{m} = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.011}{w} \right) \right] * \left[1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{\frac{3}{2}}$$

$$\mathbf{m} = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{0.010 + 0.0011}{0.10} \right) \right] * \left[1 + \frac{0.0011}{0.01} \right]^{\frac{3}{2}}$$

$$\mathbf{m} = 0.7163$$

$$Q = (2.952) * (0.7163) * (0.3)(0.01)^{\frac{3}{2}}$$

$$Q = 6.333 * 10^{-4} \frac{m^3}{seg.}$$

$$1m^3 = 1000litros$$

$$Q = 0.6333 \frac{Lt}{seg.} \quad (\text{ Ver Anexo A. Vertedero Rectangular Sin Contracciones$$

Laterales)

4.1.2.2. Vertedero Triangular. Tenemos que:

q : El ángulo = 90° .

h : La altura del agua sobre la cresta.

B : La base del vertedero.

Con una carga de :

$$6.333 * 10^{-4} \frac{m^3}{seg.} = 0.6333 \frac{lt}{seg.}$$

Escogemos la fórmula de Barr (1909), por ser la mas adecuada para los vertederos de triangulares de pequeñas dimensiones, encontramos.

$$\text{Vale para } q = 90^\circ \text{ con cargas } 0.005 \text{ m} \leq h \leq 0.25 \text{ m} \quad m = 0.565 + \frac{0.0087}{h^{0.5}}$$

Pero tenemos que el valor medio de $m = 0.593$ que resulta de esta fórmula corresponde bastante al resultado de Thompson (1861) y que substituido en :

$$Q = 1.42h^{\frac{5}{2}} \Rightarrow 6.333 * 10^{-4} \frac{m^3}{seg.} = 1.42h^{\frac{5}{2}}$$

$$h^{\frac{5}{2}} = \frac{6.333 * 10^{-4}}{1.42}$$

$$h = (4.459 * 10^{-4})^{\frac{2}{5}}$$

$$h = 4.5676 * 10^{-2} m$$

$$h = 4.56cm$$

$$B = 2.h \tan g\left(\frac{q}{2}\right)$$

$$B = 2(4.56) \tan g45^\circ$$

$$B = 9.12cm$$

Las medidas finales son:

$$h = 4.56cm$$

$$B = 9.12cm$$

$$W = 5.44cm$$

$$q = 90^\circ \quad (\text{ Ver Anexo B. Vertedero Triangular }).$$

4.1.2.3. Vertedero Trapezoidal. El vertedero Cipolletti es el mismo trapezoidal con las características que: Las ventajas del vertedero Cipolletti son que no necesita

corrección por contracciones laterales y que por consiguiente, la fórmula de derrame es de la forma usada para vertederos sin contracciones laterales.

La forma de Cipolletti es:

$$Q = 1.861bh^{\frac{3}{2}}$$

En el cual es valida sí 0.08m h 0.60m; $b > 3h$; $w > 3h$

Donde:

Q : El caudal en $\frac{m}{seg}$

h : La altura de la carga en m

b : La longitud del vertedero.

Suponiendo que $b = 8$ cm.

$$6.333 * 10^{-4} = 1.861(0.08)h^{\frac{3}{2}}$$

$$h^{\frac{3}{2}} = 4.253 * 10^{-3}$$

$$h = (4.253 * 10^{-3})^{\frac{2}{3}}$$

$$h = 2.62cm.$$

Con $\alpha = 90^\circ$ tenemos que:

$$a = (\tan 45^\circ)(h) = (\tan 45^\circ)(2.62)$$

$$a = 2.62cm$$

Las medidas finales son:

$$b = 8 \text{ cm}$$

$$h = 2.62 \text{ cm}$$

$$a = 2.62 \text{ cm}$$

$$w = 7.38 \text{ cm} \quad (\text{ Ver Anexo C. Vertedero Trapezoidal })$$

4.1.2.4. Vertedero Circular.

$$Q = f m D^{\frac{5}{2}}$$

D : Diámetro del vertedero en decímetros.

h : Altura en decímetros.

Q : Caudal $\frac{\text{Litros}}{\text{seg.}}$.

f : En función de $\frac{h}{D}$

$$m = 0.555 + \frac{D}{110h} + 0.041 \frac{h}{D}$$

$$\text{Asumimos } \frac{h}{D} = 0.5 \quad \rightarrow \quad h = 0.5D$$

$$m = 0.555 + \frac{D}{110(0.5D)} + 0.041(0.5)$$

En la tabla encontramos f con la relación $\frac{h}{D} = 0.5$

$$f = 2.3734$$

$$0.6333 = (2.3734)(0.5956)D^{\frac{5}{2}}$$

$$D^{\frac{5}{2}} = 0.4480$$

$$D = (0.4480)^{\frac{2}{5}}$$

$$D = 0.725 \text{ dm}$$

$$D = 7.25 \text{ cm}$$

Las medidas finales son:

$$D = 7.25 \text{ cm}$$

$$w = 2.75 \text{ cm} \quad (\text{ Ver Anexo D. Vertedero Circular })$$

$$h = 3.625 \text{ cm}$$

Nota :

Todos los vertederos tendrán el mismo espesor y el mismo ancho, que serán:

$$\text{Espesor} = 0.3 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho (b)} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Altura} = 10 \text{ cm}$$

4.1.3. Diseño De La Placa De Orificio Con Diámetro Conocido.

4.1.3.1. Selección De Tubería. En la elaboración de este banco de prueba utilizaremos tubería PVC de 2 pulgadas de diámetro (50.8mm) 60 mm D_{ext} y SCH40. Es el material más idóneo, ya que resiste al ataque corrosivo producido por el agua, tiene un fácil manejo al ser instalado y además tiene un bajo costo.

4.1.3.2. Selección De La Placa De Orificio. Consiste en una placa perforada instalada en la tubería de 50.8mm por medio de dos uniones universales.

En los cálculos anteriores en el diseño de los vertederos encontramos que el caudal es igual a $6.333 * 10^{-4} \frac{m^3}{seg}$, el cual entonces para realizar nuestro análisis

en las placas de orificio.

4.1.3.2.A. Capacidad De La Placa De Orificio # 1. De la ecuación (26) tenemos que:

$$Q = CA_0 \sqrt{2g\Delta h \left(\frac{\rho_m}{\rho} - 1 \right)}$$

$$Q = \text{Caudal máximo igual a } 6.333 * 10^{-4} \frac{m^3}{seg.}$$

$C =$ Coeficiente de gasto.

$A_0 =$ Área transversal del orificio.

$$g = \text{La gravedad} = 9.81 \frac{m}{seg^2}$$

$\Delta h =$ Diferencia de presiones, asumimos $\Delta h = 10\text{cm}$.

$$\rho_m = \text{Densidad del mercurio} = 13.595 \frac{kg}{m^3}$$

$$\rho = \text{Densidad del fluido, agua} = 1 \frac{kg}{m^3}$$

Reemplazando valores y despejando CA_0 nos queda:

$$CA_0 = \frac{Q}{\sqrt{2g\Delta h \left(\frac{\rho_m}{\rho} - 1 \right)}} = \frac{6.333 * 10^{-4}}{\sqrt{(2)(9.81)(0.1) \left[\left(\frac{13.595}{1} \right) - 1 \right]}}$$

$$CA_0 = 1.274 * 10^{-4}$$

Del grafico (7) asumimos un valor $C = 0.8$ del cual obtenemos que

$$A_0 = \frac{1.274 * 10^{-4}}{0.8}$$

$$A_0 = 0.00016m^2$$

$$A_0 = \frac{\pi(d_0)^2}{4} \quad d_0 = 1.42 \text{ cm}$$

$$d_0^2 = \frac{4}{\pi}(0.00016)$$

$$d_0 = 1.42 * 10^{-2} m$$

$$d_0 = 1.42m$$

Recalculemos el valor de C teniendo en cuenta el número de Reynolds ecuación

(19) y la relación $\frac{A_0}{A_1}$.

$$R_0 = \frac{V_1 D_1}{\nu} \quad V_1 = \frac{Q}{A_1}$$

$$V_1 = \frac{6.333 \cdot 10^{-4}}{\frac{\rho}{4} (0.0508)^2} \quad V_1 = 0.3124 \frac{m}{seg.}$$

$$R_0 = \frac{(0.3124)(0.0508)}{(0.897 \cdot 10^{-6})} \Rightarrow R_0 = 17695.52$$

$$\frac{A_0}{A_1} = \frac{0.00016}{\frac{\rho}{4} (0.0508)^2} = 0.079 \text{ para } R_0 = 17695.52$$

$$C = 0.603$$

$$A_0 = \frac{1.274 \cdot 10^{-4}}{0.603} \Rightarrow A_0 = 2.113 \cdot 10^{-4} m^2 \Rightarrow d_0^2 \frac{4}{\rho} (2.113 \cdot 10^{-4}) \Rightarrow d_0 = 1.64 cm$$

$$C = 0.603$$

El diámetro interno de la placa de orificio número 1 es = 1.64 cm. (Figura 26)

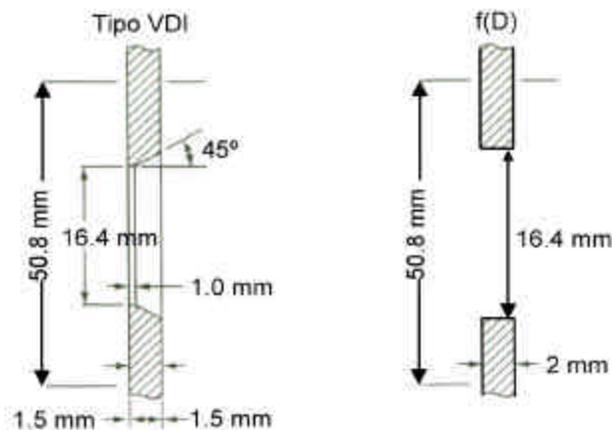


Figura 26. Placa de Orificio #1

4.1.3.2.B. Capacidad De La Placa De Orificio # 2. Asumimos $Dh = 4.5$ cm con el fin de obtener una diferencia de precisión menor y el diámetro del orificio aumente.

$$Q = CA_0 \sqrt{2gAh \left(\frac{\rho_m}{\rho} - 1 \right)}$$

$$CA_0 = \frac{6.333 * 10^{-4}}{\sqrt{2(9.81)(0.045) \left(\frac{13.595}{1} - 1 \right)}}$$

$$CA_0 = 1.899 * 10^{-4}$$

$$\text{Asumiendo } C = 0.6 \Rightarrow A_0 = \frac{1.899 * 10^{-4}}{0.6} = 3.165 * 10^{-4} m^2$$

$$d_0 = 2 \text{ cm}$$

Recalculemos

$$C = \frac{d_0^2}{D_1^2} = 0.15 \Rightarrow C = 0.615$$

$$A_0 = \frac{1.899 * 10^{-4}}{0.615} = 3.087 * 10^{-4} m^2$$

$$d_0 = 1.99 \text{ cm} = 2 \text{ cm}$$

El diámetro interno de la placa de orificio numero 2 es = 2 cm

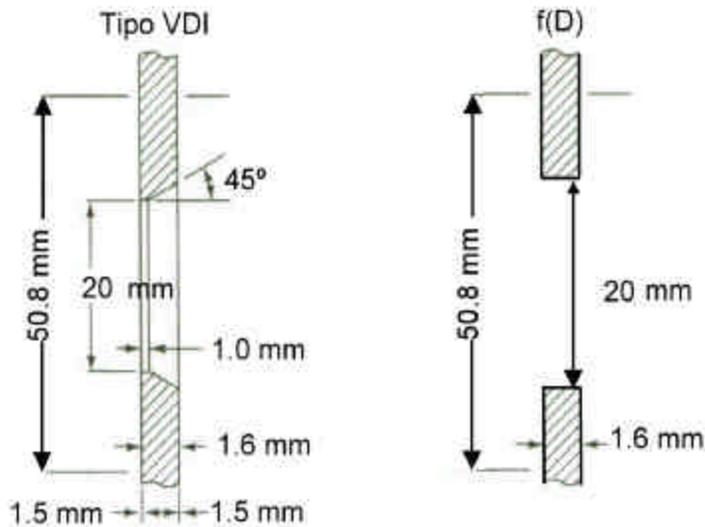


Figura 27. Placa de Orificio #2

Nota: Se construirán 4 placas de orificio, es decir, 2 pares de cada uno para diferentes disposiciones de medidores (VDI y f(D)), las cuales tendrán las siguientes dimensiones:

Espesor: 2 mm	Placa #1	Placa #2
	Diámetro externo = 8 cm.	Diámetro externo = 8 cm.
	Diámetro interno = 1.64 cm.	Diámetro interno = 2 cm.
	(Ver Anexo E y F)	

El diámetro exterior de las placas de orificio se ajusta al diámetro interno entre la unión universal, en donde van instaladas estas.

4.1.4. Capacidad De La Moto Bomba. En el diseño de bombas es una práctica corriente solicitar catálogos a los fabricantes con toda la gama de bombas disponibles, y en base al catalogo se selecciona la bomba, ésta se limita a las que se encuentre en el mercado, debido a que se necesitan pequeños caudales por ser un banco de pruebas didáctico se utilizará una bomba de bajo caudal.

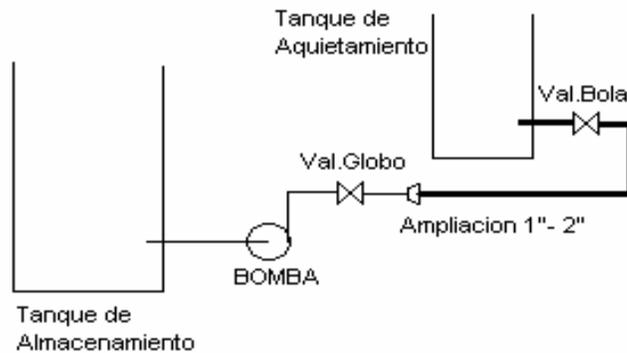
4.1.4.1. Accesorio De La Moto Bomba.

- a. A la entrada de suciedades (ramas, hierbas, papeles etc.), que puedan obstruir la bomba, esto origina una perdida de carga muy pequeña, en este caso utilizamos una malla de acero inoxidable en la tubería de succión.
- b. Válvula de regulación después de la bomba para controlar el flujo de salida.
- c. Dos uniones universales de 1", en el tubo de succión y en el tubo de descarga para efectos de mantenimiento.

4.1.4.2. Calculo De Pérdida De Carga. Para hacer el estudio de pérdidas, con mas exactitud, es necesario analizar todos los sistemas por separado, (cada ramal) para así obtener datos más precisos.

Como los ramales superiores son idénticos, es decir teniendo igual cantidad de accesorios e igual longitud de tubería, lo que nos simplifica el análisis.

4.1.4.2.A. Sección # 1. Esta sección esta comprendida desde la succión en el tanque de almacenamiento, hasta la descarga en el tanque de quietamiento.



a. Carga estática.

Carga estática = carga estática de descarga – carga estática de succión

$$H_c = 0.65 - 0.30$$

$$H_c = 0.35m$$

b. Perdidas de carga por entrada del agua al tubo de succión (tubería de 1"

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{6.333 * 10^{-40} m^3 seg .}{\pi \left(\frac{0.0254 m}{4} \right)^2}$$

$$V_1 = 1.249 \frac{m}{seg .}$$

Tenemos un $K = 0.78$ con resalte hacia el interior.

$$h_{f1} = K \frac{V^2}{2g} = \frac{(0.78)(1.249)^2}{(2)(9.8)}$$

$$h_{f1} = 0.0620 m$$

- c. Perdida de carga por cambio de diámetro en la tubería (pasar de 1" = 0.0254m a 2" = 0.0508m)

$$V_1 = (\text{entrada}) = V_1(\text{salida}) = 1.249 \frac{m}{seg.}$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{6.333 * 10^{-4} m^3 seg.}{\frac{\pi (0.0508m)^2}{4}}$$

$$V_2 = 0.3124 \frac{m}{seg.}$$

La perdida será (por expansión súbita en la tubería).

$$h_{f2} = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = \frac{(1.249 - 0.3124)^2}{2(9.8)}$$

$$h_{f2} = 0.0447m$$

- d. Perdidas por válvula de globo y de bola.

Tenemos $K = 10$ para válvula de globo completamente abierta.

Tenemos $K = 0.19$ para válvula de bola completamente abierta.

$$h_{f3} = K \frac{V^2}{2g} = \frac{(10)(1.249)^2}{2(9.8)} : \quad \text{Válvula de 1"}$$

$$h_{f3} = 0.795m$$

$$h_{f4} = K \frac{V_1^2}{2g} = \frac{(0.19)(0.3124)^2}{2(9.8)} : \quad \text{Válvula de 2"}$$

$$h_{f4} = 0.94 \times 10^{-3} m$$

- e. Perdidas por codos y tees estándar.

Tenemos:

$K_c = 0.9$ para codos estándar de 90°.

$K_T = 1.14$ para tees con flujo desviado a 90° .

$K_T = 0.38$ para tees con flujo directo.

$$h_{f5} = K_c \frac{V_1^2}{2g} = \frac{(0.9)(1.249)^2}{2(9.8)} \quad \text{Codo de 1" = 0.0254 m}$$

$$h_{f5} = 0.0716m$$

$$h_{f6} = K_c \frac{V_2^2}{2g} = \frac{(0.9)(0.3124)^2}{2(9.8)} \quad \text{Codo de 2" = 0.0508 m}$$

$$h_{f6} = 0.0448m$$

$$h_{f7} = K_T \frac{V_2^2}{2g} = \frac{(0.38)(1.249)^2}{2(9.8)}$$

$$h_{f7} = 0.030 m$$

$$h_{f8} = K_T \frac{V_2^2}{2g} = \frac{(1.14)(0.3124)^2}{2(9.8)}$$

$$h_{f8} = 0.00567m$$

f. Perdida por salida del agua del tubo.

Como el tubo va a entrar directamente en el tanque de quietamiento, se provoca una expansión súbita.

$K = 1$ con resalte (tubería re-entrante).

$$h_{f9} = K \frac{V_2^2}{2g} = \frac{(1)(0.3124)^2}{2(9.8)}$$

$$h_{f9} = 0.00497m$$

g. Perdidas de carga por fricción.

Escogimos una tubería de PVC con diámetro interno de $2'' = 0.0508 m$ y con una longitud de 8.5m de tubería según Hazen Williams:

$$V = 0.355C_L D^{0.63} S_f^{0.54}$$

C_L : Coeficiente de lisura de la tubería.

S_f : Perdidas de carga unitaria en $\frac{m}{m}$

V : Velocidad media $\frac{m}{seg.}$

D : Diámetro en metros.

Para tubería de 1" = 0.0254m, tenemos un tramo de 0.5m

$$V_1 = 1.249 \frac{m}{seg}$$

$$D_1 = 0.0254m$$

$C_L =$ Tubos rectos extremadamente lisos = 140.

$$(S_f)^{0.54} = \frac{1.249}{(0.355)(140)(0.0254)^{0.63}}$$

$$(S_f)^{0.54} = 0.254$$

$$S_f = 0.0791 \frac{m}{m}$$

$$h_f = L_1 S_f = (0.5)(0.0791)$$

$$h_{f10} = 0.0395m$$

para tubería de 2" = 0.0508m, tenemos un tramo de 2m

$$V_2 = 0.3124 \frac{m}{seg}$$

$$D_2 = 0.0508m$$

$$C_2 = 140$$

$$(S_f)^{0.54} = \frac{0.3124}{(0.355)(140)(0.0508)^{0.63}}$$

$$S_f = 0.0027 \frac{m}{m}$$

$$h_f = L_2 S_f = (2)(0.0027)$$

$$h_{f11} = 0.0054$$

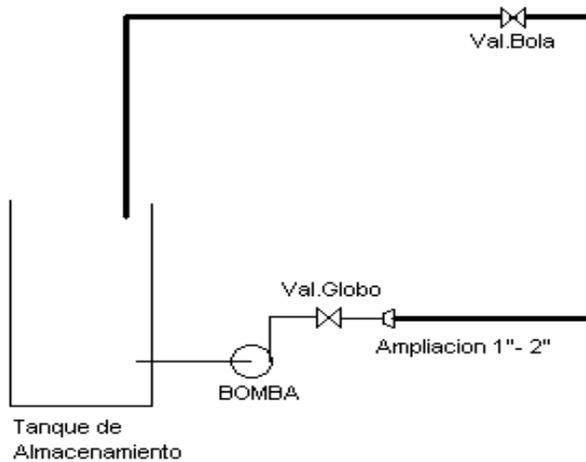
Perdidas totales para sección # 1.

$$H_T = H_c + h_{f1} + h_{f2} + h_{f3} + h_{f4} + h_{f5} + h_{f6} + h_{f7} + h_{f8} + h_{f9} + h_{f10} + h_{f11}$$

$$H_T = 0.35 + 0.0620 + 0.0447 + 0.795 + 0.94 \times 10^{-3} + 0.0716 + 0.0448 + 0.00567 + 0.00497 + 0.0395 + 0.0054 + .03$$

$$H_{T1} = 1.47343m \quad \text{Sección \#1(Ramal 1)}$$

4.1.4.2.B. Sección # 2. Esta sección esta comprendida desde la succión en el tanque de almacenamiento, hasta la parte superior donde se encuentra las placas de orificio.



Carga estática.

$$H_c = 1.60 - 0.3$$

$$H_c = 1.3m$$

a. Perdidas de carga por entrada del agua al tubo.

$$h_{f1} = 0.0620m$$

b. Perdidas por cambio de diámetro.

$$h_{f2} = 0.0447m$$

c. Perdidas por válvulas.

$$h_{f3} = 0.795m \quad \text{Válvula de 1"}$$

$$h_{f4} = 0.94 \times 10^{-3}m \quad \text{Válvula de 2"}$$

d. Perdidas por codos y tees estándar.

$$h_{f5} = 0.0716m \text{ Codos de 1"}$$

$$h_{f6} = 0.0448m \text{ existen 2 codos.}$$

$$h_{f6} = 0.03 m \text{ T de 1" (Flujo directo)}$$

$$h_{f7} = 0.1344m \text{ Codos de 2"}$$

Tenemos $K = 0.38$ tees con flujo directo.

$$h_{f8} = K_c \frac{V_2^2}{2g} = \frac{(0.38)(0.3124)^2}{2(9.8)}$$

$$h_{f8} = 0.0018m \quad \text{tees de 2" flujo directo.}$$

$$h_{f9} = 0.00567m$$

e. Perdidas de carga por fricción.

$$h_{f10} = 0.0395 \text{ Para tubería de 1"}$$

Con $S_f = 0.0027 \frac{m}{m}$ para tubería de 2" y una longitud de 8 m.

$$h_{f11} = L_2 S_f = (8)(0.0027) = 0.0216m$$

Perdidas totales sección #2

$$H_{T2} = 2.525m$$

4.1.4.3. Potencia Hidráulica De La Bomba.

$$\text{Potencia } H_p = \frac{rQH_t}{(N_f)76}$$

$$P = \text{Peso específico del agua en } \frac{kg}{m^3} = 1000 \frac{kg}{m^3}$$

$$Q = \text{Caudal} = 6.333 * 10^{-4} \frac{m^3}{seg.}$$

$$H_z = \text{Perdida total del sistema.}$$

$$N_f = \text{Eficiencia} = 50\% \text{ la eficiencia se disminuye por que la descarga es pequeña.}$$

Escogemos la sección donde hay mayores perdidas.

$$H_T = 2.525m$$

$$\text{Potencia} = \frac{(1000)(6.333 * 10^{-4})(2.525)}{(76)(0.5)}$$

$$\text{Potencia} = 0.042H_p$$

4.1.4.4 Criterios de selección de la motobomba.

NPSH = altura neta positiva de succión.

$$NPSH_{\text{DISPONIBLE}} = \frac{10 \cdot Pa}{?} - H_a - P_{ca} - \frac{10 - T_v}{?}$$

Existe una carga estática positiva en el lado de la succión de la bomba (MCL, metros, columna liquido).

P_a = Presión atmosférica en $\text{Kg/cm}^2 = 1 \text{ atm} = 1 \text{ Kg/cm}^2$

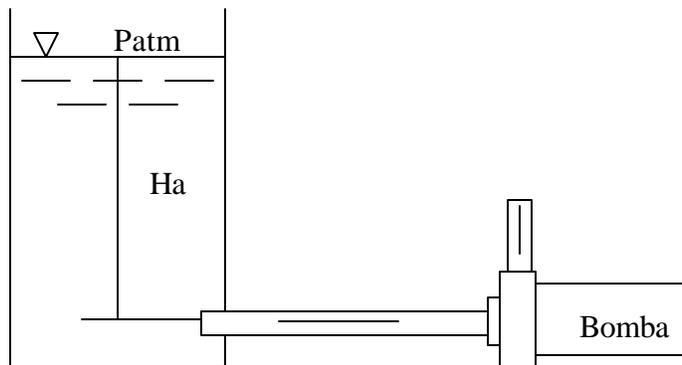
H_a = Altura geométrica de aspiración, en metro = $68 \text{ cm} = 0.68 \text{ m}$

P_{ca} = Perdidas de carga en la aspiración, en metros = 0.570 m

T_v = Tensión de vapor del liquido a la temperatura de bombeo, en $\text{Kg/cm}^2 = 0.0573 \text{ Kg/cm}^2$.

ρ = peso específico del liquido en Kg/dm^3

Altura máxima de bombeo = 1.40 m



La temperatura del fluido será la temperatura promedio ambiente local = 35° C , del cual obtenemos que las pérdidas de carga en la aspiración = 0.570 m (ver Anexo G. Tabla de influencia de temperatura en la aspiración de la bomba).

Así mismo obtenemos la tensión de vapor T_v y peso específico del liquido (agua)

$T_v = 0.0573 \text{ Kg/cm}$, $\rho = 0.9939 \text{ Kg/ dm}^3$ (ver Anexo H. Tabla tensión de vapor y peso específico del agua).

$$\text{NPSH}_{\text{DISPONIBLE}} = \frac{10 \cdot 1}{0.9939} - 0.68 - 0.570 - \frac{10 - 0.0573}{0.9939} = 8.23\text{m}$$

$$\text{NPSH}_{\text{disponible}} = 8.23\text{m}.$$

Como medida preventiva y de seguridad, para cubrir condiciones transitorias. Se recomienda añadir 0.5m al valor de NPSH_{Req} .

$$\text{NPSH}_d \geq \text{NPSH}_{\text{Req}} + 0.5\text{m} \quad \text{para que ocurra el fenómeno de la cavitación.}$$

En nuestro caso la succión de la bomba es positiva, por lo tanto se descartará el fenómeno de la cavitación, manteniendo el nivel de agua del tanque de almacenamiento por lo menos 15cm por encima de la succión.

Altura Manométrica (H).

$$H = H_g + P_c ; \quad H_g = H_a + H_i$$

H_g = altura geometrica.

P_c = Perdida de carga.

H_a = Altura de aspiración.

H_i = Altura de impulsión.

$H_a = 0$; $H_i = 1.40\text{m}$ (altura máxima de descarga)

$H_g = 1.40\text{m}$

$P_c = 2.525\text{m}$ (pérdida de carga en el tramo 2 de la tubería)

$H = 1.40 + 2.525$

$H = 3.925\text{m}$

Con la altura manométrica (H) y el caudal de trabajo 38 L/min. Nos remitimos al grafico (8) de selección de bombas y elegimos la que mas se ajuste a nuestro requerimiento.

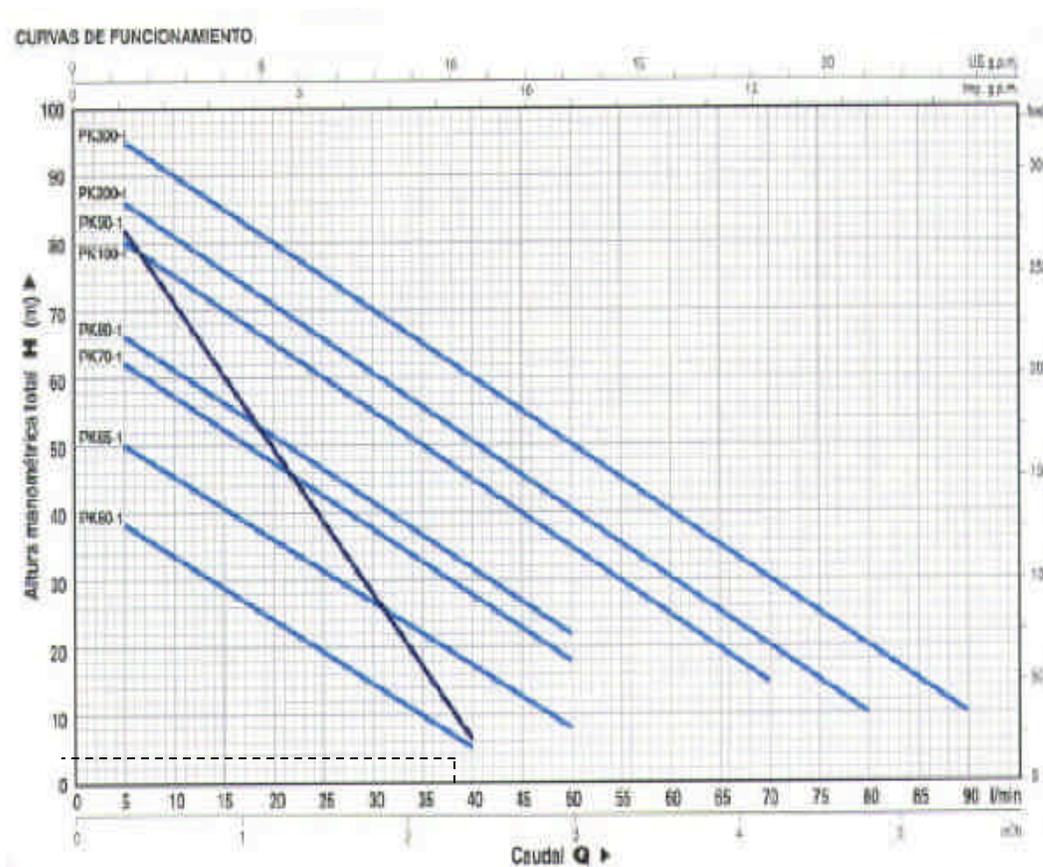


Grafico 8. Curvas de Funcionamiento

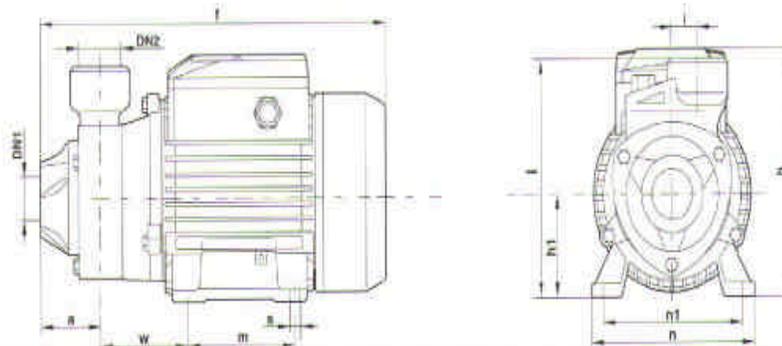
Se ha seleccionado el modelo PKm 60 monofásica de 0.5 HP y 40 L/min, para una altura manométrica máxima de 5 m.

DATOS DE FUNCIONAMIENTO

MODELO BOMBA		POTENCIA		Q														
Monofásica	Trifásica	kW	HP	m ³ /h	0	0.3	0.6	0.9	1.2	1.5	1.8	2.1	2.4	3.0	3.6	4.2	4.8	5.4
				l/min	0	5	10	15	20	25	30	35	40	50	60	70	80	90
PKm 60 ⁰ -1	PK 60 ⁰ -1	0.37	0.50	H m	40	38	33.5	29	24	19.5	15	10	5					
PKm 65 -1	PK 65 -1	0.50	0.70		55	50	45.5	40.5	36	31	26	22	17	8				
PKm 70 -1	PK 70 -1	0.60	0.85		65	62	57	52	47	42	37	32	27	18				
PKm 80 -1	PK 80 -1	0.75	1		70	66	61	56	51	46	41	36	31	22				
PKm 90 -1	PK 90 -1	0.75	1		90	82	71	60	49	38	26	16	5					
PKm 100-1	PK 100-1	1.1	1.5		85	80	75	70	65	60	55	50	45	35	25	15		
PKm 200-1	PK 200-1	1.5	2		90	86	81	76	71	65.5	60	55	50	40	30	20	10	
—	PK 300-1	2.2	3		100	95	90	85	80	75	70	65	60	50	40	30	20	10

H = ALTURA MANOMETRICA TOTAL EN METROS. Q = CAUDAL

Cuadro 2. Datos De Funcionamiento.



MODELO BOMBA		DN1	DN2	DIMENSIONES en mm										
Monofásica	Trifásica			a	f	h	h1	i	l	m	n	n1	w	s
PKm 60 ⁰ -1	PK 60 ⁰ -1	1"	1"	42	243	152	63	20	138	80	120	100	55	7
PKm 65 -1	—	1"	1"	48	258	152	63	20	143	80	120	100	55	7
—	PK 65 -1	1"	1"	48	250	152	63	20	143	80	120	100	55	7
PKm 70 -1	PK 70 -1	1"	1"	55	285	179	71	20	156	90	134	112	62	7
PKm 80 -1	PK 80 -1	1"	1"	55	285	179	71	20	156	90	134	112	62	7
PKm 90 -1	PK 90 -1	3/4"	3/4"	58	288	179	71	20	166	90	134	112	62	7
PKm 100-1	PK 100-1	1"	1"	55	322	203	80	20	174	100	152	125	85	9
PKm 200-1	—	1"	1"	55	342	203	80	20	174	100	152	125	85	9
—	PK 200-1	1"	1"	55	322	203	80	20	174	100	152	125	85	9
—	PK 300-1	1"	1"	55	342	203	80	20	174	100	152	125	85	9

Cuadro 3. Dimensiones De La Bomba.

4.1.4.5 Características de la bomba.

Revoluciones	:	3400 rpm
Potencia	:	½ HP.
H _{max} · Bombeo	:	2 – 35 metros.
Caudal	:	10 – 40 $\frac{\text{litros}}{\text{min}}$.
Consumo	:	0.37 KW.
Voltaje	:	110 – 115 V/60 Hz.
Corriente	:	4.5 A
Tipo	:	QB – 60 = PKm 60
Marca	:	PASCALLE

Motor eléctrico monofásico.

4.1.5. Capacidad Del Tanque De Almacenamiento. Para el calculo de la capacidad de la bomba determinamos que el flujo desalojado

$6.333 * 10^{-4} \frac{m^3}{seg.} (0.6333) \frac{\text{litros}}{\text{seg.}}$. Como el fluido va a estar en completa circulación por

ser este circuito cerrado, el agua se recalienta por fricción contra las paredes de la tubería y al calor que le transmite la bomba al cruzar ésta la carcasa y el rotor, teniendo en cuenta que se debe disponer de un tiempo determinado para que esta agua recalentada se enfríe antes de pasar nuevamente por la bomba, para evitar

el fenómeno de la cavitación para nuestro caso la tubería mide solamente 8.5m y tenemos la ventaja se enfríe al aire libre en el tanque de quietamiento y en el canal del vertedero. Además la práctica durara solo 1 minuto en cada caso. (Vertederos y placas de orificio) tiempo en el cual el agua no se calentara mucho; asumimos un factor de seguridad de 1.5

$$Q = \left[\frac{0.6333 \frac{\text{litros}}{\text{seg.}} * 60 \text{seg.}}{3.78} \right] (1.5) = 15 \text{ galones.}$$

Como tenemos que almacenar 15 galones $0.0567m^3$ obtenemos las dimensiones.

Ancho = 0.3m

Alto = 0.8m

Longitud = 0.24m

4.1.6. Capacidad Del Tanque De Quietamiento. El tanque de quietamiento es diseñado con el objeto de disipar la energía cinética que ha desarrollado el agua al pasar por la bomba centrífuga, este tanque solo será de nivel constante lo que nos asegura cabeza constante para las pruebas en el lado, en el cual intercambiaremos los vertederos esto hace que su dimensionamiento sea arbitrario.

Por tal motivo las dimensiones para este tanque deben acabar un caudal por lo menos mayor que 10 galones.

$$Q = \frac{(30)(25)(60)}{(1000)(3.78)} = 12 \text{ Galones.}$$

Este tanque debe tener unas rejillas para desacelerar el agua antes de entrar al vertedero.

Las dimensiones serán:

Longitud =25cm

Altura =60cm

Ancho =30cm

5. MATERIALES DE DISEÑO.

5.1. CRITERIOS DE SELECCIÓN DE MATERIALES.

Cuando se piensa seleccionar material para construir un equipo de laboratorio en hidráulica, se deben tener en cuenta muchos aspectos que jueguen un papel muy importante y que determinen en ciertos casos la magnitud misma del laboratorio.

Aspectos tales como: presupuesto disponible para construcción del laboratorio, área con que se cuenta para las instalaciones del laboratorio, fuentes de abastecimiento de agua para suministrar el caudal requerido para realizar las pruebas en el laboratorio, la filosofía misma del laboratorio y una infinidad de aspectos de igual importancia que desde luego deben ser tenidos en cuenta, con el fin de ajustar los diferentes parámetros a las necesidades y condiciones con que se cuenta.

En nuestro caso debido a las limitaciones de espacio disponibles en el laboratorio de maquinas hidráulicas donde se instalara este equipo, se hace necesario un

diseño pequeño que no ocupe tanto espacio, pero a su vez no limite sus funciones.

Por otro lado, un aspecto tan decisivo como el presupuesto disponible para construcción del laboratorio, es reducido, debemos acomodarlo a la selección de materiales, sin prescindir de buenos elementos que nos ofrezcan mayor durabilidad, resistencia etc. Que permitan un buen desempeño del equipo, haciéndolo mas económico y seguro.

También en este capítulo daremos una visión general del curso por seguir, en la escogencia del material usado para la construcción del equipo. Debido a que los elementos a instalar no ofrecen ningún grado de complejidad, ya que en este proyecto no se manejan grandes caudales, ni grandes esfuerzos que requieran de un estudio profundo, por lo tanto la escogencia del material se efectuara en base a los materiales y equipos que se encuentran en el mercado y a las necesidades del proyecto.

5.2. SELECCIÓN DE MATERIALES.

Existen muchas partes (casi todas) que tienen cargas tan ligeras, que una falla en resistencia es poco probable. Si el desgaste y la corrosión son poco probables después de pintar los tanques de aquietamiento y almacenamiento y la estructura que soporta el equipo, el único requerimiento que queda es el costo que será la base para la decisión.

5.2.1. Selección Del Tanque De Almacenamiento Y Aquietamiento. Como estos tanques tienen dimensiones pequeñas, y por lo tanto las capacidades de los mismos también lo serán, la selección del material es mas fácil, por esta razón hemos escogido una lámina galvanizada ACESCO de $\frac{1}{16}$ pulgadas (1.52mm)de

espesor con $W = 36.29 \frac{kg}{m^2}$

5.2.2. Selección Del Canal Del Vertedero. En este caso nuestro objetivo primordial es observar el efecto de la lamina vertiente, hemos decidido utilizar

Acrílico de 4mm de espesor y $W = 16 \frac{kg}{m^2}$ para todo el canal, el cual también es resistente a la corrosión atmosférica.

5.2.3. Selección De La Estructura De Soporte. Para este caso la estructura debe ser lo suficientemente rígida, pero a la vez lo mas liviana posible para poder moverla, por lo tanto para este caso, trabajamos con ángulos de acero SAE 1040 de 1" de ancho, $\frac{1}{8}$ pulgadas de espesor (2.54cm*0.31cm) y platina de acero SAE 1040 de 1" * $\frac{1}{8}$ pulgadas.

5.2.4. Selección De Vertederos. Es necesario tener en cuenta que para la escogencia del material para vertederos este debe ser resistente a la corrosión y al desgaste que ocasionara el flujo continuo del liquido cuando se hacen las pruebas y la corrosión del aire en el tiempo libre del equipo. Existen materiales que cumplen una o todas las especificaciones a la vez . El aluminio y sus aleaciones con su elevada relación de resistencia pero, la densidad del aluminio es $2.7 \frac{Kg}{cm^3}$.

El aluminio comercial es muy resistente a la corrosión atmosférica y al ataque de productos químicos, también tienen gran facilidad de mecanizado con relación a otros materiales como el acero. Considerando el costo y la resistencia del aluminio y sus aleaciones todas ellas están entre los materiales, desde el punto de vista de fabricación y economía.

5.2.5. Selección De Las Placas De Orificio. La placa de orificio se hará con lámina de acero galvanizado ACESCO de 1/16" (1.6 mm) de espesor que tenga buena dureza y resistencia a la corrosión.

Nota: Para la selección de estos materiales se contó con la asesoría de personal especializado (ingenieros y técnicos) en las áreas de metalmecánica y resistencia de materiales, los cuales basándose en su experiencia nos hicieron recomendaciones referentes a cada caso, las cuales estaban ajustadas a las disponibilidades del mercado y a los costos de los mismos.

6. MANUAL DE OPERACIONES Y MANTENIMIENTO.

Para el buen manejo de cualquier equipo y especialmente en el laboratorio es necesario un manual de operaciones. Deben seguir las instrucciones, tanto el personal a cargo como el estudiante. Así mismo se prolonga la vida de cualquier equipo al realizar el mantenimiento preventivo para el mismo.

6.1. MANUAL DE OPERACIONES.

Como el equipo tiene la alimentación por medio de una bomba centrífuga en un circuito cerrado de flujo, se debe arrancar ésta con flujo cero, ya que la potencia requerida en ese punto es mínima, esto permite que el motor alcance su velocidad antes de que se aplique la carga total, de la misma forma, antes de sacar de servicio la bomba debe cerrarse la válvula de descarga, eliminando de esta forma fenómenos que pueden deteriorar el sistema.

Lo anterior implica seguir los pasos dados a continuación para la adecuada operación, tanto para el equipo, como para el funcionamiento del mismo:

1. Limpiar los tanques de quietamiento y de almacenamiento y el canal del vertedero de cualquier suciedad acumulada para que no entre en el sistema de alimentación de la bomba, así mismo verificar que la tubería este limpia, y que no haya obstrucciones donde se ubican las platinas de orificio.
2. Llenar el tanque de almacenamiento y de quietamiento con agua por medio de llenado a mano o directamente del sistema de acueducto (verificar que las válvulas de drenaje estén cerradas al momento del llenado si este se hace directamente a los tanques.)
3. Verificar que la alimentación de energía eléctrica este disponible y que la toma de energía este en buen estado.

Hecho lo anterior iniciamos las prácticas de laboratorio.

6.1.1. Practica # 1. Medición De Caudal En Vertederos.

1. Sujetar el vertedero escogido para hacer las pruebas, a través de pernos en el canal.

2. Abrir la válvula de alimentación del tanque de aquietamiento, de igual manera verificar que las válvulas para los ramales de las placas de orificio estén cerradas.
3. Con la válvula de descarga cerrada poner en funcionamiento la bomba, verificar la presión de descarga, si es la indicada iniciar las prácticas
4. Escoger un caudal de los propuestos en el cuadro 4, los cuales están en función de la presión.
5. Abrir la válvula de descarga lentamente y verificar la presión en el manómetro, hasta llegar a la presión del caudal seleccionado.

En este momento se inician las pruebas para los vertederos. Tomados los datos, se cambia el vertedero otro de tipo diferente y se trabaja con el mismo caudal que se uso en el ensayo anterior.

Para el cambio del vertedero se sugieren los siguientes pasos:

1. Cerrar la válvula de descarga.
2. Apagar la bomba
3. Drenar el canal.
4. Cambiar el vertedero por otro.
5. Seguir los pasos del ensayo anterior.

Al terminar las pruebas con vertederos se debe drenar el sistema abriendo la válvula de descarga del tanque de aquietamiento.

6.1.2. Practica # 2 Medición De Caudal En Placas De Orificio.

1. Colocar la placa de orificio seleccionada en el ramal correspondiente (tipo estándar o en función del diámetro).
2. Abrir la válvula correspondiente al ramal seleccionado, verificar que la válvula del ramal adyacente este totalmente cerrada y de igual manera la válvula de alimentación del tanque de aquietamiento.
3. Con la válvula de descarga cerrada poner en funcionamiento la bomba.
4. Abrir la válvula de descarga lentamente hasta llegar a la presión necesaria para el caudal seleccionado.

Tomado los datos se cambia la placa de orificio por otra.

Para el cambio de la placa de orificio se seguirán los siguientes pasos:

1. Cerrar la válvula de descarga.
2. Apagar la bomba.
3. Drenar la tubería.
 - Abriendo la válvula de alimentación del tanque de aquietamiento.

- Abrir la válvula de drenaje del tanque de aquietamiento.
4. Cambiar la placa de orificio por otra.
 5. Seguir los pasos del ensayo anterior.

Al terminar el ensayo en el ramal seleccionado, se pasa al ramal adyacente repitiendo los mismos pasos de la practica anterior.

Cuando se terminan las pruebas de placas de orificio en los dos ramales, se debe drenar totalmente el sistema abriendo las válvulas de drenaje de los tanques de aquietamiento y almacenamiento.

6.2. PRUEBAS Y PRACTICAS.

6.2.1. Metodología Para Tomar Datos.

6.2.1.1. Vertederos. Se debe medir la altura de descarga (h), por medio del indicador.

6.2.1.2. Placas De Orificio. Se debe medir las diferencias de alturas (Δh) en los manómetros de mercurio.

6.2.2. Toma De Pruebas Y El Cálculo Del Caudal.

6.2.2.1. Vertederos. Se toma para cada vertedero una lectura correspondiente a la altura (h), graduando la válvula de descarga, con el valor del caudal seleccionado en función de la presión. Procediendo después a calcular los caudales correspondientes por medio de las siguientes fórmulas.

1. Vertedero rectangular.

$$Q = 2.952mbh^{\frac{3}{2}}$$

Donde:
$$m = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.011}{w} \right) \right] * \left[1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{\frac{3}{2}}$$

$$b = 0.3 \text{ m}$$

$$w = 0.1 \text{ m.}$$

2. Vertedero triangular.

$$Q = 1.42h^{\frac{5}{2}}.$$

3. Vertedero trapezoidal.

$$Q = 1.861bh^{\frac{3}{2}}$$

Donde: $b = 0.8m$

4. Vertedero circular.

$$Q = f m D_v^{\frac{5}{2}}$$

Donde: $m = 0.555 + \frac{D_v}{110h} + 0.041 \frac{h}{D_v}$

$$D = 0.0725m$$

$$f = \frac{h}{D_v} \text{ Cuadro (1)}$$

Luego de obtener el caudal para cada vertedero compararlo con el caudal real

(Q_R obtenido del cuadro 4) a través de la fórmula: $E_v = \frac{Q * 100}{Q_R}$

6.2.2.2. Placas De Orificio. Para cada placa de orificio se hace la lectura de la diferencia de altura (Δh), graduando la válvula de descarga con el valor de caudal seleccionado en función de la presión procediendo después a calcular los caudales correspondientes por medio de las siguientes fórmulas.

Placas de orificio.

$$Q = CA_0 \sqrt{2g\Delta h \left(\frac{\rho_m}{\rho} - 1 \right)}$$

Donde: $g = 9.8 \frac{m}{seg.^2}$

$$\rho_m = 13.595 \frac{kg}{m^3} \text{ (Mercurio)}$$

$$\rho = 1 \frac{kg}{m^3} \text{ (H}_2\text{O)}$$

Para placas de orificio con $d_0 = 1.64cm$, $d_1 = 5.08cm \Rightarrow \frac{A_0}{A_1} = 0.104cm^2$

Para placas de orificio con $d_0 = 2cm$, $d_1 = 5.08cm \Rightarrow \frac{A_0}{A_1} = 0.155cm^2$

$$R_e = \frac{V_1 D_1}{u}$$

$V_1 = Q_R \rightarrow Q_R =$ Seleccionado de la cuadro 4.

$$D_1 = 0.0508m$$

$$u = 0.897 * 10^{-6} m^2 / s$$

Con los valores de $\frac{A_0}{A_1}$ asumimos que el Reynolds no afecta los valores de C en el grafico (7), a través de estos obtenemos un caudal del cual extraemos el valor de la velocidad para hallar el Reynolds y así recalcular el valor de C real.

Luego de obtener los caudales correspondientes a cada practica comparamos con el caudal obtenido de la cuadro (4) y obtenemos la eficiencia a través de:

$$E_{po} = \frac{Q * 100}{Q_R}$$

6.3. MANUAL DE MANTENIMIENTO.

No es posible evitar la necesidad de mantenimiento del equipo, el medio ambiente que nos rodea es altamente agresivo, por consiguiente se debe reducir al mínimo las posibilidades de corrosión en el equipo, el cual se compone en su mayor parte de elementos metálicos. Se debe seguir las recomendaciones siguientes para el buen mantenimiento del mismo:

1. Resguardar el equipo de la intemperie.
2. Mantener el equipo en buen estado de limpieza y eliminar la suciedad de la superficie.

3. Drenar el equipo al finalizar las pruebas por medio de las válvulas de drenaje.
4. Disminuir hasta donde sea posible el movimiento de el.
5. Lijarlo y pintarlo cada año aproximadamente
6. Conservar limpios y en buen estado los instrumentos de medición (placas de orificio y vertederos).

Mantenimiento de la motobomba:

- Será necesario observar la pequeña fuga de líquido a través de la empaquetadura (si va con prensa-estopa o empaquetadura) pues ella es necesaria para que se verifique el cierre hidráulico, impidiendo la toma de aire, actuando al propio tiempo como líquido refrigerante de la empaquetadura y eje, evitando su desgaste. Una fuga excesiva nos indicará desgaste y debe repararse.
- El motor y la bomba han de girar sin vibraciones, saltos y ruido extraños.
- Es necesario que los rodamientos estén en todo momento convenientemente lubricados con aceite o grasa de calidad, según convenga y cambiarlo cada dos años o según tiempo de uso.
- Comprobar con asiduidad que el consumo de corriente del motor a la presión de trabajo de la bomba no exceder de los valores señalados en la placa.

- El cierre mecánico o retén automático no precisa atención alguna, pero jamás debe trabajaren seco ni con aguas sucias, arenosas o sólidos en suspensión, pues se rayaría sufriendo un desgaste prematuro y consiguiente fuga de agua.
- Limpiar el embobinado y cambiar las escobillas cada año o el equivalente por su tiempo de uso.

Cuadro 4. Valores de caudal (Q_r) recomendado para practicas de laboratorio.

Q_R (Lt/min)	PRESION (PSI)
32	14
30	18
28	22
26	26
24	30
22	34

Los valores de caudal máximos y mínimos no son útiles para practicas de laboratorio debido a su alto porcentaje de error, por esta razón se recomienda la utilización de esta tabla.

NOTA: la lectura en el manómetro debe ser constantemente vigilada, ya que debido a vibraciones y pequeñas burbujas de aire en el sistema pueden alterar las mediciones.

Cuadro 5. Resultado de pruebas y prácticas

1. VERTEDEROS

Q _R (Lt/min)	P (Psi)	V. RECTANGULAR			V. TRIANGULAR			V. TRAPEZOIDAL			V. CIRCULAR		
		h	Q	E _V	H	Q	E _V	h	Q	E _V	h	Q	E _V
32	14	0.81	28.8	90%	4.1	29.0	91%	2.3	31.1	97%	3.3	31.8	98%

h; en cm. Q ; en Lt/min

2. PLACAS DE ORIFICIO

Q _R (Lt/min)	P (Psi)	PLACA DE ORIFICIO EN FUNCION DEL DIÁMETRO						PLACA DE ORIFICIO TIPO ESTANDAR					
		DIAM. 1.6 cm			DIAM. 2.0 cm			DIAM. 1.6 cm			DIAM. 2.0 cm		
		Δh	Q	E _{po}	Δh	Q	E _{po}	Δh	Q	E _{po}	Δh	Q	E _{po}
32	14	5.8	27.6	86.4%	2.4	28.4	88.8%	7.0	30.42	95%	3.0	31.8	98%

Δh; en cm. Q ; en Lt/min

RECOMENDACIONES.

- Experimentar con el caudal determinado en los cálculos realizados para los vertederos y las placas de orificio de acuerdo a la tabla.
- Medir el flujo de descarga para la comparación con los datos obtenidos por las fórmulas correspondientes.
- Seguir el manual de mantenimiento y operaciones antes y después de realizar las prácticas de medición.
- No exceder el caudal para los vertederos, para evitar desbordamientos.

- No exceder el límite de llenado de los tanques de almacenamiento y de aquietamiento.
- No trabajar con el tanque de almacenamiento por debajo del límite mínimo de altura de agua.

CONCLUSIONES.

El equipo llamado “BANCO DE PRUEBA PARA LA MEDICION DE CAUDAL EN PLACA DE ORIFICIO Y VERTEDERO” presentado en esta tesis, cumple con las normas necesarias para que los estudiantes de la facultad de ingeniería mecánica de la Corporación Universitaria Tecnológica de Bolívar puedan conocer y realizar las practicas correspondientes a la medición de caudal en dichos elementos, así mismo conocer los diferentes dispositivos utilizados para ellos.

Con la entrega de este trabajo, el laboratorio de máquinas hidráulicas de la Corporación Universitaria Tecnológica de Bolívar, queda prácticamente dotado de la mayoría de los principales equipos necesarios para una mejor capacitación a los estudiantes.

La elaboración de este trabajo de grado conllevó a una serie de investigaciones que nos dejo como resultado una enseñanza profunda y clara sobre placas de orificio y vertederos, y de la hidráulica en general

Debido al carácter estrictamente didáctico de este banco de pruebas su uso está limitado a prácticas de laboratorio específicas, por esta razón su aplicación en el campo no es posible debido a que existen aparatos más exactos de medición.

BIBLIOGRAFIA

Ávila, Gilberto Sotelo. Hidráulica General (Volumen 1); Barcelona: Editorial Limusa; Pág. 241–299, Pág. 323 – 342.

Carnicer, Royo E, Mainar, Has C. Bombas Centrífugas; Primera Edición; Editorial Paraninfo Pág. 13 – 41.

Instituto Colombiano de Normas Técnicas. Normas colombianas para la presentación de tesis de grado. Santa fe de Bogotá 1994, normas ISO, INCONTEC.

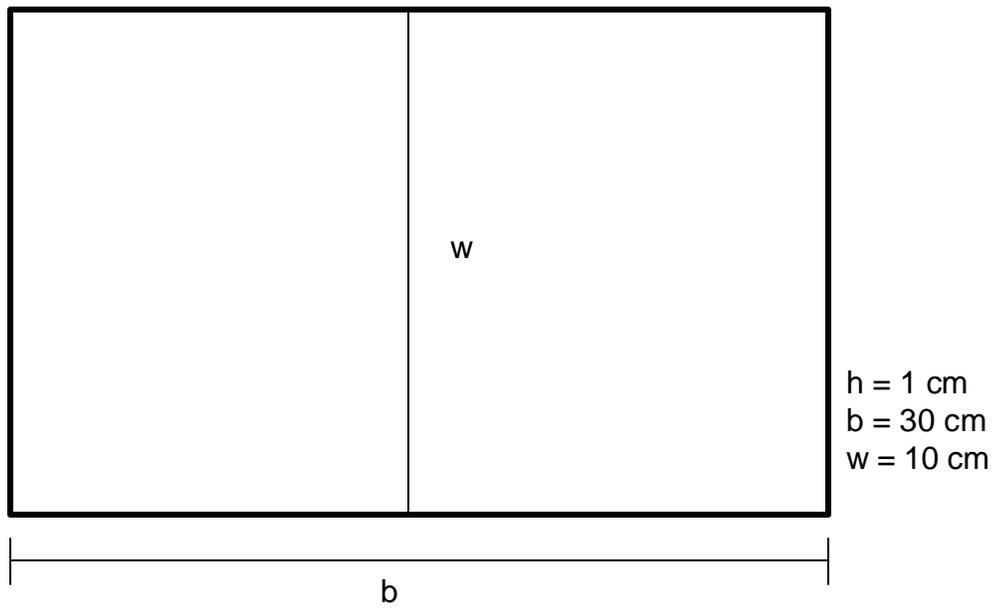
Metaix, Claudio. Mecánica De Fluidos Y Maquinas Hidráulicas. Segunda Edición. México: Editorial Del Castillo S.A., Pág. 55 – 56; Pág. 283 – 299.

Streeter, Victor L. Wylie, Benjamin E., Bedford, Keith W. Mecánica De Fluidos. Novena Edición; Santafé De Bogotá: Editorial Mc Graw Hill. Pág. 605 – 633; Pág. 474 – 487.

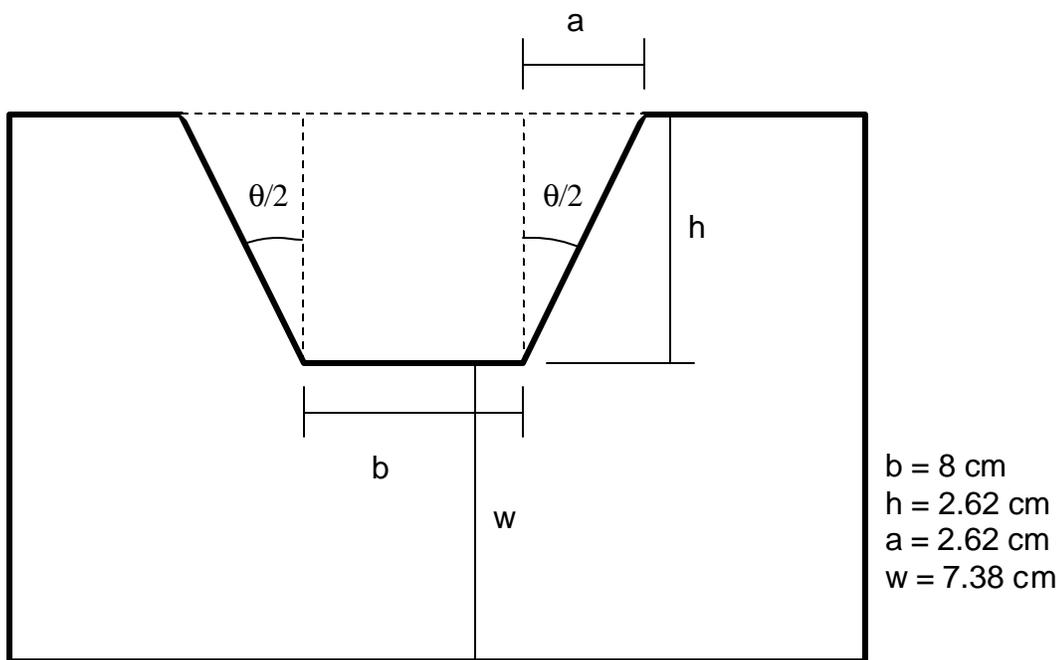
Villón, Máximo. Hidráulica de canales; Primera Edición. Editorial Tecnología De Costa Rica.; Pág. 381 – 396.

ANEXOS

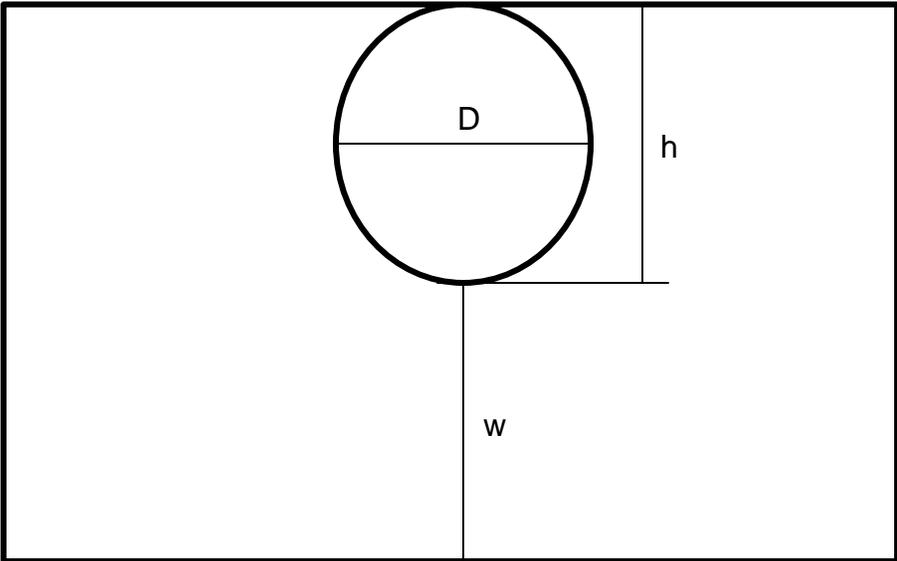
Anexo A. Vertedero Rectangular Sin Contracciones



Anexo C. Vertedero Trapezoidal

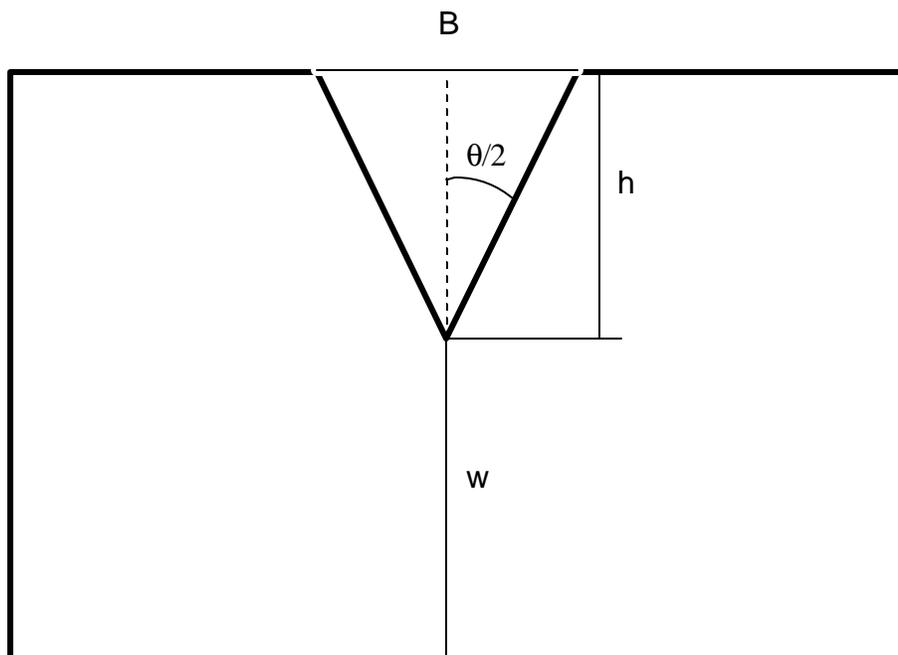


Anexo D. Vertedero Circular



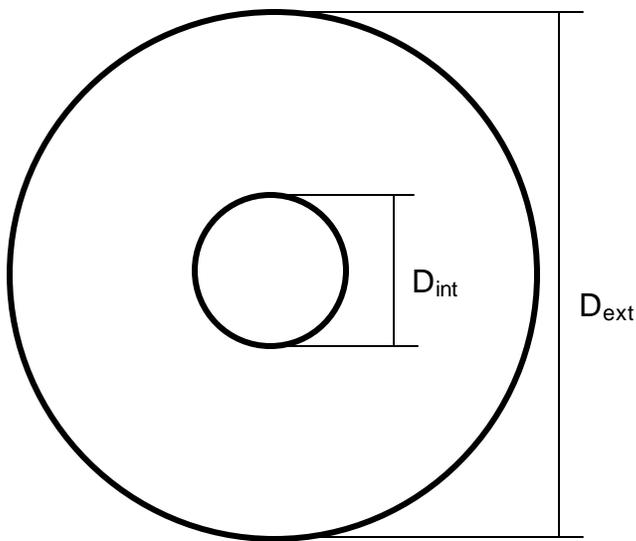
$h = 7.25 \text{ cm}$
 $D = 7.25 \text{ cm}$
 $w = 2.75 \text{ cm}$

Anexo B. Vertedero rectangular



$h = 4.56 \text{ cm}$
 $B = 9.12 \text{ cm}$
 $w = 5.44 \text{ cm}$
 $\theta = 90^\circ$

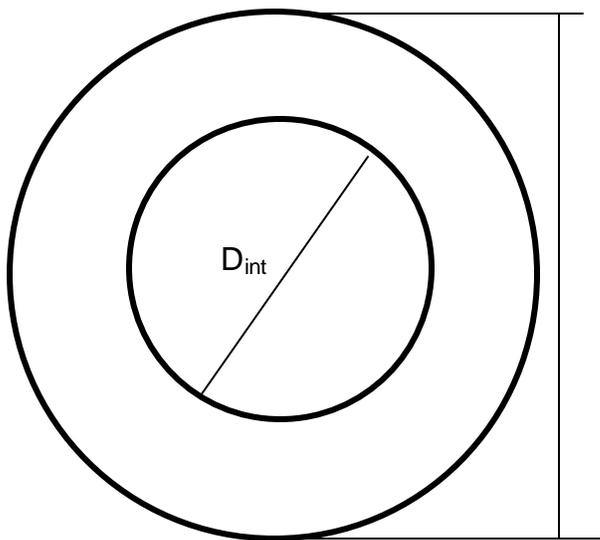
Anexo E. Placas de orificio # 1



$$D_{ext} = 8 \text{ cm}$$

$$D_{int} = 1.64 \text{ cm}$$

Anexo F. Placas de orificio # 2



$$D_{ext} = 8 \text{ cm}$$

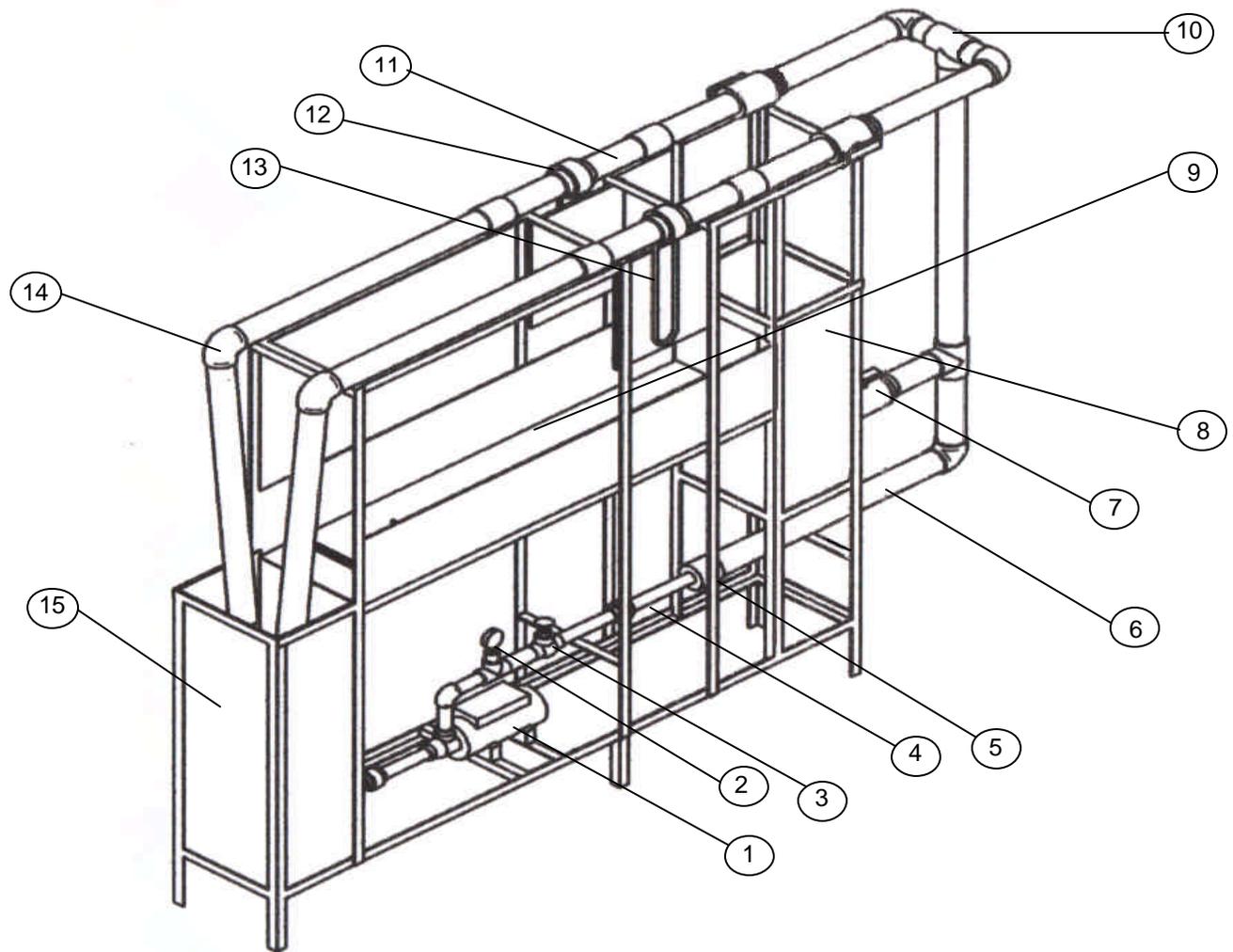
$$D_{int} = 2 \text{ cm}$$

Anexo G. Influencia de la temperatura en la aspiración de la bomba

Temperatura en °C	Reducción o pérdida de aspiración en metros
10	0,125
15	0.173
20	0,236
25	0,320
30	0,430
35	0.570
40	0,745
45	0.970
50	1,250
55	1,600
60	2.040
65	2,550
70	3.160
72	3.450
74	3,770
76	4,100
78	4,450
80	4,800
82	5,220
84	5,650
86	6,120
88	6,620
90	7.150
92	7,710
94	8,310
96	8,950
98	9,600
100	10.330

Anexo H. Tensión del vapor y peso específico del agua a diferentes temperaturas

t 'C	Tv kg/cm2	γ kg/dm3	t -C	Tv kg/cm2	γ kg/dm3	t "C	Tv kg/cm2	γ kg/dm3	t •C	Tv kg/cm2	γ kg/dm3
0	0,0062	0,9998	41	0,0793	0,9917	82	0,5234	0,9705	170	8,076	0,873
1	0,0067	0,9999	42	0,0836	0,9913	83	0,5447	0,9698	175	9,101	0,892
2	0,0072	0,9999	43	0,0881	0,9909	84	0,5667	0,9693	180	10,225	0,8869
3	0,0077	1,0000	44	0,0928	0,9905	85	0,5894	0,9687	185	11,456	0,8814
4	0,0083	1,0000	45	0,0977	0,9900	86	0,6129	0,968	190	12,800	0,876
5	0,0089	1,0000	46	0,1028	0,9898	87	0,6372	0,9667	195	14,265	0,8703
6	0,0095	0,9999	47	0,1082	0,9893	88	0,6623	0,9667	200	15,857	0,8645
7	0,0102	0,9999	48	0,1138	0,9889	89	0,6882	0,9659	205	17,585	0,8587
8	0,0109	0,9998	49	0,1197	0,9885	90	0,7149	0,9653	210	19,456	0,8528
9	0,0117	0,9997	50	0,1258	0,9880	91	0,7425	0,9646	215	21,477	0,8465
10	0,0125	0,9996	51	0,1322	0,9876	92	0,7710	0,9640	220	23,659	0,8403
11	0,0134	0,9995	52	0,1388	0,9871	93	0,8004	0,9632	225	26,007	0,8339
12	0,0143	0,9994	53	0,1457	0,9866	94	0,8307	0,9625	230	28,531	0,8272
13	0,0153	0,9993	54	0,1530	0,9861	95	0,8619	0,9619	235	31,239	0,8206
14	0,0163	0,9992	55	0,1605	0,9857	96	0,8942	0,9611	240	34,14	0,8136
15	0,0174	0,9990	56	0,1683	0,9852	97	0,9274	0,9604	245	37,244	0,8064
16	0,0185	0,9989	57	0,1765	0,9847	98	0,9616	0,9596	250	40,56	0,7992
17	0,0297	0,9987	58	0,185	0,9842	99	0,9969	0,9590	255	44,1	0,7918
18	0,021	0,9985	59	0,1939	0,9836	100	1,0332	0,9583	260	47,87	0,784
19	0,0224	0,9984	60	0,2031	0,9831	102	1,1092	0,9568	265	51,88	0,7759
20	0,0238	0,9982	61	0,2127	0,9826	104	1,1898	0,9554	270	56,14	0,7678
21	0,0253	0,9979	62	0,2227	0,9821	106	1,2751	0,9540	275	60,66	0,7593
22	0,0269	0,9977	63	0,233	0,9816	108	1,3654	0,9525	280	65,46	0,7506
23	0,0286	0,9974	64	0,2438	0,981	110	1,4609	0,9510	285	70,54	0,7416
24	0,0304	0,9972	65	0,255	0,9804	112	1,5618	0,9495	290	75,92	0,7323
25	0,0323	0,997	66	0,2666	0,98	114	1,6684	0,9479	295	81,6	0,7227
26	0,0343	0,9966	67	0,2787	0,9794	116	1,7809	0,9464	300	87,61	0,7124
27	0,0363	0,9964	68	0,2912	0,9788	118	1,8995	0,9448	305	93,95	0,7017
28	0,0385	0,9961	69	0,3042	0,9782	120	2,0245	0,9431	310	100,64	0,6906
29	0,0408	0,9957	70	0,3177	0,9777	122	2,1561	0,9414	315	107,69	0,6793
30	0,0432	0,9955	71	0,3317	0,9771	124	2,2947	0,9398	320	115,13	0,6671
31	0,0458	0,9952	72	0,3463	0,9765	126	2,4404	0,9381	325	122,95	0,654
32	0,0485	0,9949	73	0,3613	0,9759	128	2,5935	0,9365	330	131,18	0,6402
33	0,0513	0,9946	74	0,3769	0,9754	130	2,7544	0,9305	335	139,85	0,6257
34	0,0542	0,9942	75	0,3931	0,9748	135	3,192	0,9260	340	148,96	0,6093
35	0,0573	0,9939	76	0,4098	0,9742	140	3,685	0,9260	345	158,54	0,591
36	0,0606	0,9934	77	0,4272	0,9737	145	4,237	0,9216	350	168,63	0,5724
37	0,064	0,9932	78	0,4451	0,973	150	4,854	0,9169	355	179,24	0,5512
38	0,0675	0,9928	79	0,4637	0,9724	155	5,54	0,9121	360	190,42	0,5243
39	0,0713	0,9925	80	0,4829	0,9718	160	6,302	0,9073	365	202,21	0,4926
40	0,0752	0,9921	81	0,5028	0,9711	165	7,146	0,9023	370	214,68	0,4484



15	Tanque de Almacenamiento
14	Codo 90° PVC 2"
13	Manómetro de Mercurio
12	Unión Universal PVC 2"
11	Tubo de Acrílico 2"
10	Tees PVC 2"
9	Canal de Acrílico
8	Tanque de Aquietamiento
7	Válvula de Bola PVC 2"
6	Tubería PVC 2"
5	Ampliación 1" - 2"
4	Tubería PVC 1"
3	Válvula de Globo 1"
2	Manómetro
1	Motobomba ½ hp
Item	Descripción

Lista de materiales

BANCO DE PRUEBA PARA LA MEDICION DE CAUDAL	
<i>Para : LAB. MAQ. HUDRAULICAS</i>	<i>C.U.T.B.</i>
<i>Dibujo : EDILBERTO VASQUEZ RAFAEL E. GUTIERREZ</i>	
<i>Todas las medidas en milímetros</i>	<i>PLANO 1</i>
	<i>Fecha : 15 de marzo de 2002</i>